



Pedro Sucena Paiva de Calheiros e Menezes

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Comportamento mecânico de sistemas de reforço de paredes de alvenaria

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Eng.º Manuel Baião, Investigador Principal, LNEC

Co-orientador: Professor Fernando Pinho, Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Doutora Zuzana Dimitrovová, Professora Auxiliar, FCT-UNL

Arguente: Doutor Válder Lúcio, Professor Associado, FCT-UNL

Vogal: Eng.º Manuel Baião, Investigador Principal, LNEC



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio, 2017

Comportamento mecânico de sistemas de reforço de paredes de alvenaria

Copyright 2016, Pedro Sucena Paiva de Calheiros e Menezes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Gostaria de deixar um agradecimento especial ao Engenheiro Manuel Baião, meu orientador e ao Professor Fernando Pinho, meu co-orientador, pelos conhecimentos transmitidos, orientação e disponibilidade prestada ao longo deste trabalho.

Ao Engenheiro Vítor Silva, Dr. Jorge Silvério e Sr. José Gaspar, técnicos do laboratório da FCT, por toda a ajuda na preparação do ensaio experimental.

Ao Engenheiro Hugo Fernandes pela ajuda na preparação e durante o ensaio experimental.

Ao Engenheiro Jorge Leal, por ter feito possível o acompanhamento da obra do Palacete Barão de Santos, e à Professora Ana Manoel pela sua disponibilidade e aconselhamento.

Ao Engenheiro Vítor Silva e ao Engenheiro Rui Furtado Marques, da HCI Construções, pelo acompanhamento da obra da Av. Duque de Loulé e pelos elementos disponibilizados.

Às empresas Vimaplás e Lusical pela disponibilização da rede de fibra de vidro e da cal aérea hidratada, sem as quais este trabalho não seria possível.

A todos os meus amigos e colegas de curso, pelos bons momentos, amizade e cooperação ao longo deste percurso.

Um agradecimento especial à minha família e à Francisca, por todo o apoio, carinho e confiança depositados em mim ao longo desta etapa.

Resumo

Na presente dissertação analisa-se o comportamento mecânico de reforços de paredes de alvenaria de pedra. As paredes de alvenaria de edifícios antigos necessitam frequentemente de ser reforçadas, para melhorar a capacidade resistente desses edifícios, em particular às ações sísmicas. Elabora-se uma pesquisa bibliográfica, trabalhos de campo e estudam-se trabalhos de referência experimentais.

Apresenta-se neste trabalho um estudo experimental, em que se analisa o comportamento de um modelo de alvenaria de pedra irregular, reforçado com um revestimento de argamassa bastarda, que integra uma rede de fibras de vidro e confinamento transversal constituído por fitas de aço inox.

Realiza-se a modelação numérica de muretes de alvenaria ordinária com o programa SAP2000. Pretende-se assim analisar a distribuição de esforços e das deformações de uma estrutura em alvenaria.

Abstract

This dissertation analyses the mechanical behaviour of reinforced stone masonry walls. Old building's masonry walls frequently need to be reinforced in order to improve the resistant capacity of this structures, especially to seismic actions. It's elaborated a bibliographic research, fieldworks and experimental reference papers are studied.

In this work an experimental study is presented which analyses the behaviour of an irregular stone masonry model, reinforced with a lime-cement mortar coating, integrating a glass-fibre net and transversal confinement in the form of stainless steel ribbons.

Furthermore, a numerical modelling with the SAP2000 software will be developed. The goal is to deepen the analysis of the distribution of stresses and deformations of a masonry structure.

Capítulo 1 - Introdução

1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Planeamento da dissertação	2

Capítulo 2 - Enquadramento do tema

2.1	Considerações iniciais	3
2.2	Caracterização construtiva de edifícios antigos	3
2.3	Evolução do edificado	10
2.3.1	Considerações iniciais	10
2.3.2	Construção Pré-Pombalina	10
2.3.3	Construção Pombalina	12
2.3.4	Construção do tipo Gaioleiro	13
2.3.5	Estrutura do tipo Placa.....	15
2.4	Anomalias comuns em paredes de alvenaria de pedra	16
2.4.1	Considerações iniciais	16
2.4.2	Desagregação.....	16
2.4.3	Fendilhação.....	17
2.4.4	Esmagamento	18
2.4.5	Anomalias resultantes da ação da água.....	18
2.5	Principais modos de rotura de paredes de alvenaria	19
2.6	Soluções de reforço estrutural de paredes de alvenaria de pedra	22
2.7	Reboco armado – caracterização	25
2.8	Trabalho de campo.....	27
2.8.1	Considerações iniciais	27
2.8.2	Palacete no Príncipe Real (Lisboa)	27
2.8.3	Edifício na Av. Duque de Loulé, nº86 (Lisboa)	30

Capítulo 3 - Trabalhos experimentais de referência

3.1	Considerações iniciais	33
3.2	Trabalhos nacionais.....	34
3.3	Trabalhos internacionais	46

Capítulo 4 - Solução de reforço aplicada no murete

4.1	Considerações iniciais	53
-----	------------------------------	----

4.2	Execução do reforço do murete	54
4.2.1	Considerações iniciais	54
4.2.2	Aplicação da 1ª camada de reboco e colocação da rede de fibra de vidro	55
4.2.3	Execução do confinamento transversal	56
4.2.4	2ª Camada de reboco e nivelamento do lintel	57
4.3	Caracterização dos materiais	57
4.3.1	Murete	57
4.3.2	Argamassa de reboco.....	57
4.3.3	Rede de fibra de vidro.....	59
4.3.4	Fitas metálicas em aço inox	59
4.3.5	Outros materiais	61
4.4	Ensaio de compressão axial do murete reforçado	62

Capítulo 5 - Apresentação e análise de resultados

5.1	Considerações iniciais	65
5.2	Trabalho experimental	65
5.2.1	Ensaio de compressão	65
5.2.2	Análise comparativa com os trabalhos de referência.....	69
5.2.3	Análise comparativa da argamassa de revestimento	71
5.2.4	Medição da carbonatação	72
5.3	Modelação numérica.....	73
5.3.1	Introdução.....	73
5.3.2	Geometria e propriedades dos materiais do modelo numérico.....	73
5.3.3	Análise e discussão dos resultados obtidos	75

Capítulo 6 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1	Considerações iniciais	81
6.2	Conclusões	81
6.3	Desenvolvimentos futuros	82

Anexo I.....	83
--------------	----

Anexo II.....	91
---------------	----

Bibliografia	101
--------------------	-----

Índice de figuras

Figura 1.1 – Número de edifícios, por solução construtiva em Portugal em 2011	1
Figura 2.1 – Classificação de paredes de alvenaria de pedra segundo o número de panos	4
Figura 2.2 – Representação esquemática de uma parede com monolitismo	4
Figura 2.3 – Estrutura de paredes mestras de alvenaria de pedra	6
Figura 2.4 – Representação de nembos e arcos de descarga de edifícios de alvenaria ordinária	6
Figura 2.5 – Parede de compartimentação em tabique	7
Figura 2.6 – Representação esquemática de fundações.....	8
Figura 2.7 – Imagens de estruturas de pavimentos de diferentes tipologias.....	8
Figura 2.8 – Revestimentos de paredes de edifícios antigos	9
Figura 2.9 – Cronologia das tipologias construtivas.....	10
Figura 2.10 – Tipologias construtivas presentes na cidade de Lisboa	10
Figura 2.11 – Alçado de edifícios pré-pombalinos	11
Figura 2.12 – Andar de "ressalto" em Alfama	12
Figura 2.13 – Alçado de um edifício Pombalino.....	12
Figura 2.14 – Representação esquemática do piso térreo de edifícios Pombalinos	13
Figura 2.15 – Gaiola pombalina	13
Figura 2.16 – Planta das Avenidas Novas e de parede exterior dos edifícios Gaioleiros	14
Figura 2.17 – Edifício gaioleiro nas Avenidas Novas, em Lisboa	15
Figura 2.18 – Praça do Areeiro em 1956, em Lisboa.....	15
Figura 2.19 – Desagregação da fachada exterior de um edifício em Lisboa.....	16
Figura 2.20 – Destacamento do paramento exterior por desagregação.....	17
Figura 2.21 – Fendilhação numa parede resistente	17
Figura 2.22 – Representação esquemática de apoio de viga na alvenaria	18
Figura 2.23 – Ação da água como fator de deterioração	18
Figura 2.24 – Representação esquemática e imagem de diferentes tipos de derrube	20
Figura 2.25 – Representação esquemática e imagens exemplificativas do colapso por flexão.....	21
Figura 2.26 – Representação esquemática da técnica de refechamento de juntas	22
Figura 2.27 – Representação esquemática de gateamento em parede	23
Figura 2.28 – Representação esquemática de pregagens generalizadas.....	24

Figura 2.29 – Representação esquemática de pregagens transversais [36].....	24
Figura 2.30 – Representação esquemática de pregagens de costura [67]	24
Figura 2.31 – Representação esquemática de disposições das fitas de FRP [67].....	25
Figura 2.32 – Aplicação de uma rede de polímeros com revestimento de base cimentícia.....	26
Figura 2.33 – Aplicação da técnica de encamisamento numa fachada de alvenaria ordinária	26
Figura 2.34 – Fachada Norte e Este do Palacete Barão de Santos [29]	27
Figura 2.35 – Parede de frontal em cruz de Sto. André.....	28
Figura 2.36 – Injeção de calda de cal hidráulica	28
Figura 2.37 – Aplicação do reforço na parede exterior	29
Figura 2.38 – Exemplos de anomalias no revestimento	29
Figura 2.39 – Fachada do edifício antes [<i>Google Earth</i>] e durante a obra	30
Figura 2.40 – Paredes do Edifício da Av. Duque de Loulé	30
Figura 2.41 – Reabilitação dos elementos de madeira	31
Figura 2.42 – Interior do edifício em estudo na Av. Duque de Loulé	32
Figura 2.43 – Lâmina de betão armado aplicada nas paredes de alvenaria existentes.....	32
Figura 2.44 – Representação esquemática do recalçamento das paredes de alvenaria	32
Figura 3.1 – Gráfico força/tensão – deslocamento/extensão dos muretes de referência.....	35
Figura 3.2 – Representação esquemática de murete simples e reforçado.....	35
Figura 3.3 – Gráfico força – deslocamento dos muretes da solução IV	36
Figura 3.4 – Solução I de Pinho	36
Figura 3.5 – Aspeto final dos muretes antes do ensaio à compressão	37
Figura 3.6 – Representação esquemática da instrumentação das fitas	38
Figura 3.7 – Comparação de resultados dos muretes de referência de Pinho com o M36 de Morais	38
Figura 3.8 – Comparação dos muretes ensaiados com os da respetiva linha de investigação	39
Figura 3.9 – Representação esquemática dos modelos não reforçados e reforçados.....	40
Figura 3.10 – Reforço do modelo em alvenaria de pedra.....	41
Figura 3.11 – Representação esquemática do sistema de reforço aplicado	42
Figura 3.12 – Representação dos blocos de alvenaria	43
Figura 3.13 – Fendilhação observada num dos muretes de referência.....	43
Figura 3.14 – Fendilhação observada num dos muretes reforçados com confinamento transversal	44
Figura 3.15 – Fendilhação observada num dos muretes reforçado com injeção de caldas.....	44

Figura 3.16 – Avaliação do comportamento cíclico da parede e do reforço com reboco armado.....	45
Figura 3.17 – Pormenores da aplicação do reforço	45
Figura 3.18 – Organização e elementos principais do sistema CAM	46
Figura 3.19 – Gráfico comparação de fita de aço inox com e sem ligação	47
Figura 3.20 – Ensaio de painel realizados por M. Dolce et al.	47
Figura 3.21 – Ensaio realizados às colunas	48
Figura 3.22 – Vista de alguns muretes antes e após a sua construção	49
Figura 3.23 – Métodos de modelação para estruturas de alvenaria.....	49
Figura 3.24 – Geometria de uma célula segundo o método micromecânico.....	50
Figura 3.25 – Subdivisões e características geométricas adotadas	50
Figura 3.26 – Representação esquemática dos diferentes modelos de alvenaria	51
Figura 4.1 – Representação esquemática do murete antes de ser reforçado	53
Figura 4.2 – Representação esquemática da preparação do murete para a 2ª camada de reboco	54
Figura 4.3 – Identificação das faces do murete	54
Figura 4.4 – Trabalhos de preparação do murete.....	55
Figura 4.5 – Execução da 1ª Camada de reboco armado	56
Figura 4.6 – Confinamento transversal com fitas metálicas	56
Figura 4.7 – Execução da 2ª camada de reboco e colocação das redes de reforço.....	57
Figura 4.8 – Agregados e ligantes utilizados	58
Figura 4.9 – Curvas granulométricas das areias de rio e areeiro	58
Figura 4.10 – Sistemas de ensaio utilizados.....	59
Figura 4.11 – Elementos do sistema de fixação por fitas <i>Band-It</i>	60
Figura 4.12 – Sistema de ensaio de resistência à tração da fita metálica	61
Figura 4.13 – Gráfico tensão – extensão das fitas metálicas	61
Figura 4.14 – Argamassa de nivelamento do lintel e peças metálicas	62
Figura 4.15 – Sistema de ensaio de compressão axial.....	62
Figura 4.16 – Sistema de ensaio de compressão axial.....	63
Figura 5.1 – Gráfico força – deslocamento	66
Figura 5.2 – Gráfico força – tempo.....	66
Figura 5.3 – Danos verificados no murete durante o ensaio de compressão.....	67

Figura 5.4 – Gráfico força – extensão da fita instrumentada ($z=0,85$)	67
Figura 5.5 – Danos do murete	68
Figura 5.6 – Pontos singulares do murete pós-rotura	68
Figura 5.7 – Comparação da força de rotura do M229 com os da solução IV de Pinho (M34, M29 e M27)....	69
Figura 5.8 – Comparação da energia dissipada a 100% F_{max} do M229 com os da solução IV de Pinho	70
Figura 5.9 – Comparação com muretes confinados transversalmente.....	70
Figura 5.10 – Vista 3D dos muretes de Pinho modelados no programa SAP2000	74
Figura 5.11 – Vistas do murete reforçado, M229, modelado no programa SAP2000	74
Figura 5.12 – Apresentação e comparação dos deslocamentos obtidos em ensaio e no modelo numérico... 76	
Figura 5.13 – Análise comparativa dos deslocamentos obtidos em ensaio e no modelo numérico	77
Figura 5.14 – Sistema de coordenadas locais, das tensões dos “ <i>solids</i> ” e “ <i>frames</i> ”	77
Figura 5.15 – Distribuição de esforços S33 do modelo numérico em MPa	78
Figura 5.16 – Distribuição das tensões S11 e S22 do modelo numérico em MPa	79
Figura A.1 – Curva granulométrica da areia de rio	84
Figura A.2 – Curva granulométrica da areia de areeiro	85
Figura A.3 – Provetes prismáticos 4x4x16 [cm]	85
Figura A.4 – Absorção de água por capilaridade da 1ª camada.....	87
Figura A.5 – Absorção de água por capilaridade da 2ª camada.....	87
Figura A.6 – Sistema de ensaio de absorção de água por capilaridade.....	88
Figura A.7 – Gráfico do ensaio de permeabilidade ao vapor de água	89
Figura A.8 – Sistema de ensaio de permeabilidade ao vapor de água	89

Índice de tabelas

Tabela 3.1 – Trabalhos de referência.....	33
Tabela 3.2 – Breve caracterização dos materiais utilizados	34
Tabela 3.3 – Comportamento mecânico dos muretes de referência	34
Tabela 3.4 – Características da argamassa de reboco utilizada na solução IV de Pinho	35
Tabela 3.5 – Resultados do ensaio de compressão axial da solução IV	36
Tabela 3.6 – Características das fitas metálicas utilizadas.....	37
Tabela 3.7 – Resultados obtidos do ensaio de compressão axial	38
Tabela 3.8 – Esforços verticais aplicados nos diferentes modelos.....	41
Tabela 3.9 – Comparação dos resultados obtidos	46
Tabela 3.10 – Síntese dos resultados obtidos nos ensaios de dois painéis.....	48
Tabela 3.11 – Propriedades físicas e mecânicas das redes.....	51
Tabela 3.12 – Detalhes do planeamento dos ensaios	52
Tabela 4.1 – Composição da argamassa do revestimento, por amassadura.....	55
Tabela 4.2 – Baridades das areias e ligantes	58
Tabela 4.3 – Caracterização mecânica e física da argamassa endurecida.....	59
Tabela 4.4 – Ensaio de resistência à tração da zona corrente das fitas.....	60
Tabela 4.5 – Ensaio de resistência à tração da zona de fecho das fitas	60
Tabela 5.1 – Comparação com campanha experimental de Pinho	69
Tabela 5.2 – Comparação das extensões medidas para a força máxima	71
Tabela 5.3 – Comparação da argamassa utilizada com o micro-betão da solução IIB e Pinho.....	72
Tabela 5.4 – Propriedades dos materiais.....	75
Tabela A.1 – Baridade do cimento	83
Tabela A.2 – Baridade da cal aérea	83
Tabela A.3 – Baridade da areia de rio.....	83
Tabela A.4 – Baridade da areia de areeiro	83
Tabela A.5 – Análise granulométrica da areia de rio	84
Tabela A.6 – Análise granulométrica da areia de areeiro	84

Tabela A.7 – Resistência mecânica da argamassa endurecida	85
Tabela A.8 – Módulo de elasticidade dinâmico da argamassa endurecida	86
Tabela A.9 – Absorção de água por capilaridade da argamassa endurecida da 1ª camada	86
Tabela A.10 – Ensaio de absorção de água por capilaridade da 1ª camada	86
Tabela A.11 – Absorção de água por capilaridade da argamassa endurecida da 2ª camada	87
Tabela A.12 – Ensaio de absorção de água por capilaridade da 1ª camada	87
Tabela A.13 – Determinação da massa volúmica real e aparente, e da porosidade aberta	88
Tabela A.14 – Variação de massas em função do tempo do conjunto “provetes + cápsula seca”	88
Tabela A.15 – Cálculo do coeficiente de permeabilidade ao vapor de água	89
Tabela A.16 – Resultados do ensaio de permeabilidade ao vapor de água	89

Abreviaturas e notações escalares latinas

Abreviaturas

AFRP – Polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de aramida (do inglês, *Aramid Fibre Reinforced Polymer*)

AISI – American Iron and Steel Institute

CAM – *Masonry Active Ties | Manufact Active Confining*

CEN – Comité Europeu de Normalização

CMV – Câmara Municipal de Viseu

DEC – Departamento de Engenharia Civil

ETICS – *External Thermal Insulation Composite Systems*

FCG – Fundação Calouste Gulbenkian

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologias

FRP – Polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras contínuas (do inglês, *Fibre Reinforced Polymer*)

GFRP – Polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de vidro (do inglês, *Glass Fibre Reinforced Polymer*)

INE – Instituto Nacional de Estatística

IPT – Instituto Politécnico de Tomar

ISA – Instituto Superior de Agronomia

LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NESDE – Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC

STAP – Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas

TRM – *Textile Reinforced Mortars*

UNL – Universidade Nova de Lisboa

Notações escalares latinas

3D – três dimensões

a/c – relação água/cimento

a/l – relação água/ligante

CCap – coeficiente de absorção de água por capilaridade

CC – célula de carga

d – mínima dimensão do agregado

D – defletómetro; máxima dimensão do agregado

E – extensómetro

E_{din} – módulo de elasticidade dinâmico

E_{sec} – módulo de elasticidade secante

h – hora

HR – humidade relativa

M – modelo experimental, murete

MVA – massa volúmica aparente

MVR – massa volúmica real

PVA – permeabilidade ao vapor de água

R_{comp} – resistência à compressão

R_{flex} – resistência à flexão

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Considerações iniciais

Portugal é um país rico no que toca a património cultural. Nos dias que correm tomar ações de preservação deste património é uma prioridade. O património imobiliário do país tem vindo a ser alvo de reabilitação e conservação, conceitos que se têm estendido até aos bairros históricos das cidades, ao invés do que se observava até há cerca de cinquenta anos atrás, em que apenas as construções especiais eram alvo de alguma preocupação [5]. Como se pode observar na Figura 1.1, as estruturas em alvenaria estão vastamente presentes em Portugal, o que reitera a necessidade de soluções construtivas para a reabilitação das mesmas.

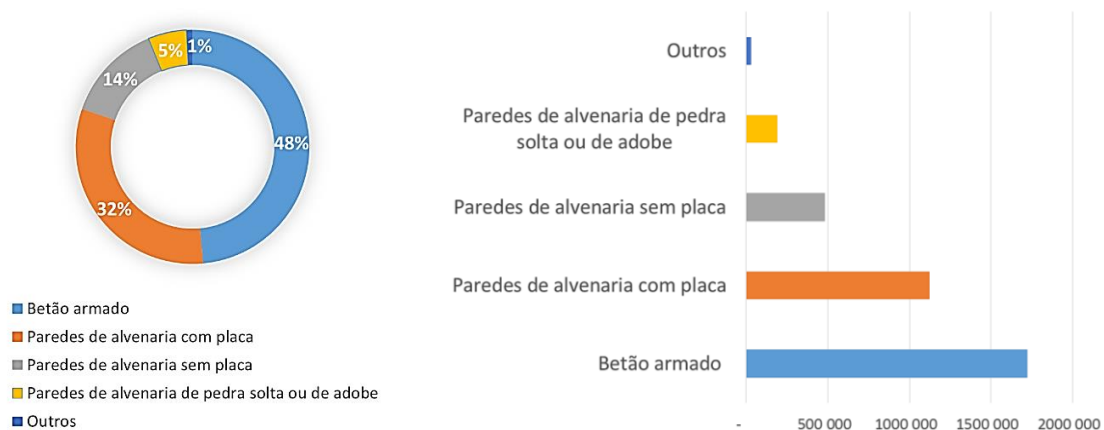


Figura 1.1 – Número de edifícios, por solução construtiva em Portugal em 2011 [35]

A reabilitação de edifícios tem estado a crescer nos últimos anos, que se têm revelado difíceis para o mercado da construção nova. Sendo assim, torna-se cada vez mais pertinente a discussão sobre os critérios a seguir nos processos de intervenção de edifícios antigos, de modo a promover a prática de soluções adequadas tanto a nível construtivo como estrutural. Tem sido frequente ignorar as limitações que os edifícios antigos apresentam, provenientes tanto do envelhecimento e degradação, como das alterações que foram introduzidas ao longo do tempo, por exemplo o aumento do número de pisos e a demolição de paredes. Grande parte destes edifícios não cumprem as exigências de segurança estrutural, estabelecidas na regulamentação técnica moderna, mesmo para as ações gravíticas.

A hipótese de se impor um plano de intervenção no edificado existente, para resolver os problemas de segurança sísmica, é uma realidade distante. Este tipo de iniciativa apenas se verifica nos casos de catástrofe, em que a memória próxima leva a decisões extremas. Refira-se o caso do terramoto de Lisboa que foi sucedido pela implementação de um sistema estrutural e construtivo de elevada qualidade.

A reabilitação em larga escala das tipologias construtivas mais vulneráveis, é uma das soluções que mais contribui para a mitigação do risco sísmico global, justificando-se a procura de soluções de reforço e a identificação das mais eficazes [6].

Com esta ideia em mente, está definido o enquadramento para o plano de trabalhos da presente dissertação.

1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo estudar o comportamento mecânico de sistemas de reforço de paredes de alvenaria. Para tal, caracteriza-se com mais detalhe a solução de reboco armado, com confinamento transversal. Este trabalho insere-se na linha de investigação iniciada em 2007 por Pinho [62].

Apresenta-se uma pesquisa bibliográfica, onde se abordam os conceitos mais importantes para a compreensão do tema. Realizou-se em seguida uma pesquisa de campo que consiste em dois casos de estudo de obras de reabilitação, em que se aplicaram o sistema de reboco armado, com o objetivo de proporcionar um enquadramento do tema e uma compreensão das condicionantes desta solução numa aplicação real.

O trabalho experimental pretende simular o nêmo de um edifício de alvenaria tradicional e desenvolve uma solução que permita a conciliação da mesma com a arquitetura do edifício a reabilitar. O principal objetivo deste reforço é melhorar o comportamento da estrutura face a ações sísmicas. Após a aplicação do reforço realiza-se um ensaio de compressão axial, com o objetivo de quantificar a resistência à compressão do murete.

Realiza-se um modelo analítico, que simula o comportamento de um murete de alvenaria. Para tal, recorreu-se ao programa SAP2000, que embora não seja o programa ideal para a análise de alvenaria de pedra, permite a modelação simplificada da solução em estudo. Com esta análise pretende-se obter um conhecimento mais aprofundado dos esforços internos e deslocamentos do murete.

1.3 Planeamento da dissertação

A presente dissertação está dividida em seis capítulos:

O primeiro capítulo contém a introdução que descreve o contexto, objetivos e a estrutura da dissertação.

O segundo capítulo consiste numa análise do estado do conhecimento de edifícios de alvenaria tradicional, onde se realiza uma caracterização construtiva dos edifícios antigos, a descrição da evolução do edificado, a análise das anomalias comuns em paredes de alvenaria de pedra, dos principais modos de rotura de paredes de alvenaria, das soluções de reforço estrutural de alvenaria de pedra e também uma caracterização do método de reboco armado como solução de reforço estrutural. São analisados dois casos de estudo, que dão enfoque ao estado de conservação dos edifícios e a intervenção realizada no contexto da presente dissertação.

No terceiro capítulo apresentam-se catorze trabalhos experimentais, nacionais e internacionais, que se inserem no tema em análise na presente dissertação.

O quarto capítulo dá a conhecer a solução de reforço aplicada no murete. Nele se inclui o planeamento e a execução da solução de reforço, a caracterização dos materiais utilizados, a descrição do sistema e procedimentos do ensaio de compressão axial.

No quinto capítulo são apresentados, discutidos e comparados os resultados provenientes do ensaio de compressão. É ainda descrita a simulação numérica, realizada no programa SAP2000, que inclui a definição da geometria do modelo, as propriedades adotadas e a apresentação dos resultados obtidos.

No sexto capítulo expõem-se as conclusões e apresentam-se propostas para desenvolvimentos futuros.

O documento termina com os anexos, que contêm diversas informações adicionais, seguido da apresentação das referências bibliográficas.

Capítulo 2 - Enquadramento do tema

2.1 Considerações iniciais

Neste capítulo realiza-se uma pesquisa bibliográfica que tem como objetivo abordar os seguintes temas: caracterização construtiva de edifícios, evolução do edificado, anomalias comuns em paredes de alvenaria de pedra, principais modos de rotura de paredes de alvenaria, soluções de reforço estrutural de alvenaria de pedra e uma caracterização da técnica de reboco armado.

É ainda realizada uma pesquisa de campo que consiste na apresentação de dois casos de estudo: um palacete histórico na Praça do Príncipe Real e um edifício multifamiliar na Avenida Duque de Loulé, ambos na cidade Lisboa.

2.2 Caracterização construtiva de edifícios antigos

Considerando como edifícios antigos aqueles que foram construídos até ao início dos anos 40 do séc. XX e sendo o foco da dissertação o reforço de paredes de alvenaria de pedra, procede-se à caracterização da mesma e dos elementos principais de um edifício. A alvenaria utilizada neste tipo de construção apresenta diversas combinações de materiais utilizados na sua composição, bem como de técnicas de aplicação. A alvenaria pode ser, por exemplo, de pedra, de tijolo ou mista. A pedra pode ser granito, xisto, calcário ou outra, consoante a disponibilidade na região. Os tijolos podem ser de barro cozido ao sol, como é o caso do adobe, ou em fornos. A argamassa pode variar entre terra mais ou menos argilosa, barro e misturas de areia e cal aérea, sendo as areias mais ou menos argilosas consoante a região, o local e a forma de extração. Em termos gerais, um edifício de alvenaria de pedra tradicional é constituído por fundações, paredes, pavimentos, escadas e cobertura, como principais elementos estruturais. Nas paredes são aplicados os revestimentos e finalmente os acabamentos.

- **Paredes**

A alvenaria de pedra talhada assente a seco ou com argamassa de cal e areia, coexiste com a alvenaria de pedra irregular, em que a matriz de argamassa é muito mais extensa. Estas variantes têm uma característica comum, que condiciona a utilização da alvenaria enquanto material estrutural: a sua reduzida capacidade de resistência à tração. A alvenaria de pedra sendo um material heterogéneo, composto por pedras e argamassa, tem uma capacidade resistente que depende das propriedades de cada um dos seus componentes, assim como da qualidade de construção.

A resistência à compressão de uma alvenaria de pedra tradicional é variável, dependendo bastante da sua largura e qualidade de construção, sendo bastante superior à resistência à tração, que é muitas das vezes praticamente nula, apresentando um modo de rotura frágil. Estas características contribuem para que a alvenaria seja um material adequado para a aplicação em elementos sujeitos a esforços verticais. Por este motivo, a alvenaria está presente em fundações, paredes, pilares, arcos e abóbadas, como veremos na sequência deste capítulo.

As paredes de alvenaria têm um aspeto e qualidade bastante variável, dependendo do tipo de aparelho, do tipo de assentamento e do número de panos. A Figura 2.1 ilustra alguns exemplos de secções transversais de paredes de alvenaria, pano simples, pano duplo sem e com enchimento [54].

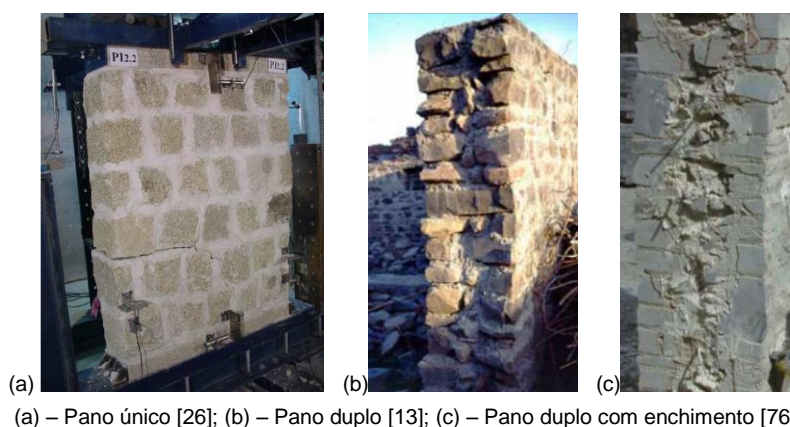


Figura 2.1 – Classificação de paredes de alvenaria de pedra segundo o número de panos

O desfasamento das juntas entre unidades de alvenaria, de modo a criar um imbricado que dificulte a progressão das fendas, é aplicado tanto nas alvenarias de pedra aparelhada como de pedra irregular ou de tijolo. O perpianho, pedra que atravessa a espessura da parede de um lado ao outro, utilizado nas alvenarias de pedra aparelhada e também na alvenaria de pedra irregular de boa qualidade, é essencial para garantir a integridade e o monolitismo da parede, Figura 2.2. Nas paredes de alvenaria de tijolo esta função é desempenhada por tijolos colocados atravessados.

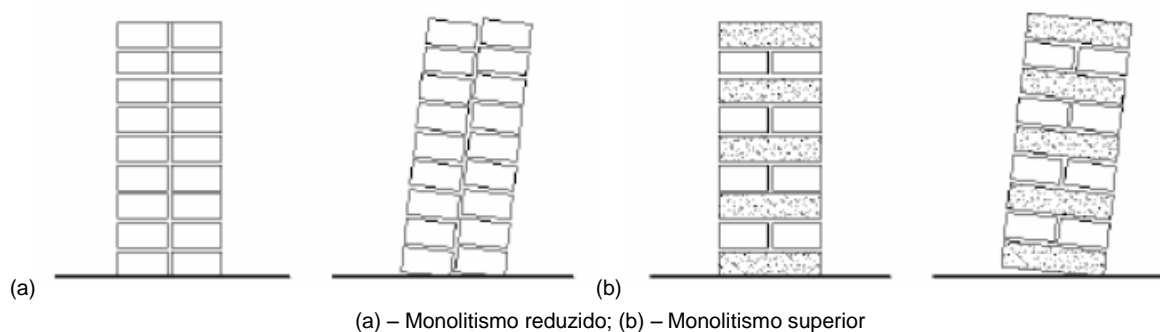


Figura 2.2 – Representação esquemática de uma parede com monolitismo [30]

O contraventamento do edifício, através da ligação entre elementos, é outro aspeto essencial para garantir a sua resistência e estabilidade. A consolidação da alvenaria é tanto melhor quanto mais eficazes forem as ligações entre os elementos constituintes e pode ser fortalecida com a colocação de peças metálicas de ligação, que nas construções antigas eram de ferro forjado. Uma solução corrente em edifícios antigos consiste na aplicação de varões de ferro, ancorados nas extremidades das paredes.

A madeira possui uma resistência variável de espécie para espécie, mas que é usualmente da mesma ordem de grandeza em tração e em compressão, considerando a mesma direção de carregamento: sendo as resistências maiores na direção das fibras do que na direção perpendicular. Quer isto dizer que a madeira pode ser utilizada em elementos sujeitos não só à tração ou à compressão, mas também à flexão, permitindo aplicações distintas na alvenaria, para além de ser mais leve.

Nos edifícios antigos de alvenaria, a madeira é utilizada principalmente em pavimentos coberturas e escadas. Na época Pombalina a madeira passa a ser utilizada tanto em paredes exteriores como interiores, constituindo uma estrutura tridimensional, designada por “gaiola”, que contribui para o contraventamento do edifício. Nos edifícios “gaioleiros” a construção destes elementos é alterada significativamente, com consequências para o comportamento estrutural dos edifícios.

As paredes dos edifícios são classificadas como mestras ou de compartimentação. As paredes mestras são normalmente consideradas paredes resistentes e têm grande espessura, condicionada, entre outros aspetos, pelos esforços atuantes, principalmente de compressão, mas também de corte e de flexão, sem descurar a importância da esbelteza. As paredes de compartimentação, por sua vez são geralmente tabiques de madeira, que no caso dos edifícios “Pombalinos” e até de alguns “pré-Pombalinos”, desempenham um papel essencial no contraventamento horizontal, devido à sua interligação com os pavimentos e as paredes mestras [5].

A partir da segunda metade do século XIX, assiste-se ao desaparecimento da construção de tabiques em madeira, à qual se sucedem outras soluções cada vez mais simples em alvenaria de tijolo, primeiro maciço e mais tarde furado, mais leves, mas com uma menor contribuição para o contraventamento dos edifícios, já que as ligações entre paredes e destas aos pavimentos e à cobertura, são limitadas ou inexistentes [63].

Paredes mestras

Apesar de todas as paredes num edifício terem de cumprir certas exigências estruturais, apenas algumas dessas apresentam um contributo relevante para a segurança estrutural. Assim são consideradas paredes mestras do edifício, as que representam um papel predominante na sua resistência às cargas verticais e horizontais que lhe são impostas (cargas de natureza gravítica, sismos e vento).

A sua grande espessura justifica-se pela força estabilizadora que se deve à largura e peso da parede, conferindo uma boa resistência às forças horizontais deslizantes e derrubantes. Por conseguinte, a esbelteza é diminuída, reduzindo o risco de instabilidade por encurvadura. Outro fator a favor da elevada espessura, no caso de estas paredes serem exteriores, tem a ver com o facto de existir uma maior proteção contra os agentes atmosféricos (vento e principalmente chuva), que têm maior dificuldade em penetrar em zonas interiores do edifício, Figura 2.3 (a).

Um dos métodos mais revolucionários para paredes resistentes são as adotadas para a reconstrução da Baixa Pombalina no séc. XVIII, em Lisboa. Esta solução já existia, mas foi após o terramoto de 1755 que foi aprofundada e melhorada, dado tratar-se de uma época de construção intensiva. Como será descrito no capítulo da evolução do edificado, esta tipologia caracteriza-se pela menor espessura das paredes resistentes interiores, as quais são reforçadas por uma estrutura de madeira, constituída por um conjunto de peças interligadas, formando as cruces de Sto. André, Figura 2.3 (b) [5, 63].



(a) – Parede mestra; (b) – Estrutura em cruz de Sto. André
 Figura 2.3 – Estrutura de paredes mestras de alvenaria de pedra

Os nembos são parte integrante das paredes mestras exteriores e designam a zona maciça de alvenaria entre dois vãos de porta ou janela. São caracterizados pela sua elevada espessura. A sua importância estrutural é de alta relevância visto que os esforços que estão a um nível superior, distribuídos por toda a fachada, são canalizados para estes elementos ao nível da abertura de vãos, através de peças geralmente colocadas na parte superior dos mesmos, em forma de arco, por exemplo, Figura 2.4 [5]. Este elemento pode variar de espessura, em altura, devido às cargas variáveis que o mesmo suporta (a carga aplicada diminui dos pisos mais baixos para os mais altos).



(a) – Nembo de alvenaria ordinária; (b) – Arcos de descarga de vãos;
 Figura 2.4 – Representação de nembos e arcos de descarga de edifícios de alvenaria ordinária

Paredes de compartimentação

Em geral, todas as paredes de um edifício antigo desempenham funções estruturais importantes, até as de compartimentação (Figura 2.5), as quais mesmo que não recebam cargas verticais, contribuem para o contraventamento geral da estrutura, caso se verifique a adequada interligação entre paredes, pavimentos e coberturas. O desempenho destas paredes, permitindo a dissipação de energia quando sujeitas a ações dinâmicas, é essencial no contexto da proteção anti-sísmica do edifício.

Por outro lado, a alteração inevitável da distribuição de esforços de um edifício ao longo da sua vida (devida ao envelhecimento e fluência dos materiais, aos movimentos das fundações ou a alterações das sobrecargas), pode levar a que uma parede divisória, que inicialmente não estava estruturalmente ligada ao pavimento

superior, passe a receber carga, acabando por torná-la num elemento estrutural. Assim pode-se considerar que no panorama dos edifícios antigos de Portugal, todas as paredes assumem funções estruturais [5].

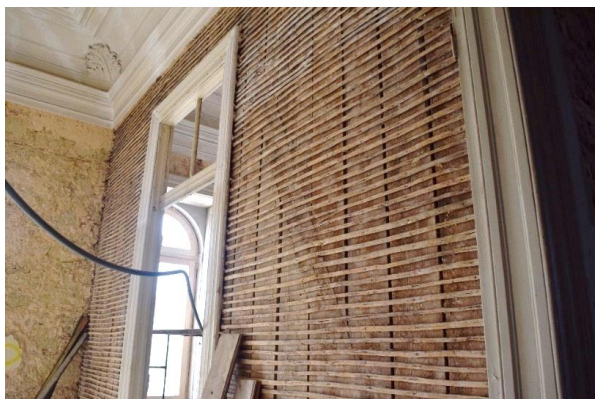


Figura 2.5 – Parede de compartimentação em tabique

Os tabiques são a técnica mais generalizada para a construção de paredes de compartimentação. No entanto, devido à falta e encarecimento da mão-de-obra especializada, esta técnica deu lugar a outras mais simples, evoluindo para paredes de tijolo maciço e mais tarde para paredes de tijolo furado [5, 63].

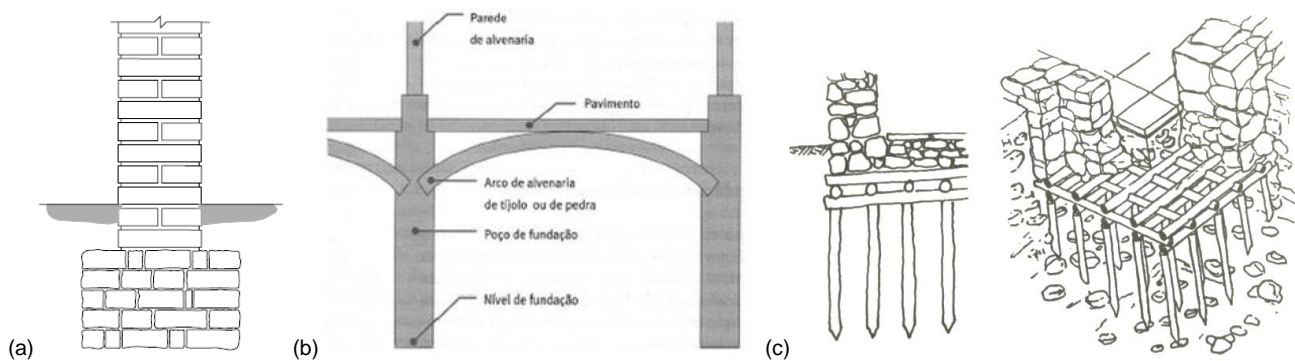
- **Fundações**

As fundações dos edifícios antigos podem ser diretas, semi-diretas ou indiretas, dependendo do terreno.

Nas fundações diretas, quando o terreno de fundação se encontrava à superfície, as mesmas eram construídas recorrendo a sapatas isoladas ou contínuas, consoante nelas apoiavam pilares ou paredes. Utilizava-se alvenaria de pedra ou de tijolo, mais pobre do que a utilizada nas paredes e com a mesma largura ou com um alargamento, dependendo das características do terreno, Figura 2.6 (a).

Nas fundações semi-diretas, quando um terreno adequado não se encontrava à superfície, eram escavados poços quadrangulares com cerca de 1 metro de lado e com a profundidade necessária para atingir as camadas resistentes do terreno. Os poços eram cheios com alvenaria de pedra de boa qualidade e no topo eram construídos arcos de tijolo maciço, de pedra ou mistos, sobre os quais são construídas as paredes resistentes do edifício, Figura 2.6 (b). Assim era possível evitarem-se escavações de grande profundidade, o que criaria dificuldades técnicas e levaria a um aumento do custo da obra.

Nas fundações indiretas, quando o terreno não apresentava características adequadas, a fundação era constituída por estacas de madeira cravadas. Esta solução pode ser também considerada como uma técnica de consolidação do terreno de fundação, visto que era utilizada em camadas de solo brandas e regulares que possibilitassem a cravação. A existência de estratos rijos ou blocos de pedras destruíam a cabeça da estaca, sob a ação do martelo bate-estacas, Figura 2.6 (c). É por este motivo que se assiste à predominância desta técnica em zonas de nível freático elevado, próximas de rios ou lagos, onde se sucedem camadas aluvionares brandas, em geral lodosas e areias que permitem uma fácil cravação. Um bom exemplo desta técnica encontra-se em algumas zonas da Baixa Pombalina, onde esta solução foi aplicada com sucesso. O facto de o nível freático se ter mantido relativamente constante ao longo do tempo, permitiu uma boa conservação da madeira, caso contrário os ciclos de molhagem-secagem teriam danificado as estacas [5, 63].



(a) – Fundação direta corrente; (b) – Fundação semi-direta com poços e arcos; (c) – Fundação por estacas de madeira

Figura 2.6 – Representação esquemática de fundações [5, 55, 67]

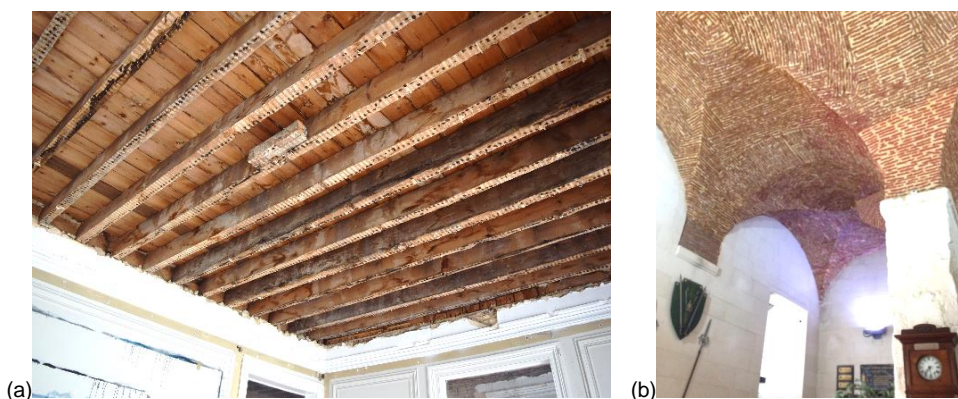
- **Pavimentos**

Os pavimentos dos edifícios antigos podem ser divididos em térreos ou elevados.

Os pavimentos térreos apresentam uma constituição muito simples, geralmente baseada em terra batida ou enrocamentos de pedra, sobre a qual era colocada o revestimento.

Os pavimentos elevados são geralmente em madeira recorrendo a sistemas de vigas paralelas, colocadas a distâncias entre 0,20m e 0,40m e apoiadas em paredes resistentes de alvenaria, Figura 2.7 (a). O esquema estrutural de um pavimento de madeira segue a regra de que o afastamento das vigas é igual à sua altura, tendo-se mantido ao longo do tempo, apesar das vigas utilizadas serem cada vez mais estreitas [5].

Em determinadas construções, como em edifícios Pombalinos, em particular no primeiro piso elevado, assiste-se a um número considerável de casos em que o principal elemento da estrutura do pavimento é constituído por arcos e abóbadas de alvenaria, solução utilizada quando se pretendia evitar o contacto da madeira com zonas húmidas do terreno e/ou quando se queriam vencer vãos de certas dimensões, Figura 2.7 (b). Sobre os arcos e abóbadas colocavam-se os revestimentos, que podiam ser executados de duas formas: criação de uma estrutura de madeira semelhante à explicada anteriormente, que se apoiava nos elementos de alvenaria, ou por enchimento dos arcos com entulho, areia argilosa, terra ou pedra solta, sobre o qual era colocada uma camada de argamassa que servia de base para o assentamento do soalho, dos lajedos de pedra ou dos revestimentos cerâmicos [5].



(a) – Pavimento em vigas de madeira; (b) – Pavimento com estrutura em abóbada

Figura 2.7 – Imagens de estruturas de pavimentos de diferentes tipologias

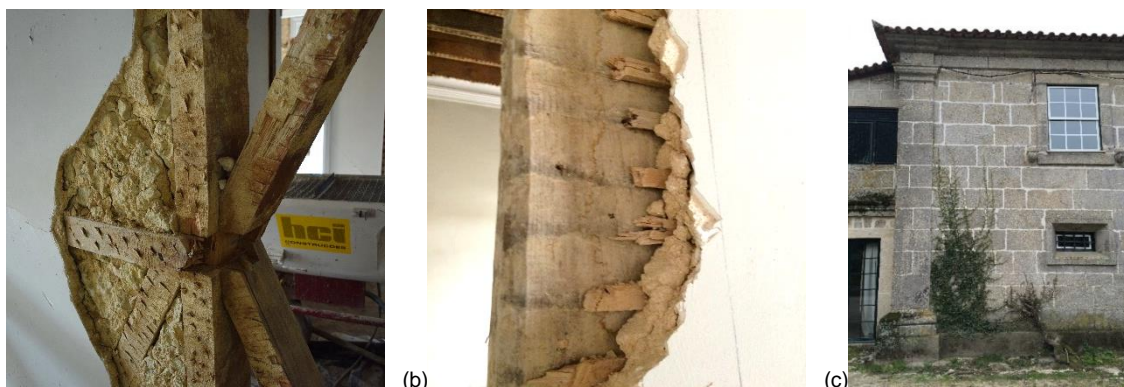
- **Revestimentos**

Nas paredes de alvenaria tradicional, os revestimentos mais empregues têm por base rebocos de argamassas de baixa resistência mecânica (cal aérea ou gesso). Os materiais aplicados acabam por estar intimamente relacionados com os materiais utilizados na construção da própria parede, de acordo com o princípio de compatibilidade entre materiais [4, 63]. Sabe-se que as argamassas de cal e areia possuem, geralmente, baixa retração, baixa resistência mecânica, boa porosidade, boa aderência à base e boa trabalhabilidade. Estas características promovem o bom funcionamento do revestimento como primeira camada de proteção das paredes em relação a ações desfavoráveis [63].

O aparecimento do cimento *Portland* foi o grande responsável pelo desaparecimento deste tipo de revestimentos nos edifícios antigos, levando ao abandono, quer das receitas tradicionais, quer dos materiais. Isto levou à utilização de argamassas muito retrácteis, com elevados módulos de elasticidade e na maioria das vezes desadequadas aos suportes, que apresentam alguns movimentos diferenciais ao longo do tempo, uma vez que estas argamassas têm dificuldade em acompanhar tais movimentos.

Os rebocos das alvenarias antigas, Figura 2.8, apresentam geralmente elevadas espessuras, em alguns casos ultrapassam-se os 5 cm. Tal acontece devido às suas sucessivas camadas, que têm como objetivo reduzir os efeitos das variações dimensionais sofridas pelos materiais. Estas espessuras estão também associadas a preocupações de proteção das paredes, ultrapassando-se ainda o problema da irregularidade do tosco. As camadas (geralmente três) têm composições variáveis do interior para o exterior, sendo aplicadas com intervalos de tempo, que permitem a sua secagem e endurecimento, assim como a sua fendilhação.

Relativamente aos rebocos sobre paredes de alvenaria, com elementos de madeira incorporados ou sobre fasquiados de madeira em tabiques, a ligação era mais difícil, devido às diferentes características dos elementos. Caso existissem peças de madeira em paredes de alvenaria, criavam-se “dentes” da superfície da madeira, Figura 2.8 (a), em que as lascas salientes promoviam resistência ao corte, indispensáveis para o bom desempenho das ligações [4, 63].



(a) – Alvenaria de pedra tradicional com frontal em cruz de Sto. André; (b) – Tabique; (c) – Exemplo de parede não revestida
Figura 2.8 – Revestimentos de paredes de edifícios antigos

2.3 Evolução do edificado

2.3.1 Considerações iniciais

O parque edificado em Portugal teve diversas fases ao longo dos séculos, mas sem dúvida o evento mais marcante da história da construção do país, principalmente em Lisboa, foi o terramoto de 1755 que devastou grande parte do estilo pré-pombalino. Não obstante, a alvenaria de pedra tradicional continuou a ser utilizada como técnica de construção de paredes, até meados do século XX, Figura 2.9, sendo uma das técnicas construtivas mais representativas de Portugal. Para se obter uma evolução clara e concisa das tipologias construtivas presentes em Portugal, generalizou-se o observado na cidade de Lisboa, Figura 2.10, tendo em conta que o país apresenta características ambientais e sociais diferentes [53, 55].



Figura 2.9 – Cronologia das tipologias construtivas [63]

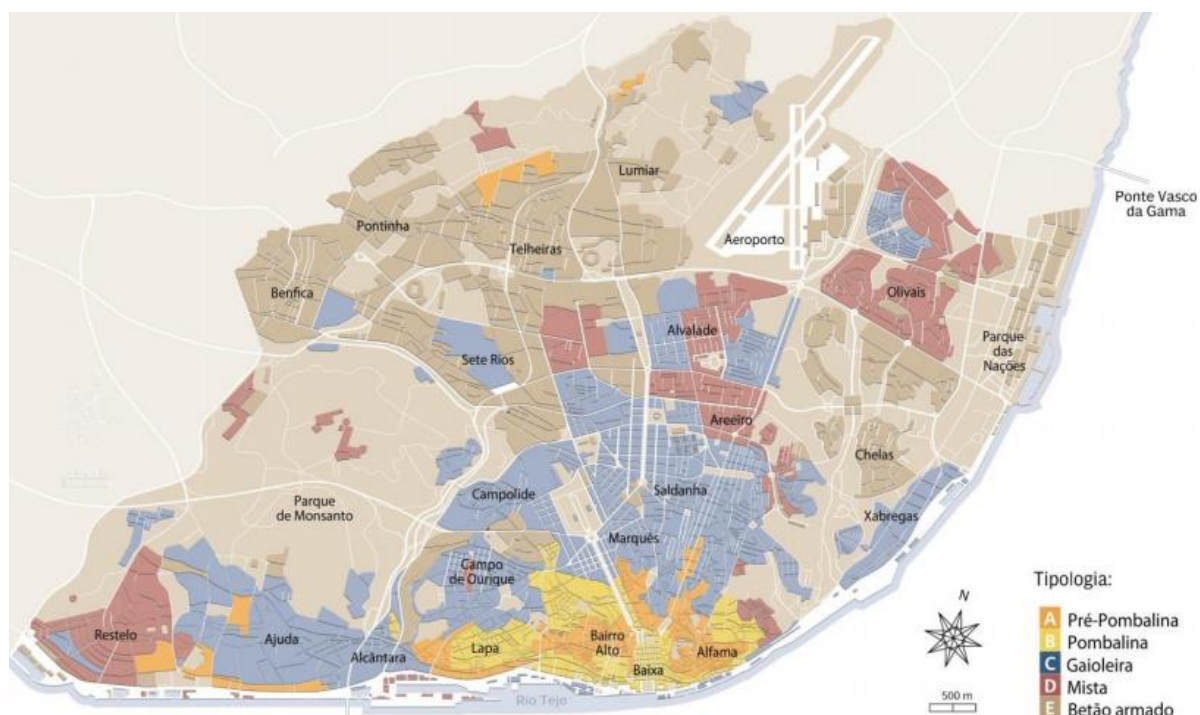


Figura 2.10 – Tipologias construtivas presentes na cidade de Lisboa [38]

2.3.2 Construção Pré-Pombalina

Incluem-se nesta categoria todos os edifícios que sobreviveram total ou parcialmente ao terramoto de 1755, Figura 2.11. Devido ao grande período de tempo que engloba, existem diversos tipos de construção pré-pombalina com diferentes utilizações, podendo observar-se edifícios rurais (normalmente com piso térreo apenas) e urbanos ricos, assim como edifícios rurais que com o decorrer do tempo acabaram por ficar inseridos dentro de cidades. Dentro desta tipologia, encontram-se os edifícios afetados a uma determinada função, como

por exemplo conventos e hospitais, que apresentam as mais variadas disposições construtivas. Encontram-se normalmente em mau estado e acabam por ser raros os que mantiveram as soluções construtivas originais, dado que o terramoto as destruiu ou danificou bastante a grande maioria. Mesmo nas zonas onde o terramoto não foi o fator condicionante, a necessidade de melhorar as exigências funcionais dos edifícios ao longo do tempo, levou a diversas intervenções [5, 57].



Figura 2.11 – Alçado de edifícios pré-pombalinos [2]

Os pavimentos térreos eram normalmente constituídos por lajes de pedra. Por exemplo, na zona de Lisboa em que é característica a pedra calcária, era frequente encontrarem-se lajes de grandes dimensões em calcário, sobretudo em edifícios de qualidade, ou em espaços de utilização intensa, como armazéns ou lojas. Além deste tipo de revestimentos eram também usuais a calçada, em entradas e pátios, e o soalho de madeira assente sobre um sistema de vigas (em compartimentos de habitação correntes). As paredes destes edifícios podem ser construídas em cantaria, em alvenaria ou tabique. A cantaria é a solução mais nobre, visto que de uma forma geral os edifícios com paredes de cantaria apresentavam custos acima das restantes. Assim, as soluções construtivas com paredes de cantaria eram bastante mais comuns nos edifícios classificados, monumentos como palácios e igrejas, do que nos edifícios correntes de habitação [5, 57].

As alvenarias ordinárias eram geralmente bastante pobres, constituídas por blocos irregulares de pedra de dimensões médias e por tijolos ou pedaços de tijolos ligados entre si por uma argamassa de cal e areia, rebocadas e pintadas com cal e pigmentos naturais. Nas construções pré-Pombalinas os tabiques podem ser exteriores e interiores. No caso dos tabiques exteriores as paredes eram constituídas por um conjunto de vigas, prumos e diagonais de travamento em madeira, apoiando-se nas paredes de alvenaria dos pisos inferiores em que, no caso das casas com andar de ressalto, as paredes exteriores avançam sobre a rua. Estas estruturas apresentavam alguma elasticidade dadas as funções portantes e de travamento exercidas pelas paredes interiores e exteriores. Eram altamente vulneráveis à penetração de humidade e aos incêndios.

Os andares de edifícios correntes deste tipo têm um pé direito pequeno, grande densidade de paredes e poucas aberturas para o exterior. Apenas nos edifícios com andar de ressalto a construção torna-se mais aligeirada. O andar de ressalto surgiu da necessidade de economizar espaço nesta época, visto que as cidades eram construídas dentro de muralhas o que tornava a área de construção limitada. As paredes são de alvenaria de pedra tradicional de fraca qualidade, pé direito reduzido e em geral elevam-se dois a três pisos podendo até atingir os quatro, com áreas reduzidas. Este tipo de edifício com andar de ressalto (Figura 2.12) é mais representativo na atualidade em cidades como Guimarães, onde se podem observar exemplares em ótimo estado. Em alguns casos observa-se a presença de gaiola pombalina, proveniente de reabilitações efetuadas após o terramoto [5, 57].



Figura 2.12 – Andar de "ressalto" em Alfama

2.3.3 Construção Pombalina

Em 1755, Portugal assistiu ao maior desastre natural da história do país, um sismo de magnitude de cerca de 8,75 na escala de *Richter*, seguido de um *tsunami* e múltiplos incêndios, que fez mais de 10 mil mortos e destruiu grande parte de Lisboa assim como zonas do litoral Algarvio. O estilo Pombalino inicia-se então nesse mesmo ano, na sequência da necessidade de reconstruir Lisboa e prolongar-se-á até ao século XIX.

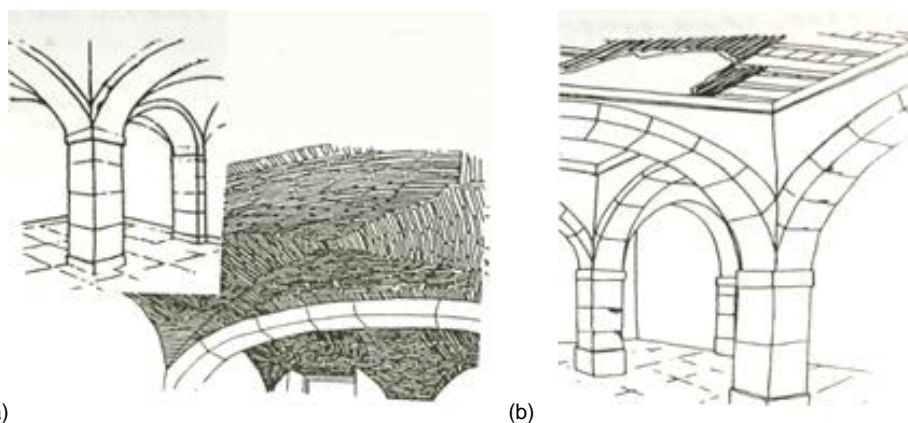
Sob a liderança do primeiro-ministro Marquês de Pombal e executada pelo arquiteto-engenheiro Manuel da Maia, é planeada uma reconstrução integral da zona da Baixa. Com recurso a soluções construtivas e urbanísticas revolucionárias, nasce assim a imagem de marca da Baixa Pombalina: o sistema estrutural em pórtico tridimensional de madeira, Figura 2.13. Este sistema foi alargado a algumas zonas da cidade próximas da Baixa, que tinham sido consumidas pelo fogo ou destruídas pelo terramoto, como o Bairro de São Paulo ou do Castelo. Surge assim a gaiola pombalina, uma solução única tanto a nível nacional como internacional [2, 55].



Figura 2.13 – Alçado de um edifício Pombalino [2]

Os pisos térreos dos edifícios Pombalinos são tipicamente amplos, com vãos generosos para que se pudessem instalar neste piso comércio ou estábulos. Tal feito foi possível com recurso a abóbadas de tijolo ou arcadas em pedra, Figura 2.14. Visto que a madeira é um material sensível à humidade e dado que no piso térreo é onde o edifício está mais exposto, esta estrutura de pedra servia para combater a degradação devido ao efeito da água e por conseguinte, os pavimentos são também em pedra. Acima do rés-do-chão, existe um sistema de travamento tridimensional que confere ao conjunto uma boa ductilidade. Este sistema é formado, no plano

horizontal, pelas estruturas de madeira dos pisos e da cobertura e no plano vertical, pelas paredes em gaiola exteriores e interiores. A gaiola é formada por vários elementos que interligam paredes interiores, paredes exteriores, vigamentos de pavimentos e asnas de cobertura, formando um sistema estrutural tridimensional, Figura 2.15. Em todo este sistema a caixa de escada tem também uma contribuição importante, sendo a sua conceção bastante compacta, com paredes em gaiola solidamente ligadas aos degraus [2, 55].



(a) – Paredes mestras e pilares ligados por arcos; (b) – Pilares ligados por abóbadas e arcos
 Figura 2.14 – Representação esquemática do piso térreo de edifícios Pombalinos [55]

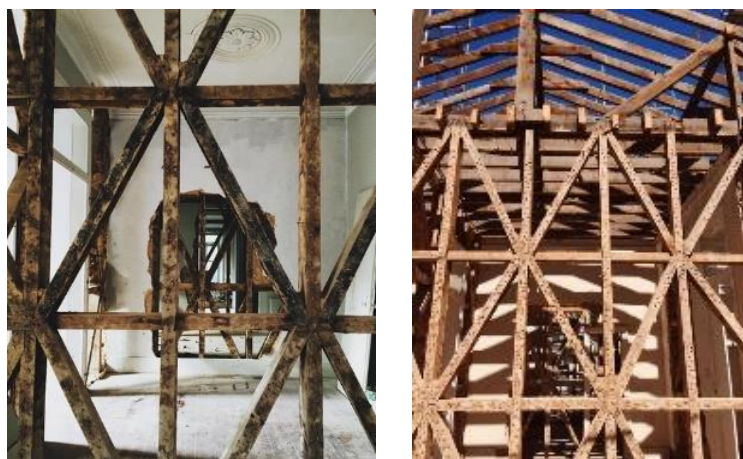


Figura 2.15 – Gaiola pombalina

2.3.4 Construção do tipo Gaioleiro

Este tipo de edifícios surge após o período Pombalino, entre 1880 e 1940, numa época em que Lisboa está a sofrer uma expansão desenfreada, que levou ao surgimento de promotores imobiliários ambiciosos e com poucas exigências de qualidade, o que aliado a construtores civis sem experiência nem rigor, levou a um sério declínio na qualidade de construção do edificado desta época. A expansão urbana ocorre sob a influência do Eng. Ressano Garcia, ordenada em 1864 pelo Ministério das Obras Públicas, pretendendo-se urbanizar uma área de 5km², desde a praça do Marquês de Pombal até ao Campo Grande, Figura 2.16. Para rentabilizar o projeto não se impõem normas, podendo-se construir livremente. Surgem edifícios com cerca de mais dois pisos, comparativamente aos Pombalinos. Constroem-se os bairros na zona do Saldanha, Avenida Ressano Garcia (Avenida da República), Campo de Ourique, Conde Redondo, Avenida D. Amélia (Avenida Almirante Reis) e Avenida 24 de Julho, em Lisboa. As novas edificações são destinadas à classe média, e possuem uma

grande variedade arquitetónica. O facto de serem construções de baixos custos e rigor, levou a que esta técnica fosse amplamente difundida, sendo, nos dias de hoje, um dos estilos mais encontrados no centro de Lisboa [1, 39, 53].

A agravar este aumento de porte dos edifícios assistiu-se ainda à deterioração dos processos construtivos no fabrico das paredes de alvenaria, acompanhada da sistemática redução da espessura das alvenarias ao longo da altura dos edifícios (Figura 2.16), característicos pela falta de continuidade estrutural e tridimensional, e pela falta de ligações adequadas entre paredes de fachada, paredes ortogonais e pavimentos.

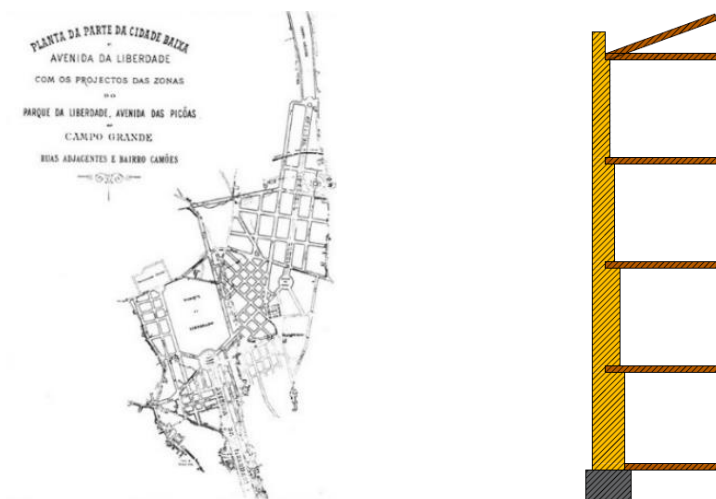


Figura 2.16 – Representação esquemática de uma planta das Avenidas Novas [31] e de parede exterior dos edifícios Gaioleiros [5]

As paredes exteriores autoportantes, dividem-se em dois tipos de soluções, alvenaria de pedra irregular e argamassa de cal e areia, presente nas paredes mestras exteriores. Nas paredes de empena (ou noutros pontos singulares), o material pode ser tijolo maciço também com argamassa de cal e areia. Desde meados do século XIX, começaram a surgir na parte posterior destes edifícios marquises, onde se instalavam uns compartimentos de dimensões reduzidas, para a colocação de uma sanita. Normalmente as marquises eram feitas como prolongamentos das cozinhas através de elementos metálicos em vigas e pilares, Figura 2.17. Com o passar dos anos assistiu-se a uma intensa degradação das marquises, quer devido à circulação de águas, quer devido ao facto de suportarem cargas muito superiores às inicialmente previstas, ao serem utilizadas como arrecadações.

Um grande número de construções do tipo gaioleiro colapsou durante a fase construtiva ou, pior ainda, após estarem ocupados. A época marcada por este tipo de construções teve o seu declínio com o aparecimento de um novo material: o betão armado. Os edifícios tipo gaioleiro foram construídos até ao primeiro quartel do século XX, altura em que foi introduzido definitivamente o betão armado na construção, sendo o período de transição caracterizado pelas estruturas mistas de alvenaria e betão ou metálicas [12].



Figura 2.17 – Edifício gaioleiro nas Avenidas Novas, em Lisboa

2.3.5 Estrutura do tipo Placa

Os edifícios do tipo “placa” foram construídos no século XX, durante a década de 30 até à década de 60. Representam cerca de 32% do parque edificado em Lisboa [35]. Estes edifícios podem ser encontrados em diversas zonas da cidade, Figura 2.18, no entanto é no bairro de Alvalade e nas suas zonas limítrofes que se assiste à maior concentração, quer na vertente de habitação social, quer na vertente de rendas económicas. Com a evolução da construção de edifícios pombalinos para edifícios gaioleiros, observou-se o abandono de elementos de madeira nas paredes. Já na evolução de edifícios gaioleiros para os edifícios de “placa”, observou-se o abandono gradual de elementos de alvenaria de pedra, passando a utilizar-se estruturas mistas de betão e alvenaria de tijolo cerâmico, ou blocos de betão [28, 39, 40].



Figura 2.18 – Praça do Areeiro em 1956, em Lisboa [27]

A característica fundamental que define um edifício como sendo de “placa”, é o facto de este possuir lajes em betão que descarregam diretamente em paredes. É habitual encontrar algumas vigas e pilares em betão armado, esporádicos e/ou colocados em locais estratégicos. As lajes são em betão armado, possuindo habitualmente uma espessura total de 0,10m, com uma armadura em rede, colocada a meio da espessura da laje. As paredes podem ser resistentes ou não e nelas encontram-se diversos materiais, tais como: alvenaria de pedra argamassada, tijolo cerâmico maciço, tijolo cerâmico perfurado e blocos de betão.

Os materiais utilizados podem também variar com a altura. Por exemplo, num edifício com cinco pisos elevados, as paredes interiores são em tijolo cerâmico maciço nos primeiros dois pisos, enquanto nos três últimos pisos passam a ser em tijolo cerâmico perfurado. De uma forma geral os materiais existentes nos pisos mais baixos, possuem maior capacidade resistente que os restantes.

As vigas e os pilares são normalmente colocados na periferia dos edifícios, sendo a ligação entre estes dois elementos muito reduzida ou inexistente, embora as dimensões das suas secções sejam adequadas aos esforços verticais a que estão sujeitos. As fundações das paredes-mestras são contínuas em alvenaria de pedra ou tijolo cerâmico, caracterizadas por um aumento de espessura em relação à parede que fundavam. Os pilares são fundados com sapatas isoladas, em betão armado ou simples, com secção geralmente quadrada independentemente da secção do pilar. A cobertura não sofreu nenhuma alteração em relação aos edifícios gaioleiros, constituída por diversos elementos em madeira de pinho. Na zona central encontram-se as escadas principais, normalmente em madeira ou betão armado [28, 39, 40].

2.4 Anomalias comuns em paredes de alvenaria de pedra

2.4.1 Considerações iniciais

Nesta secção abordam-se algumas das anomalias comuns em paredes de alvenaria de pedra. Incluem-se: desagregação, fendilhação, esmagamento e anomalias resultantes da ação da água.

2.4.2 Desagregação

Esta anomalia é muito comum nas paredes resistentes dos edifícios antigos. Resulta geralmente do agravamento da fendilhação existente, da ausência de ações de conservação, da presença de pedras brandas ou de má qualidade e/ou da fraca ligação entre paredes ortogonais, por exemplo fachada-empena, Figura 2.19-20. Nas situações mais frequentes a desagregação das alvenarias deve-se à ação dos agentes climatéricos, como a alternância de temperaturas e o vento ao arrastar consigo poeiras e areias, que dissolvem os sais solúveis das argamassas de cal, tornando-se muito comum em rebocos de baixa resistência mecânica. A água nas suas várias origens (chuva incidente, humidade do terreno, infiltrações de origens diversas) contribui também para a desagregação das paredes e agrava os fatores anteriores. Outro tipo de ações que contribuem para a degradação destas paredes são por exemplo o vandalismo e choques de veículos [4, 63].



Figura 2.19 – Desagregação da fachada exterior de um edifício em Lisboa



Figura 2.20 – Destacamento do paramento exterior por desagregação [43]

2.4.3 Fendilhação

Esta anomalia encontra-se normalmente associada a ações que geram esforços de tração e flexão. É recorrente nas paredes em estudo e ocorre tanto em zonas correntes, como junto aos cantos de portas e janelas, ou na ligação entre panos de alvenaria ortogonais. Os vãos de portas e janelas são pontos de descontinuidades das paredes, o que leva à concentração de elevadas tensões nos seus cantos, Figura 2.21. Já a prever tal fenómeno, em construções de melhor qualidade, é tido em conta este facto e no contorno das aberturas, colocavam-se pedras talhadas de grandes dimensões, ou arcos de tijolo maciço de forma a aumentar a capacidade resistente nesses locais [63].



Figura 2.21 – Fendilhação numa parede resistente

Uma das principais causas para a fendilhação de paredes são os movimentos de assentamentos diferenciais de fundações. As fendas podem atingir toda a parede e apresentam inclinações características que permitem identificar as zonas críticas das fundações em que ocorreram os movimentos mais acentuados. As ações sísmicas são também causadoras de fenómenos de fendilhação, pois produzem esforços de corte elevados conduzindo por exemplo à formação de fendas inclinadas cruzadas a 45° , aproximadamente.

A forma como uma parede está suscetível à fendilhação, depende essencialmente da sua constituição e da qualidade da alvenaria. A inexistência de perpianhos, por exemplo, torna mais suscetível o aparecimento de fendas verticais e tem tendência a originar abaulamentos quando sujeita a compressões elevadas [63].

2.4.4 Esmagamento

O esmagamento ocorre geralmente em zonas localizadas, sendo um fenómeno pouco usual. Normalmente é causado pela aplicação de cargas concentradas excessivas, como a descarga de vigas em paredes, Figura 2.22, ou quando as cargas aplicadas excedem em muito o previsto. Em construções de boa qualidade é comum verificar que nos locais de aplicação de cargas elevadas se utilizaram elementos de reforço, como pedras de boa qualidade. Sendo colocadas com a face superior aparelhada, de modo a garantir uma boa transmissão de cargas para as paredes, reduzindo as tensões existentes e evitando possíveis esmagamentos locais.

Uma anomalia relativamente vulgar é o esmagamento de paredes de pisos inferiores, coincidindo com zonas de descarga de vigas metálicas colocadas para substituir paredes, retiradas em remodelações recentes, onde não foram considerados aspetos estruturais [63], [4], [56].

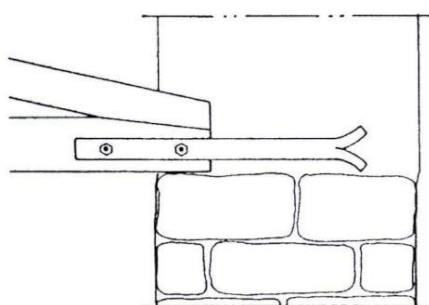


Figura 2.22 – Representação esquemática de apoio de viga na alvenaria [5]

Outra situação onde fenómenos de esmagamento são verificados, ocorre devido à construção de edifícios novos com cave, adjacentes a construções antigas, onde a execução das ancoragens com tensões excessivas, provoca pressões ascendentes nos solos, que conseqüentemente são transmitidas às fundações dos edifícios antigos, provocando esmagamentos nas paredes ao nível do primeiro piso [4, 56, 63].

2.4.5 Anomalias resultantes da ação da água

A água é o principal agente causador da desagregação das paredes, visto que esta através de humidades infiltradas, procura e encontra os pontos mais fracos (fendas e vazios) das paredes, criando depois uma rede de percursos, através das juntas de argamassa de assentamento das pedras ou tijolos, Figura 2.23.



Figura 2.23 – Ação da água como fator de deterioração

A água que ascende por capilaridade nas fundações e paredes, através da dissolução de sais solúveis provenientes do solo, ou das argamassas e de outros constituintes da parede, deixa um rasto ao longo do seu trajeto. Este processo altera a estrutura da parede, já que existe uma maior concentração dos sais dissolvidos, e quando as condições de humidade e temperatura ambientes possibilitam a evaporação da água, ocorre a cristalização dos sais. Esta ocorre através de duas formas distintas: à superfície ou entre o reboco e o tosco da parede. Na primeira situação, o processo dá origem às eflorescências. Na segunda situação, a cristalização dos sais é acompanhada de aumento de volume, criando tensões abaixo da superfície da parede, o que origina as criptoflorescências. Os ciclos de secagem e molhagem conduzem à consequente degradação da alvenaria, que originará o destaque ou uma eventual desagregação da parede e o empolamento do reboco [5, 63].

2.5 Principais modos de rotura de paredes de alvenaria

- **Colapso para fora do plano da parede de alvenaria**

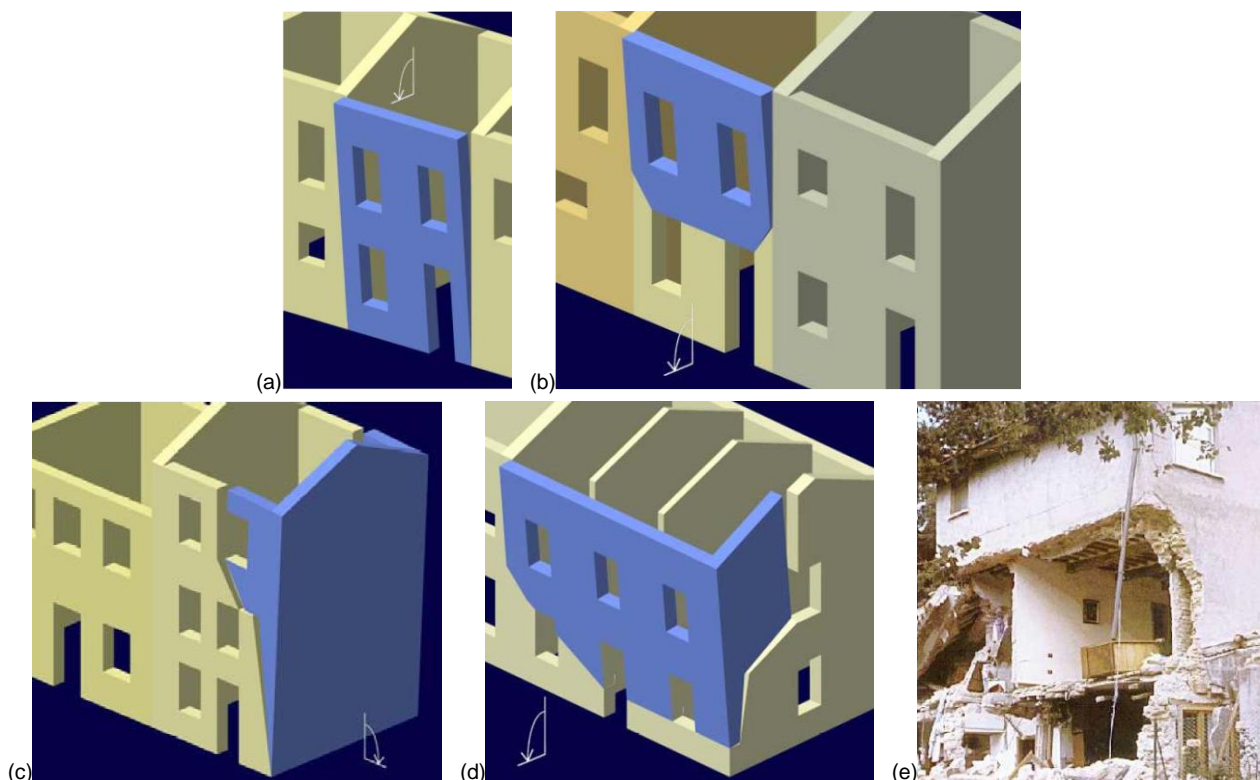
O comportamento das paredes na direção perpendicular à da ação exercida pode ser comparado ao comportamento de uma placa com maior ou menor grau de apoio. Ou seja, a resposta da parede muda significativamente em função das restrições de apoio, dependendo diretamente da qualidade das ligações da parede aos pavimentos e às paredes ortogonais. Descrevem-se em seguida os modos de colapso: I) Derrube simples e composto, II) Flexão vertical e III) Flexão horizontal [43].

I) Derrube simples e composto

O derrube pode ser “simples” ou “composto”, consoante o colapso se dê numa fachada ou mais.

O modo de colapso “simples” pode ocorrer por duas razões: ou a parede não está adequadamente ligada ao solo e às paredes ortogonais (colapso total), ou no caso de existirem aberturas na fachada, como portas e janelas e o padrão de fendilhação pré-existente cobrir apenas uma parte da parede. Dando-se apenas numa parte da parede (colapso parcial), Figura 2.24 (a, b).

Já o derrube “composto” ocorre quando a ligação entre as paredes ortogonais é eficaz, mas a ligação parede/laje é desadequada, principalmente na parte superior do edifício. À semelhança do mecanismo de colapso anterior, também este é influenciado pela presença de aberturas na fachada e pela qualidade da alvenaria, Figura 2.24 (c, d, e). Deve-se garantir uma boa ligação entre paredes e lajes e caso seja necessário, aplicar pregagens de costura nas zonas de intersecção [43].



(a) – Derrube simples total; (b) – Derrube simples parcial; (c) – Derrube composto total; (d, e) – Derrube composto parcial

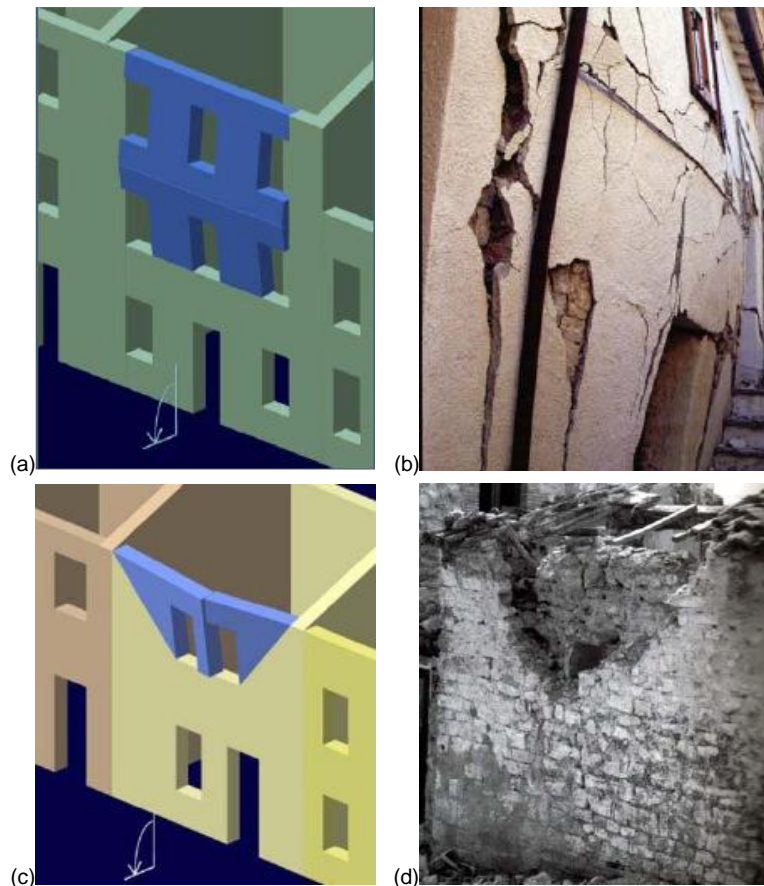
Figura 2.24 – Representação esquemática e imagem de diferentes tipos de derrube [11]

II) Flexão vertical

O colapso por flexão vertical ocorre quando a parede tem uma boa ligação nas extremidades no entanto, não está devidamente ligada nas zonas intermédias. Se a parede for constituída por mais do que um pano, o pano exterior pode ruir, em particular se o pano interior estiver devidamente amarrado às zonas intermédias, Figura 2.25 (a, b). Para evitar este modo de colapso, deve-se garantir uma adequada ligação entre as paredes e as zonas intermédias. Caso seja necessária uma intervenção, esta deve consistir na redução da esbelteza da parede, na diminuição do esforço axial da parede e na aplicação de pregagens de costura [43].

III) Flexão horizontal

O colapso por flexão horizontal ocorre quando a parede tem uma boa ligação lateralmente e em simultâneo, está sujeita a forças de compressão, devidas à maior deformação de uma viga, aliado à ausência de uma boa ligação entre a parede e a viga. Especialmente se esta for de dimensões consideráveis. Um fator determinante para este modo de colapso é o facto de a alvenaria não ter resistência à tração, que resulta na expulsão do material da face externa, Figura 2.25 (c, d). Se a parede for constituída por mais do que um pano, o pano exterior pode ruir, enquanto o interior não colapsa. Para evitar este modo de colapso, deve-se garantir uma adequada ligação entre as paredes e a viga. Caso seja necessária uma intervenção, esta deve consistir na redução da esbelteza da parede [43].



(a, b) – Colapso por flexão vertical; (c, d) – Colapso por flexão horizontal
 Figura 2.25 – Representação esquemática e imagens exemplificativas do colapso por flexão [43]

- **Colapso no plano da parede de alvenaria**

Nesta situação a resistência da estrutura depende maioritariamente das propriedades mecânicas da alvenaria e da argamassa. Normalmente ocorrem três tipos de rotura: I) derrubamento – *rocking*, II) cisalhamento – fendilhação diagonal e III) deslizamento [43].

I) Derrubamento – *rocking*

O derrubamento ocorre quando sobre a parede não se geram esforços de reação capazes de equilibrar a força horizontal que a derruba, o que origina uma rotação do corpo rígido. Este modo de colapso surge quando a relação entre o momento e a força vertical, ou a resistência ao esforço transversal é elevada [43].

II) Cisalhamento – fendilhação diagonal

O cisalhamento/fendilhação diagonal surge quando as tensões principais, que se desenvolvem na parede, excedem a resistência à tração da parede de alvenaria [43].

III) Deslizamento

Este modo de rotura dá-se quando as cargas axiais são reduzidas e/ou o coeficiente de atrito é baixo e as cargas horizontais são elevadas. A formação de fendas horizontais é a consequência direta deste mecanismo e costumam percorrer a extensão de toda a parede [43].

2.6 Soluções de reforço estrutural de paredes de alvenaria de pedra

As soluções de reforço utilizadas em intervenções a paredes de edifícios antigos apresentadas na presente dissertação são: injeção de caldas, refecimento de juntas, gateamento de fendas, pregagens, materiais compósitos FRP, desmonte e reconstrução e reboco armado.

- **Injeção de caldas**

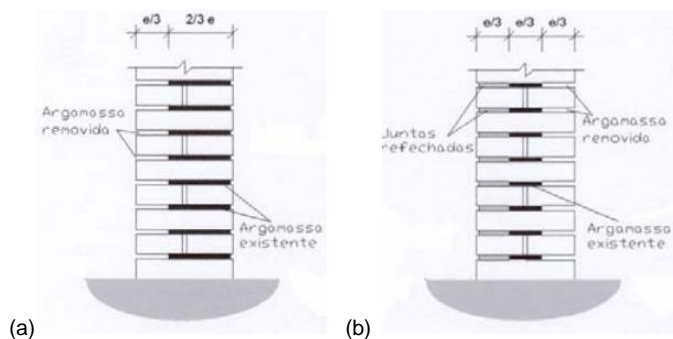
Esta técnica consiste na injeção de uma calda fluida, que pode ser cimentícia, de cal hidráulica ou de resinas orgânicas (não aconselhável), em furos previamente executados e convenientemente distribuídos numa parede. Ideal para paredes de alvenaria de pedra com uma fina rede de vazios ligados entre si. As injeções permitem por um lado restituir a integridade física das paredes, no caso da colmatagem de fendas e por outro melhorar as características mecânicas das alvenarias, por via do preenchimento da rede de vazios interiores. É uma das técnicas mais utilizadas hoje em dia em edifícios com elevado valor arquitetónico, preservando o aspeto exterior da estrutura sendo, contudo, irreversível [14].

Aconselha-se a utilização de misturas de injeção, cujo desenvolvimento da resistência mecânica se processe lentamente e que após o endurecimento apresente baixos valores de módulo de elasticidade. Dever-se-á garantir a compatibilidade destas misturas com os materiais constituintes da alvenaria, evitando o desenvolvimento de reações de cristalização expansivas ou de outras formas de rejeição. A ter em conta também a necessidade destas misturas possuírem uma elevada capacidade de penetração através de fissuras e vazios com reduzidas dimensões, no sentido de se obter um reequilíbrio estrutural bem distribuído [5, 14].

- **Refecimento de juntas**

O refecimento de juntas tem como objetivo restaurar as condições de integridade das fachadas aumentando a resistência mecânica das mesmas. A técnica consiste na remoção parcial e substituição da argamassa degradada por outra de melhores propriedades mecânicas e de maior durabilidade. Aplica-se em caso de degradação das juntas de argamassa.

A remoção parcial das argamassas pode ser feita apenas num dos lados da parede, extraíndo e limpando a argamassa existente nas juntas, ao longo de uma profundidade de 5 a 7 cm, ou em ambas as faces da parede, devendo a extração corresponder a cerca de 1/3 da espessura total. O preenchimento das juntas deverá ser executado por aplicação de várias camadas de argamassa, a partir da zona mais profunda, e por fim eficazmente compactado, Figura 2.26 [36].



(a) – Aplicação num lado da parede; (b) – Aplicação dos dois lados da parede
Figura 2.26 – Representação esquemática da técnica de refecimento de juntas [36]

- **Gateamento de fendas**

Esta técnica tem como objetivo assegurar uma boa ligação entre as pedras que constituem a parede de alvenaria. É normalmente aplicada em conjunto com a injeção de caldas, de modo a ajudar na consolidação da parede. Isto é conseguido com recurso a grampos de latão ou aço inox (“gatos”), que atravessam as fendas em ambas as faces da alvenaria, Figura 2.27. Este processo pode ser bastante complicado, dada a elevada espessura das paredes dos edifícios antigos. A ancoragem dos grampos é realizada com uma resina epoxídica ou calda de cimento. Pode ainda aplicar-se esta solução no reforço de cunhais. Para proceder à aplicação desta técnica deve-se, em primeiro lugar, remover a argamassa e limpar o suporte com jato de água ou de ar, em segundo lugar, injetar caldas com um espaçamento de cerca de 0,5 m e por último colocar os grampos metálicos de diâmetro maior ou igual a 6 mm [2, 51]

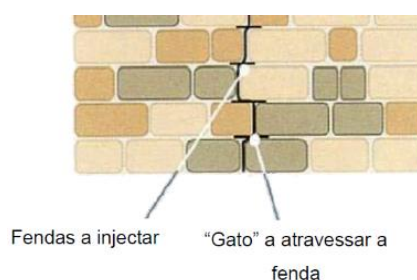


Figura 2.27 – Representação esquemática de gateamento em parede [5]

- **Pregagens**

Esta técnica corresponde a uma solução construtiva que tem como objetivo reforçar ou promover a ligação mecânica entre elementos cooperantes. Normalmente, as pregagens são constituídas por tirantes de aço fixos, por aderência e/ou ancorados nas extremidades. Os furos são de comprimento e diâmetro variável, realizados com equipamento adequado em função do tipo de paredes. A distribuição dos furos e até mesmo a sua direção depende do tipo e da gravidade dos danos, assim como do objetivo pretendido para a intervenção de reforço a realizar.

Esta solução estende-se a um vasto campo de aplicações, com pregagens que reforçam a alvenaria enquanto material, como as generalizadas e as transversais e outras que promovem as ligações estruturais ou que melhoram o comportamento geral da estrutura. Descrevem-se de seguida as soluções de pregagens I) generalizadas, II) transversais e III) de costura [36, 67].

I) Pregagens generalizadas

A utilização de pregagens, em intervenções extensas, pode modificar as propriedades mecânicas da alvenaria tornando-a num material semelhante ao betão armado, capaz de resistir a esforços de tração e de corte, além de melhorar, significativamente, a resistência à compressão. É o caso do reforço generalizado de elementos estruturais de alvenaria. Neste caso, os reforços, tradicionalmente barras de aço inoxidável, são dispostos em direções cruzadas, numa malha tridimensional interior à alvenaria, Figura 2.28. A selagem dos orifícios da furação permite também colmatar os vazios da alvenaria adjacentes aos furos.

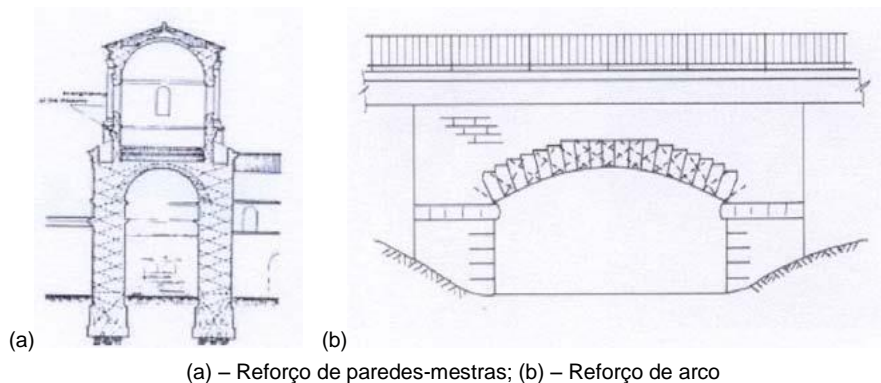


Figura 2.28 – Representação esquemática de pregagens generalizadas [36]

II) Pregagens transversais

Esta técnica tem como finalidade confinar a secção transversal das paredes, especialmente paredes de duas ou mais folhas, promovendo a sua integridade estrutural através de uma boa ligação entre estas, Figura 2.29. A sua aplicação reduz as possibilidades de instabilização e controla a deformação transversal da parede. Este tipo de pregagens é também utilizado na fixação de malhas ao suporte no caso dos rebocos armados e no encamisamento onde desempenham uma função de confinamento [67].

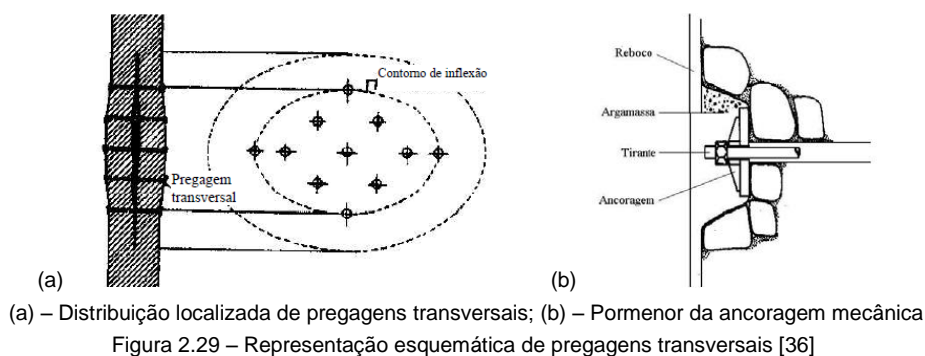


Figura 2.29 – Representação esquemática de pregagens transversais [36]

III) Pregagens de costura

A aplicação de pregagens também pode ser usada para assegurar resistência à tração ou para ligar paredes perpendiculares entre si numa intervenção de “costura”. Sendo constituídas por furos com tirantes de aço e injetados com argamassa de selagem, o que facilita a adaptação às irregularidades e confere proteção contra a corrosão. Quando são utilizadas na ligação em cunhal das paredes, é usual adotar-se um comprimento de pregagens maior, cerca de 4m, até se atingir o vão da janela ou porta mais próximo, Figura 2.30 [36, 67].

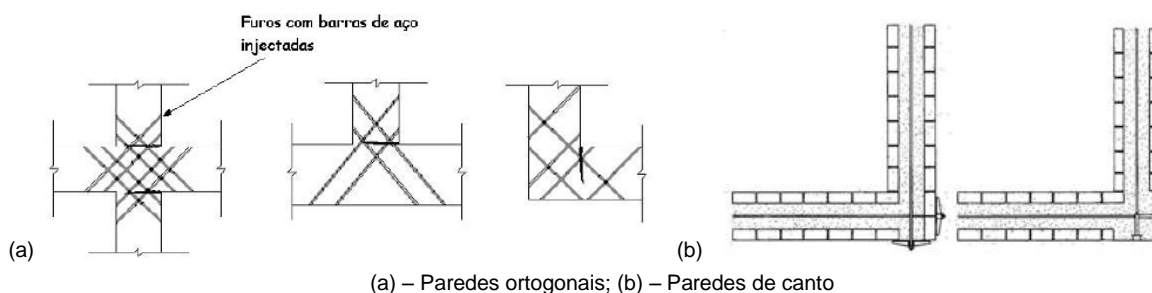


Figura 2.30 – Representação esquemática de pregagens de costura [67]

- **Materiais compósitos FRP**

A técnica de reforço com materiais compósitos FRP consiste na aplicação de materiais polímeros reforçados com fibras de vidro (*GFRP – Glass Fiber Reinforced Polymer*) ou de aramida (*AFRP – Aramid Fiber Reinforced Polymer*), colados ao suporte com resinas de elevado desempenho, Figura 2.31. A aplicabilidade a paredes de alvenaria de pedra é condicionada pela irregularidade superficial que dificulta a aderência, o que faz com que esta técnica seja pouco aconselhável. Esta técnica pode ser combinada com sistemas de pregagens das cintas às paredes transversais [67].

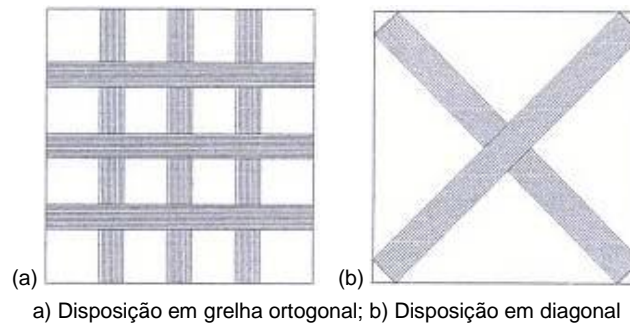


Figura 2.31 – Representação esquemática de disposições das fitas de FRP [67]

- **Desmonte e reconstrução**

A técnica de substituição do material degradado consiste na remoção do material constituinte da parede, na zona degradada, e na reconstituição posterior dessa zona, usando uma alvenaria semelhante à existente, eventualmente aproveitando os elementos removidos, ou recorrendo a materiais diferentes dos existentes. A substituição pode ser realizada recorrendo a argamassas com baixa ou mesmo nula retração. É uma técnica aplicada na reparação de degradação localizada, por exemplo, na superfície adjacente a uma fenda. As alvenarias de pedra são, em geral, só necessitam da colocação de pequenas pedras e do refechamento das juntas. Nas alvenarias de fraca qualidade, pode justificar-se o desmonte e reconstrução com elementos de melhor qualidade [36, 56]

- **Reboco armado**

Esta técnica consiste na colocação de uma armadura de reforço, que pode ser por exemplo, malha electrossoldada, rede de fibra de vidro, rede de metal distendido ou rede de polímero, fixada à parede por pregagens ou elementos de fixação, sendo projetada ou aplicada manualmente uma argamassa de revestimento, com espessuras na ordem dos 3-5 cm. O uso de argamassas cimentícias e sintéticas deve evitar-se em paredes antigas por razões de compatibilidade (permeabilidade ao vapor de água das paredes e diferenças de rigidez) e reversibilidade [63, 67].

Para atuar como reforço do revestimento a rede deve ser incorporada na camada a armar, entre duas demãos e as juntas entre redes sobrepostas. Para esta solução ser eficaz, é necessária alguma regularidade das superfícies de alvenaria a reforçar e o prévio refechamento das juntas. É originada uma nova secção transversal, constituída pelo elemento a reforçar e a(s) lâmina(s) de reforço [63, 67].

Este processo tem em vista confinar melhor a parede, de modo a contribuir para uma boa consolidação da alvenaria. Pode ainda ser aplicada num ou em ambos os lados da parede, com as redes ligadas, ou não, transversalmente por conectores. Aplica-se em paredes de alvenaria que requeiram proteção anti-sísmica e melhores propriedades mecânicas e também que possam exibir degradação superficial ou fendilhação.

Possibilita o aumento da ductilidade, a melhoria da resistência superficial à tração e ao corte das paredes, evitando a concentração de tensões, além de contribuir para um melhor controlo da fendilhação, Figura 2.32. A vantagem mais significativa acaba por ser o aumento da resistência do elemento ao corte, cuja eficácia depende da sua continuidade e qualidade das ligações de pontos singulares, contribuindo para a melhoria da capacidade de deformação da estrutura [63]. As desvantagens desta solução estão relacionadas com o facto do reforço exterior geralmente não verificar o princípio da reversibilidade, visto que a sua remoção da parede provoca danos superficiais no paramento. Outras desvantagens a ter em conta são as incompatibilidades entre a rede e a argamassa. A fibra de vidro tem a inconveniência de ser atacada pelos álcalis do cimento, comprometendo a sua durabilidade, já que não é total a eficiência das proteções anti-álcalinas das redes comercializadas para esse fim [56, 67].



Figura 2.32 – Aplicação de uma rede de polímeros com revestimento de base cimentícia

- **Encamisamento**

A técnica de encamisamento (*jacketing*) consiste na aplicação de uma camada de recobrimento, em betão armado, reforçado com malha de aço, fixada à parede através de pregagens, num ou em ambos os lados da parede existente, num processo semelhante ao dos rebocos armados. Obtém-se um revestimento de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas superiores às que se verificam nos rebocos armados. Aplica-se no reforço de alvenarias “pobres”, muito irregulares, com mistura de diferentes materiais ou restos de materiais, argamassas muito deterioradas e com fraca ligação entre materiais. É aplicável em alvenarias de pedra e de tijolo, Figura 2.33 [48, 56, 67].



Figura 2.33 – Aplicação da técnica de encamisamento numa fachada de alvenaria ordinária

2.7 Trabalho de campo

2.7.1 Considerações iniciais

Nesta seção faz-se a abordagem inicial dos dois casos de estudo, realizados no âmbito da dissertação, ambos situados em Lisboa. Em primeiro lugar apresenta-se um palacete na Praça do Príncipe Real, que foi reforçado com a rede *RitcherGard*, revestida com uma camada de microbetão. O segundo caso de estudo é sobre um edifício multifamiliar, na Av. Duque de Loulé, cujas paredes foram reforçadas com lâminas de microbetão e betão armado.

2.7.2 Palacete no Príncipe Real (Lisboa)

- **Nota Prévia**

O dono de obra é o atual proprietário, a empreitada está a cargo de Manuel Mateus Frazão Construções e o projetista é a Afaconsult.

Situado na Praça do Príncipe Real, nº 14 / R. do Jasmim, nº25 / Tv. Do Jasmim, o edifício tem por base uma planta retangular, sendo a cobertura efetuada por telhados a duas e quatro águas e em claraboia em coruchéu. Composto por quatro pisos, um deles parcialmente enterrado e apenas visível nos alçados lateral e posterior e outro ao nível da cobertura, Figura 2.34 [29].

O atual proprietário do imóvel é descendente do original dono do palacete, o Barão de Santos, que o mandou construir em 1862. Desde aí tem vindo a ter diversas utilizações, sem nunca ter deixado de ser propriedade da família. Um dos aspetos mais interessantes da história desta casa foi a sua ocupação pela delegação japonesa durante a 2ª Guerra Mundial, dada a localização estratégica, que permite observar a margem sul do Tejo e da sua foz, desde a cobertura do edifício.

Esta obra consiste na reabilitação do palacete e a sua transformação em quatro apartamentos, para habitação privada.



Figura 2.34 – Fachada Norte e Este do Palacete Barão de Santos [29]

- **Estado de conservação**

O edifício data do século XIX, observando-se a presença de paredes de tabique e de frontais com cruz de Santo André de boa qualidade, sendo portanto de tipologia Pombalina, embora existam algumas ligações insuficientes entre paredes ortogonais, Figura 2.35.

O imóvel está classificado como património nacional, pelo que esta intervenção apenas foi autorizada com a condição de que todas as paredes e tetos teriam de permanecer inalterados. Sabe-se que parte das fundações foram aproveitadas de um edifício anterior. Isto levou a uma situação estrutural desadequada, e analisando a fendilhação que ocorreu na fachada Oeste, pode presumir-se com alguma segurança que houve a um certo ponto um assentamento diferencial de fundações. Sabe-se que estava desocupado desde o ano 2000.



Figura 2.35 – Paredes de frontal em cruz de Sto. André

- **Intervenção de reabilitação – Reboco Armado**

Como solução de reforço estrutural, optou-se pela injeção de argamassa de cal hidráulica nas zonas de fendilhação e também onde se achou necessária a consolidação da alvenaria, Figura 2.36.



Figura 2.36 – Injeção de calda de cal hidráulica

Na fachada Oeste e nas suas paredes adjacentes, efetuou-se a aplicação da rede *RitcherGard*, com recobrimento de micro-betão, Figura 2.37. Esta última solução suscitou algumas questões em obra, como a falta de continuidade da rede, o que associado a uma mão-de-obra não especializada pode comprometer a

solução. Após a aplicação da última camada de micro-betão observaram-se defeitos de execução como fendilhação do revestimento e danos nas peças de ligação da rede, Figura 2.38.



Figura 2.37 – Aplicação do reforço na parede exterior

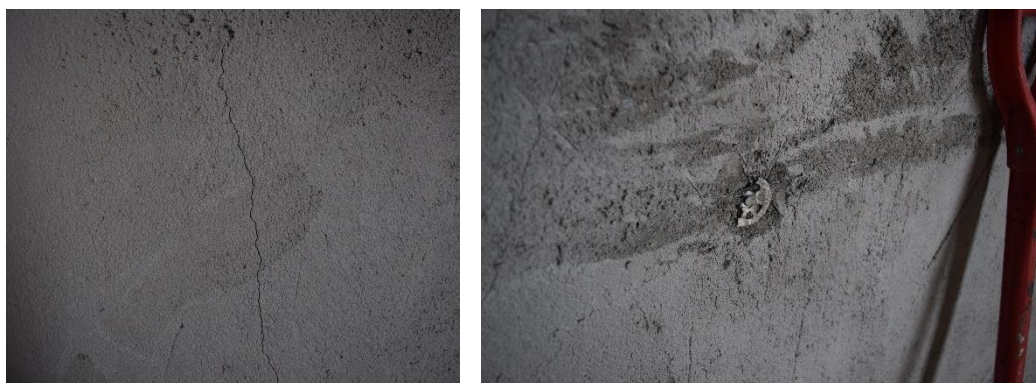


Figura 2.38 – Exemplos de anomalias no revestimento

Outra questão é a influência dos entraves arquitetónicos, que estão a condicionar em algumas zonas a aplicação da rede, visto que para assegurar a continuidade da rede, é necessária a demolição parcial dos tetos. Após algumas visitas à obra pode concluir-se que a maior parte destas barreiras arquitetónicas estão a ser solucionadas com uma política de demolição e reconstrução. Este método acaba por ser bastante dispendioso devido à complexidade arquitetónica da habitação, mas permite a correta retificação não só a nível do reboco armado, mas também das melhorias térmicas e acústicas que uma construção de qualidade exige.

Outra das questões levantadas em obra é a insegurança em relação à durabilidade desta solução, não por defeito dos materiais aplicados, mas antes pelo facto de se estarem a efectuar recobrimentos de grandes áreas de paredes de alvenaria de pedra com estrutura de madeira no interior. A preocupação surge visto que o micro-betão é um material com baixa permeabilidade ao vapor de água, o que a médio prazo poderá implicar o apodrecimento dos elementos de madeira presente no interior da parede, diminuindo a capacidade de resistência à tração promovida por estes elementos.

2.7.3 Edifício na Av. Duque de Loulé, nº86 (Lisboa)

- **Nota Prévia**

A intervenção neste edifício faz parte de um empreendimento da Coporgest, denominado de Sottomayor Residências, com a empreitada a cargo da HCI Construções e projeto de estruturas da A2P Consult.

O edifício data do ano 1904 e foi projetado em conjunto com outros dois edifícios “irmãos” (nº 90 e nº 94), originalmente concebidos pelo banqueiro Cândido Sottomayor como residências de luxo para a classe alta Lisboaeta, Figura 2.39. Os edifícios adjacentes (nº 90 e nº 94) não foram alvos de estudo, visto que apenas se manteve a fachada exterior [7].

A construção assenta em paredes de fachada construídas em alvenaria de pedra simples, com paredes interiores em tijolo, maciço no piso térreo e furado nos pisos superiores e paredes divisórias em tabique de tábua cruzada, Figura 2.40 [7].



Figura 2.39 – Fachada do edifício antes [Google Earth] e durante a obra



(a) – Alvenaria de pedra simples; (b) – Alvenaria de tijolo; (c) – Tabique de tábua cruzada

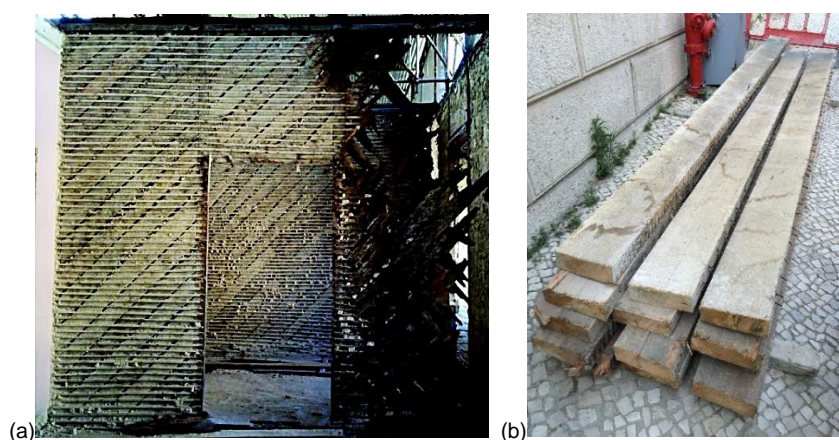
Figura 2.40 – Paredes do Edifício da Av. Duque de Loulé

- **Estado de conservação**

O edifício estava num estado degradado, sendo este o único dos três edifícios que integram o empreendimento onde se conseguiram manter algumas paredes interiores. Os outros dois edifícios (nº 90 e nº94) encontravam-

se num estado devoluto dada a intervenção de uma empreitada anterior que resultou na elevada degradação dos edifícios. Esta degradação não afetou de forma tão grave o edifício em estudo, pelo que foi possível a manutenção de grande parte da estrutura. No entanto, a área a tardoz dos pisos 4º e 5º não foi possível manter, devido ao seu avançado estado de degradação, resultado do destelhamento sem cobertura provisória efetuado pela empreitada anterior [7].

Grande parte das paredes foram mantidas, sendo que os tabiques que apresentavam danos, Figura 2.41 (a), foram reconstruídos respeitando os materiais originais. Tal método foi também adotado para os pavimentos dos pisos 2º a 5º, onde as vigas de madeira danificadas foram substituídas, Figura 2.41 (b). A substituição de vigas e a reparação das estruturas em madeira foram realizadas reaproveitando materiais provenientes dos edifícios cujo interior não foi mantido (nº90 e nº94). A cobertura será construída de raiz, através de uma estrutura metálica e será criado um novo núcleo de elevadores em betão armado [7].



(a) – Paredes de tabique em tábua cruzada antes de reabilitar [7]; (b) – Vigas para reabilitação de pavimentos

Figura 2.41 – Reabilitação dos elementos de madeira

- **Intervenção de reabilitação – Reboco Armado**

Devido à fraca resistência mecânica das paredes existentes, optou-se por um reforço em betão armado que consiste numa lâmina de 5 cm aplicada no interior das paredes de alvenaria ordinária exteriores, com a armadura fixada ao suporte por grampos de fixação em quincôncio, Figura 2.43. No caso das paredes interiores em alvenaria de tijolo é aplicada uma lâmina de microbetão armado que varia entre os 3 e 5 cm, Figura 2.42 (a, c). O reforço dos tabiques de madeira consiste no aparafusamento das tábuas entre si, e o reforço da ligação às paredes ortogonais. Estes reforços têm em vista a melhoria do comportamento anti-sísmico das paredes, assim como a sua resistência a cargas verticais. No mesmo âmbito, as fundações das paredes de alvenaria são reforçadas com micro-estacas, e por um sistema de vigas de fundação que servem de fundação às lâminas de betão e microbetão, Figura 2.44 [7].

O objetivo desta intervenção foi a reabilitação do edifício existente, pelo que a aplicação de uma lâmina de betão armado de 5 cm levanta alguns entraves arquitetónicos. Por exemplo, a dita lâmina não foi aplicada nas faces exteriores das paredes de alvenaria de pedra devido à incompatibilidade de espessura com as saliências das cantarias presentes nos vãos do edifício. No entanto, foi possível a manutenção de alguns elementos decorativos, como podemos observar na figura 2.42 (b) [7].

À semelhança do caso de estudo analisado anteriormente, um dos obstáculos mais recorrentes é a dificuldade em garantir a continuidade da armadura entre pisos sem realizar demolições significativas. Neste caso os tetos originais não foram mantidos, o que facilitou a passagem da armadura entre pisos [7].



(a) – Parede de alvenaria de tijolo com a lâmina aplicada e tabique adjacente; (b) – Elementos decorativos mantidos; (c) – Armadura preparada para a aplicação da lâmina de microbetão

Figura 2.42 – Interior do edifício em estudo na Av. Duque de Loulé

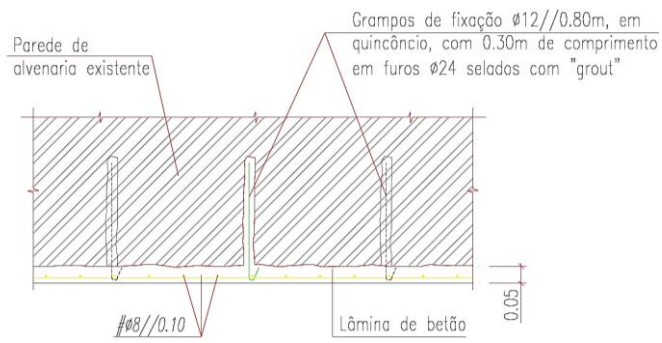
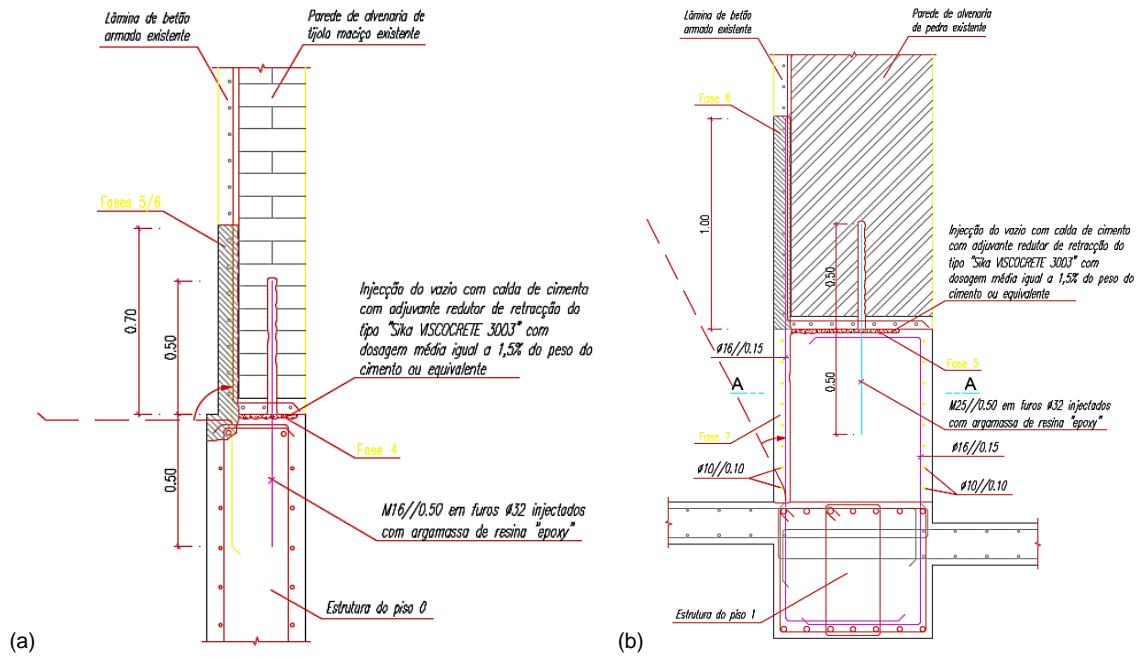


Figura 2.43 – Representação esquemática da lâmina de betão armado aplicada nas paredes de alvenaria existentes [9]



(a) – Alvenaria de tijolo; (b) – Alvenaria de pedra

Figura 2.44 – Representação esquemática do recalçamento das paredes de alvenaria [9]

Capítulo 3 - Trabalhos experimentais de referência

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresentam-se alguns trabalhos experimentais, realizados no domínio da presente dissertação. Analisaram-se dez trabalhos nacionais (seis realizados na presente linha de investigação, iniciada por Pinho [62]) e quatro trabalhos internacionais. Esta pesquisa incidiu sobre investigações que tratam de ensaios experimentais de paredes de alvenaria de pedra, assim como soluções de reforço como o reboco armado e o confinamento transversal e respectivos materiais. Foi também analisado um trabalho sobre modelação numérica de paredes de alvenaria. Na Tabela 3.1 apresentam-se os trabalhos de referência selecionados.

Tabela 3.1 – Trabalhos de referência

Autores	Instituição	Título	Referência bibliográfica
Pinho, F. 2007	Faculdade de Ciências e Tecnologias	Paredes de alvenaria ordinária - estudo experimental com modelos simples e reforçados	[62]
Fonseca, M. 2010		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas	[32]
Rodrigues, P. 2011		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas	[65]
Freire, P. 2011		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas	[33]
Morais, H. 2011		Análise experimental de um murete de alvenaria tradicional	[58]
Martins, S. 2014		Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos	[52]
Costa, A.; Candeias, P.; Massena, B.; Coias, V. 2004	LNEC; STAP	Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicação de reforços de fibra de vidro (GFRP)	[22]
Bairrão, R.; Falcão, M. 2007	LNEC/NESDE	Comparison of different reinforcement techniques using polymeric grids on a limestone masonry structure	[10]
Oliveira V.; Silva A., E. Garbin, P.B. Lourenço 2012	Universidade do Minho; Universidade de Padova	Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research	[60]
Arêde A.; Costa A. A.; Costa A. 2016	Universidade do Porto; Universidade de Aveiro	Construções tradicionais de alvenaria de pedra: comportamento e reforço sísmico	[8]
Dolce, M.; Cacosso A.; Ponzo F.; Marnetto R. 2004	Universidade de Potenza; TIS-Spa Roma	New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the cam system	[25]
Valluzi, M.; Porto, F.; Modena, C. 2004	Universidade de Padova	Behaviour and modelling of strengthened three-leaf stone masonry walls	[76]
Lourenço, P.; Zucchini A.; Milani G.; Tralli, A. 2006	Universidade do Minho; ENEA; Universidade de Ferrara	Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings	[47]
Papanicolaou, C.; Triantafyllou, T.; Lekka, M. 2010	Universidade de Patras	Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels	[61]

3.2 Trabalhos nacionais

- **Paredes de alvenaria ordinária - estudo experimental com modelos simples e reforçados [62]**

Realizado por Pinho [62], no âmbito da sua tese de doutoramento, este é o principal trabalho de referência da presente dissertação. Este estudo analisa o comportamento de diversas soluções de reforço, aplicadas a muretes de alvenaria de pedra irregular, sendo que uma destas técnicas é o objeto de estudo do presente trabalho. Para tal, foram construídos 62 muretes de alvenaria ordinária com duas dimensões: 0,80x0,40x1,20 [m] (muretes “pequenos”) e 1,20x0,40x1,20 [m] (muretes “grandes”).

O murete de alvenaria utilizado no trabalho experimental integrado na presente dissertação não provém da série de muretes previamente mencionados, mas sim de uma segunda série, executada posteriormente. Esta série utilizou as mesmas proporções, os mesmos materiais e os mesmos processos construtivos, caracterizando-se os muretes de acordo com os dados obtidos da primeira série.

Os muretes de alvenaria, erguidos sobre bases de betão armado com 20 cm de altura e a mesma seção dos muretes, são constituídos por 25% de argamassa de cal aérea hidratada com traço 1:3 (cal aérea, areias de rio e areeiro) e 75% de pedra calcária (volumetricamente). Foram ainda introduzidos perpianhos a 1/3 e 2/3 da altura. Apresentam-se na Tabela 3.2 as características dos materiais constituintes dos muretes não reforçados, pedra calcária e argamassa, obtidas através de ensaios realizados por Pinho [62].

Tabela 3.2 – Breve caracterização dos materiais utilizados [62]

Propriedade	Pedra calcária	Argamassa (90 dias)
Massa volúmica real [Kg/m ³]	2709,4	2590,1
Massa volúmica aparente [Kg/m ³]	2490,6	1742,9
Porosidade aberta [%]	8,1	32,7
Módulo de elasticidade dinâmico [MPa]	-	2310
Resistência à compressão [MPa]	47,8	0,65
Resistência à flexão [MPa]	-	0,3

De modo a caracterizar os muretes, executaram-se três de referência, não reforçados, que foram ensaiados à compressão simples, Figura 3.2 (a), cujos resultados estão dispostos na Tabela 3.3. Na Figura 3.1 apresentam-se os gráficos de força/tensão – deslocamento/extensão obtidos nos ensaios realizados [62].

Tabela 3.3 – Comportamento mecânico dos muretes de referência [62]

Murete	Força máxima [kN]	Força máxima média [kN]	Tensão máxima [MPa]	Tensão máxima média [MPa]
M43	134,2	136,8	0,42	0,43
M21	127,7		0,40	
M32	148,5		0,46	

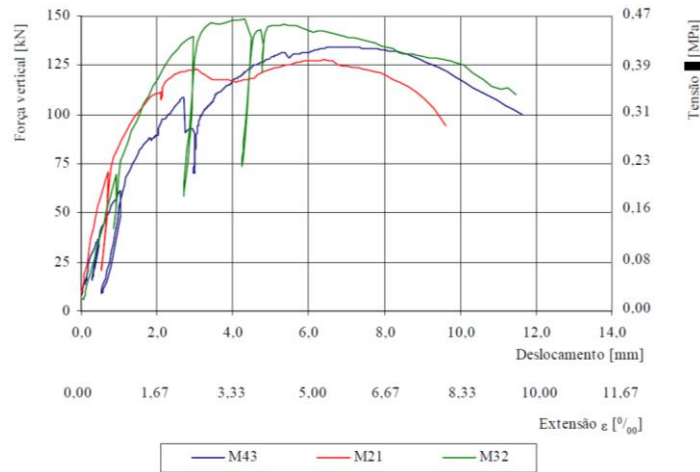
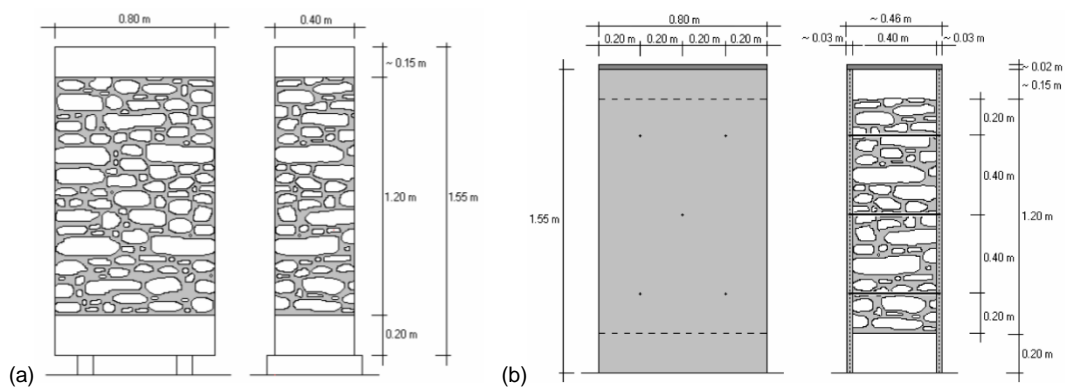


Figura 3.1 – Gráfico força/tensão – deslocamento/extensão dos muretes de referência [62]

Neste trabalho, Pinho [62], realizou ainda muretes reforçados com diversas soluções. É com base na solução IV de Pinho [62] que o trabalho experimental desta dissertação é desenvolvido. Esta solução consiste num reboco de argamassa bastarda, com cerca de 3 cm de espessura ao traço volumétrico 1:1:3:3 (cimento, cal aérea, areia de rio, areia de areeiro), com uma dupla camada de rede de fibra de vidro embebida a meio da espessura do reboco, Tabela 3.4. É ainda elaborado um confinamento transversal através da passagem de quatro fios de aço zincado em cada furo (cinco furos), que equivale a uma área de aço de 50,24 mm², Figura 3.2 (b) [62].

Tabela 3.4 – Características da argamassa de reboco utilizada na solução IV de Pinho [62]

Argamassa de reboco	Edin [Mpa]	Rcomp [Mpa]	Rflex [Mpa]	MVR [Kg/m ³]	MVA [Kg/m ³]	Porosidade aberta [%]	CCap [Kg/m ² .h ^{1/2}]	Coeficiente PVA [Kg/m.s.Pa]
Argamassa bastarda (Sol. IV)	5636,50	4,55	1,22	2767,80	1874,80	32,20	13,60	1,61E-11



(a) – Murete de referência; (b) – Murete reforçado com a solução IV
Figura 3.2 – Representação esquemática de murete simples e reforçado [62]

Para esta solução IV foram reforçados seis muretes, três “grandes” para o ensaio de compressão-corte e três “pequenos” para o ensaio de compressão axial. No âmbito desta dissertação apenas será analisado o ensaio de compressão axial. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 3.5 e Figura 3.3, que revelam melhorias significativas em relação aos muretes de referência [62].

Tabela 3.5 – Resultados do ensaio de compressão axial da solução IV [62]

Murete	Força máx. [kN]	Força máx. média [kN]	Rigidez axial [kN.m/m]	Rigidez axial média [kN.m/m]
M34	467,5	440,3	235×10^3	278×10^3
M29	414,6		284×10^3	
M27	438,7		315×10^3	

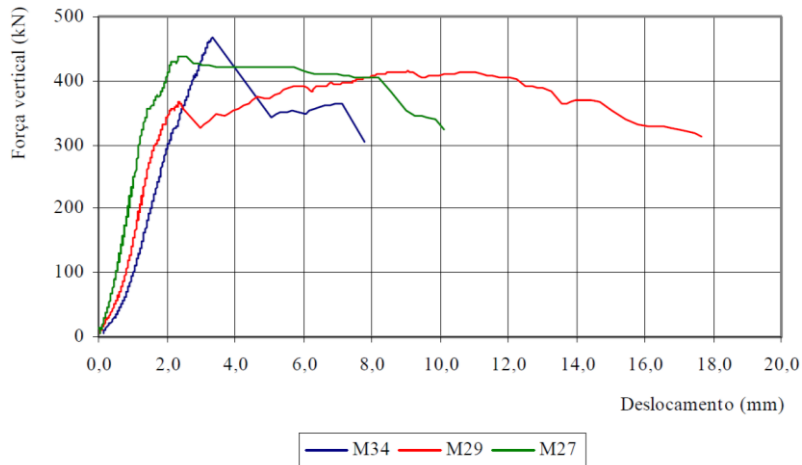
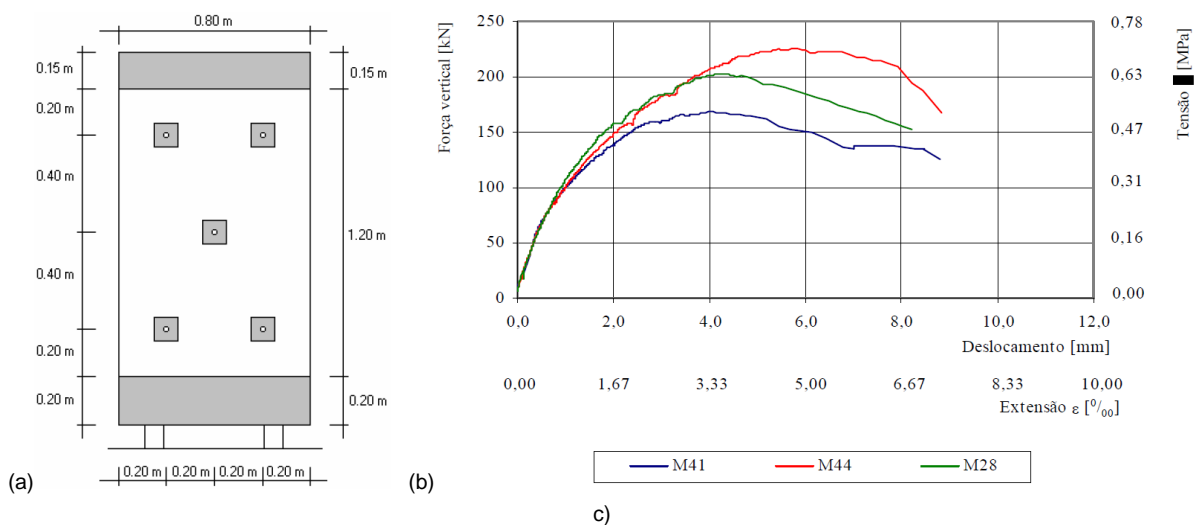


Figura 3.3 – Gráfico força – deslocamento dos muretes da solução IV [62]

Foi também elaborado um reforço que consiste na colocação de conectores metálicos (solução I). Este método de reforço tem por objetivo de avaliar a influência do confinamento transversal. Consiste na aplicação de conectores transversais isolados, na forma de varões roscados M12 de aço galvanizado, ancorados nas extremidades por chapas metálicas de 100x100 [mm] e 5 mm de espessura. A distribuição adotada corresponde a um quincôncio, semelhante à da solução IV, com afastamentos entre si de 0,40 m, nas direções horizontais e verticais, Figura 3.4 (a). Na Figura 3.4 (b) apresenta-se o gráfico dos valores força/tensão – deslocamento/extensão obtidos nos ensaios dos muretes ensaiados, [62].



(a) – Representação esquemática da solução de reforço; (b) – Gráfico força/tensão – deslocamento/extensão

Figura 3.4 – Solução I de Pinho [62]

- **Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [32];**
- **Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [65];**
- **Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas [33];**

No seguimento do trabalho experimental de Pinho [62] foram realizadas três dissertações, que desenvolveram o estudo de confinamento transversal através de fitas metálicas. Os muretes reforçados foram os da primeira série, dois “pequenos” por Fonseca [32] e Freire [33] e um “grande” por Rodrigues [65]. Foram utilizadas fitas de três fabricantes diferentes cujas propriedades, obtidas através de ensaios realizados pelos alunos, se podem verificar na Tabela 3.6 [32, 33, 62, 65].

Tabela 3.6 – Características das fitas metálicas utilizadas [32, 33, 62, 65]

Dissertação	Fabricante	Secção média [mm ²]	Força máxima média [kN]	Tensão de cedência média [MPa]	Tensão de rotura média [MPa]
Fonseca	<i>Bao Yi Metals</i>	1,03x12,63	6,98	217,95	538,35
Rodrigues	<i>YuYao ZiHai Metals</i>	1,18x12,60	9,28	298,63	623,54
Freire	<i>Bandimex</i>	0,68x12,80	6,4	479,3	739,54

A distribuição das fitas em Fonseca [32] e Rodrigues [65] foi efetuada de acordo com uma disposição contínua o que levou à passagem das fitas duas vezes em cada furo, distribuída por três níveis. Já em Freire [33], foi realizada uma disposição anelar o que permitiu, aliado ao facto de as fitas serem de menores dimensões, passar três fitas por furo nas fiadas superior e inferior de furos e quatro fitas no furo central. Após a execução de injeção de calda nos furos e da selagem dos mesmos, com uma almofada de argamassa, os muretes foram ensaiados à compressão axial, Figura 3.5 [32, 33, 62, 65].



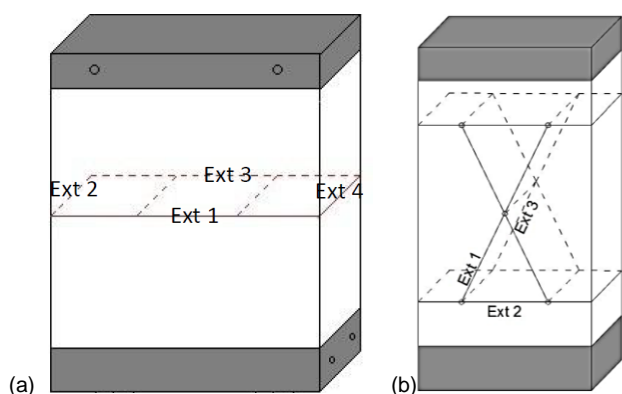
(a) – Murete reforçado por Fonseca; (b) – Murete reforçado por Rodrigues; (c) – Murete reforçado por Freire

Figura 3.5 – Aspeto final dos muretes antes do ensaio à compressão [32, 33, 62, 65]

Em todos os casos observa-se que a resistência mecânica dos muretes aumentou para quase o dobro, quando comparados com os muretes de referência. No entanto não se aproximam aos valores da solução IV de Pinho [62] devido ao facto de não ter sido efetuado o revestimento com reboco armado. São ainda apresentadas as extensões medidas na força máxima para as fitas instrumentadas, Tabela 3.7 e Figura 3.6 [32, 33, 62, 65]. Fonseca [32] colocou os dois extensómetros na fita a meia altura, no centro da face lateral direita.

Tabela 3.7 – Resultados obtidos do ensaio de compressão axial [32, 33, 62, 65]

Murete	Força máxima [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Deslocamento [mm]	Extensões [%]			
				1	2	3	4
Fonseca	253,3	0,79	13,2	1,6	1,8	-	-
Rodrigues	366,7	0,76	9,9	0,3	1,1	2,4	1,4
Freire	267,6	0,84	6,6	1,2	1,2	0,4	-

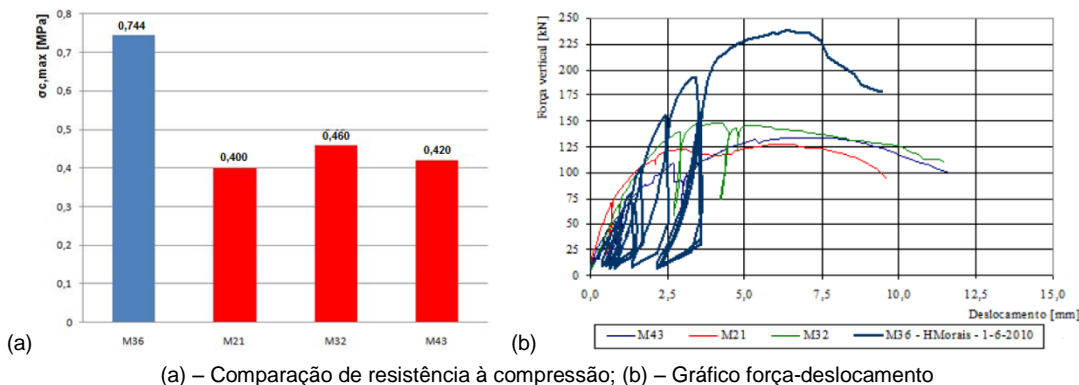


(a) – Rodrigues [65]; (b) – Freire [33]

Figura 3.6 – Representação esquemática da instrumentação das fitas

- Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional [58]**

Este trabalho analisa modelos experimentais, simples e reforçados, de alvenaria de pedra tradicional. Realizou-se um ensaio à compressão axial de um murete de alvenaria ordinária não reforçado. O objetivo deste ensaio foi determinar a resistência à compressão do murete e compará-lo com os valores de Pinho [62], Figura 3.7, considerando as diferentes idades que consequentemente implicam profundidades de carbonatação distintas. Por fim analisou-se o impacto destas variantes nos resultados [58].



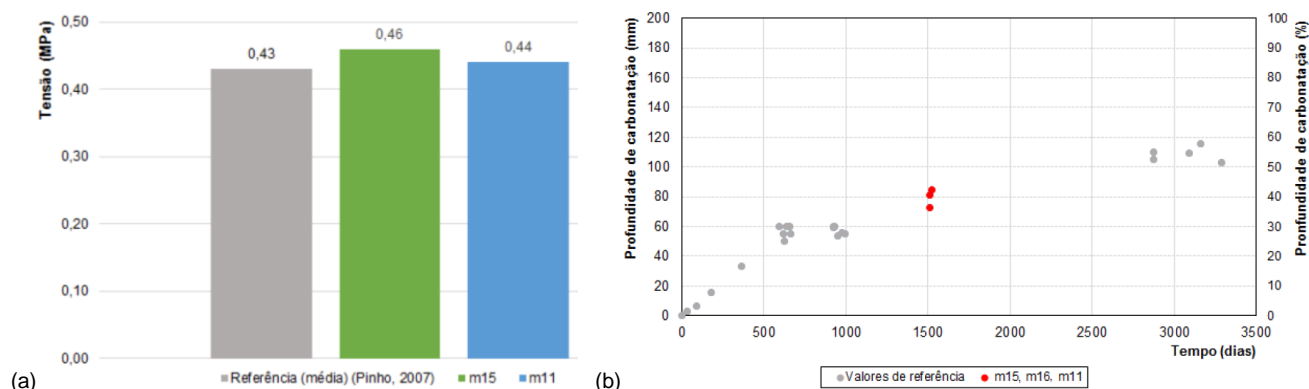
(a) – Comparação de resistência à compressão; (b) – Gráfico força-deslocamento

Figura 3.7 – Comparação de resultados dos muretes de referência de Pinho [62] com o M36 de Morais [58].

Analisando os dados acima expostos, torna-se clara a melhoria na resistência à compressão obtida pelo murete ensaiado por Morais [58], registando um aumento de 74% em relação aos provetes de Pinho [62]. Naturalmente a profundidade de carbonatação aumenta ao longo do tempo. Sendo que os muretes de Pinho [62] foram ensaiados aos 2 anos de idade, enquanto o de Morais [58] foi aos 8 anos, era expectável que este murete tivesse uma profundidade de carbonatação superior (cerca de 25%). Assim é plausível relacionar o aumento de resistência à compressão com o aumento de profundidade da carbonatação, facto corroborado pelo conhecimento generalizado de que a argamassa carbonatada é mais resistente que a argamassa não carbonatada. Não obstante este trabalho analisa apenas um murete e tendo em conta a elevada heterogeneidade da alvenaria de pedra, seria benéfico realizar mais ensaios [58].

- **Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos [52]**

Esta dissertação de mestrado aborda o tema do comportamento de ligações pavimento/parede de edifícios antigos. A parte experimental deste trabalho consiste na simulação de uma ligação entre um pavimento e uma alvenaria de pedra, representada por um murete de alvenaria ordinária reforçado com uma lâmina de microbetão na face em contacto com o pavimento (M16). Foram ainda realizados dois ensaios de compressão a outros dois muretes não reforçados (M15 e M11), Figura 3.8 (a). Finalmente, foram estudadas as profundidades de carbonatação de cada murete, Figura 3.8 (b) [52].



(a) – Comparação dos muretes não reforçados com os de Pinho [62]; (b) – Comparação da profundidade de carbonatação dos muretes ensaiados com os valores de referência

Figura 3.8 – Comparação dos muretes ensaiados com os da respetiva linha de investigação [52]

Os resultados apresentados nos diagramas demonstram que os valores obtidos para a resistência à compressão, apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores de Pinho [62]. Também os valores para a profundidade de carbonatação demonstram uma evolução da profundidade semelhante à obtida nos trabalhos da respetiva linha de investigação. Embora os muretes ensaiados por Martins [52] façam parte de uma segunda série de muretes construída posteriormente, os valores mantêm-se coerentes. Tal fenómeno já era esperado tendo em conta que os materiais de construção, proporções e processos construtivos, foram semelhantes em ambas as séries [52].

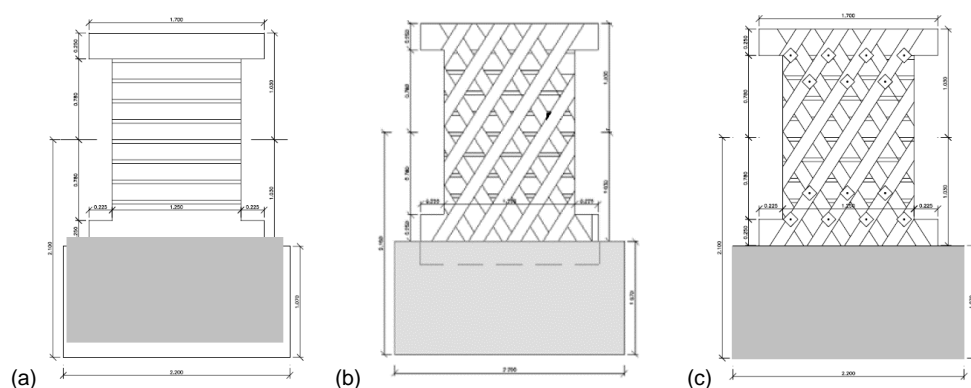
- **Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicação de reforços de fibra de vidro (GFRP) [22]**

Este trabalho tem como principal objetivo a determinação da eficácia de técnicas de reforço sísmico de paredes de alvenaria de edifícios Gaioleiros. A campanha experimental foi desenvolvida pelo LNEC e recaí sobre

modelos de alvenaria que reproduzem as características de um nembro de um edifício gaioleiro, reforçado e não reforçado, sujeito a flexão composta. Dado que os edifícios variam bastante em termos de utilização e geometria e tendo em conta que estes fatores influenciam as forças gravíticas presentes nos nembros, foram aplicadas diversas cargas verticais para se definir a importância deste fator no comportamento da estrutura. Teve-se ainda em consideração os diversos modos de rotura por esforço transversal aquando a conceção dos sistemas de ensaio.

Todos os provetes têm 206 cm de altura, 170 de largura e 22 cm de espessura, e correspondem a um nembro de 156 cm de altura, 125 cm de largura e 22 cm de espessura. Foram construídos sobre uma base de betão armado, utilizada para fixação à laje de ensaio.

Os modelos não reforçados são o M1, M2 e M3, Figura 3.9 (a). Os modelos reforçados têm duas disposições, sendo os da 1ª série o M4, M5, M6 e M7, com uma solução simples, sem confinamento transversal e com faixas de fibra de vidro de cerca de 10 cm de largura, representado esquematicamente na Figura 3.9 (b). Os da 2ª série (M8, M9, M10 e M11) contam com uma disposição de fitas idêntica aliada a um confinamento transversal, com varões roscados de 8mm de diâmetro que atravessam a parede e são fixados por chapas de aço, Figura 3.9 (c) [22].



(a) – Modelo não reforçado; (b) – Modelo reforçado da 1ª série; (c) – Modelo reforçado da 2ª série

Figura 3.9 – Representação esquemática dos modelos não reforçados e reforçados [22]

Para o ensaio das estruturas utilizou-se um sistema que permite reproduzir a ação sísmica através da imposição de esforços verticais e horizontais, com o cuidado de introduzir um ponto de inflexão a meia altura da parede, de acordo com as condições habituais de encastramento de um nembro. Foram ainda reproduzidos modos de colapso frágeis por esforço transversal. Na Tabela 3.8 encontra-se um resumo dos resultados obtidos de acordo com os parâmetros utilizados para a definição do comportamento da estrutura: força vertical e horizontal, deslocamento horizontal na rotura e energia dissipada [22].

Tabela 3.8 – Esforços verticais aplicados nos diferentes modelos [adaptado de [22]]

Modelo	Força vertical [KN]	Série	Deslocamento horizontal na rotura [mm]	Força horizontal [kN]	Energia dissipada [kN.mm]
M9	103	2 ^a	22,6	-64,7	1729,1
M10	151	2 ^a	13,7	68,9	2073,8
M8*	189	2 ^a	0,9	40,6	40,3
M11	193	2 ^a	11,2	53,8	1633,3
M7	75	1 ^a	14,9	-82,5	1714,8
M6	100	1 ^a	12,7	65,2	847,9
M5	148	1 ^a	8,1	-67,4	691,4
M4	185	1 ^a	5,9	-80,5	563
M3	97	Ref.	7,5	-46,8	537,2
M2	100	Ref.	8,2	-57,3	563,8
M1	180	Ref.	5,8	60,7	462

*Rotura prematura do modelo devido a deficiente disposição dos conectores

Comparando os resultados da 1^a e 2^a série para carregamentos verticais semelhantes, é possível verificar o aumento de desempenho proveniente dos conectores transversais, que se pronuncia no aumento da ductilidade e capacidade de dissipação de energia da estrutura. Os mecanismos de rotura frágil são também minimizados. Quanto menor foi a carga vertical, maior foi o valor de deslocamento horizontal [22].

- **Comparison of different reinforcement techniques using polymeric grids on a limestone masonry structure [10]**

O modelo elaborado por Bairrão R. et al. [10] consiste num edifício de alvenaria de pedra tradicional de um piso com uma disposição assimétrica, reforçado com uma rede de polímeros. O modelo era composto por paredes de 3,6 m de altura e 0,24 m de espessura sem qualquer tipo de cobertura. Os vãos estavam dispostos em três paredes e cada uma incluía respetivamente uma porta, duas janelas uma janela, Figura 3.10. A estrutura foi construída assente numa laje de betão armado de 0,2 m de espessura [10].



(a) – Modelo não reforçado verticalmente; (b) – Modelo reforçado verticalmente; (c) – Modelo rebocado

Figura 3.10 – Reforço do modelo em alvenaria de pedra [10].

Os materiais utilizados na construção da estrutura foram pedras de calcário (dois tamanhos), rede de polímeros *RitcherGard 20* e uma argamassa bastarda de traço 1:3:12 (cimento, cal aérea e areia). O reforço do modelo foi executado em duas fases, sendo a primeira o reforço das juntas de assentamento horizontais com a rede polimérica, seguido de um teste sísmico até se alcançar um dano moderado na estrutura. Após a primeira fase

experimental o modelo foi reparado, envolvido com a rede *RitcherGard* nas suas faces verticais, fixada através de peças de ligação e rebocado com uma argamassa de fibras dispersas, Figura 3.11 [10].

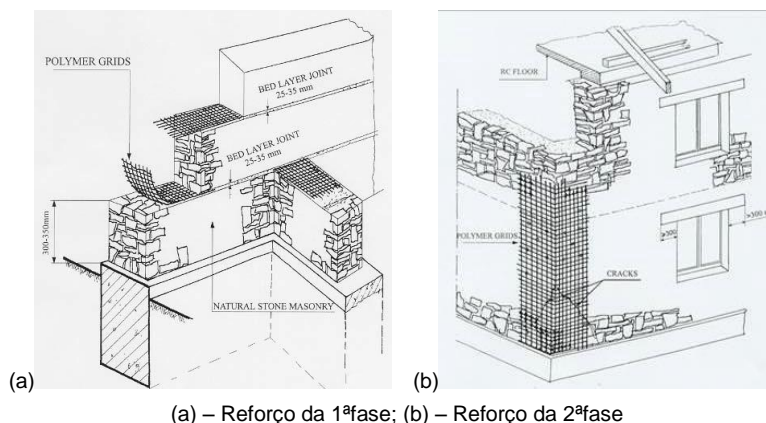


Figura 3.11 – Representação esquemática do sistema de reforço aplicado [10].

Na primeira fase experimental, os danos da estrutura surgiram em primeiro lugar na parte inferior do modelo, sendo ainda observados estragos significativos nas zonas junto aos vãos, com esforços mais elevados. Já na segunda fase, as fendas também começaram por surgir na zona inferior da estrutura e tal como na primeira fase, verificaram-se fendas junto aos vãos para os carregamentos mais elevados. No entanto, este fenómeno foi mais ténue e em menor quantidade, comparando com a 1ª fase.

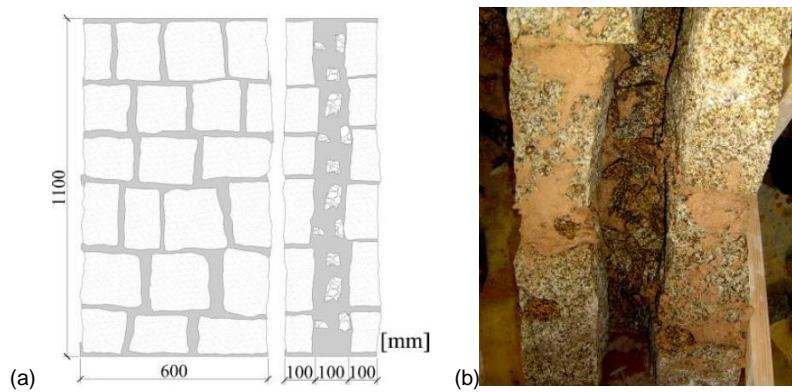
Com a conclusão da 2ª fase observou-se que: os esforços normais foram distribuídos mais uniformemente pelo reforço das juntas de argamassa horizontais; surgiram mais fendas na parte superior do modelo, devido aos seus maiores deslocamentos; o reforço vertical das paredes permitiu valores superiores de aceleração do solo. Concluiu-se que esta solução de reforço confere resultados significativos no aumento da ductilidade da estrutura e na capacidade de deformação [10].

- ***Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research [60]***

Este estudo foca-se na investigação de duas técnicas de reforço de alvenaria. Para tal, construíram-se três conjuntos de muretes de alvenaria de pedra de três panos, dedicados ao teste de paredes reforçadas com conectores, com injeção de calda e também não reforçadas, que serão ensaiados à compressão axial.

Os materiais utilizados na construção dos muretes consistem em pedras de granito e argamassa de cal hidráulica com metacaulinos. Para as camadas exteriores utilizaram-se as pedras, enquanto o interior foi preenchido com material de enchimento, composto pelos desperdícios das pedras de granito e argamassa não compactada, com o objetivo de criar cerca de 30-40% de vazios e assim recriar as condições mais desfavoráveis. Não foram utilizados perpianhos nem qualquer tipo de confinamento transversal. Utilizou-se uma argamassa de baixa resistência de cal hidráulica (25%) e metacaulinos (75%) ao traço 1:3, escolhida com o objetivo de promover a cura exclusivamente através de hidratação, de modo a permitir uma resistência próxima da máxima, num curto prazo. Foram ainda adicionadas pozolanas (10% do peso do ligante) para melhoria da trabalhabilidade.

A geometria dos blocos de alvenaria pretende representar a uma escala 1:2 modelos originais da tipologia em estudo que foram construídos com as dimensões representadas na figura 3.12 [60].



(a) – Dimensões dos muretes; (b) – Construção dos muretes
 Figura 3.12 – Representação dos blocos de alvenaria [60]

O ensaio das paredes não reforçadas permitiu verificar que o mecanismo de colapso teve origem nas folhas exteriores. Estas ao serem carregadas fendilharam nas zonas das juntas horizontais, que levaram a uma rotação fora do plano dos panos exteriores, causado por efeitos de segunda ordem. Concluiu-se que a resistência dos panos exteriores não foi totalmente mobilizada e que o colapso se deveu a fenómenos de instabilidade que levou à separação dos panos, Figura 3.13 [60].

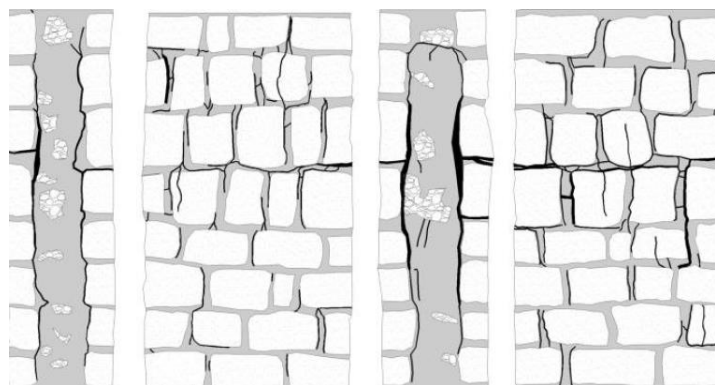


Figura 3.13 – Fendilhação observada num dos muretes de referência [60]

O reforço com conectores transversais foi efetuado com fios GFRP de alta resistência e em média, revelaram melhorias da resistência à compressão na ordem dos 55%. No entanto verificaram-se valores do módulo de *Young* abaixo do das paredes não reforçadas, que se devem a fatores associados às diferenças de construção, que afetaram principalmente a capacidade de deformação da parede.

Esta técnica não revela melhoria significativas no que toca a rigidez, tendo no entanto melhorado a ductilidade do murete. Tal aconteceu porque os conectores transversais conseguiram controlar a súbita separação dos panos de alvenaria. No entanto este fenómeno apenas ocorreu localmente, nas zonas confinadas, evidenciando-se à medida que o carregamento da parede aumentava. Sendo assim o colapso foi devido a instabilidade localizada que levou ao destaque das zonas dos panos que não estavam abrangidas pelo confinamento, Figura 3.14 [60].

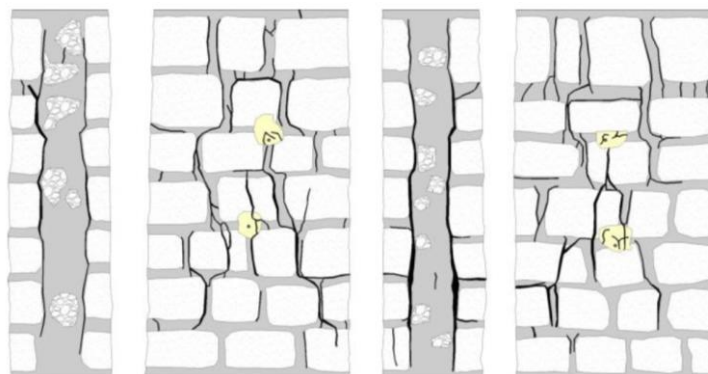


Figura 3.14 – Fendilhação observada num dos muretes reforçados com confinamento transversal [60]

As paredes injetadas com *grout* de cal hidráulica, comercializada para reabilitação de alvenarias de pedra, revelaram melhorias na ordem dos 80%, comparando com os modelos não reforçados. A sua rigidez aumentou cerca de 6-16%, que resulta da incorporação da calda injetada na folha interior e embora não sendo uma melhoria muito significativa, na prática esta solução é preferível, para não comprometer a compatibilidade mecânica, Figura 3.15.

Observou-se ainda que a injeção de caldas não foi tão eficiente como o confinamento transversal, no que toca ao controlo do destaque dos panos sob cargas elevadas. Estas diferenças de comportamento são justificadas pela natureza da ligação entre as folhas. A calda injetada permite uma ligação distribuída ao longo de toda a superfície, contribuindo para a consolidação das folhas, no entanto quando a ligação chega ao seu limite e falha, o colapso aproxima-se rapidamente visto que ocorre uma rotura frágil na face das folhas, o que leva ao seu destacamento. Tal não acontece com o confinamento transversal que confere um comportamento mais dúctil ao murete [60].

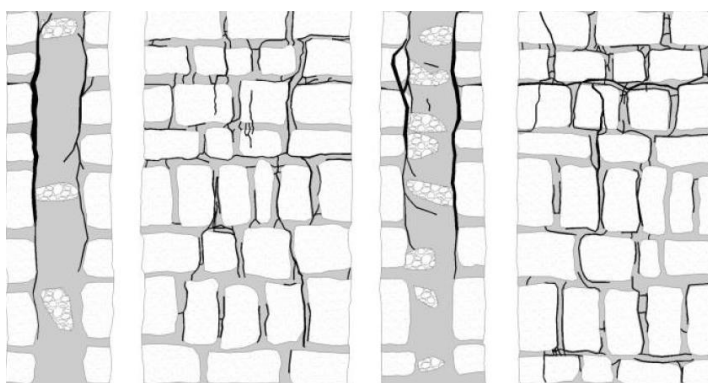


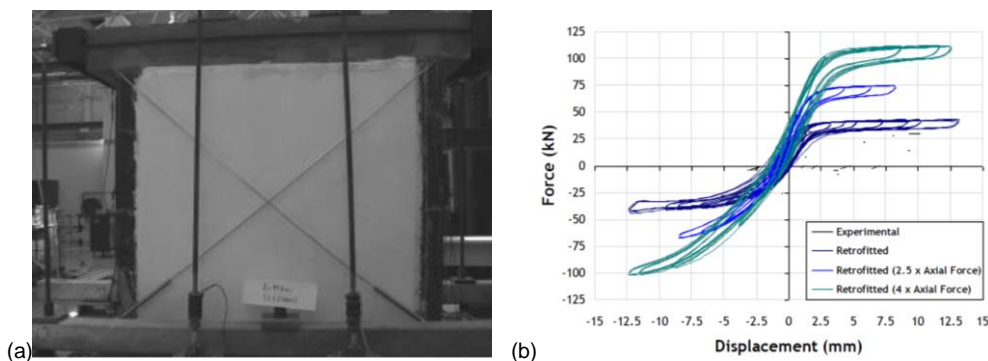
Figura 3.15 – Fendilhação observada num dos muretes reforçado com injeção de caldas [60]

- **Construções tradicionais de alvenaria de pedra: comportamento e reforço sísmico [8]**

Este trabalho de investigação foi desenvolvido na sequência do sismo do Faial em 9 de Julho de 1998, com o objetivo de aprofundar conhecimentos sobre a constituição das estruturas de alvenaria tradicional presentes na Ilha do Faial, no sentido de realizar de forma adequada as operações de reabilitação estrutural e reforço sísmico desta tipologia construtiva.

Inicialmente foi realizada uma campanha experimental de ensaios *in-situ*, de onde se extraiu um nêmo de uma dessas construções e se transportou para o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), da

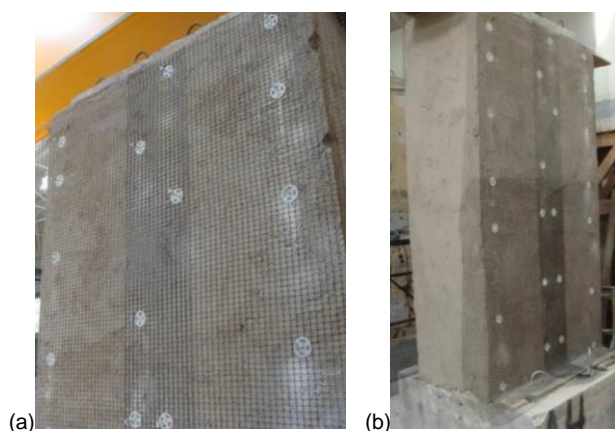
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto onde se realizaram ensaios em ambientes controlados. Realizaram-se ensaios das paredes nas suas condições originais e após o devido reforço de reboco armado, que foi aplicado nas obras de reabilitação pós-sismo. Na figura 3.16 pode observar-se a parede em laboratório, que foi objeto de um ensaio de corte com compressão, inicialmente sem reforço e posteriormente com aplicação do reboco armado [8].



(a) – Ensaio da parede reforçada; (b) – Comparação da resposta da parede simples e reforçada
 Figura 3.16 – Avaliação do comportamento cíclico da parede e do reforço com reboco armado [8]

Na sequência do ensaio foi possível observar que após o reforço do painel de parede, este teve um comportamento equiparável a um corpo rígido por rotação na base (*rocking*), onde abriu uma fenda dada a inexistência de ligação à fundação. Tal fenómeno também se verificou para níveis superiores de carregamento vertical, onde embora não se tenham verificado melhorias na dissipação de energia, foram evidenciadas maiores capacidades de deslocamento.

No seguimento do trabalho experimental foram construídos painéis de alvenaria, executados com blocos não regulares de granito e com enchimento de fragmentos e argila misturada com cal aérea, em conjunto com uma argamassa de cal aérea e argila ao traço 1:3. As paredes reforçadas foram ainda regularizadas e retificadas as suas imperfeições. Como reforço recorreu-se novamente à técnica de reboco armado, mas desta vez com uma rede de polipropileno. Efetuaram-se sobreposições da rede e a sua dobragem na base, Figura 3.17. A ancoragem do reforço na sapata foi realizada através da fixação de um perfil metálico em L, com o propósito de melhorar a resistência do provete [8].



(a) – Sobreposição vertical; (b) – Aplicação na base
 Figura 3.17 – Pormenores da aplicação do reforço [8]

A Tabela 3.9 apresenta os resultados obtidos na sequência do ensaio das paredes simples e reforçadas, que foi realizado com forças verticais crescentes sendo aplicados três estados de pré-compressão verticais, para simular três casos distintos: provete 1, carga de piso único (0 kN); provete 2, uma parede de suporte de carga localizada no piso térreo de um edifício de dois andares (52 kN); provete 3, uma parede de suporte de carga localizada no piso térreo de um edifício de quatro andares (150 kN). Observou-se que quanto maior for carregamento vertical, maior a resistência da estrutura. A aplicação do reboco armado evidenciou melhorias no que toca ao aumento da capacidade de deslocamento, dissipação da energia e resistência mecânica [8].

Tabela 3.9 – Comparação dos resultados obtidos [8]

Parede	Força máxima [kN]	Deslocamento máximo [mm]	Energia dissipada [J]
OP_PF1	6,11	173	2161
OP_PF2	14,35	199	8036
OP_PF3	25,07	198	15770
OP_PF1R	10,8 (+78%)	336 (+94%)	7456 (+245%)
OP_PF2R	16,5 (+15%)	256 (+29%)	13091 (+63%)
OP_PF3R	27,3 (+9%)	277 (+40%)	11677 (+26%)

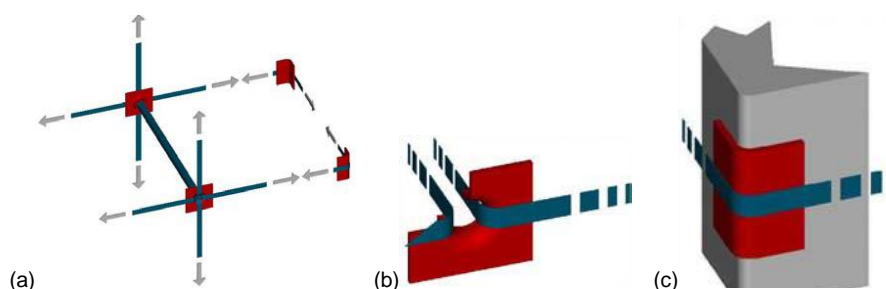
Com este trabalho foi possível confirmar as dificuldades patentes ao estudo de alvenarias tradicionais, que se prendem maioritariamente à caracterização mecânica dos materiais, que resulta das enormes irregularidades e variedade dos materiais, assim como diversos fatores que estão dependentes da própria construção.

Em relação aos reforços ensaiados, nomeadamente o reboco armado, ficou evidenciada a sua eficiência, sendo que é uma técnica que pode ser aperfeiçoada no sentido de melhorar a compatibilidade com a alvenaria de pedra, tanto do ponto de vista estrutural como do ponto de vista do comportamento higratérmico. Foi nesse sentido que se aplicou numa segunda fase uma rede mais ligeira e compatível com o suporte existente [8].

3.3 Trabalhos internacionais

- ***New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the cam system [25]***

Este trabalho explora as capacidades do sistema CAM, que consiste num esquema de confinamento de alvenaria tridimensional que funciona estilo “costura”. Tal como na presente dissertação, as fitas utilizadas são em aço inox e trespassam a alvenaria através de furos transversais ou abraçando o bloco (Figura 3.18) [25].



(a) – Organização básica; (b) – Peça de ligação; (c) – Peça de ângulo terminal
 Figura 3.18 – Organização e elementos principais do sistema CAM [25]

Este sistema apresenta como principal vantagem o facto de permitir melhorias na resistência e ductilidade da estrutura original. Sendo assim, o objetivo principal deste estudo será avaliar estas características. Foram construídos cinquenta painéis em alvenaria de tijolo com dimensões aproximadas de 90x90x12 [cm], que foram sujeitos a ensaios de compressão diagonal e vinte colunas de cerca de 32x32x82 [cm], para se realizar ensaios de compressão simples. Os painéis foram elaborados com argamassa de cimento; argamassa bastarda de cal hidráulica e cimento; e argamassa bastarda de cal aérea e cimento. As colunas são constituídas por uma alvenaria externa de tijolo de 5cm, com alvenaria de baixa qualidade no interior.

Testaram-se vinte provetes de fitas de aço inox, sendo que dez deles continham o dispositivo de fecho. Como seria de esperar, a resistência diminui cerca de 25% (Figura 3.19), o que mesmo assim não coloca em questão o comportamento dúctil desta solução, com extensões maiores que 10%. A cedência das fitas sem dispositivo de fecho situa-se numa tensão média de 610,2 MPa com 60% de extensão [25].

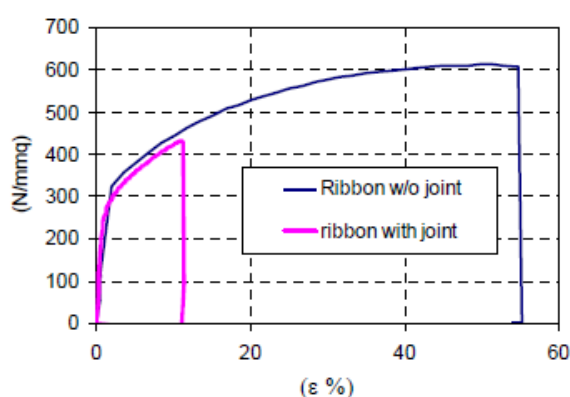


Figura 3.19 – Gráfico comparação de fita de aço inox com e sem ligação [25]

À data do artigo, apenas dois painéis tinham sido testados, cada painel foi primeiro levado à rotura, sem reforço, de seguida foram reforçados com o sistema CAM e ensaiados de novo. O ensaio de rotura inicial foi realizado com um carregamento monotónico, enquanto os painéis reforçados foram testados, um com carregamento monotónico e outro com carregamento cíclico, Figura 3.20.



(a) – Rotura do painel simples; (b, c) – Rotura do mesmo painel reforçado com o sistema CAM

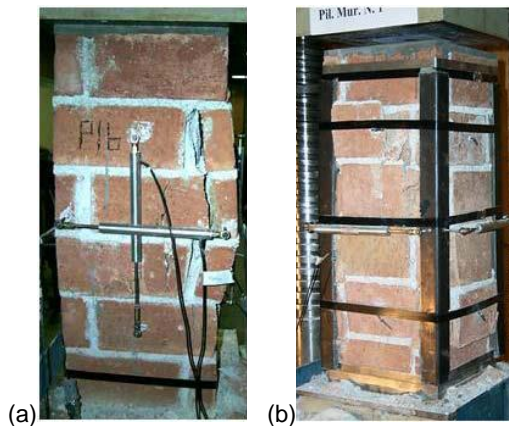
Figura 3.20 – Ensaio de painel realizados por M. Dolce et al. [25]

Na Tabela 3.10 podemos observar os principais resultados obtidos. O máximo deslocamento obtido nos painéis reforçados é bastante superior ao dos painéis simples. O acréscimo na máxima força é de cerca de 50% num caso e 15% noutro. A energia dissipada é cerca de trinta vezes superior nos ensaios monotónicos e sessenta vezes nos ensaios cíclicos.

Tabela 3.10 – Síntese dos resultados obtidos nos ensaios de dois painéis [25]

	M3-B2 monotónico	M3-B2-CAM monotónico	M3-B1 monotónico	M3-B1-CAM cíclico – 4 grupos
Deslocamento máximo [mm]	3,4	50,7	3,9	2,3/3,7/10,3/45,0
Força máxima [kN]	56,4	85,07	80,6	93
Energia dissipada [J]	103,3	3049,3	112,4	34+125+2300+3845 = 6304
Nº ciclos/deslocamento do ciclo [mm]	1	1	3	2/1, 12/2, 72/3, 84/6

No caso das colunas foram estudadas diferentes disposições da fita, variando em quantidade e até na geometria das peças metálicas de suporte, sendo posteriormente ensaiadas à compressão (Figura 3.21).



(a) – Mecanismo de falha de provetes simples, devido a instabilidade da camada de tijolo; (b) – Rotura de coluna após reforço
 Figura 3.21 – Ensaio realizados às colunas [25]

No seguimento dos ensaios às colunas puderam-se verificar melhorias na resistência à compressão na ordem dos 50% para os provetes simples. Para o caso de provetes previamente levados à rotura, as melhorias ficaram-se por uma média de 20%. Registaram-se ainda aumentos de 4 vezes na energia dissipada e melhorias significativas da ductilidade [25].

- ***Behaviour and modelling of strengthened three-leaf stone masonry walls [76]***

Publicado em 2004 por M. Valuzzi, F. Porto e C. Modena, este artigo investiga a aplicação de três técnicas de reforço de alvenaria de pedra composta por três panos. As soluções estudadas são injeções de argamassa, refecimento de juntas e conectores transversais. Foram escolhidos materiais calcários para as argamassas e *grouts* de modo a permitir uma melhor compatibilidade com os materiais originais (alvenaria de pedra) [76].

Os muretes de alvenaria tinham aproximadamente dimensões de 80 cm de comprimento, 50 cm de largura e 140 cm de altura. As duas camadas externas, com sensivelmente 18 cm de espessura cada, eram constituídas por blocos de calcário rugoso, com juntas de argamassa de 10 a 40 mm de espessura. O núcleo interno tinha cerca de 140 mm de espessura, e consistia numa argamassa misturada com os restos dos cortes das pedras das folhas exteriores. Esta camada não foi compactada com o objetivo de reproduzir o caso mais desfavorável e permitir o seu posterior reforço, Figura 3.22.

As paredes têm uma proporção de 68% de pedras, 17-22% de argamassa e 10-15% de volume de vazios. A pedra calcária utilizada nos provetes tem uma resistência à compressão de cerca de 160 MPa e a argamassa de cal hidráulica natural tem um traço de 1:3. A resistência à compressão desta argamassa em prismas de 40x40x160 [mm] foi de 1,57 e 1,64 MPa, aos vinte e oito e sessenta dias, respetivamente [76].



Figura 3.22 – Vista de alguns muretes antes e após a sua construção [76]

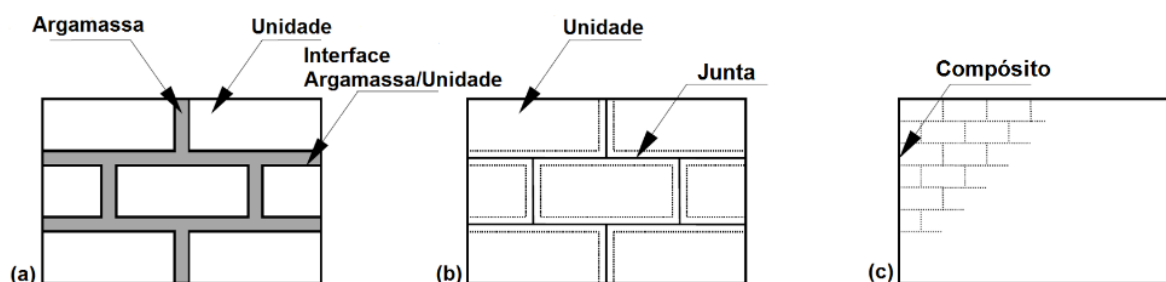
Os resultados obtidos para os muretes de alvenaria de referência demonstraram uma resistência à compressão que variou entre 0,99 e 1,97 MPa. Após o reforço dos muretes por injeções de argamassa, a resistência à compressão aumentou cerca de 40%, tendo sido obtido valores na ordem dos 2,5 MPa.

No caso das paredes reforçadas por refechamento de juntas ou por conectores metálicos, não se observaram melhorias significativas no aumento da resistência à compressão nem de rigidez, em comparação com os muretes de referência [76].

- **Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings [47]**

Este trabalho refere-se à análise de estruturas de alvenaria através de técnicas de homogeneização. Consoante o nível de exatidão e de simplicidade, podem-se utilizar os seguintes métodos de modelação, Figura 3.23:

- Modelação micro detalhada – as unidades de alvenaria e as juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos e a interface unidade-argamassa por elementos descontínuos.
- Modelação micro simplificada – as unidades de alvenaria expandidas e as juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos e a interface unidade-argamassa por elementos descontínuos.
- Modelação macro – as unidades de alvenaria, as juntas de argamassa e a interface unidade-argamassa são unificadas num bloco homogéneo e contínuo [47].



(a) – Modelação micro detalhada; (b) – Modelação micro simplificada; (c) – Modelação macro

Figura 3.23 – Métodos de modelação para estruturas de alvenaria [47]

Este estudo avalia duas estratégias de modelação, em ambas realiza-se a subdivisão da célula elementar num número elevado de subdomínios. O método micromecânico de homogeneização baseia-se no facto de que as unidades de alvenaria e a argamassa têm valores de rigidez muito diferentes, como consequência a interação entre estes dois elementos torna-se complexa. Esta diferença faz com que a distribuição das deformações seja irregular, comparando com um modelo compósito.

A simulação foi efetuada através da conjugação do modelo elástico micromecânico, com um modelo de dano para juntas e unidades de alvenaria, recorrendo a uma solução iterada de cálculo de coeficientes de dano. Foi utilizado um modelo de dano isotrópico com apenas um parâmetro, visto que a estrutura interna da célula, e por conseguinte o seu comportamento global anisotrópico, é contabilizado pelo modelo micromecânico tridimensional. A geometria de uma célula básica de alvenaria pode ser observada na Figura 3.24, sendo composta por: junta vertical, junta horizontal, junta de intersecção e unidade de alvenaria [47].

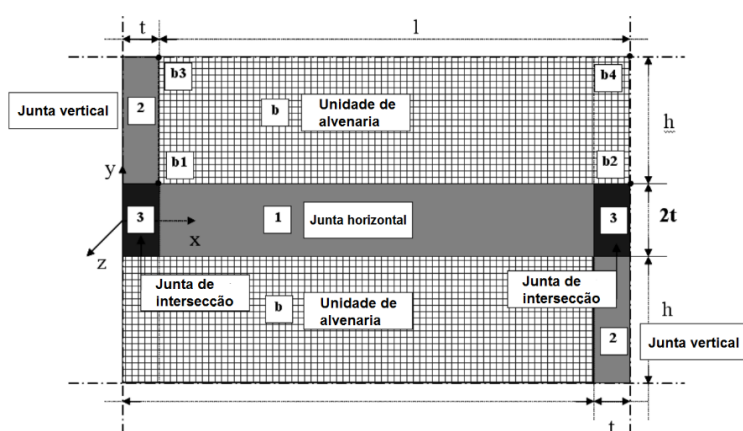
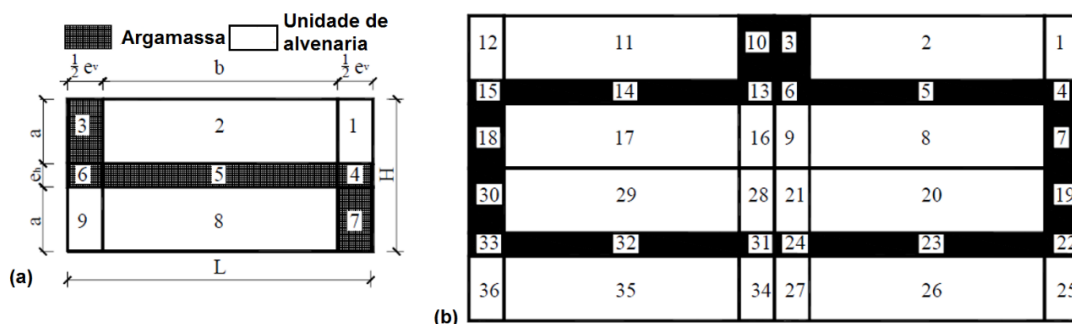


Figura 3.24 – Geometria de uma célula segundo o método micromecânico [47].

O método de expansão do campo de esforços envolve uma metodologia simples e numericamente viável para a resolução do problema de otimização. Como se pode observar na Figura 3.25, $\frac{1}{4}$ da célula é subdividido em nove formas geométricas elementares (subdomínios), sendo que a célula é subdividida em trinta e seis subdomínios. A subdivisão é obtida através de formas retangulares para cada subdomínio. O comportamento macroscópico depende das características mecânicas e geométricas tanto das unidades de alvenaria, como das juntas verticais e horizontais. Sendo assim, a solução adotada permite a caracterização independente de cada componente da célula [47].



(a) – Um quarto da célula; (b) – Célula integral

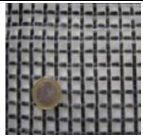
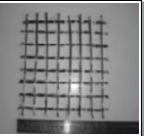
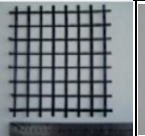
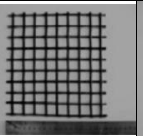
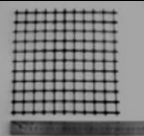
Figura 3.25 – Subdivisões e características geométricas adotadas [47]

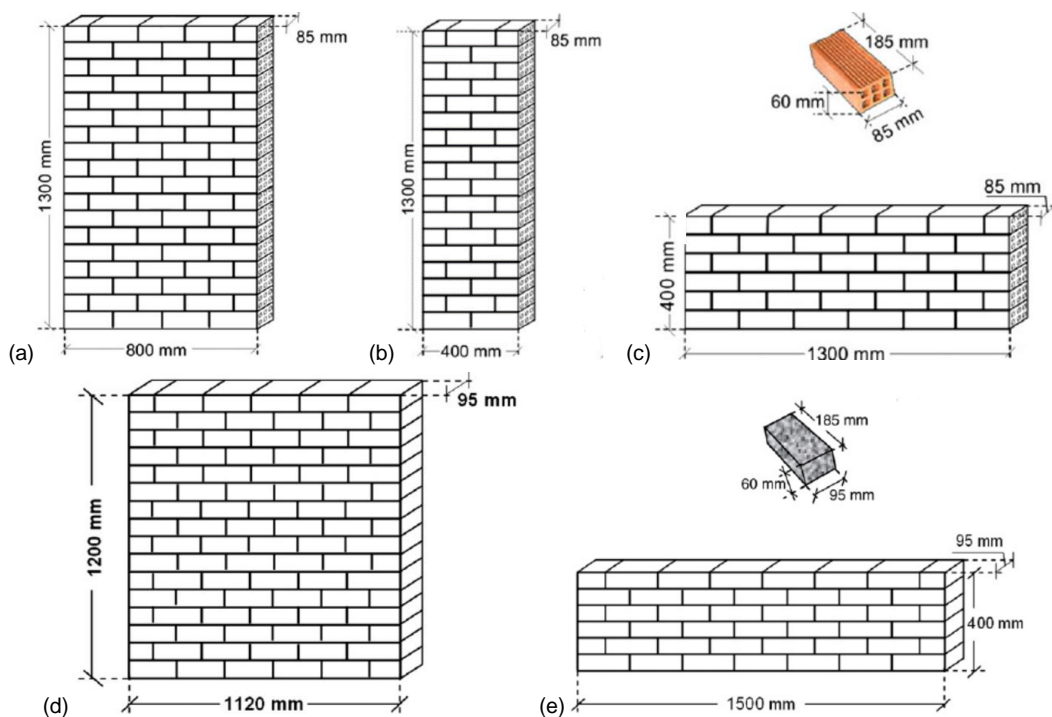
- **Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels [61]**

O programa experimental realizado por C. Papanicolau et al. consiste na construção de cinco modelos de alvenaria, sendo três deles alvenaria de tijolo (tipo A, B e C) e dois de alvenaria de pedra (D e E), representados esquematicamente na Figura 3.26, sendo posteriormente reforçados de acordo com a técnica TRM (*textile reinforced mortars*), onde se avaliam cinco tipos de redes (Tabela 3.11).

As argamassas utilizadas para o assentamento do tijolo e dos blocos de pedra natural foram ambas bastardas, com traços de 1:2:10 e 1:2:5,5 (cimento: cal aérea: areia), respetivamente. Para o revestimento das paredes de tijolo foi utilizada uma argamassa de cimento Portland com adição de plastificante. No caso das alvenarias de pedra natural foram utilizados dois tipos de argamassas: cimento Portland com adição de fibras poliméricas dispersas e uma argamassa bastarda de baixa resistência [61].

Tabela 3.11 – Propriedades físicas e mecânicas das redes [adaptado de [61]]

	Fibra de carbono	Fibra de basalto	Fibra de vidro	Fibra de poliéster	Fibra de polipropileno
					
Espaçamento da malha [mm]	10	25	25	22	19
Peso [g/m ²]	168	192	290	600	265
Resistência à tração [kN/m]	157	66	54	10	10
Módulo de elasticidade [GPa]	225	89	70	2	2



(a) – Tipo A; (b) – Tipo B; (c) – Tipo C (em baixo) e representação do bloco de tijolo (em cima);
(d) – Tipo D; (e) – Tipo E (em baixo) e representação do bloco de pedra natural (em cima)

Figura 3.26 – Representação esquemática dos diferentes modelos de alvenaria [adaptado de [61]]

Foram então realizados ensaios de modo a determinar o comportamento das alvenarias reforçadas. Os carregamentos aplicados foram os apresentados na Tabela 3.12. Em todos os tipos de carregamento foram testados provetes de controlo [61].

Tabela 3.12 – Detalhes do planeamento dos ensaios [adaptado de[60]]

Tipo de carregamento	Tipo de parede	Tipo de malha	Tipo de argamassa	Configuração da malha
Fora do plano, perpendicular às juntas horizontais	B	Fibra de carbono	Argamassa predefinida	1 /2 Camadas
			Resina <i>epoxy</i>	
Fora do plano, paralelo às juntas horizontais	C	Fibra de carbono	Argamassa predefinida	1/2 Camadas
			E	
	Fibra de poliéster			
	Fibra de polipropileno			
	E	Fibra de basalto	Argamassa bastarda	1 Camada
Fibra de basalto		Argamassa bastarda	1 Camada	
No plano	B	Fibra de carbono	Argamassa predefinida	1/2 Camadas
No plano	C	Fibra de carbono	Argamassa predefinida	1/2 Camadas
No plano horizontal	A	Fibra de carbono	Argamassa predefinida	1/2 Camadas
			Resina <i>epoxy</i>	
	D	Fibra de basalto	Argamassa com adição de fibras	1 Camada
			Argamassa bastarda	1 Camada

Os resultados experimentais obtidos para os carregamentos fora do plano, demonstraram que os modelos de alvenaria de pedra não reforçados têm uma capacidade de resistência à tração nula. No entanto os mesmos modelos reforçados, já apresentaram resistência à flexão e capacidade de dissipação de energia. O modelo reforçado com rede de fibra de poliéster revelou os melhores resultados. Verificou-se ainda que os modelos reforçados com duas camadas de rede melhoraram as capacidades resistentes.

No caso dos carregamentos no plano observou-se novamente que os modelos reforçados com duas camadas de rede melhoraram as capacidades resistentes. Pode ainda verificar-se que a quanto maior é a carga axial, maior é a resistência ao corte das paredes.

Com base na resposta das paredes do tipo A, B e C, conclui-se que a sobreposição de redes permite uma melhoria substancial tanto de resistência, como de capacidade de deformação. Observou-se no caso de carregamentos fora do plano, que mesmo na configuração de rede mais desfavorável, desde que devidamente ancorada, as melhorias são da ordem de 400% de resistência e 130% de capacidade de deformação. Já no cenário do carregamento no plano, calcularam-se melhorias de 15-30% na resistência ao corte.

Com base no presente estudo, os autores acreditam que o reforço, segundo a técnica TRM, é uma solução promissora no melhoramento do comportamento anti-sísmico de paredes de alvenaria simples [61].

Capítulo 4 - Solução de reforço aplicada no murete

4.1 Considerações iniciais

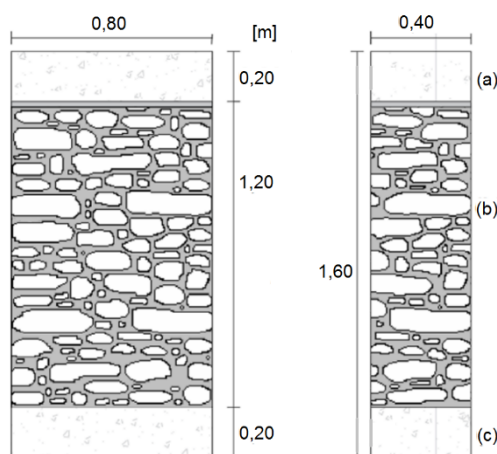
Neste capítulo descrevem-se os trabalhos de preparação do murete em estudo, que foi submetido ao ensaio de compressão axial. Os trabalhos foram realizados no laboratório de estruturas do DEC.

De modo a preparar o murete para o ensaio realizou-se a análise granulométrica das areias, o ensaio de tração da fita metálica e analisou-se a rede de fibra de vidro, com o objetivo de assegurar a coerência deste trabalho com os que nesta linha de investigação já foram referenciados. Posteriormente, foram efetuados ensaios de caracterização da argamassa endurecida.

A solução de reforço estrutural proposta tem como principal objetivo a sua compatibilidade com edifícios antigos que devido à sua espessura reduzida (cerca de 3cm por face), facilita a manutenção dos elementos de construção originais do edifício.

Na presente dissertação decidiu-se reproduzir o comportamento de um nembro, o elemento estrutural entre dois vãos de uma parede resistente exterior. Com este objetivo em mente, o murete foi rebocado nas suas quatro faces. A rede também envolve as quatro faces, assim como as fitas metálicas. Tal consideração foi feita visto que, em edifícios antigos, as paredes exteriores são resistentes, o que exige uma especial atenção à disposição das cantarias presentes nos vãos exteriores dos edifícios, que devido ao seu posicionamento, dificultam a alteração da espessura da camada exterior.

O provete utilizado faz parte da segunda série dos muretes “pequenos”, com 80x40 [cm] e 120 cm de altura. Era necessária a colocação do lintel e a execução de uma camada de assentamento. Com isto, o murete ficou preparado para receber a 1ª camada de reboco, Figura 4.1.

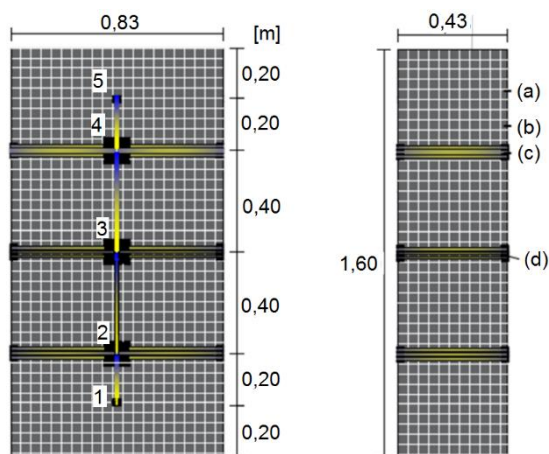


(a) – Lintel em betão armado; (b) – murete de alvenaria tradicional; (c) – base de apoio em betão armado;

Figura 4.1 – Representação esquemática do murete antes de ser reforçado [62]

Os trabalhos a efetuar foram: execução da 1ª camada de reboco, com 1,5 cm de espessura e o assentamento da rede de fibra de vidro, que foi disposta de forma a sobrepor-se nas zonas de amarração (arestas). Realizou-

se o confinamento transversal com fitas metálicas de acordo com a Figura 4.2, que corresponde a uma área de aço de $35,56 \text{ mm}^2$ em cada um dos três furos centrais (2, 3, 4). Por fim, aplicou-se a 2ª camada de reboco com 1,5 cm de espessura. O revestimento apoiou-se na base de ensaio, pressupondo a sua aplicação desde as fundações de um edifício.



(a) – Reboco de argamassa bastarda; (b) – Rede Viplas AR95; (c) – Fita metálica Band-It; (d) – Chapas metálicas
 Figura 4.2 – Representação esquemática da preparação do murete para a 2ª camada de reboco

4.2 Execução do reforço do murete

4.2.1 Considerações iniciais

Descrevem-se as diversas etapas do reforço utilizado na presente dissertação. De modo a identificar facilmente as diferentes faces do murete, diferenciaram-se as faces do mesmo da forma apresentada na Figura 4.3.

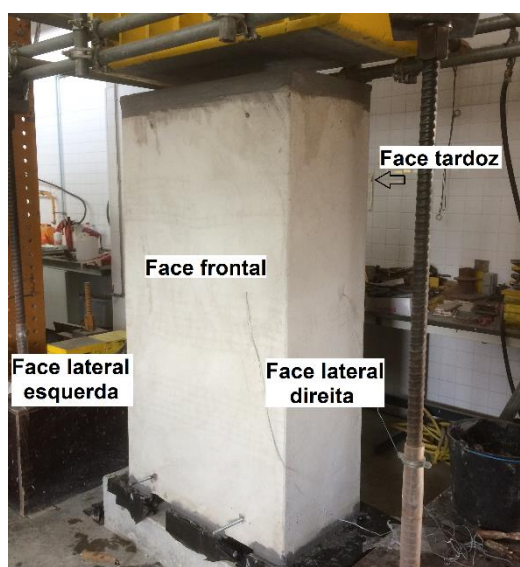


Figura 4.3 – Identificação das faces do murete

4.2.2 Aplicação da 1ª camada de reboco e colocação da rede de fibra de vidro

- **Trabalhos de preparação**

Para a aplicação do reboco, pesaram-se todos os materiais previamente e assim garantiu-se que a argamassa tinha sempre a mesma composição, Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Composição da argamassa do revestimento, por amassadura

	Volume [m ³]	Baridade [Kg/m ³]	Massa [Kg]
Areia de areeiro	0,0100	1464	14,64
Areia de rio	0,0100	1241	12,41
Cal aérea	0,0033	367	1,22
Cimento	0,0033	1010	3,37
Água	0,0052	1000	5,20

Utilizou-se um lintel com dimensões de 0.80x0.40x0.20 [m]. De modo a promover a aderência das superfícies de betão armado, executou-se um salpico, com uma argamassa simples de cimento e areia, de traço 1:3. Para nivelar e assentar o lintel no murete, fez-se uma argamassa seca do tipo “betonilha” com traço 1:3 de cimento e areia, com uma espessura de 2 cm. Este procedimento pode observar-se na Figura 4.4 (a). Para a mistura da argamassa de revestimento primeiro colocaram-se as areias, de seguida a cal aérea e o cimento, terminando com a adição da água, de acordo com a Tabela 4.1. A mistura executou-se com uma misturadora elétrica, Figura 4.4 (b). A relação a/l é 1,13.



(a) – Assentamento do lintel; (b) – Fabrico da argamassa

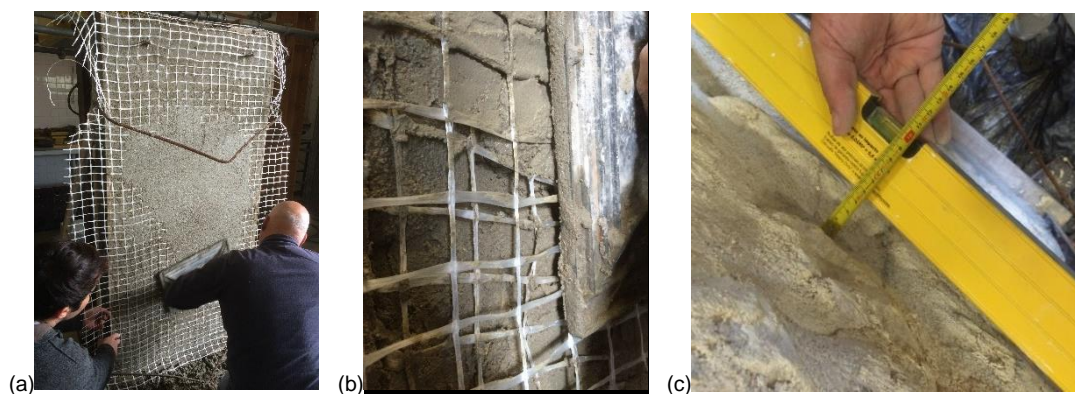
Figura 4.4 – Trabalhos de preparação do murete

- **1ª Camada de reboco e aplicação da rede de fibra de vidro**

Este trabalho dividiu-se em três fases:

1. Aplicação do reboco e da rede na face frontal do murete, Figura 4.5 (a)
2. Aplicação do reboco e da rede na face tardo do murete
3. Aplicação do reboco e da rede nas faces laterais do murete, Figura 4.5 (b)

Na Figura 4.5 (c) demonstra-se a irregularidade do murete, o que levou à utilização de mais argamassa que a prevista. A aplicação da rede foi efetuada com a argamassa ainda fresca, com o objetivo de promover a melhor ligação possível entre a rede e o reboco.



(a) – Face frontal; (b) – Sobreposição da rede na zona de amarração; (c) – Irregularidades do murete

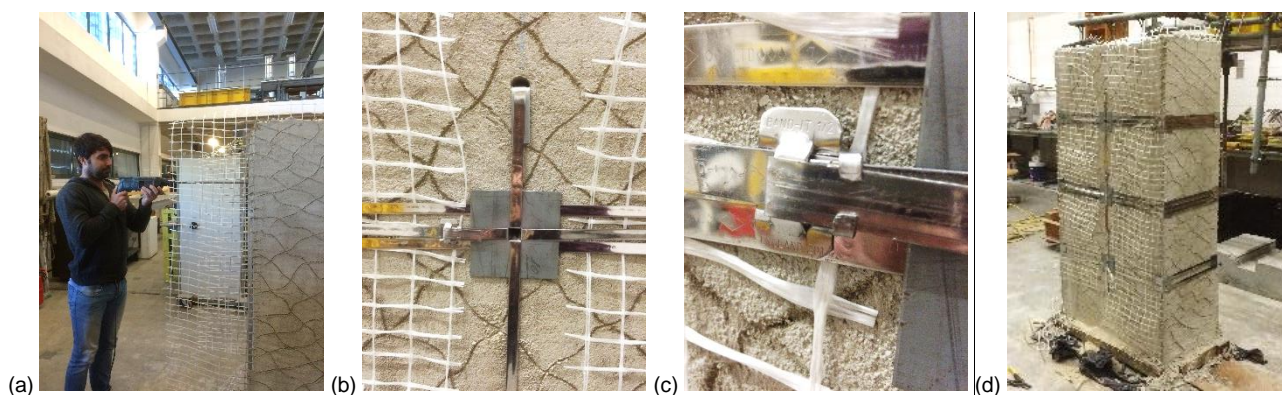
Figura 4.5 – Execução da 1ª Camada de reboco armado

4.2.3 Execução do confinamento transversal

De modo a assegurar a correta furação do murete, foi necessário marcar os pontos pretendidos. Começou por se utilizar uma broca de 12mm, para orientação, seguida de uma broca de 16mm, Figura 4.6 (a).

Em primeiro lugar colocaram-se os esquadros metálicos de 8 cm de altura nas arestas do murete, às cotas dos três furos centrais. De seguida procedeu-se à colocação das fitas que envolvem o murete pelo exterior, duas por cada altura de 40, 80 e 120 [cm]. Os esquadros utilizados têm 3 mm de espessura e arestas boleadas; considerou-se necessária a sua utilização, pois permitem uma melhor distribuição de esforços e previnem a vincagem da fita nas arestas do reboco, o que poderia criar zonas de fragilidade nas fitas.

De acordo com a disposição anelar do confinamento, foi possível a passagem de quatro fitas por cada furo (2, 3, 4) permitindo assim a disposição pretendida, Figura 4.6 (b). Em cada furo (2, 3, 4) foram colocadas chapas metálicas feitas à medida, de 10x10 [cm], furadas ao centro por um quadrado de 14x14 [mm] e com as arestas boleadas. Nos furos de extremidade (1, 5), onde apenas passa uma fita, utilizaram-se esquadros com arestas boleadas. Para o tensionamento das fitas foi utilizada uma máquina de aperto da marca *Band-It*. Após um pré-tensionamento das fitas de modo a assegurar a sua correta disposição fez-se o tensionamento total das fitas e recorrendo a um alicate e um martelo, apertaram-se as fivelas, Figura 4.6 (c). Na Figura 4.6 (d) pode observar-se o aspeto do murete após o confinamento.



(a) – Execução dos furos; (b) – Furos a 120 e 140 [cm]; (c) – Fivela apertada; (d) – Aspecto final do confinamento

Figura 4.6 – Confinamento transversal com fitas metálicas

4.2.4 2ª Camada de reboco e nivelamento do lintel

Com o objetivo de promover a aderência das fitas metálicas à alvenaria, foi injetada calda de cimento nos furos com um sistema de injeção por gravidade. Elaborou-se uma calda de cimento até se obter uma boa fluidez. Após a injeção da calda, tapou-se cada furo com papel para evitar escorrências.

Tal como na primeira camada, a execução da segunda camada do revestimento foi dividida em três fases:

1. Aplicação do reboco e da rede na face frontal do murete, Figura 4.7 (a)
2. Aplicação do reboco e da rede na face tardez do murete
3. Aplicação do reboco das faces laterais do murete, Figura 4.7 (b)

A rede foi aplicada na face frontal e tardez, em faixas nas zonas de reforço com fitas metálicas, integrada na camada exterior do reboco, com o objetivo de promover a coesão do mesmo.

De modo a assegurar a horizontalidade da face superior do lintel, foi aplicada uma camada de 2 cm para o nivelamento da mesma, Figura 4.7 (c). Utilizou-se uma argamassa pré-doseada de elevada resistência.

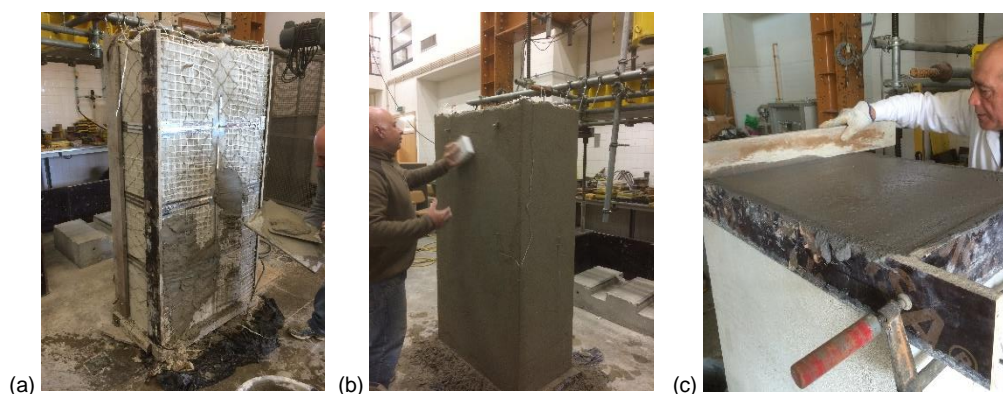


Figura 4.7 – Execução da 2ª camada de reboco e colocação das redes de reforço

4.3 Caracterização dos materiais

4.3.1 Murete

Este murete de alvenaria faz parte da segunda série de muretes construídos em 2010, na sequência da tese de doutoramento de Pinho [62]. Utilizaram-se os mesmos materiais, proporções e métodos construtivos da primeira série [62]. O murete é constituído por 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de cal aérea e areia de rio e de areiro ao traço 1:3.

4.3.2 Argamassa de reboco

A argamassa utilizada para o reboco da presente solução construtiva consiste em duas camadas de cerca 1,5 cm cada, perfazendo aproximadamente 3 cm, ao traço volumétrico de 1:1:3:3 (cimento: cal aérea: areia de rio: areia de areiro), Figura 4.8. Resolveu-se recorrer a esta solução de modo a assegurar o seguimento científico com a tese de Pinho [62] e também devido à sua maior compatibilidade com uma parede de alvenaria antiga, comparando com uma argamassa exclusivamente cimentícia.



(a) – Cimento; (b) – Cal aérea; (c) – Areia de areeiro; (d) – Areia de rio

Figura 4.8 – Agregados e ligantes utilizados

- **Ligantes e areias**

O cimento utilizado foi o Cimento Portland de Calcário CEM II/B-L 32,5N da marca Secil e a cal aérea usada foi a cal hidratada Lusical H100. As areias de rio e areeiro foram adquiridas na Charneca da Caparica. Na tabela 4.2 apresentam-se as baridades determinadas [73].

Tabela 4.2 – Baridades [73] das areias e ligantes

Material	Volume recipiente [m3]	Massa da amostra [Kg]	Baridade [Kg/m3]
Cimento	0,000785	0,7927	1009,8
Cal Aérea	0,000785	0,2879	366,7
Rio	0,000785	1,1491	1463,8
Areeiro	0,000785	0,9741	1240,9

A areia de rio tem um módulo de finura de 2,8 e máxima e mínima dimensões de agregado de 2,38 mm e 0,149 mm, respetivamente, Tabela A.5 e Figura 4.9. A areia de areeiro tem um módulo de finura de 2,0 e máxima e mínima dimensões de agregado de 1,19 mm e 0,149 mm, respetivamente, Tabela A.6 e Figura 4.9.

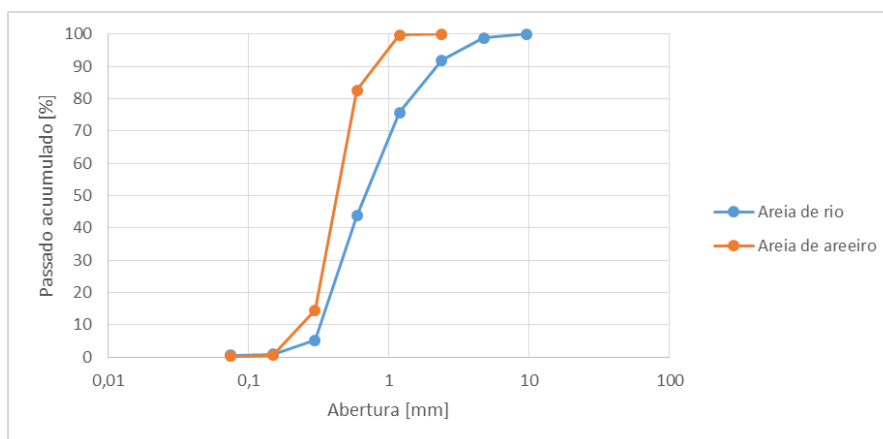


Figura 4.9 – Curvas granulométricas das areias de rio e areeiro [15]

- **Argamassa endurecida (sessenta dias)**

Para caracterizar mecanicamente e fisicamente a argamassa realizaram-se ensaios a provetes de 4x4x16 [cm] provenientes da 1ª e da 2ª camada, com cerca de sessenta dias. Os ensaios realizados foram: módulo de

elasticidade dinâmico (E_{din}) [71], resistência à tração (em flexão, R_{flex}) e à compressão (R_{comp}) [16], Figura 4.10 (a), massa volúmica aparente (MVA) [74], massa volúmica real (MVR) [74], porosidade aberta [75], absorção de água por capilaridade (CCap) [70], Figura 4.10 (b) e permeabilidade ao vapor de água (PVA) [18], Figura 4.10 (c), cujos resultados estão na Tabela 4.3.



(a) – Resistência à flexão e compressão; (b) – Absorção de água por capilaridade; (c) – Permeabilidade ao vapor de água

Figura 4.10 – Sistemas de ensaio utilizados

Tabela 4.3 – Caracterização mecânica e física da argamassa endurecida

Argamassa de reboco		E_{din} [Mpa]	R_{comp} [Mpa]	R_{flex} [Mpa]	MVR [Kg/m ³]	MVA [Kg/m ³]	Porosidade aberta [%]	CCap [Kg/m ² .h ^{1/2}]	Coefficiente PVA [Kg/m.s.Pa]
Argamassa endurecida (60 dias)	1ª Camada	4920,83	3,29	0,74	2467,23	1760,51	28,64	13,86	1,32E-11
	2ª Camada	5019,33	3,07	0,84	2492,67	1769,16	29,03	13,31	1,36E-11

4.3.3 Rede de fibra de vidro

A rede de fibra de vidro utilizada foi a Viplás AR95 da Vimaplás. Trata-se de uma rede de fibra de vidro estrutural e com alta resistência aos álcalis. Em anexo apresentam-se as características físicas, químicas e mecânicas da rede, homologada pelo LNEC. Segundo os dados fornecidos pela empresa, as dimensões da abertura da rede são de 40x40 [mm], a sua massa situa-se nas 160 gr/m², a resistência à tração é de 17,3 N/mm e o alongamento na rotura é de 2,2%

4.3.4 Fitas metálicas em aço inox

As fitas metálicas utilizadas no reforço são utilizadas em postes de electricidade para fixar objetos como sinais rodoviários ou caixotes do lixo. Nos trabalhos realizados anteriormente [65], [32], optou-se pelo uso de fitas que não existem no nosso mercado, de 1 mm de espessura e 12,7 mm de largura com o objetivo de equiparar as fitas aos fios de aço zincado de semelhante secção utilizados por Pinho [62]. Freire [33] utilizou uma fita da marca *Bandimex*, presente no mercado nacional, e com dimensões anunciadas de 0,75 mm de espessura e 12,7 mm de largura. Com o objetivo de manter este estudo comparável com os anteriores e de maneira a evitar longos processos de aquisição da fita, optou-se pela procura no mercado nacional. As dimensões anunciadas da fita *Band-It*, Figura 4.11 (a), são de 0,70 mm de espessura e 12,70 mm de largura. Foi da mesma marca que se adquiriram as respetivas fivelas, Figura 4.11 (b).



(a) – Fita metálica em aço inox *Band-It*; (b) – Fivelas metálicas em aço inox *Band-It*

Figura 4.11 – Elementos do sistema de fixação por fitas *Band-It*

As fitas metálicas utilizadas são compostas por aço inox do tipo AISI 304 (Austenítico), que apresentam uma boa relação entre a resistência à corrosão e a resistência mecânica. Analisando o comportamento do sistema, concluiu-se que o ponto mais condicionante seria a zona de fecho, onde se realiza o aperto da fita. Sendo assim decidiu-se realizar dois ensaios distintos: resistência à tração da zona corrente, Tabela 4.4 e Figura 4.12 (a) [17], e resistência à tração da zona de fecho, Tabela 4.5 e Figura 4.12 (b, c) [17].

Na zona corrente obtiveram-se valores médios da tensão de rotura e da extensão na rotura de 749,91 MPa e 25,13 %, respetivamente, Figura 4.13. A fita apresenta uma extensão na rotura elevada, correspondente à fase plástica do material, que culmina na rotura da fita. O valor médio da tensão de cedência é de 375,7 MPa. Efetuou-se o cálculo do módulo de elasticidade dos três provetes, para valores de tensão entre 30 e 70 % da tensão de cedência respetiva, tendo-se obtido um valor médio de 235 GPa.

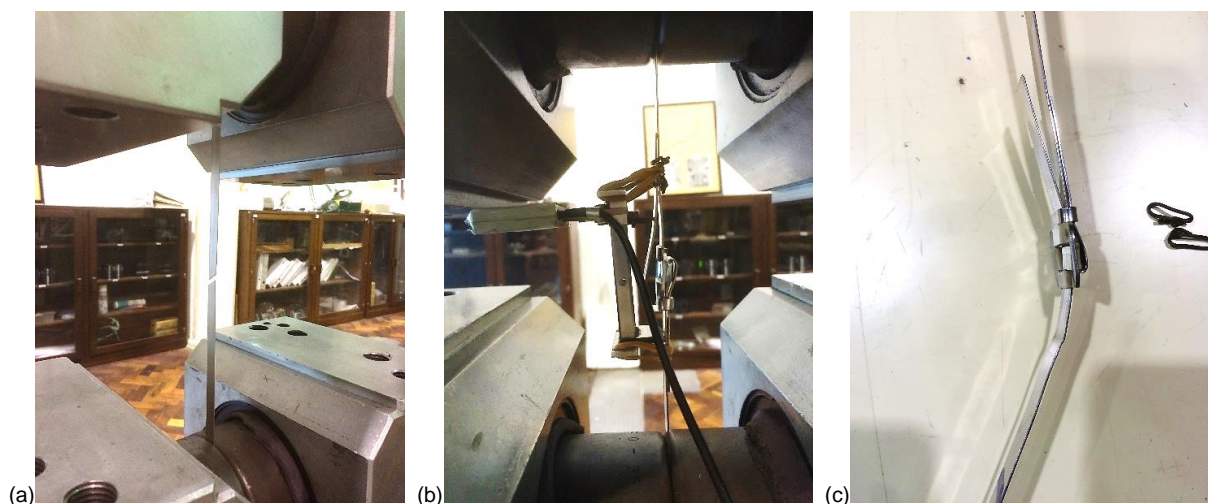
No caso da zona de fecho os valores revelaram-se mais fracos, com 251,97 MPa e 0,98 % para a tensão de cedência e para a extensão, respetivamente, Figura 4.13. A extensão cerca de vinte e cinco vezes inferior justifica-se através do comportamento da zona de fecho. Os provetes não apresentam uma fase elástica e plástica distinta, visto que a rotura deste sistema se dá pelo escorregamento da fita através da fivela. Tal fenómeno é minimizado numa aplicação real, tendo em conta que o sistema, ao abraçar um objeto, fica confinado na sua parte interior.

Tabela 4.4 – Ensaio de resistência à tração da zona corrente das fitas

Provete	Comprimento inicial [mm]	Secção inicial [mm ²]	F _{max} [N]	Tensão de rotura [MPa]	Média [MPa]	DP	Deslocamento máx. [mm]	Extensão [%]
1	394,00	8,89	6680,00	751,41	749,91	2,60	102,05	25,90
2	394,00	8,89	6680,00	751,41			99,57	25,27
3	396,00	8,89	6640,00	746,91			95,87	24,21

Tabela 4.5 – Ensaio de resistência à tração da zona de fecho das fitas

Provete	Comprimento inicial [mm]	Secção inicial [mm ²]	F _{max} [N]	Tensão de rotura [MPa]	Média [MPa]	DP	Deslocamento máx. [mm]	Extensão [%]
1	368,00	8,89	2220,00	249,72	251,97	14,75	3,65	0,99
2	452,00	8,89	2380,00	267,72			4,31	0,95
3	457,00	8,89	2120,00	238,47			4,51	0,99



(a) – Ruptura da fita na zona corrente; (b) – Escorregamento da fita na zona de fecho; (c) – Ruptura da fita na zona de fecho
 Figura 4.12 – Sistema de ensaio de resistência à tração da fita metálica

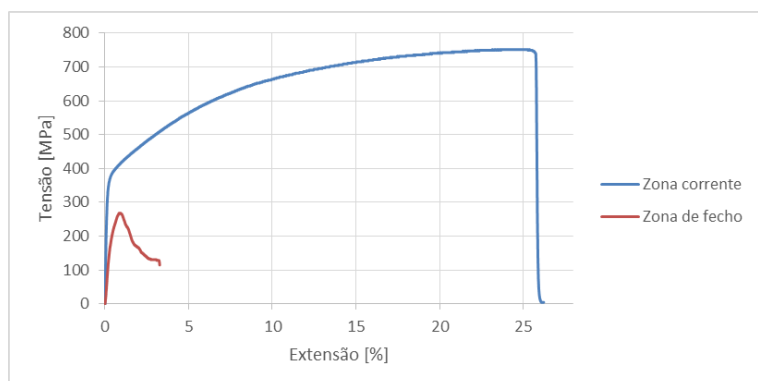
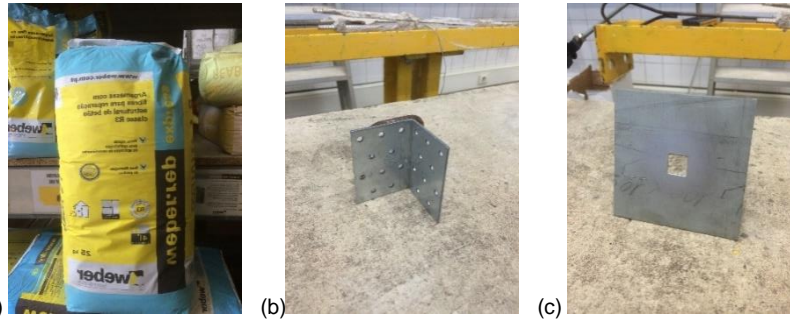


Figura 4.13 – Gráfico tensão – extensão das fitas metálicas

4.3.5 Outros materiais

A argamassa utilizada para a regularização da face superior do lintel de betão armado, foi a *weber.rep express*, que é uma argamassa com fibras pré-doseada, para reparação estrutural de betão, Figura 4.14 (a). Optou-se por esta solução dado a necessidade de obter elevadas resistências num curto espaço de tempo. Esta argamassa, aos sete dias de idade, apresenta uma resistência à flexão, e à compressão de 4 e 20 [MPa], respetivamente. Aos vinte e oito dias apresenta uma resistência à flexão, e à compressão de 7 e 30 [MPa], respetivamente. O ensaio foi realizado quinze dias após o nivelamento do lintel.

As peças metálicas, necessárias para as zonas de dobragem, foram consideradas com o objetivo de uma melhor redistribuição de tensões nos furos e nas arestas do provete, prevenindo também a vincagem da fita. Para os dois furos nas zonas extremas dos muretes (1, 5) assim como para as arestas, foram utilizados esquadros perfurados com 3 mm de espessura, Figura 4.14 (b). Para os três furos centrais (2, 3, 4) produziram-se seis chapas de aço quadradas, com 10 cm de lado e com 2 mm de espessura, nas quais foram executados orifícios quadrados, de 14 mm de lado, com arestas boleadas, para a passagem das fitas, Figura 4.14 (c).



(a) – Argamassa *weber.rep express*; (b) – Esquadro das arestas e furos de extremidade; (c) – Chapa metálica dos furos centrais
 Figura 4.14 – Argamassa de nivelamento do lintel e peças metálicas

4.4 Ensaio de compressão axial do murete reforçado

Finalizada a execução do reforço, colocou-se o murete na base do sistema de ensaio. Este sistema é composto por um pórtico em que a viga metálica, HEB 450 está fixada com oito parafusos M24 em cada extremidade a pilares metálicos HEB 300. Esta estrutura está fixada à laje de pavimento por quatro varões roscados de pré-eforço *Dywidag*. A viga que transmite a carga nela aplicada ao murete está suportada por uma estrutura metálica auxiliar. A aplicação das cargas é assegurada por um cilindro hidráulico (ENERPAC CLRG 3006) com uma capacidade de 3000 kN, que por sua vez está afixado ao pórtico e é controlado por uma bomba hidráulica. Entre a viga de transmissão de cargas e o cilindro hidráulico estão dispostas peças de aço, que permitem vencer a distância que separa os dois elementos, Figura 4.15.

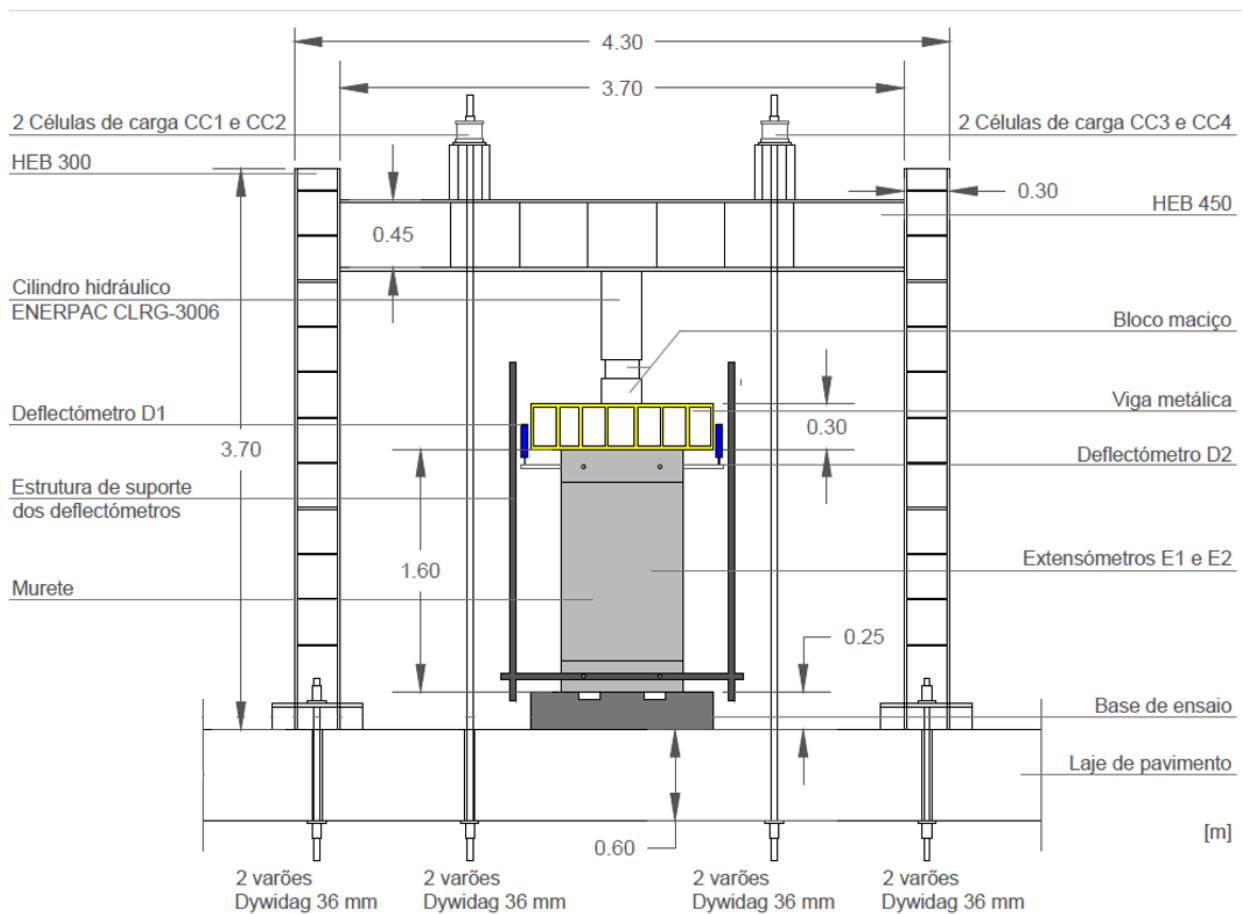
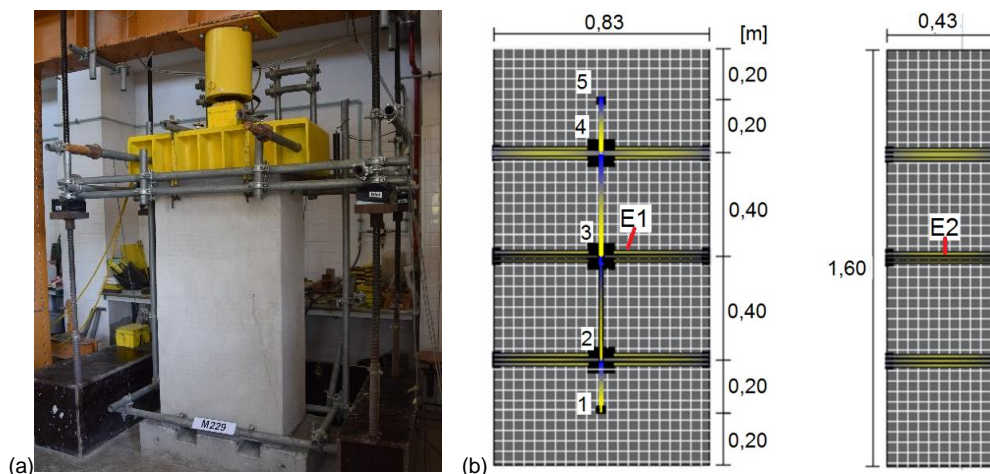


Figura 4.15 – Sistema de ensaio de compressão axial [62]

Com o murete no local de ensaio, foi montada uma estrutura de suporte dos defletómetros, que irão medir o deslocamento vertical durante o ensaio. Esta estrutura fixou-se ao murete por quatro varões roscados M12, dois na face frontal e outros dois na face tardo, na zona da base de apoio. Fixaram-se os quatro varões roscados abrindo furos de 16 mm de diâmetro e preenchendo o interior com bucha química. No lintel também se realizaram quatro furos, de 14 mm de diâmetro, dois por cada face da frente e de trás, onde se inseriram peças metálicas que fizeram de suporte ao sistema de segurança que impede a queda do lintel, fixadas à viga de transmissão de esforços, Figura 4.16 (a).

Os defletómetros D1 e D2 medem os deslocamentos do lintel, tendo sido colocados no centro das faces laterais esquerda e direita do lintel, respetivamente. Os extensómetros E1 e E2 medem a extensão da fita metálica colocada por cima do furo n.º 3 ($z = 0,85$ m), nas faces frontal e lateral direita, respetivamente, Figura 4.16 (b). Os defletómetros, extensómetros e células de carga foram ligados a um *data logger*, que regista e envia os dados para suporte informático (*Spider*), para serem lidos pelo *software Catman 4.0*. O ensaio é iniciado com incrementos de carga no cilindro hidráulico, a uma velocidade de 0,25 kN/s.



(a) – Vista da face frontal e lateral direita do M229; (b) – Representação esquemática da localização dos extensómetros
 Figura 4.16 – Sistema de ensaio de compressão axial

Capítulo 5 - Apresentação e análise de resultados

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo expõem-se e analisam-se os resultados obtidos no ensaio de compressão uniaxial do murete reforçado. Durante o ensaio foram medidas as cargas aplicadas, o deslocamento vertical do lintel de betão (que corresponde ao encurtamento longitudinal do murete) e as extensões da fita metálica acima do furo central, sendo sobre estes dados que recai a discussão de resultados. Realiza-se uma análise comparativa com os trabalhos experimentais de referência. Faz-se ainda uma comparação da argamassa de revestimento e uma análise das suas propriedades. A determinação da carbonatação também será abordada.

Ainda neste capítulo apresenta-se um modelo numérico realizado com o programa SAP 2000, com o qual se pretende efetuar a análise do comportamento mecânico do murete ensaiado (M229). Para aferir o funcionamento do modelo numérico foram utilizados os resultados dos ensaios realizados por Pinho [62] sobre os muretes de referência (M43, M21, M32) e sobre os reforçados com a solução IV (M34, M29, M27)

5.2 Trabalho experimental

5.2.1 Ensaio de compressão

Para este ensaio foram medidas as cargas aplicadas nas 4 células de carga (CC1-CC4) localizadas na parte superior do pórtico (Figura 4.14). Durante o ensaio, as porcas de aperto das bases do pórtico ao pavimento estavam desapertadas de modo a que a reação da carga aplicada pelo macaco fosse transmitida apenas aos varões de pré-esforço. Calculou-se o peso da viga de transmissão de esforços, dos elementos sobrepostos, da argamassa de nivelamento e do lintel de betão armado, perfazendo 6,6 kN. Já o peso do pórtico foi estimado em 30 kN [62]. Sendo assim, a carga total aplicada no murete corresponde à soma dos valores medidos pelas células de carga com 36,6 kN.

A força de rotura, correspondente à força máxima aplicada sobre o murete, foi de 530,94 kN, aos 2446 s (40,77 min). O valor dos deslocamentos, correspondente à média dos valores medidos pelos defletómetros D1 e D2, para a força de rotura foi de 16,65 mm, Figura 5.1.

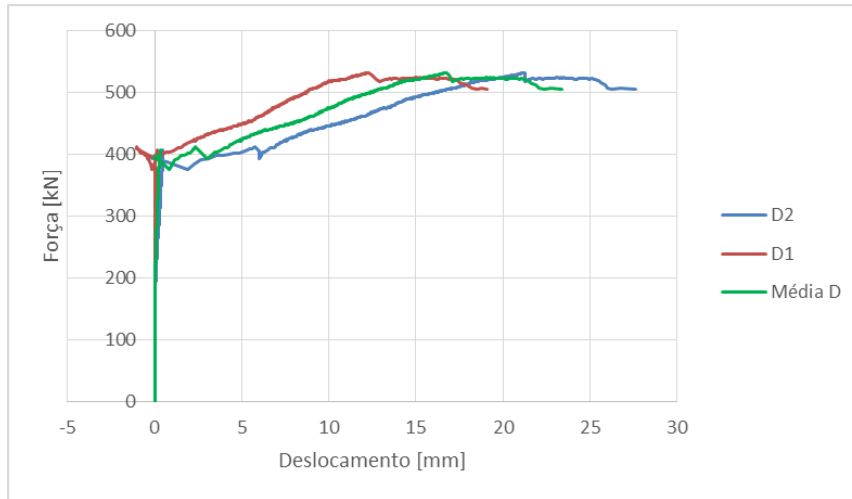


Figura 5.1 – Gráfico força – deslocamento

Analisando o gráfico de força-deslocamento, observa-se que o comportamento do murete se processa até à rotura basicamente em duas fases: uma primeira de elevada rigidez e uma segunda de cedência. O murete permaneceu quase imóvel até a uma carga de cerca de 400 kN, sem danos visíveis. Prosseguiu-se com o carregamento do murete, que resultou no destacamento do reboco da zona superior da face tardo, acompanhado pela rotação do lintel no sentido desta face e pela abertura de fendas ao longo das arestas do murete. Este fenómeno propagou-se até à rotura do murete, tendo-se observado ainda a abertura de uma fenda horizontal a meia altura da face lateral direita, assim como o rompimento da rede na zona das fendas. O ensaio foi interrompido uns momentos mais tarde, sendo que já não se reuniam condições de segurança para aplicar carga, devido à rotação excessiva do lintel, que pôs em causa a segurança da operação.

De seguida apresenta-se o gráfico força – tempo, Figura 5.2, com três momentos marcados (A, B, e C) e cujas imagens correspondentes se podem observar na Figura 5.3.

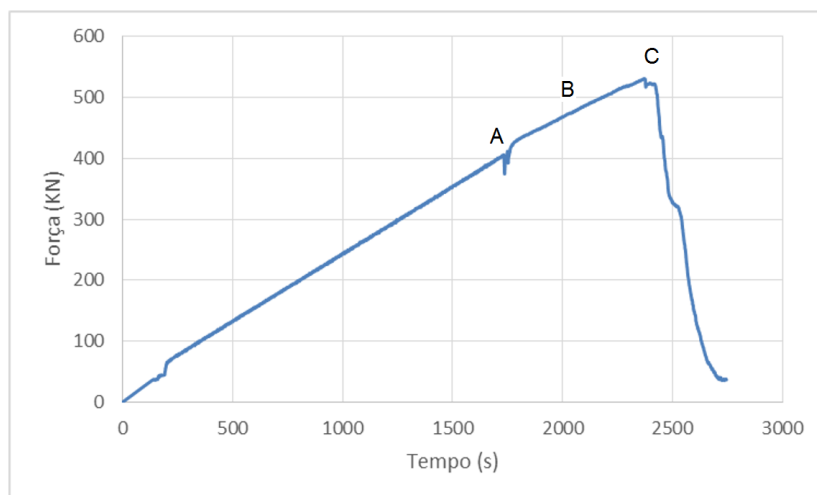


Figura 5.2 – Gráfico força – tempo

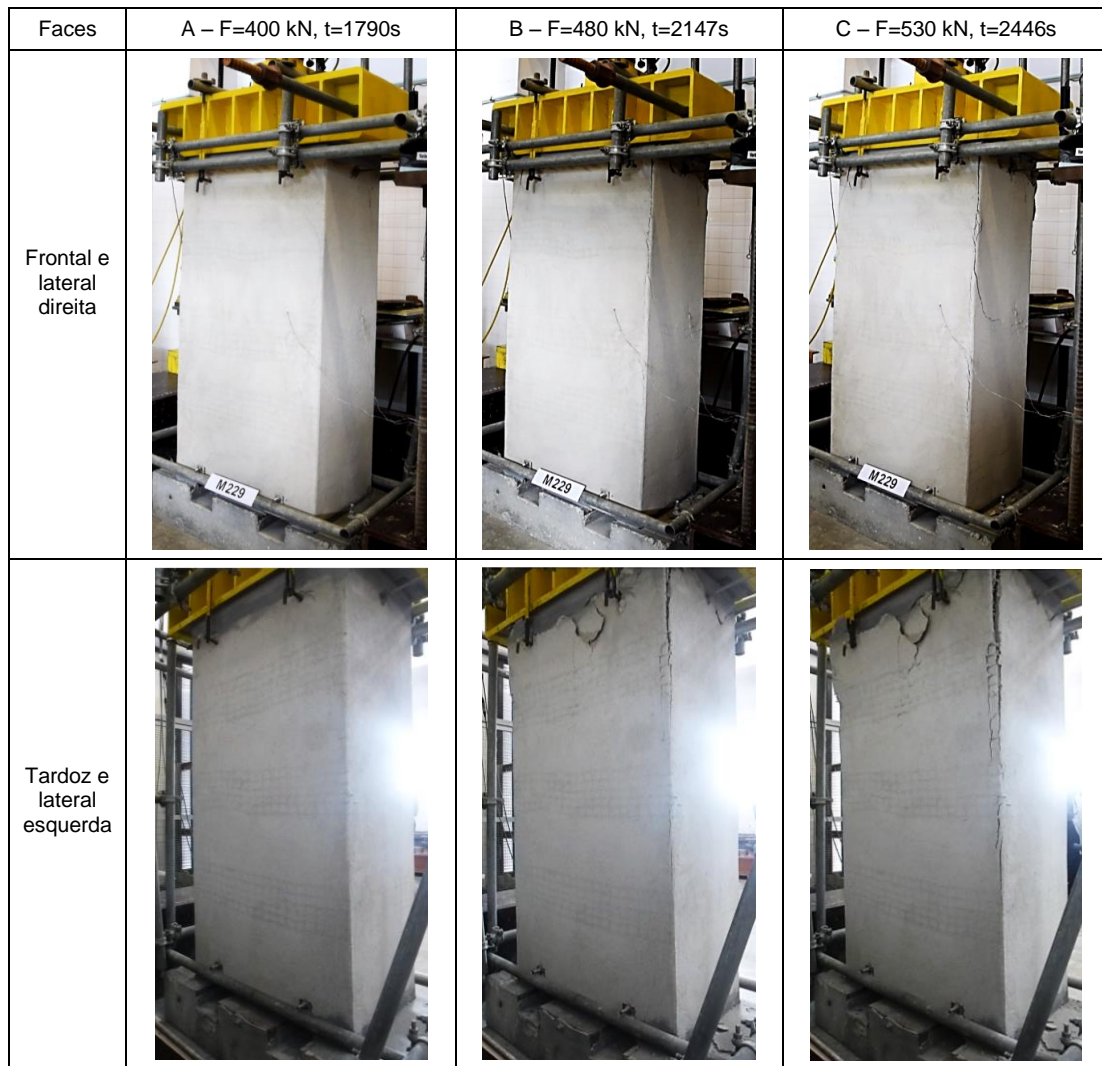


Figura 5.3 – Danos verificados no murete durante o ensaio de compressão

O comportamento faseado é corroborado pelo comportamento da fita metálica instrumentada, que revelou um crescimento de extensões acentuado após o carregamento atingir os 400 kN. De notar ainda que o extensómetro da face lateral do murete (E2) foi onde se registou a extensão mais elevada, Figura 5.4.

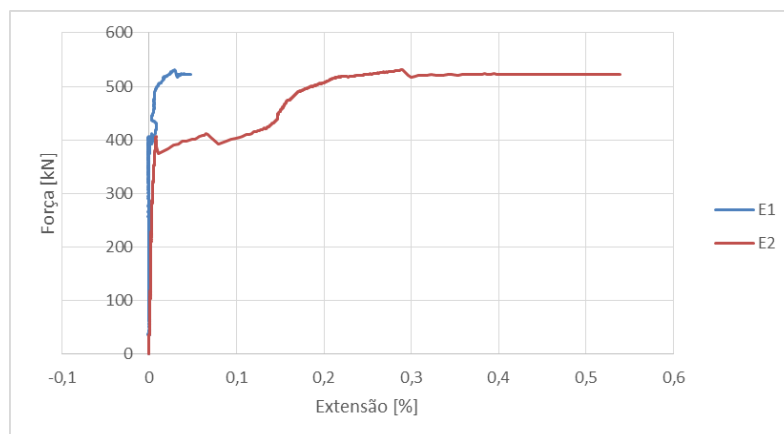


Figura 5.4 – Gráfico força – extensão da fita instrumentada (z=0,85)

Observando o comportamento do murete ao longo do ensaio, calcula-se que a rotação do lintel se deveu ao esmagamento da alvenaria, Figura 5.5 (a, b). Inclusivamente, durante o ensaio é audível um ruído de material a ser danificado precisamente no momento em que a carga atinge o valor de 400 kN. Tal rotação não estava prevista, visto que, teoricamente, o centro de rigidez do murete coincidia com o seu centro gravítico. O deslocamento do D2 situado na mesma face lateral (direita) que o E2, foi o que revelou os maiores valores. A rotação do lintel para tardo e inclinação para a face lateral direita, Figura 5.5 (c), provavelmente seguiu o padrão de esmagamento da alvenaria, influenciado pela sua heterogeneidade.

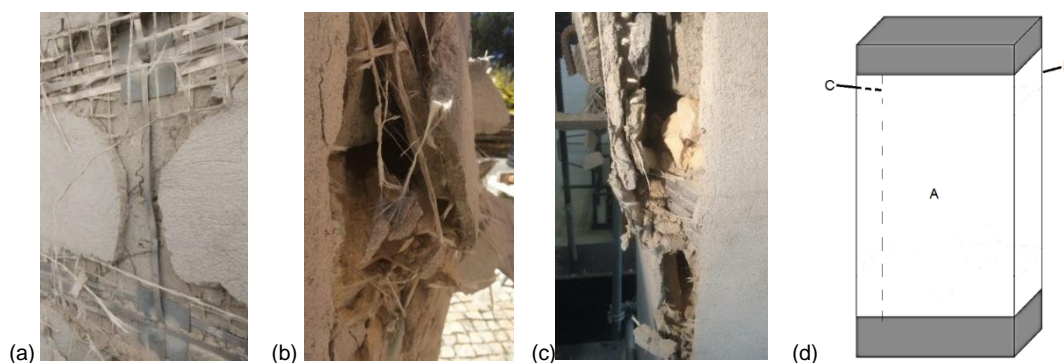


Figura 5.5 – Danos do murete

Analisando os danos ocorridos, nota-se que as zonas de aresta foram onde o reboco mais fendilhou. A rede revelou boa aderência ao reboco. De modo a aumentar a resistência do murete, uma densidade maior de rede de fibra de vidro na zona das arestas seria potencialmente benéfica.

As fitas que confinavam o murete transversalmente foram mobilizadas, tendo-se medido extensões na fita instrumentada de 0,03% na face frontal e de 0,29% na face lateral direita, Figura 5.4. Realizou-se uma inspeção às zonas de ligação das fitas, onde não foi observado o escorregamento das fitas pela fivela de ligação, Figura 5.6 (a), facto coerente com os ensaios realizados às fitas, que deram extensões máximas superiores.

No geral o reboco manteve-se no seu local e após inspeção do murete, averiguou-se a existência de zonas sem destacamento do reboco. Nas zonas onde houve de facto o destacamento do reboco, observaram-se bons níveis de ligação entre a primeira e segunda camada (Figura 5.6 (b, c)). Este destaque foi influenciado pela interface lintel de betão – reboco de argamassa bastarda, que têm uma compatibilidade mecânica baixa, devido ao elevado diferencial de módulo de elasticidade.



(a) – Inspeção às fitas metálicas; (b, c) – Fendilhação das arestas; (d) – Representação esquemática da localização das imagens
Figura 5.6 – Pontos singulares do murete pós-rotura

5.2.2 Análise comparativa com os trabalhos de referência

O modelo experimental em estudo no presente trabalho de investigação não tem um termo de comparação direto com nenhuma das campanhas experimentais realizadas anteriormente, visto que se reproduziu um nembro, sendo aplicado reboco nas faces laterais do murete. Não obstante, considerou-se pertinente comparar com a solução IV de Pinho [62] que, tal como já foi descrito anteriormente, consiste num reboco de argamassa bastarda com 3 cm de espessura ao traço volumétrico 1:1:3:3 (cimento, cal aérea, areia de rio, areia de areeiro), com uma dupla camada de rede de fibra de vidro embebida a meio da espessura do reboco. Confinado transversalmente através da passagem de quatro fios de aço zincado em cada furo (cinco furos) [62]. É ainda estabelecida uma relação com os muretes de referência, que embora sejam da primeira série, os materiais e processos de construção utilizados na segunda série são idênticos, Tabela 5.1 e Figura 5.7.

Tabela 5.1 – Comparação com campanha experimental de Pinho [62]

Murete	Força máx. [kN]	Deslocamento máx. [mm]	Energia dissipada [kN.mm] 100% Força máx.
M229	530,94	16,64	7751,55
¹ Solução IV [62]	440,3	4,9 (2)	1456,2 (2)
¹ Referência [62]	136,8	5,8	611

1 – Os valores apresentados representam médias dos provetes ensaiados; 2 – Valores com elevado desvio padrão

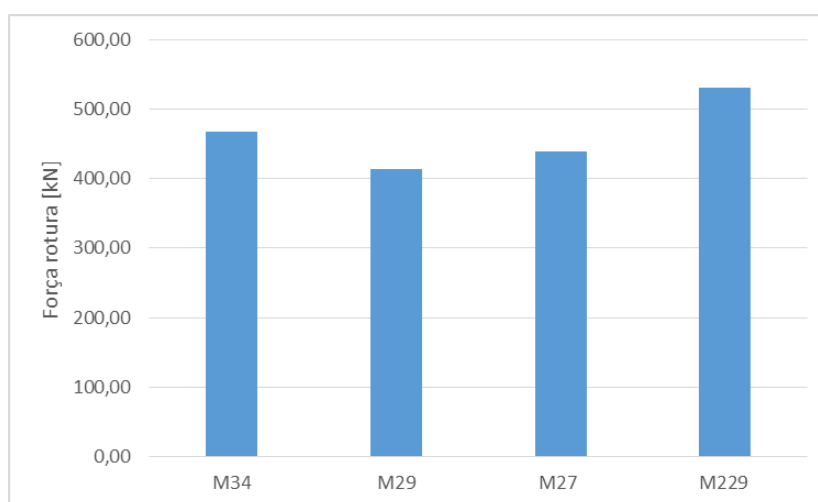


Figura 5.7 – Comparação da força de rotura do M229 com os da solução IV de Pinho (M34, M29 e M27) [62]

Em relação à força máxima que o M229 suportou, o resultado obtido regista um aumento de 21% em relação à solução IV e um aumento de 288% em relação ao murete de referência, em média (cerca de quatro vezes superior).

É na capacidade de dissipação de energia que se notam elevadas melhorias que advêm do comportamento do murete, que se manteve sem danos exteriores visíveis até aos 400 kN de carga, seguido de elevados deslocamentos até à sua rotura, aos 530,94 kN. Registaram-se melhorias na ordem dos 432% em relação à solução IV e 1169% aos muretes de referência, Figura 5.8. De notar que estes fatos carecem de suporte, sendo que apenas se ensaiou um murete, o que tendo em conta a elevada heterogeneidade da alvenaria, é insuficiente para retirar conclusões.

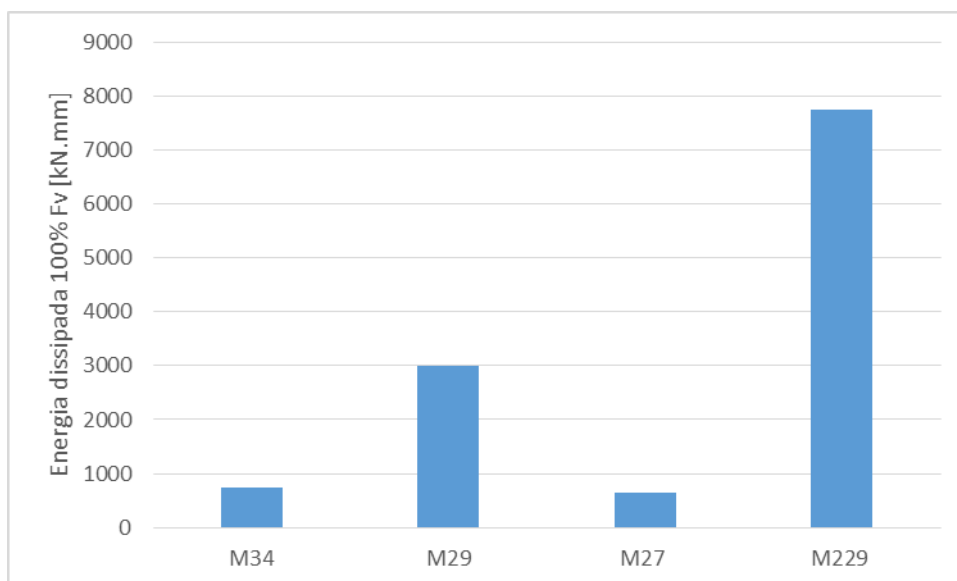


Figura 5.8 – Comparação da energia dissipada a 100% Fmax do M229 com os da solução IV de Pinho (M34, M29 e M27) [62]

Apresenta-se uma comparação com os muretes da solução I de Pinho [62] e com os muretes das dissertações de Fonseca [32] e Freire [33], Figura 5.9. Excluiu-se Rodrigues [65] desta comparação visto que o murete ensaiado foi de grandes dimensões, com valores de força de rotura bastante superiores. Lembra-se que estes muretes não possuem revestimento.

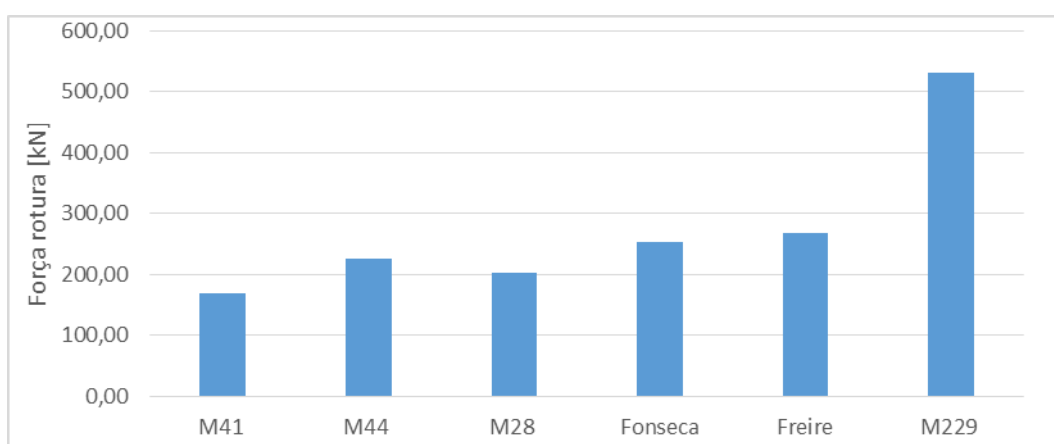


Figura 5.9 – Comparação com muretes confinados transversalmente [32, 33, 62]

Os muretes de Pinho [62] são os que apresentam as menores resistências à compressão, com os muretes confinados com fitas metálicas a apresentarem resultados superiores. A distribuição das fitas em Fonseca [32] têm disposição contínua pelo que as fitas passam duas vezes em cada furo. Já em Freire [33], foi realizada uma disposição anelar o que permitiu passar três fitas por furo nas fiadas superior e inferior de furos e quatro fitas no furo central. Estes métodos que se baseiam numa disposição de “costura”, demonstraram-se benéficos para o comportamento da estrutura. Evidentemente o murete em estudo revela uma capacidade de resistência à compressão bastante mais elevada e embora com uma disposição das fitas metálicas diferente, o fator preponderante aqui é a existência de um reboco armado. Este não só aumenta a rigidez da estrutura, como também permite colmatar eventuais folgas das fitas, possibilitando uma mobilização superior das mesmas, como se pode observar na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Comparação das extensões medidas para a força máxima

Murete	Nº Extensómetro	Extensão [‰]
Fonseca	1	1,6
	2	1,8
Rodrigues	1	0,3
	2	1,1
	3	2,4
	4	1,4
Freire	1	1,2
	2	1,2
	3	0,4
M229	1	29,2
	2	288,4

Os trabalhos desenvolvidos por Costa et al. [22] e Oliveira et al. [60] associam o confinamento transversal a melhorias na ductilidade de uma parede de alvenaria. O comportamento do murete M229 vem de encontro a estas conclusões, visto que após a perda de rigidez da estrutura, o gráfico força-deslocamento exhibe uma fase dúctil mais longa, quando em comparação com muretes não reforçados de Pinho [62]. Embora as fitas metálicas não tenham atingido as suas extensões máximas, sabe-se que estas foram mobilizadas, particularmente durante a fase dúctil do ensaio. De notar que Valluzi et al. [76] não regista melhorias no aumento de resistência à compressão com a aplicação de confinamento transversal com conectores metálicos, ao contrário do que a solução I de Pinho [62] demonstra.

Dolce et al. [25] desenvolveu um estudo sobre o sistema CAM, uma solução de reforço estrutural por confinamento transversal com fitas metálicas semelhante à aplicada no murete M229, da presente dissertação. Dolce et al. [25] não só registou melhorias na resistência à compressão dos provetes reforçados, como também nas capacidades de dissipação de energia e na ductilidade da estrutura. Também neste trabalho se testaram as fitas de aço inox tanto nas zonas correntes como nas zonas de fecho das fitas. Tal como na presente dissertação, as zonas de ligação demonstraram ser menos resistentes, embora não exibindo uma diferença tão acentuada. No entanto, em nenhum dos casos foi comprometido o comportamento dúctil do reforço.

Arêde et al. [8] e Papanicolaou et al. [61] desenvolveram trabalhos relacionados com a aplicação de reboco de armado em alvenarias de pedra antigas. Tanto num caso como noutro observaram-se melhorias na ductilidade e na capacidade de dissipação de energia. Também se verificou que o tipo de rede que constitui o revestimento possui influência no comportamento. Em Arêde et al. [8] foi ainda mencionada a dificuldade de estudar a alvenaria de pedra, devido à grande influência de diversos fatores como a irregularidade e variedade dos materiais, assim como a qualidade de construção. Tal como se calcula ser aplicável à presente dissertação, Papanicolaou et al. [61] concluiu que uma maior densidade de material (mais camadas de rede) seria uma ajuda na melhoria da capacidade resistente da estrutura.

5.2.3 Análise comparativa da argamassa de revestimento

Os materiais utilizados na campanha experimental da presente dissertação foram escolhidos de acordo com a sua potencial compatibilidade com o suporte (alvenaria de pedra tradicional). De modo a avaliar as suas

características, estabeleceu-se uma comparação com o micro-betão utilizado na solução IIB e com a argamassa bastarda utilizada na solução IV de Pinho [62], Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Comparação da argamassa utilizada com o micro-betão da solução IIB e Pinho [62]

Argamassa de reboco	Edin [Mpa]	Esec [Mpa]	Rcomp [Mpa]	Rflex [Mpa]	MVR [Kg/m ³]	MVA [Kg/m ³]	Porosidade aberta [%]	CCap [Kg/m ² .h ^{1/2}]	Coefficiente PVA [Kg/m.s.Pa]
Argamassa bastarda	4970	-	3,18	0,79	2479,95	1764,84	28,8	13,59	1,34 E-11
Argamassa bastarda (Sol. IV)	5637	-	4,55	1,22	2767,80	1874,80	32,2	13,60	1,61 E-11
Micro-betão (Sol. IIB)	-	28500	47,50	*2,90	2619,75	2211,40	15,6	3,95	0,41 E-11

*Rflex corresponde aos valores obtidos na solução preliminar (IIA)

As características mecânicas da argamassa revelam um comportamento pouco resistente a ações de compressão e tração, assim como um valor do módulo de elasticidade dinâmico baixo. Estes dados tornam-se ainda mais evidentes quando comparados com os valores obtidos para o micro-betão. No entanto, uma resistência mecânica baixa não é necessariamente uma desvantagem deste material, visto que o suporte ao qual se liga, alvenaria de pedra, tem também resistências baixas, o que torna esta argamassa mais compatível com o mesmo, comparando com o micro-betão.

Avaliando as características físicas, observa-se que a sua massa volúmica é inferior à do micro-betão. O coeficiente de permeabilidade ao vapor de água da argamassa bastarda demonstra um comportamento higrotérmico mais favorável (maior permeabilidade). De notar que esta característica é determinante para garantir a compatibilidade do suporte com o revestimento visto que ao permitir a passagem do fluxo de vapor de água se consegue uma libertação mais eficaz da humidade presente no interior das paredes tradicionais de alvenaria de pedra. Outra vantagem a ter em atenção será o facto de a argamassa permitir a obtenção de baixas espessuras de revestimento, que são convenientes na reabilitação de edifícios antigos.

Pode-se verificar através dos valores obtidos por Pinho [62] para a argamassa bastarda utilizada na sua solução IV, que as argamassas apresentam características semelhantes, apresentando alguma diferença nas resistências mecânicas. Tal fenómeno pode ser justificado pelo facto de os ensaios mecânicos realizados por Pinho [62] terem sido realizados aos 150 dias de idade dos provetes, cerca de duas vezes e meia mais tarde que os ensaios realizados no âmbito da presente dissertação, que se realizaram aos sessenta dias.

5.2.4 Medição da carbonatação

A carbonatação é o fenómeno caracterizado pela reação química do hidróxido de cálcio da cal hidratada, com o dióxido de carbono do ar transformando-se em carbonato de cálcio, que leva ao gradual aumento da resistência mecânica da argamassa com ligante de cal aérea. Pode-se dizer então que a cura de uma argamassa de cal aérea ocorre em duas fases. A primeira consiste na evaporação da água da mistura e diminuição de volume. A segunda consiste no fenómeno explicado anteriormente, a carbonatação.

Uma forma expedita de avaliar este processo é pela avaliação do pH da superfície de argamassa endurecida, recorrendo a uma solução de fenolftaleína à base de álcool a 0,5%, como indicador.

Após o ensaio de compressão adotou-se o procedimento de borrifar várias zonas do interior do murete e, caso seja revelada uma cor rosa intensa, sabe-se que este é um meio alcalino (pH > 8), logo a zona não está carbonatada.

Realizaram-se diversas prospeções a diferentes profundidades e zonas do murete, sem nunca a cor rosa ter sido evidenciada. Teoricamente, tais dados levam a crer que o murete está totalmente carbonatado. No entanto, tal conclusão é inconsistente com os dados obtidos anteriormente em trabalhos de investigação que utilizaram muretes de alvenaria semelhantes e até mais antigos, tendo revelado sempre valores de carbonatação inferiores a 100%. Tais resultados podem ser explicados pela dificuldade em encontrar superfícies adequadas para as medições, visto que a argamassa estava bastante desagregada.

5.3 Modelação numérica

5.3.1 Introdução

“Modelação é um conjunto de operações complexas que visam a construção de modelos matemáticos baseados na geometria e nas propriedades mecânicas determinadas através de prévias investigações” [49].

Sabe-se que uma estrutura, quando submetida a um conjunto de forças, acelerações e deformações, produz uma resposta em termos de deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, que é fortemente influenciada pela forma e ligações da estrutura, pelas características dos materiais que definem a rigidez e pela resistência do sistema estrutural. Assim, a conceção do funcionamento estrutural, comportamento dos materiais e efeito das ações através de modelos numéricos têm como objetivo diagnosticar e avaliar parâmetros de segurança, contribuindo para um estudo detalhado [21].

O SAP2000 é um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar a modelação, análise e dimensionamento de problemas de engenharia de estruturas. Relativamente às ações, é possível gerar cargas de sismo, vento e veículos e realizar o dimensionamento e verificação automática de estruturas de betão armado, bem como de outros materiais, através de diversas normas [24].

Uma das formas de analisar o comportamento de um modelo experimental é efectuar a simulação do seu comportamento através de um modelo numérico de elementos finitos. No presente trabalho a análise realizada admitiu apenas comportamento elástico linear para as propriedades mecânicas dos materiais, pelo que esta simulação apenas é válida para uma fase inicial da aplicação das cargas sobre o modelo experimental.

Pretende-se com esta simulação numérica conhecer os deslocamentos a que os modelos experimentais a analisar estão sujeitos nessa fase inicial. Também se pretende conhecer a distribuição de tensões do modelo em estudo (M229). Conceberam-se modelos numéricos de elementos finitos para a simulação do conhecimento dos seguintes modelos experimentais sujeitos a compressão uniaxial: muretes de referência, não reforçados (M43, M21 e M32 de Pinho [62]), muretes reforçados com a solução IV (M34, M29 e M27 de Pinho [62]) e o murete reforçado em estudo na presente dissertação (M229). Este processo faseia-se da seguinte forma: validação do modelo de acordo com os deslocamentos obtidos por Pinho [62], seguida do estudo dos deslocamentos e distribuição de tensões do M229.

5.3.2 Geometria e propriedades dos materiais do modelo numérico

- **Definição da geometria**

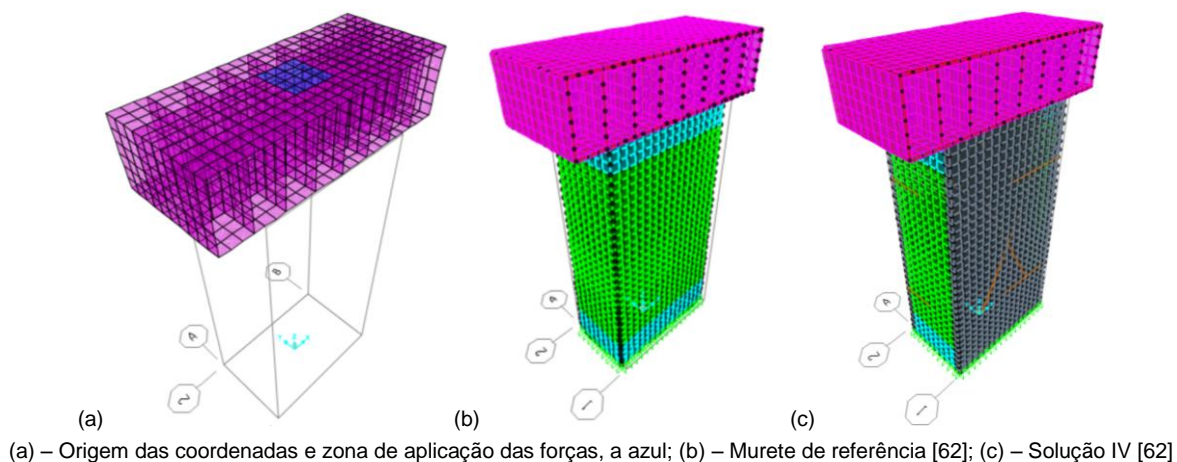
Criou-se uma malha tridimensional de elementos finitos, com dimensão não superior a 0,05 m, tendo-se utilizado os diversos tipos de elementos permitidos pelo SAP 2000: “*solids*”, “*shells*”, e “*frames*”. A origem das

coordenadas situa-se no centro da face inferior, e a aplicação das forças foi feita numa área de $0,04 \text{ m}^2$ no centro da face superior da viga, Figura 5.10 (a).

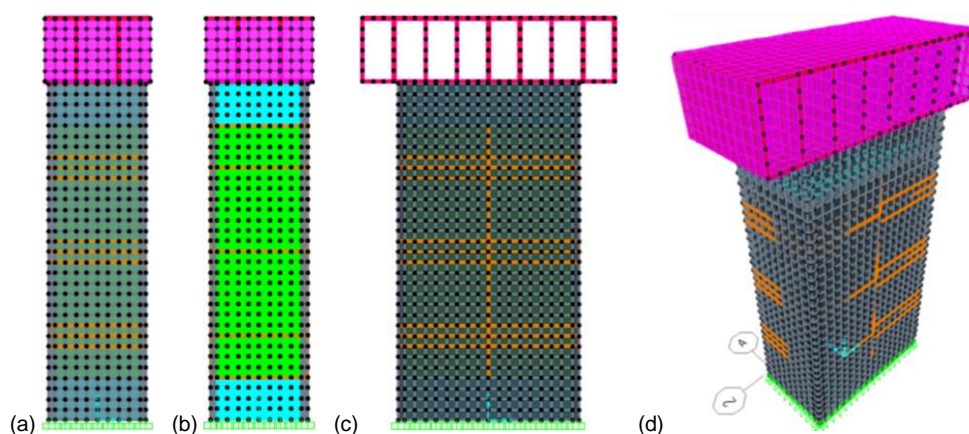
Concebeu-se um modelo de referência, correspondente ao murete de referência de Pinho [62], com um bloco de alvenaria de $0,4 \times 0,8 \text{ [m]}$ com $1,20 \text{ m}$ de altura, que assenta num bloco de betão armado de $0,4 \times 0,8 \text{ [m]}$ com $0,20 \text{ m}$ de altura. Na face superior o bloco de alvenaria é confinado por outro bloco de betão armado (lintel) de $0,4 \times 0,8 \text{ [m]}$ com $0,15 \text{ [m]}$ de altura. Estes blocos foram realizados com “solids”. De modo a reproduzir o ensaio deste murete à compressão foi utilizada uma viga de elevada rigidez de dimensões $50 \times 120 \text{ [cm]}$ com 30 cm de altura com duas almas e abas de reforço transversal de $15 \text{ em } 15 \text{ cm}$, desenhada com “shells”, Figura 5.10 (b).

Com base no modelo de referência, reproduziu-se a solução IV [62], com reboco armado nas duas faces maiores (3 cm por face, com “solids”), confinado por fios de aço zincado, reproduzidos através de “frames” de seção circular de 4 mm de diâmetro, Figura 5.10 (c).

Já para o modelo em estudo na presente dissertação (M229), as fitas metálicas que confinam o murete transversalmente estão representadas por “frames” de secção $12,7 \times 7 \text{ [mm]}$ e estão dispostas conforme o trabalho experimental. Neste caso, o lintel tem 20 cm de altura, Figura 5.11.



(a) – Origem das coordenadas e zona de aplicação das forças, a azul; (b) – Murete de referência [62]; (c) – Solução IV [62]
 Figura 5.10 – Vista 3D dos muretes de Pinho [62] modelados no programa SAP2000



(a) – Vista do plano $x=0,43$; (b) – Vista do plano $x=0$; (c) Vista do plano $y=0,23$; (d) – Vista 3D
 Figura 5.11 – Vistas do murete reforçado, M229, modelado no programa SAP2000

- **Propriedades dos materiais**

As características dos vários materiais que constituem a alvenaria em questão, a anisotropia do seu comportamento e a presença de superfícies de descontinuidade, tornam a modelação numérica de estruturas de alvenaria de pedra uma tarefa complexa. Neste estudo optou-se por uma simplificação do bloco de alvenaria, considerando-o um elemento homogéneo e utilizando para a sua caracterização mecânica os valores obtidos por Pinho [62]. O reboco armado com rede de fibra de vidro é caracterizado de acordo com o determinado experimentalmente por Pinho [62] para a argamassa endurecida, para ambas as soluções de reforço. Para os blocos de betão armado e para os elementos em aço, utilizam-se os valores médios das características dos respectivos materiais betão e aço., Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Propriedades dos materiais

Material	Peso volúmico [kN/m ³]	Módulo de elasticidade [MPa]	Coefficiente de Poisson	Cor
Alvenaria de pedra	1,758	305	0,2	Verde
Betão armado C25/30	24,993	31000	0,2	Azul
Reboco armado	18	5600	0,2	Cinzento
Fita metálica	76,973	210000	0,3	Cor-de-laranja
Fio de aço zincado	76,973	210000	0,3	Cor-de-laranja
Viga metálica	76,973	210000	0,3	Violeta

Sendo que o murete da presente dissertação tem uma idade de cerca de 7 anos, teria sido plausível considerar que a resistência à compressão da alvenaria de pedra deste espécime é superior à dos provetes ensaiados por Pinho [62], tal como foi averiguado por Morais [58]. O facto de este murete ser de uma série diferente não deverá causar variações no seu comportamento [52]. No entanto não se apresentou o cálculo de um novo módulo de elasticidade para a alvenaria por não existirem dados suficientes para um cálculo mais preciso.

5.3.3 Análise e discussão dos resultados obtidos

- **Murete não reforçado e murete reforçado com a solução IV de Pinho [62]**

Para o modelo de referência aplicou-se uma carga de 120 kN que resultou num deslocamento de 1,5 mm. Visto que o comportamento do modelo é linear, traçou-se a reta da força-deslocamento (reta preta) correspondente, com origem no ponto 0,0. No modelo correspondente à solução IV foi aplicada uma carga de 400 kN, de onde se obteve um deslocamento de 1,3 mm. Traçou-se novamente a reta (reta preta) correspondente à força-deslocamento, Figura 5.12.

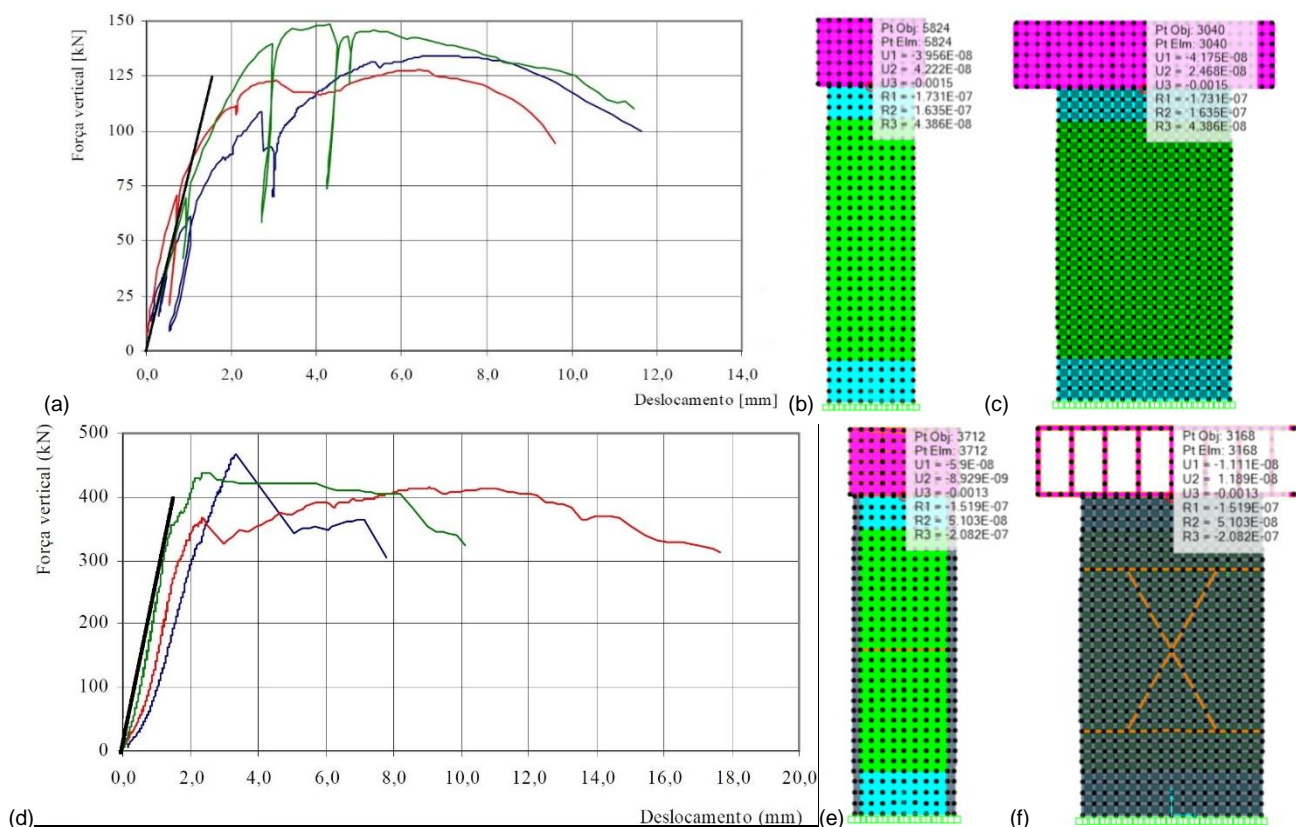


Figura 5.12 – Apresentação e comparação dos deslocamentos obtidos em ensaio e no modelo numérico

O modelo numérico que reproduz o murete de referência apresenta um comportamento compatível com os provetes reais até uma carga de cerca de 75 kN (dependendo do modelos). Este resultado é consequência da perda rigidez que origina um comportamento não linear dos muretes ensaiados. Como se pode ver pelo gráfico apresentado, quando os muretes se aproximam da sua força de rotura, a tendência é apresentar deslocamentos cada vez mais elevados. Visto que o programa corre segundo um modelo elástico linear, tal comportamento não é reproduzido pelo modelo numérico, como se referiu antes.

No caso do modelo correspondente à solução IV, os deslocamentos obtidos foram ligeiramente menores, quando comparados com os ensaios de Pinho [62]. Observando o gráfico nota-se que o declive das rectas (coloridas) correspondentes ao comportamento linear dos provetes de Pinho [62] é semelhante ao da reta correspondente à análise numérica. Tendo isto em conta, é plausível que os resultados não sejam coincidentes devido à fase não linear que decorreu dos ajustamentos de deslocamentos que se podem ter verificado no início do ensaio.

- **Modelação da solução em estudo**

Como se pode observar pelo gráfico da força-deslocamento apresentado anteriormente, o murete revelou um comportamento aproximadamente linear até a uma carga de 400 kN. Entre esta carga e a carga de rotura (530 kN) o comportamento apresenta uma deformação acentuada, correspondente à perda de rigidez da estrutura. O ensaio revelou um deslocamento médio de 0,32 mm para uma carga de 400 kN, durante o comportamento aproximadamente linear (fase rígida). O modelo numérico atinge valores de 1 mm para os 400 kN, Figura 5.13.

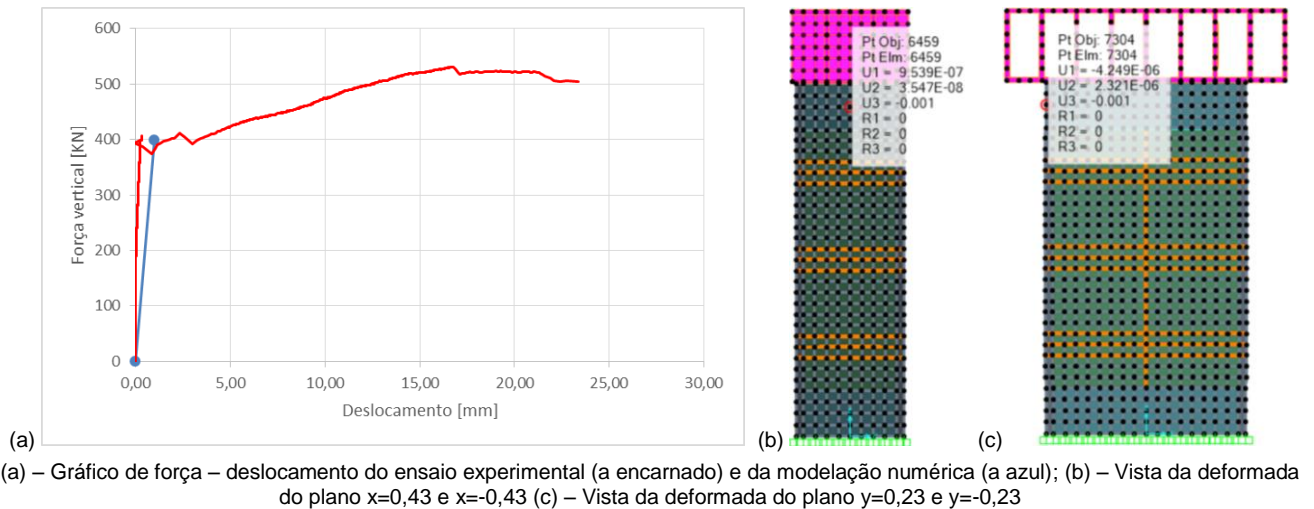


Figura 5.13 – Análise comparativa dos deslocamentos obtidos em ensaio e no modelo numérico

Existem alguns fatores que podem ter levado o modelo numérico a apresentar valores de deslocamento maiores que o trabalho experimental. O facto de se subdimensionar o módulo de elasticidade do reboco armado (não se contabilizou a rede de fibra de vidro, por falta de dados), assim como o da alvenaria, diminui a rigidez da estrutura, tendo sido efetuadas algumas iterações que mostraram que um aumento do módulo de elasticidade da lâmina de reboco e/ou da alvenaria resultam em menores deslocamentos da estrutura. Ainda assim, o facto de apenas se ter ensaiado um murete limita esta apreciação, dada a elevada heterogeneidade da alvenaria de pedra.

Analisaram-se as tensões internas do murete, cuja orientação se pode verificar na Figura 5.14, de modo a explorar a influência do reforço aplicado. Nas imagens seguintes têm-se a distribuição de tensões segundo a direção S33, Figura 5.15.

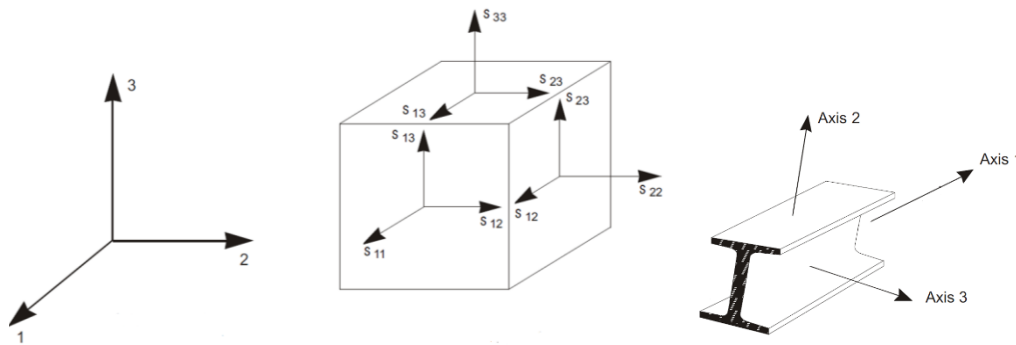
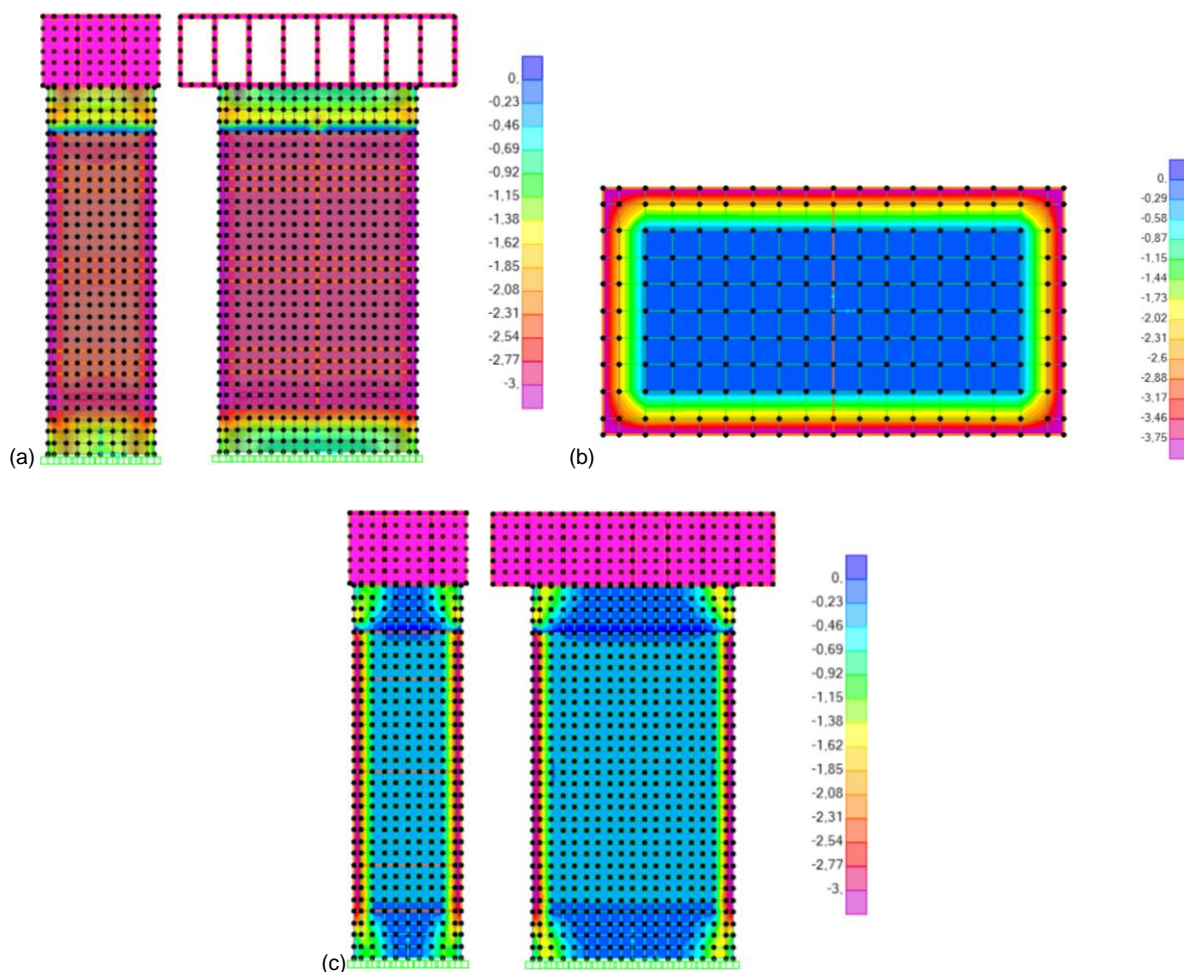


Figura 5.14 – Representação esquemática do sistema de coordenadas locais, das tensões dos “solids” e “frames” [24]

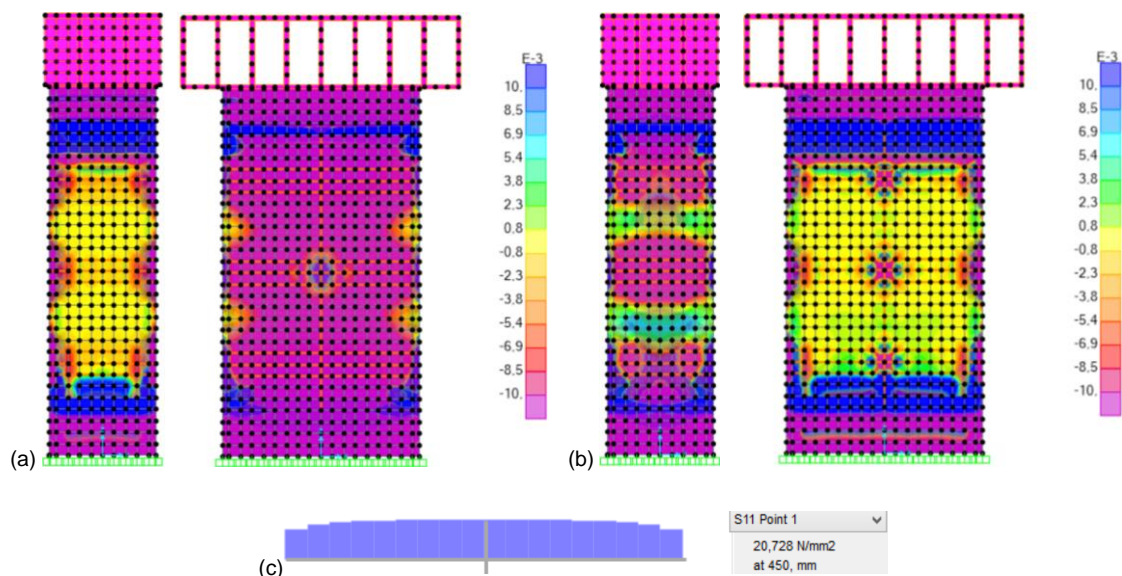


; (a) – Diagrama S33 para o plano $x=0,43$ e $y=0,23$ (plano do revestimento); (b) – Diagrama S33 para o plano $z=0,8$;
(c) – Diagrama S33 para o plano $x=0$ e $y=0$

Figura 5.15 – Distribuição de esforços S33 do modelo numérico em MPa

Ao nível das tensões verticais observa-se que estas foram canalizadas para a lâmina de reboco, através da distribuição de esforços do lintel (tem-se uma concentração de tensões nas zonas periféricas do lintel de betão armado direcionada para o revestimento). Este facto era expectável visto que o revestimento possui um módulo de elasticidade muito superior ao do suporte (alvenaria ordinária). Através das figuras 5.15 (a, b), pode observar-se que a maior concentração de tensões é nas arestas do revestimento (zona roxa), fenómeno coerente com o comportamento do murete (o início da fendilhação deu-se nas arestas). Na figura 5.15 (c) torna-se evidente o diferencial de tensões entre a alvenaria (zona azul) e a lâmina de reboco (zona encarnada/roxa). Na zona corrente da alvenaria (excluindo a interface alvenaria - reboco), as tensões rondam os 0,20 - 0,25 MPa, enquanto no revestimento as tensões variam entre os 3,00 – 4,15 MPa. Na zona da interface alvenaria – reboco (zona verde/amarela), as tensões oscilam entre os 0,25 – 3,00 MPa.

Nas imagens seguintes têm-se a distribuição de tensões normais S22 e S11 nos “solids” correspondentes ao revestimento e à alvenaria, assim como na “frame” que representa a fita metálica previamente instrumentada, Figura 5.16.



(a) – Diagrama S11 para o plano $x=0,43$ e $y=0,23$; (b) – Diagrama S22 para o plano $x=0,43$ e $y=0,23$;
 (c) – Diagrama das tensões normais na fita instrumentada no ensaio ($z=0,85$)

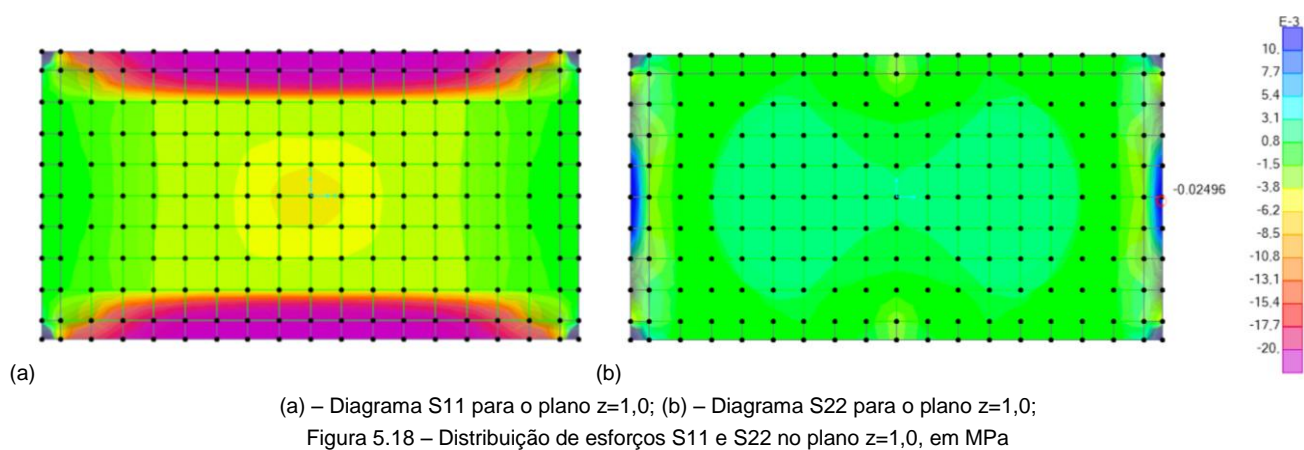
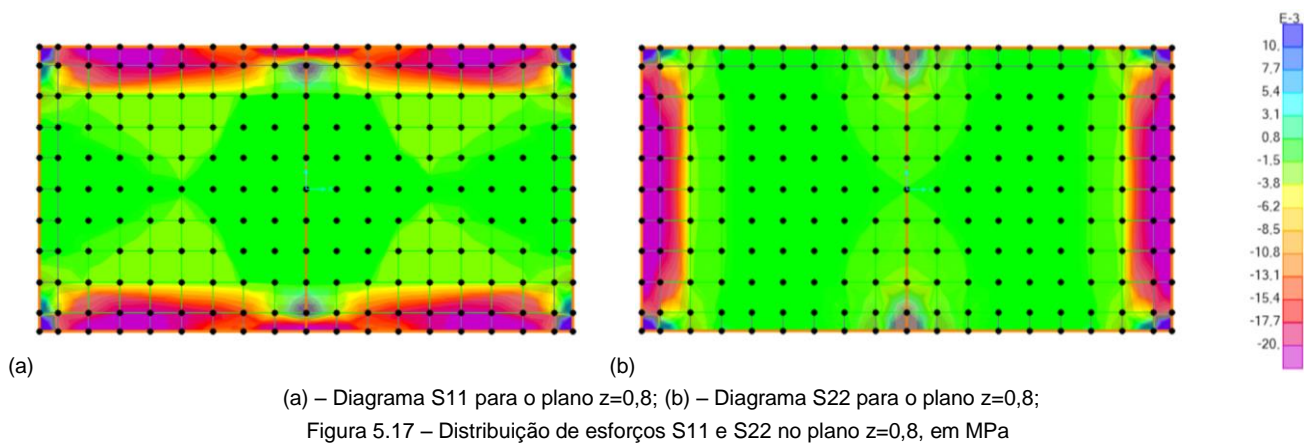
Figura 5.16 – Distribuição das tensões S11 e S22 do modelo numérico em MPa

Analisando os esforços das direções 1 e 2 nas lâminas de reboco, Figura 5.16 (a, b), observa-se uma concentração de tensões de compressão na zona das fitas metálicas nas arestas do murete. Registam-se valores cerca de dez vezes superiores nestas zonas, comparativamente às superfícies não confinadas. Na zona superior do provete ($z > 1,35$) e inferior ($z < 0,35$) observam-se esforços de tração. Simulou-se ainda uma distribuição de fitas diferente (com as fitas horizontais a $z = 0,5, 0,8$ e $1,1$ [m] de altura, medidos a partir da base do murete), tendo-se obtido distribuições de esforços mais desfavoráveis (maiores zonas de trações). Tal como no comportamento de um pilar, é aconselhável a cintagem das extremidades (inferior e superior) da estrutura, pelo que um confinamento com um posicionamento mais próximo das extremidades melhoraria o comportamento do murete.

Através do diagrama exposto na Figura 5.16 (c), verifica-se a obtenção de uma tensão de 20,73 MPa na “frame” que simula a fita instrumentada na face lateral direita (onde estava colocado o extensómetro E2). O E2 registou extensões pequenas durante o comportamento linear do murete, com valores de 0,000077 aos 400 kN. Presumindo um módulo de elasticidade das fitas de 210 GPa, calculou-se a tensão exercida na fita no momento da aplicação da carga de 400 kN, obtendo-se 16,17 MPa, valor dentro da ordem de grandeza do obtido no modelo numérico. Não se efetuaram verificações com o extensómetro E1, visto que este registou valores de extensão praticamente nulos durante a fase linear do ensaio de compressão

Analisando-se as tensões no plano horizontal $z=0,8$ (ao nível das fitas centrais), Figura 5.17, e no plano $z = 1,0$ (entre dois níveis de fitas), Figura 5.18, observam-se unicamente tensões de compressão, excepto nas zonas de arestas, onde se tem uma concentração de tensões de tração. Estas observações são suportadas pelo padrão de fendilhação do murete (como se referiu antes).

Note-se que embora o plano $z = 1,0$ não esteja confinado com fitas metálicas, verifica-se a existência de tensões de compressão horizontais, o que mostra que este plano se localiza dentro da zona de influência do confinamento proporcionado pelas fitas metálicas.



Capítulo 6 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresentam-se conclusões e hipóteses de desenvolvimentos futuros no âmbito dos diversos temas analisados ao longo da dissertação. Para tal, conjuga-se toda a informação recolhida na pesquisa bibliográfica, nos casos de estudo, no decurso do trabalho experimental e na modelação numérica.

6.2 Conclusões

O objetivo desta dissertação foi analisar o comportamento mecânico de sistemas de reforço de paredes de alvenaria, com um foco especial para a técnica de reforço de reboco armado confinado transversalmente por elementos metálicos. Para tal, realizou-se uma pesquisa bibliográfica e de campo, um ensaio à compressão de um murete reforçado com a técnica anteriormente mencionada e uma modelação numérica.

A pesquisa bibliográfica e o trabalho de campo foram elaborados de modo a enquadrar o tema da dissertação. Esta pesquisa permitiu obter um conhecimento geral das diversas tipologias de edifícios antigos. Ao estudar as diversas anomalias e modos de rotura de paredes de alvenaria, foi também possível obter um conhecimento da matéria, que foi essencial para o desenvolvimento do trabalho. Os trabalhos de campo levados a cabo em obras de edifícios históricos permitiram ficar a conhecer um pouco mais sobre a aplicação de um reboco armado em obra, quais as suas vantagens e os seus condicionamentos. Os trabalhos de referência mencionados na presente dissertação tanto expuseram investigações a alvenarias de pedra reforçadas com reboco armado e confinamento transversal, como apenas reboco armado ou apenas confinamento transversal, assim como pontos de referência para a modelação numérica. Estes trabalhos permitiram uma caracterização mais clara do reforço em estudo, e serviram de ponto de comparação para os resultados obtidos.

O trabalho experimental consistiu no estudo da resistência à compressão de um murete de 80x40x120 [cm] reforçado com uma lâmina de reboco armado de 3 cm, confinado transversalmente por um sistema anelar de fitas metálicas. O murete atingiu a rotura aos 530,94 kN com um deslocamento de 16,64 mm. O ensaio pode ser dividido em duas fases: a fase rígida e a fase dúctil. Observando o gráfico da força-deslocamento pode concluir-se que o reboco a envolver as quatro faces do murete conferiu-lhe rigidez, com deslocamentos bastante reduzidos (0,32 mm) e um comportamento linear até aos 400 kN. O facto de o murete ter exibido um comportamento dúctil foi influenciado pelo confinamento transversal e pela rede de fibra de vidro embebida no reboco. No entanto este ensaio é pouco conclusivo, visto que se trata de um murete apenas. A rotura deu-se devido à rotação do lintel de betão armado provocado pelo esmagamento da alvenaria, o que pode ter originado uma degradação precoce da resistência da estrutura. A heterogeneidade da alvenaria pode ter contribuído fortemente para o comportamento verificado no murete reforçado.

Não obstante, obtiveram-se melhorias em relação à solução IV de Pinho [62], tanto ao nível da resistência à compressão (+ 21% F_{max}) como da capacidade de dissipação de energia (+ 432%). Este último valor vai de certo modo de encontro às expectativas, visto que o objetivo do reforço era o aumento da capacidade de resistência a sismos. Comparando esta solução com os resultados obtidos nos ensaios de muretes reforçados

com a solução I de Pinho [62] e com os de Fonseca [32], Rodrigues [65] e Freire [33], torna-se clara a influência do reboco na rigidez da estrutura. No entanto, comparando estes muretes com os de referência [62], conclui-se que o confinamento transversal traz melhorias na ductilidade da estrutura, tal como averiguado por Costa et al. [22] e Oliveira et al. [60]. Sem prejuízo para a ação do confinamento transversal no comportamento dúctil da estrutura, este também foi influenciado pela rede de fibra de vidro embebida no reboco e tal como foi concluído por Papanicolaou et al. [61] e Pinho [62], uma maior densidade da rede de fibra de vidro teria melhorado a resistência e a ductilidade do murete reforçado. Devido às diversas variáveis associadas às paredes de alvenaria ordinária, é difícil efectuar uma comparação direta com outros trabalhos.

O programa SAP 2000 foi utilizado para criar um modelo numérico para o murete ensaiado que, embora com certas limitações, permitiu aprofundar o conhecimento do comportamento da estrutura, nomeadamente a sua deformação e a distribuição de esforços. A modelação do murete de referência e da solução IV de Pinho [62] demonstrou resultados coerentes com a fase rígida (comportamento linear) do gráfico de força-deslocamento. Para o reforço adotado (M229) os valores obtidos pelo programa confirmaram a tendência de aumento de rigidez, visto que para este caso as quatro faces estão revestidas, embora o ensaio tenha resultado em deslocamentos menores que os do programa. Prosseguiu-se com a análise da distribuição de esforços que permitiu concluir que grande parte dos esforços verticais foram canalizados para a lâmina de reboco, particularmente para as arestas, o que vem de encontro com o observado no ensaio. As tensões normais horizontais evidenciaram ainda a influência das fitas metálicas na distribuição de tensões. Conclui-se que o modelo tem algumas limitações, nomeadamente a inexistência de uma análise não linear e a simplificação da alvenaria como um compósito, desprezando a existência de unidades de alvenaria e juntas de argamassa, como a sugerida por Lourenço et al. [47]. Também a falta de elementos para a determinação de um módulo de elasticidade preciso para o reboco armado e para a alvenaria pode não ter contribuído para a precisão da análise numérica. Não obstante, os resultados obtidos com o modelo numérico revelaram comportamentos coerentes com a realidade, pelo que se conclui que esta é uma ferramenta útil para a análise do reforço do murete.

6.3 Desenvolvimentos futuros

Com base no trabalho desenvolvido, propõem-se as seguintes sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Aprofundar o estudo de casos reais de aplicação de reboco armado, de modo a desenvolver um conhecimento aprofundado sobre as suas limitações, promovendo a melhoria desta técnica;
- Realizar mais ensaios de muretes reforçados com a solução aqui desenvolvida, de modo a confirmar os resultados obtidos;
- Realizar ensaios de compressão-corte, que permitam estudar com mais precisão as melhorias a ações sísmicas da solução apresentada;
- Aumentar a densidade da rede de fibra de vidro, assim como desenhar um confinamento transversal, que consiga envolver toda a alvenaria, em particular as zonas extremas;
- Equacionar a utilização de um sistema de fecho das fitas diferente, de modo a não condicionar tanto o seu potencial comportamento;
- Desenvolver o conhecimento do módulo de elasticidade do reboco armado, de modo a permitir uma modelação mais precisa;
- Elaborar um estudo técnico-económico, de modo a avaliar a viabilidade da aplicação deste reforço numa obra.

Anexo I

Neste anexo apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados.

- **Agregados e ligantes**

A análise granulométrica [15] dos agregados decorreu após a secagem das amostras em estufa ventilada a 60 °C até massa constante. As tabelas apresentadas advêm de uma média ponderada de três amostras de cerca de 1 Kg cada e os valores a negrito correspondem ao diâmetro maior (D) e diâmetro menor (d). A baridade [73] foi determinada nas condições em que o material foi adquirido.

Tabela A.1 – Baridade do cimento

Material	Volume recipiente [m3]	Massa da amostra [Kg]		Baridade [Kg/m3]
Cimento	0,000785	0,7920	0,7927	1009,7665
		0,7930		
		0,7930		

Tabela A.2 – Baridade da cal aérea

Material	Volume recipiente [m3]	Massa da amostra [Kg]		Baridade [Kg/m3]
Cal aérea	0,000785	0,2902	0,2879	366,7473
		0,2855		
		0,2880		

Tabela A.3 – Baridade da areia de rio

Material	Volume recipiente [m3]	Massa da amostra [Kg]		Baridade [Kg/m3]
Areia de rio	0,000785	1,1465	1,1491	1463,8217
		1,1556		
		1,1452		

Tabela A.4 – Baridade da areia de areeiro

Material	Volume recipiente [m3]	Massa da amostra [Kg]		Baridade [Kg/m3]
Areia de areeiro	0,000785	0,9738	0,9741	1240,9342
		0,9812		
		0,9674		

Tabela A.5 – Análise granulométrica da areia de rio

Areia de rio					
Peneiros		Retido		Passado acumulado	Retido acumulado
Designação	Abert. [mm]	[g]	[%]		
3/8"	9,52	-		100,0	0,0
nº4	4,76	11,8	1,2	98,8	1,2
nº8	2,38	69,5	6,8	92,0	8,0
nº16	1,19	165,3	16,3	75,7	24,3
nº30	0,595	324,5	31,9	43,8	56,2
nº50	0,297	391,5	38,5	5,3	94,7
nº100	0,149	45,3	4,5	0,8	99,2
nº200	0,075	2,9	0,3	0,5	-
refugo	-	2,8	0,3	0,2	-
Total		1013,6	100,0		
Módulo de finura					2,8

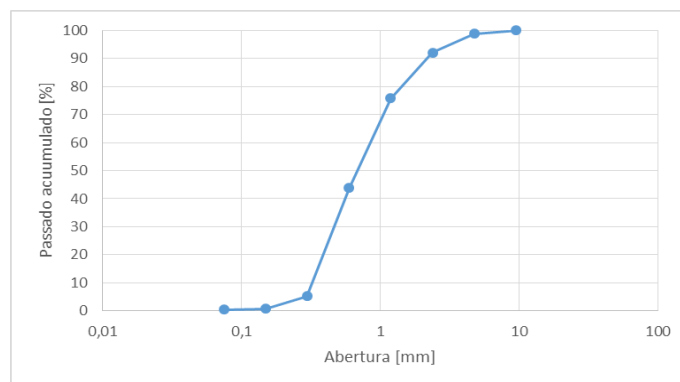


Figura A.1 – Curva granulométrica da areia de rio

Tabela A.6 – Análise granulométrica da areia de areeiro

Areia de areeiro					
Peneiros		Retido		Passado acumulado	Retido acumulado
Designação	Abert. [mm]	[g]	[%]		
nº8	2,38	-		100,0	0,0
nº16	1,19	2,3	0,2	99,8	0,2
nº30	0,595	177,1	17,2	82,6	17,4
nº50	0,297	702,1	68,0	14,6	85,4
nº100	0,149	144,1	14,0	0,6	99,4
nº200	0,075	3,9	0,4	0,3	-
refugo	-	2,6	0,3	0,0	-
Total		1032,1	100,0		
Módulo de finura					2,0

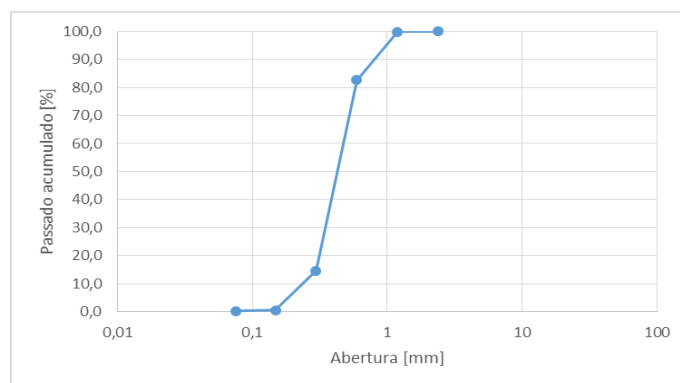


Figura A.2 – Curva granulométrica da areia de areeiro

- **Argamassa endurecida**

Todos os ensaios foram realizados após a secagem dos provetes em estufa ventilada condicionada a 60°C até atingirem massa constante. Retificaram-se as medidas dos provetes da 2ª camada.



Figura A.3 – Provetes prismáticos 4x4x16 [cm]

Os ensaios efectuados para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico [71] e para a resistência à flexão e à compressão [16], realizaram-se sobre seis provetes prismáticos de 16x4x4 [cm], sendo três correspondentes à 1ª camada e os outros três à 2ª camada. A resistência à compressão resulta do ensaio de “meios” provetes provenientes do ensaio à tracção. O E_{din} foi determinado com o equipamento disponível no DEC da FCT, e as resistências mecânicas no laboratório de cimento do LNEC, em ambiente condicionado a 21°C e HR≥50%.

Tabela A.7 – Resistência mecânica da argamassa endurecida

Camada	Provete	Idade [dias]	Frot flexão [N]	Tensão de rotura flexão [MPa]	Média [MPa]	DP	Frot compressão [N]	Área de contacto [mm ²]	Tensão de rotura compressão [MPa]	Média [MPa]	DP
1ª	1.1	62	349,50	0,82	0,74	0,08	4959,80	1600,00	3,10	3,29	0,19
	1.2	62	315,80	0,74			5551,30		3,47		
	1.3	62	284,30	0,67			5289,90		3,31		
2ª	2.1	60	384,70	0,90	0,84	0,05	5160,10		3,23	3,07	0,14
	2.3	60	350,40	0,82			4759,80		2,97		
	2.5	60	344,10	0,81			4801,20		3,00		

Tabela A.8 – Módulo de elasticidade dinâmico da argamassa endurecida

Camada	Provete	Idade [dias]	Massa [g]	Edin [MPa]	Média [MPa]	DP
1ª	1.1	62	450,93	4926,75	4920,83	67,69
	1.2	62	450,94	4993,75		
	1.3	62	451,21	4842,00		
2ª	2.1	60	446,86	5194,00	5019,33	135,88
	2.3	60	447,00	4891,00		
	2.5	60	447,18	4973,00		

O ensaio de absorção de água por capilaridade [70] foi realizado sobre três “metades” de provetes moldados de 16x4x4 [cm], provenientes do ensaio de tracção e sob a designação de M1.1, M1.2 e M1.3. Foram ainda ensaiados outros três provetes moldados de 16x4x4 [cm], sob a designação de P1.4, P1.5 e P1.6. Para as amostras da 2ª camada a designação segue a mesma lógica e tem-se M2.1, M2.3, M2.5, P2.2, P2.4 e P2.5. Visto que os valores assintóticos diferem, optou-se por apresentar dois gráficos de absorção de água. Para o coeficiente de capilaridade, visto que a sua determinação incide sobre a 1ª hora do ensaio e tendo sido observado um comportamento semelhante das amostras nesta fase, foi calculado com base nas seis amostras. O ensaio decorreu numa sala de ambiente controlado a 20 ± 2 °C e HR = 65 ± 5 %.

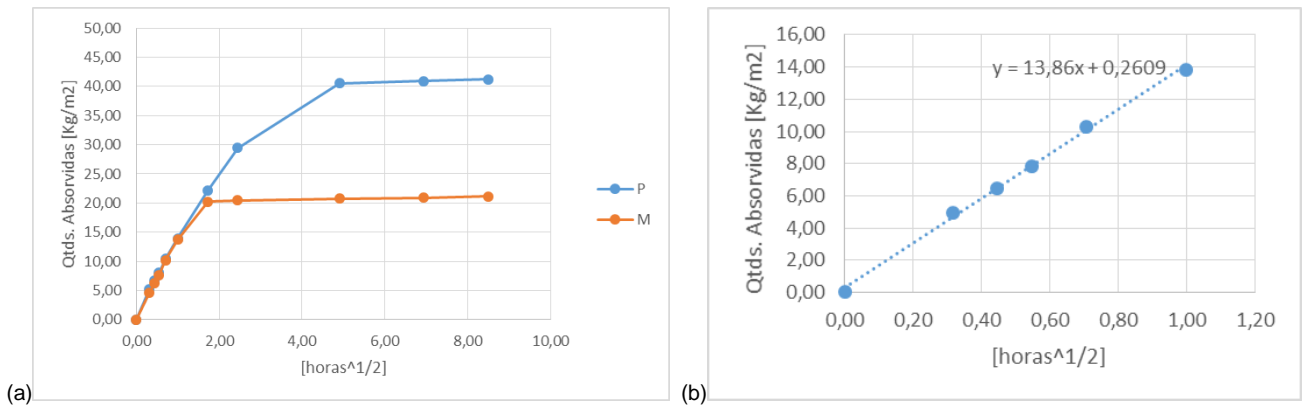
A negrito estão assinalados os valores assintóticos.

Tabela A.9 – Absorção de água por capilaridade da argamassa endurecida da 1ª camada

Datas	Tempo		Massas [g]						Quantidades absorvidas [Kg/m ²]						Média [Kg/m ²]						
	[horas]	[horas ^{1/2}]	M 1.1	M 1.2	M 1.3	P 1.4	P 1.5	P 1.6	M 1.1	M 1.2	M 1.3	P 1.4	P 1.5	P 1.6	M	DP	P	DP	M e P	DP	
14/03/2017	t = 0 [11.30]	0,0	0,00	236,05	224,79	229,16	446,24	449,07	445,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t = 5 min	0,1	0,32	243,13	232,30	236,89	454,34	457,36	454,05	4,43	4,70	4,84	5,07	5,18	5,38	4,65	0,21	5,21	0,16	4,93	0,35
	t = 10 min	0,2	0,45	245,80	234,80	239,28	456,79	459,70	456,43	6,09	6,26	6,33	6,60	6,65	6,87	6,23	0,12	6,70	0,15	6,47	0,29
	t = 15 min	0,3	0,55	248,15	237,03	241,42	458,94	461,76	458,52	7,56	7,65	7,67	7,94	7,93	8,18	7,63	0,06	8,02	0,14	7,82	0,23
	t = 30 min	0,5	0,71	252,34	241,12	245,49	462,98	465,53	462,34	10,18	10,21	10,21	10,47	10,29	10,56	10,20	0,02	10,44	0,14	10,32	0,16
	t = 1 h	1,0	1,00	258,14	246,88	250,99	468,83	471,05	467,93	13,80	13,81	13,65	14,12	13,74	14,06	13,75	0,09	13,97	0,21	13,86	0,19
	t = 3 h	3,0	1,73	269,08	256,70	261,31	482,27	484,09	480,73	20,64	19,95	20,10	22,52	21,89	22,06	20,23	0,36	22,16	0,33	21,19	1,10
	t = 6 h	6,0	2,45	269,53	257,02	261,78	494,10	495,73	492,19	20,92	20,15	20,39	29,91	29,16	29,22	20,49	0,40	29,43	0,42	24,96	-
1d 15/03/2017 [11.30]	24,0	4,90	269,99	257,39	262,16	511,37	513,89	510,02	21,21	20,38	20,63	40,71	40,51	40,36	20,74	0,43	40,53	0,17	30,63	-	
2d 16/03/2017 [11.30]	48,0	6,93	270,29	257,72	262,42	512,01	514,54	510,58	21,40	20,58	20,79	41,11	40,92	40,72	20,92	0,42	40,91	0,20	30,92	-	
3d 17/03/2017 [11.30]	72,0	8,49	270,56	258,01	262,74	512,57	515,05	511,05	21,57	20,77	20,99	41,46	41,24	41,01	21,11	0,41	41,23	0,23	31,17	-	

Tabela A.10 – Ensaio de absorção de água por capilaridade da 1ª camada

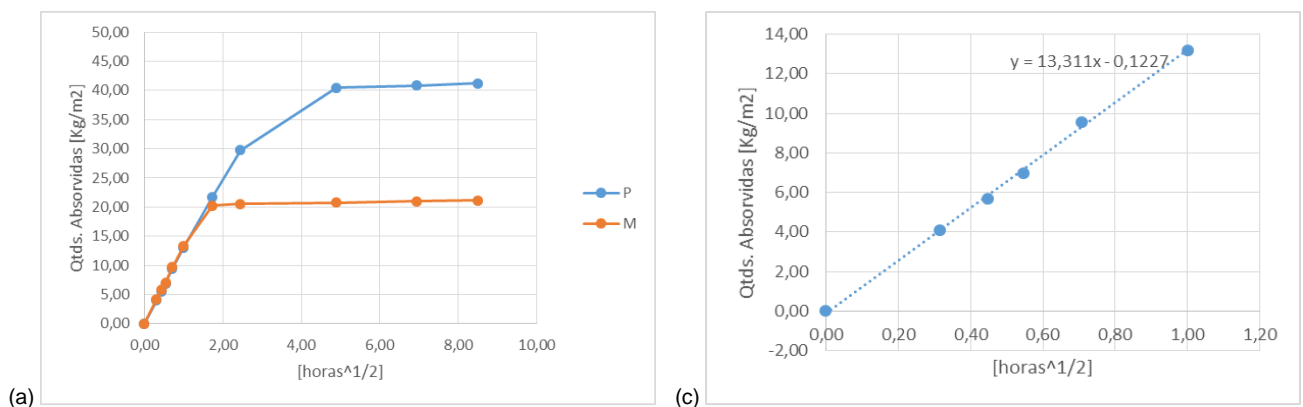
Provetes	Data de moldagem	Data início de ensaio	Idade [dias]	CCap [Kg/m ² .h ^{1/2}]
M 1.1, 1.2, 1.3 P 1.4, 1.5, 1.6	10/01/2017	14/03/2017	63	13,86



(a) – Absorção de água dos provetes P e M; (b) – Coeficiente de capilaridade de M e P
 Figura A.4 – Absorção de água por capilaridade da 1ª camada

Tabela A.11 – Absorção de água por capilaridade da argamassa endurecida da 2ª camada

Datas	Tempo		Massas [g]						Quantidades absorvidas [Kg/m²]						Média [Kg/m²]						
	[horas]	[horas^1/2]	M 2.1	M 2.3	M 2.5	P 2.2	P 2.4	P 2.6	M 1.1	M 1.2	M 1.3	P 1.4	P 1.5	P 1.6	M	DP	P	DP	M e P	DP	
21/03/2017	t = 0 [11.45]	0,0	0,00	223,35	224,60	226,74	444,39	451,13	447,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t = 5 min	0,1	0,32	230,18	231,04	233,49	450,49	457,96	453,70	4,27	4,02	4,22	3,81	4,27	3,89	4,17	0,13	3,99	0,24	4,08	0,20
	t = 10 min	0,2	0,45	232,86	233,36	236,11	452,91	460,57	456,15	5,95	5,48	5,85	5,33	5,90	5,42	5,76	0,25	5,55	0,31	5,65	0,27
	t = 15 min	0,3	0,55	234,81	235,52	238,16	455,13	462,63	458,17	7,17	6,82	7,14	6,71	7,19	6,68	7,04	0,19	6,86	0,29	6,95	0,24
	t = 30 min	0,5	0,71	239,11	239,75	242,26	459,10	466,99	462,23	9,85	9,47	9,70	9,19	9,91	9,22	9,67	0,19	9,44	0,41	9,56	0,31
	t = 1 h	1,0	1,00	244,87	245,65	248,14	464,78	472,95	468,02	13,45	13,15	13,37	12,74	13,64	12,84	13,33	0,16	13,07	0,49	13,20	0,35
	t = 3 h	3,0	1,73	255,81	256,81	259,14	478,18	487,10	482,08	20,29	20,13	20,25	21,12	22,48	21,63	20,22	0,08	21,74	0,69	20,98	0,94
t = 6 h	6,0	2,45	256,19	257,32	259,61	490,47	499,99	495,22	20,53	20,45	20,55	28,80	30,54	29,84	20,51	0,05	29,73	0,87	25,12	-	
1d 15/03/2017 [11.45]	24,0	4,90	256,64	257,68	260,09	508,01	516,48	512,73	20,80	20,67	20,84	39,76	40,84	40,78	20,77	0,09	40,46	0,61	30,62	-	
2d 16/03/2017 [11.45]	48,0	6,93	256,96	258,08	260,42	508,78	517,03	513,39	21,01	20,92	21,05	40,24	41,19	41,20	20,99	0,06	40,88	0,55	30,94	-	
3d 17/03/2017 [11.45]	72,0	8,49	257,27	258,30	260,69	509,41	517,61	513,82	21,20	21,06	21,22	40,64	41,55	41,47	21,16	0,09	41,22	0,50	31,19	-	



(a) – Absorção de água dos provetes P; (b) – Absorção de água dos provetes M; (c) – Coeficiente de capilaridade de M e P
 Figura A.5 – Absorção de água por capilaridade da 2ª camada

Tabela A.12 – Ensaio de absorção de água por capilaridade da 1ª camada

Provetes	Data de moldagem	Data início de ensaio	Idade [dias]	CCap [Kg/m².h^1/2]
M 2.1, 2.3, 2.5 P 2.2, 2.4, 2.6	19/01/2017	21/03/2017	61	13,31



Figura A.6 – Sistema de ensaio de absorção de água por capilaridade

A determinação da massa volúmica real [74], massa volúmica aparente [74] e porosidade aberta [75] foi efectuada sobre amostras provenientes das “metades” submetidas ao ensaio de compressão, pelo método da pesagem hidrostática.

Tabela A.13 – Determinação da massa volúmica real e aparente, e da porosidade aberta

Camada	Provete	Idade início do ensaio [dias]	Massas [g]			MVR [Kg/m ³]		MVA [Kg/m ³]		PA [%]				
			M1	M2	M3	Média	DP	Média	DP	Média	DP			
1 ^a	1.1	63	78,60	46,77	91,55	2469,91	2467,23	4,81	1755,29	1760,51	5,56	28,93	28,64	0,25
	1.2	63	84,80	50,35	98,53	2461,68			1759,89			28,51		
	1.3	63	77,91	46,37	90,47	2470,10			1766,36			28,49		
2 ^a	2.1	61	85,36	51,18	99,33	2497,73	2492,67	4,68	1772,65	1769,16	10,18	29,03	29,03	0,34
	2.2	61	82,84	49,55	96,68	2488,51			1757,70			29,37		
	2.3	61	81,42	48,75	94,56	2491,77			1777,13			28,68		

O ensaio de permeabilidade ao vapor de água [18] decorreu recorrendo ao método da cápsula seca, sobre seis “bolachas” de 3,5 cm de raio e 2 cm de espessura, três da 1^a camada (P 1.4, 1.5 e 1.6) e três da 2^a camada (P 2.1, 2.2 e 2.3). O ensaio decorreu com uma humidade relativa no interior da cápsula de $4 \pm 1\%$ e o ambiente exterior condicionado numa câmara condicionada a $93 \pm 1\%$, registando-se para a temperatura valores de $20 \pm 2\text{ }^\circ\text{C}$. As pesagens foram efectuadas através de um sistema de suporte acoplado às cápsulas, sendo o conjunto pesado através de pequenos orifícios previamente realizados para o efeito.

Tabela A.14 – Variação de massas em função do tempo do conjunto “provete + cápsula seca”

Data	[Horas]	[Horas ^{1/2}]	Massa do conjunto “provete + cápsula seca” [g]						Variação de massa do conjunto “provete + cápsula seca” em função do tempo [g/h]										
			P 1.4	P 1.5	P 1.6	P 2.1	P 2.2	P 2.3	P 1.4	P 1.5	P 1.6	Média P 1	DP	P 2.1	P 2.2	P 2.3	Média P 2	DP	
22/03/2017	0	0,00	452,55	471,33	482,28	465,55	476,23	473,27	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
23/03/2017	24	4,90	453,27	472,04	483,14	466,29	477,15	474,26	0,0298	0,0299	0,0361	0,0319	0,0036	0,0309	0,0383	0,0413	0,0368	0,0054	
24/03/2017	48	6,93	453,87	472,65	483,84	466,82	477,94	475,15	0,0253	0,0254	0,0291	0,0266	0,0022	0,0222	0,0328	0,0371	0,0307	0,0077	
27/03/2017	120	10,95	455,37	474,17	485,38	468,39	479,71	476,91	0,0208	0,0211	0,0213	0,0211	0,0003	0,0218	0,0247	0,0244	0,0236	0,0016	
28/03/2017	144	12,00	455,90	474,70	485,86	468,97	480,34	477,37	0,0219	0,0220	0,0202	0,0214	0,0010	0,0242	0,0260	0,0192	0,0231	0,0035	
29/03/2017	168	12,96	456,42	475,24	486,41	469,52	480,88	477,86	0,0215	0,0225	0,0228	0,0223	0,0006	0,0230	0,0228	0,0202	0,0220	0,0016	
30/03/2017	192	14,04	456,97	475,83	487,01	470,10	481,50	478,45	0,0192	0,0206	0,0207	0,0201	0,0008	0,0199	0,0211	0,0206	0,0205	0,0006	
31/03/2017	216	14,70	457,34	476,23	487,41	470,43	481,84	478,82	0,0193	0,0209	0,0212	0,0205	0,0010	0,0175	0,0181	0,0195	0,0184	0,0010	
03/04/2017	288	16,97	458,88	477,77	488,90	471,96	483,38	480,38	0,0214	0,0213	0,0207	0,0211	0,0004	0,0212	0,0214	0,0216	0,0214	0,0002	
04/04/2017	312	17,66	459,31	478,24	489,40	472,44	483,88	480,90	0,0177	0,0196	0,0207	0,0194	0,0015	0,0202	0,0209	0,0216	0,0209	0,0007	
05/04/2017	339	18,41	459,87	478,84	489,94	473,06	484,50	481,43	0,0210	0,0223	0,0198	0,0211	0,0013	0,0227	0,0229	0,0197	0,0218	0,0018	
06/04/2017	360	18,97	460,20	479,26	490,37	473,47	484,89	481,90	0,0155	0,0201	0,0209	0,0188	0,0029	0,0194	0,0185	0,0224	0,0201	0,0021	
07/04/2017	384	19,60	460,63	479,74	490,83	473,89	485,41	482,35	0,0180	0,0199	0,0192	0,0190	0,0010	0,0177	0,0218	0,0190	0,0195	0,0021	

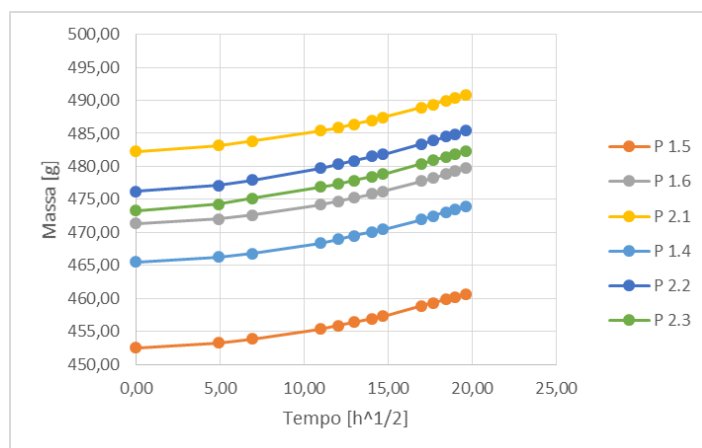


Figura A.7 – Gráfico do ensaio de permeabilidade ao vapor de água

Tabela A.15 – Cálculo do coeficiente de permeabilidade ao vapor de água

Provete	Espessura [m]	Área [m ²]	Fluxo de vapor [g/h]	Ps - 21 °C [Pa]	Hri [%]	Hre [%]	DP [Pa]	Coefficiente PVA [Kg/m.s.Pa]
P 1.4	0,02	0,0038465	0,0199	2483	4	93	2209,87	1,298E-11
P 1.5			0,0207					1,351E-11
P 1.6			0,0203					1,324E-11
Média			0,0203					1,324E-11
P 2.1			0,0209					1,366E-11
P 2.2			0,0209					1,367E-11
P 2.3			0,0206					1,346E-11
Média			0,0208					1,360E-11

Tabela A.16 – Resultados do ensaio de permeabilidade ao vapor de água

Provetes	Data moldagem	Data início do ensaio	Idade [dias]	Coefficiente PVA médio [Kg/m.s.Pa]	Desvio padrão
P 1.4; P 1.5; P 1.6	10/01/2017	22/03/2017	71	1,324E-11	2,628E-13
P 2.1; P 2.2; P 2.3	19/01/2017	22/03/2017	62	1,360E-11	1,199E-13

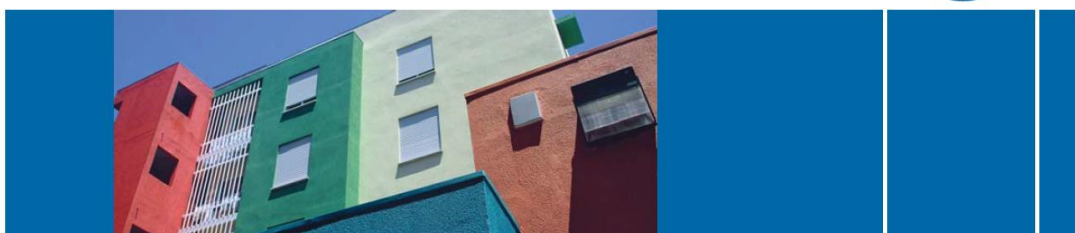


Figura A.8 – Sistema de ensaio de permeabilidade ao vapor de água

Neste anexo foram inseridas as fichas técnicas dos materiais utilizados no trabalho experimental.

CEM II/B-L 32,5N

Cimento Portland de Calcário



Locais de Produção

Fábrica Secil-Outão
Fábrica Cibra-Pataias
Fábrica Maceira-Liz

Principais Aplicações

Principais Características

Advertências Específicas

Informação de Segurança

Última actualização

Embalagem

Granel
Sacos de 40kg
Sacos de 25kg

Certificação

Cimento certificado segundo a NP EN 197-1.
Certificados de Conformidade 0856-CPD-0130, 0856-CPD-0131 e 0856-CPD-0132.

Composição do Produto (Núcleo Cimento)

65% a 79% Clínquer Portland
21% a 35% Calcário
0% a 5% Outros Constituintes

O Cimento Portland de Calcário CEM II/B-L 32,5N é o cimento mais utilizado nas obras de construção civil. A sua excelente trabalhabilidade e baixo calor de hidratação tornam-no especialmente adaptado a todos os trabalhos correntes da construção.

O cimento CEM II/B-L 32,5N é principalmente utilizado em:

- argamassas e betão não armado para enchimentos e regularização;
- betão estrutural, pronto ou fabricado em obra de média resistência;
- argamassas de assentamento, reboco e reparação;
- fundações directas e indirectas em ambientes moderadamente agressivos;
- estabilização de solos e solo-cimento;
- prefabricação de blocos, tubos, manilhas e outros artefactos à base de cimento;
- prefabricação ligeira em regime de baixa rotatividade de moldes.

Cimento de cor cinzenta, com menor calor de hidratação e melhor trabalhabilidade que um cimento CEM I da mesma classe de resistência.

Desenvolvimento mais lento de resistências (menor resistência inicial).

Resistências finais dentro dos valores da classe indicada (resistências aos 28 dias).

Este cimento melhora a trabalhabilidade de betões e argamassas e permite uma redução da dosagem de água de amassadura. Porém, o correcto desenvolvimento de resistências é sensível ao processo de cura pelo qual deverão ser tomadas precauções para evitar a dissecação de peças betonadas muito expostas ao sol e ao vento (possível fendilhação).

Não se recomenda a utilização deste cimento em tempo muito frio, sem que se tomem medidas adequadas.

O manuseamento do cimento em pó pode causar irritação dos olhos e vias respiratórias. Quando misturado com água pode ainda causar sensibilização da pele. Aconselha-se o uso de máscara anti-poeiras para protecção respiratória, luvas de protecção das mãos, óculos de protecção dos olhos e fato de trabalho para protecção da pele.

Para informação detalhada consulte a Ficha de Dados de Segurança deste produto.

Setembro 2004 - Versão 3

pag. 1 | 2

Características Químicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado (1)
Teor de Sulfatos (em SO ₃)	NP EN 196-2	≤ 3,5%
Teor de Cloretos	NP EN 196-21	≤ 0,10%

(1) As percentagens são referidas à massa de cimento.

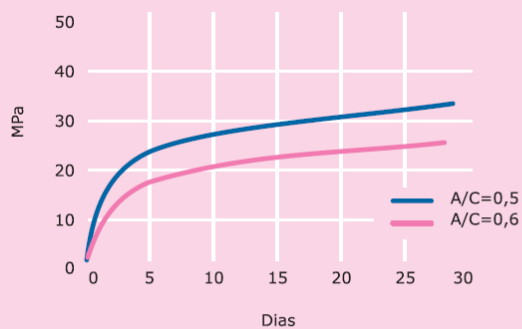
Características Mecânicas

Resistência à Compressão (MPa)			
Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência	NP EN 196-1
2 dias	7 dias		
-	≥ 16	≥ 32,5 e ≤ 52,5	

Características Físicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado
Princípio de Presa	NP EN 196-3	≥ 75 min
Expansibilidade	NP EN 196-3	≤ 10 mm

Valores médios indicativos da resistência à compressão de betão fabricado com 350 Kg/m³ de cimento CEM II/B-L 32,5N



Habitação a custos controlados.
Quinta da Cabrinha, Lisboa.



Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.

Direção Comercial
Av. das Forças Armadas, 125 6º
1600-079 LISBOA
Tel. 217 927 100 . Fax. 217 936 200

Vendas Norte
Tel. 226 078 410 . Fax. 226 078 411

Vendas Centro
Tel. 244 779 500 . Fax. 244 777 455

Vendas Sul
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

Cimento Branco
Tel. 244 587 700 . Fax. 244 589 652

Departamento Técnico-Comercial
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

E-mail - comercial@secil.pt
Site - www.secil.pt



Granulometria:	
Retido a 125 microns	≤ 0%.
Teor em Água livre	≤ 1%.
Estabilidade (expansão)	≤ 0,2%.
Teor em Ca(OH)₂	≥ 93%.
Teor em MgO	≤ 3%.
Densidade aparente na ordem de 0,5.	

Lusical H100

DESCRIÇÃO

A **Lusical H100** é uma cal de construção utilizada como ligante, individual ou incorporada nas misturas formuladas.

É aplicada principalmente nos rebocos, e numa forma geral na construção civil.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS e QUÍMICAS

Determinadas pelos métodos Laboratório Grupo em conformidade com os modos operatórios normalizados

Nos produtos formulados,

- a granulometria da **Lusical H100** otimiza a eficácia do produto acabado.
- sua brancura garante uma qualidade constante dos rebocos.
- seu forte teor em hidróxido de cálcio dá ao reboco a trabalhabilidade e sua permeabilidade ao ar

DOSAGEM e APLICAÇÃO

A **Lusical H100** é entregue sob a forma pulverulenta. Sua dosagem é feita a partir do silo de armazenamento.

Ela é extraída do silo com a ajuda de equipamentos de descolmatação como fundos vibrantes, canhões de ar, ou desagregadores rotativos.

O produto é transportado por parafusos sem fim.

Os materiais de dosagem devem ter em conta as características físicas do produto - densidade, fluidez - respondendo às exigências de precisão requeridas.

CONDICIONAMENTO

Entregue em saco, big-bag e em cisterna, a **Lusical H100** é armazenada em silos estanques.

DADOS de SEGURANÇA

Ficha de segurança: Hidróxido de Cálcio.

O produtor garante que todas as diligências são efectuadas para o respeito dos critérios definidos. No entanto, trata-se de produtos naturais que podem apresentar ligeiras variações nas características físico-químicas sem incidência notável sobre a qualidade do produto

LUSICAL

F.P. 351 - CH 01 B - 06 / 2010




01- 06-2010

Valverde—2025-201 Alcanede - Portugal
Telefone (+351)243 409 040: - Fax (+351) 243 400 474—E-mail: info.lusical@lhoist.com

weber.rep express

Argamassa com fibras para reparação estrutural de betão, Classe R3 (EN 1504-03). Presa rápida. Sem libertação de pó.

1. UTILIZAÇÕES

- Reparações pontuais de betão.
- Interiores e exteriores, na horizontal e vertical.
- Reparações ou reforço de betão com danos estruturais, onde sejam necessárias boas prestações mecânicas.
- **Suportes admissíveis:**
 - 

2. LIMITES DE UTILIZAÇÃO

- Não aplicar sobre:
 - Suportes de Gesso;
 - Zonas pintadas ou com revestimentos orgânicos;
 - Suportes frágeis de rebocos antigos ou pedra.
- Na reparação de pavimentos industriais ou de forte circulação, **weber.rep express** deve ser revestido de acordo com as utilizações previstas.
- Não resiste a contactos com soluções ácidas(pH <6).
- Não resiste a eventuais movimentos estruturais do suporte; nestes casos a fissuração é inevitável.

3. COMPOSIÇÃO

- Cimentos especiais, areias siliciosas, fibras, adjuvantes isentos de cloro e resinas sintéticas.
- Granulometria máxima: 1,25mm.

4. CONSUMO

- Aprox. 19 kg/m² por cm de espessura

5. RECOMENDAÇÕES

- Temperatura de utilização: +5°C a 35°C.
- Não aplicar sobre suportes gelados ou em risco de gelar nas 24 horas seguintes.
- Não aplicar com incidência direta de sol intenso ou suportes muito quentes.
- Realizar cura húmida da superfície por pulverização de água ou agente de cura (neste caso deverá garantir-se a sua completa remoção antes da eventual aplicação de um revestimento).
- Respeitar em cada mistura a quantidade de água recomendada, para que seja conseguida homogeneidade na consistência do produto depois de endurecido.
- Lavar as ferramentas com água, enquanto o produto estiver fresco.

MOD.FT.125 /01

05-05-2014



6. CARACTERÍSTICAS DE UTILIZAÇÃO

- Espessura de aplicação: entre 5 e 50mm por camada
- Espessura mínima sobre a armadura: 10mm
- Tempo de vida do amassado: aprox. 15 minutos
- Tempo aberto para acabamento: aprox. 30 minutos
- Tempo para descofragem: 1 a 2 horas
- Tempo para circulação pedonal: 24 horas
- Espera para revestir:
 - Argamassas de cimento: 24 horas
 - Pinturas de fachada e proteção de betão: 24 horas
 - Outros revestimentos orgânicos, pedra ou cerâmica: 72 horas

Os tempos indicados, obtidos em condições ambientais normalizadas (+20°C), poderão ser alongados a baixas temperaturas e encurtados a temperaturas mais elevadas.

7. PRESTAÇÕES (*)

- Densidade endurecido: 1,9
- Marcação CE EN1504-3:
 - Resistência à compressão: $\geq 25\text{MPa}$ - Classe R3
 - Aderência $\geq 1,5\text{MPa}$
 - Retração/expansão impedida: $\geq 1,5\text{Mpa}$
 - Resistência a carbonatação: satisfaz requisitos
 - Módulo de Elasticidade: $\geq 15\text{GPa}$
 - Teor de cloretos: $\leq 0,01\%$
 - Absorção capilar: $\leq 0,5\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-0,5}$
 - Reação ao fogo: Classe A1
- Resistência mecânica ao longo do tempo:

	Compressão (MPa)	Flexão (MPa)
24 horas	5	2
7 dias	20	4
28 dias	30	7

(*) Os resultados foram obtidos em ensaios realizados em condições normalizadas, e podem variar em função das condições de aplicação.

8. PREPARAÇÃO DO SUPORTE

- O suporte deve ser duro e estar limpo, consistente e rugoso.
- Sondar a superfície para detetar zonas débeis a eliminar.
- Deixar contornos em aresta viva nas zonas demolidas a reparar.
- Eliminar todo o pó e outras sujidades produzidas, bem como vestígios de gordura, óleo descofrante ou outro material orgânico.
- Tratar as armaduras oxidadas:
 - Limpar cuidadosamente as armaduras oxidadas, eliminando a ferrugem através de escova metálica ou jato de areia.
 - Aplicar, após despoejamento cuidadoso, o produto anticorrosão **weber.rep fer** ou **weber.rep 750** na superfície das armaduras.

9. APLICAÇÃO

- Humedecer abundantemente o suporte a revestir. Este deve ficar húmido, mas não saturado de água.
- Adicionar cerca de 4 litros de água em cada saco de 25 kg, operando com misturador lento até obter uma pasta homogénea, deixar repousar 1 a 2 minutos e voltar a misturar brevemente.

MOD.FT.125 /01

05-05-2014



Saint-Gobain Weber Portugal, S.A. • NIF 502 208 546 • Zona Industrial de Taboeira, 3800-055 Aveiro
 telf. : +351 234 10 10 10 • fax : +351 234 30 11 48 • www.weber.com.pt



- Aplicar **weber.rep express**, em espessura de 5 a 50 mm por camada, não ultrapassando os 100 mm de espessura total. Apertar bem o material contra o seu suporte.
- Dar acabamento com uma talocha de plástico ou poliestireno rijo. Não juntar água na superfície.

10. RECOMENDAÇÕES DE SEGURANÇA NA UTILIZAÇÃO

- Pela presença de cimento na composição, o produto é considerado irritante para os olhos, vias respiratórias e mucosas.
- Como medida de proteção individual devem usar-se luvas não absorventes e vestuário de trabalho que evite o contacto do produto com o utilizador.
- O uso de máscara de proteção de poeiras será necessário caso se formem nuvens de poeira significativas.

Para mais informação consultar Ficha de Dados de Segurança.

APRESENTAÇÃO

Saco de 25 kg

COR

Cinza claro

CONSERVAÇÃO

6 meses a partir da data de fabrico em embalagem original fechada e ao abrigo da humidade



As indicações de utilização e dados técnicos sobre o produto são apresentados de boa-fé e baseiam-se na experiência e conhecimento acumulados, em situações de utilização tipificadas. As condições de aplicação e utilização poderão influenciar o comportamento do produto, pelo que será aconselhável realizar verificações e testes em cada situação específica.

MOD.FT.125 /01
05-05-2014



Argamassas



Saint-Gobain Weber Portugal, S.A. • NIF 502 208 546 • Zona Industrial de Taboira, 3800-055 Aveiro
teff. : +351 234 10 10 10 • fax : +351 234 30 11 48 • www.weber.com.pt



Argilla expandida



Any Austenitic Stainless Steel Band

- 200-300 series stainless steel strapping
- Offers good resistance to oxidation and many moderate corrosive agents.
- Easy Scale – Patented imprint on the band to enable precise use of band without waste.
- Dispensers – Handy plastic dispensers available with centre turn facility and pocket for buckles.



C001 / C003 / C400 / J020 / J075

See pages 26-29 for full details on TOOLS and their specifications.

BAND-IT® Band Austenitic Stainless Steel • With Easy-Scale
100 Ft. per roll (30.5m)

PART NUMBER	WIDTH		THICKNESS		WEIGHT	
	IN.	MM	IN.	MM	LBS	KGS
C923	3/8	9.53	0.024	0.60	3.2	1.5
C924	1/2	12.70	0.028	0.76	4.8	2.2
C925	5/8	15.88	0.028	0.76	6.2	2.8
C926	3/4	19.05	0.028	0.76	7.5	3.4

Available in mill coil lengths. All sizes in standard cardboard packaging.
All sizes available in plastic dispenser see table below.



BAND-IT® Buckles Austenitic Stainless Steel • Pack Qty – 100

PART NUMBER	WIDTH		WEIGHT	
	IN.	MM	LBS	KGS
C953	3/8	9.53	0.8	0.4
C954	1/2	12.70	2.1	1.0
C955	5/8	15.88	2.4	1.1
C956	3/4	19.05	3.7	1.7



BAND-IT® Band Dispensers Austenitic Stainless Steel
100 Ft. per roll (30.5m) • Plastic Dispenser complete with band

PART NUMBER	WIDTH		DESCRIPTION	THICKNESS		WEIGHT	
	IN.	MM		IN.	MM	LBS	KGS
C923Y	3/8	9.53	Band + Yellow Dispenser	0.024	0.60	3.2	1.5
C924B	1/2	12.70	Band + Blue Dispenser	0.028	0.76	5.0	2.3
C925G	5/8	15.88	Band + Green Dispenser	0.028	0.76	6.4	2.9
C926R	3/4	19.05	Band + Red Dispenser	0.028	0.76	7.7	3.5



Ficha Técnica

Apresentação

A rede **Viplás®AR95** é uma rede fabricada pela Vimaplás, com fios desenvolvidos pela mais recente tecnologia Cem-FIL®, denominados fios AR, que se distinguem pela incorporação de Zircónio e que permitem obter uma altíssima resistência aos álcalis dos cimentos. É actualmente o tipo de fibra de vidro mais resistente que se conhece.

Assim, esta rede não necessita de tratamento químico para conferir a resistência anti-alkalina. Contudo, ainda lhe aplicamos uma endução química para reforçar a protecção da rede ao ataque dos álcalis dos diferentes revestimentos, como betões, revestimentos de ligante sintético ou rebocos de cimento Portland.

As redes Viplás® são as únicas redes homologadas em Portugal

Campos de Aplicação

A rede de Fibra de Vidro **Viplás®AR95** é um produto ideal para trabalhar/armar em aplicações à base de cimento, conferindo a estes revestimentos ou pisos um baixo índice de fissuração, bem como uma maior durabilidade das suas funções.

Pavimentos

Sendo a rede **Viplás®AR95** um produto em fibra de vidro, tem enormes vantagens relativamente ao uso da tradicional malha sol nos pisos:

- Facilidade de manuseamento – 60m² de **Viplás®AR95** apenas pesam 10Kg (a mesma quantidade de malha sol só poderia ser transportada com empilhador);
- Planaridade – A **Viplás®AR95** ao contrário da malha sol não tem memória de forma – não conserva a ondulação do enrolamento, o que permite diminuir a espessura dos pisos até 2 cm.
- Facilidade de transporte – Uma simples europaleta com 150Kg transporta 900m² de rede **Viplás®AR95** enquanto que para transportar a mesma metragem de malha sol seriam necessários 12m³ cúbicos de espaço (meio camião).

Viplás®AR95 é assim excelente para aplicar em pavimentos:

- tradicionais de cimento;
- autonivelantes;
- de cimento sobre piso radiante;
- com isolamento térmico e acústico.

Coberturas

Tal como nos pavimentos, a **Viplás®AR95** também é aconselhada para armar coberturas.

Rebocos projectados

Em revestimentos de reboco projectado (aplicação mecânica), a **Viplás®AR95** apresenta, devido à sua abertura da malha, excelentes comportamentos.

Rebocos tradicionais

A **Viplás®AR95** também revela um óptimo desempenho em rebocos tradicionais.

Outras aplicações

A **Viplás®AR95** também é muito utilizada em Pré-Fabricados, GRC e Restauraos.

06-09-2012 1/2 pág.

Vantagens

- Comparativamente à aplicação da tradicional malha-sol nos pisos apresenta as seguintes vantagens:
 - economia de tempo de instalação – 60%
 - economia de custos de transporte – 80%
 - possível redução da espessura do piso – até 60%
- Sem memória de forma – planaridade
- Facilidade de manuseamento;
- Facilidade de transporte;
- Resiste à fissuração;
- Excelente resistência à tração;
- Boa flexibilidade;
- Melhora a resistência ao choque e ao atrito;
- Resistente ao fogo;
- Imputrescível;

Aplicação

A rede **Viplás®AR95** deve ser sempre aplicada no sistema tipo “sandwich”, ou seja, aplicar uma demão de revestimento sobre a superfície, colocar a rede de forma que fique ligeiramente embebida e proceder à segunda camada cobrindo completamente a rede.

Fornecimento

Rolos de 1.20m x 50ml
Outras dimensões disponíveis.
Consulte os nossos serviços técnicos.

Armazenagem

A armazenagem do **Viplás®AR95** deve ser feita em local seco, protegido da exposição solar e colocado na vertical.

Medidas de Precaução

A manipulação deste produto não requer cuidados especiais. No entanto, pode provocar alguma irritação em peles mais sensíveis. Neste caso, lavar abundantemente com água fria e sabão.

Dados Técnicos

Fios	100% Fibra de Vidro Especial AR
Rolos	1.20m x 50ml (60 m ²)
Dimensões da abertura da malha	40 x 40 mm (± 10%)
Peso Total do Tecido	160 gr/m ² (± 10%)
Resistência à Tração	17.3 N/mm (± 2)
Alongamento na Rotura	2.2% (± 1)
Resistência Química	Excelente resistência aos alcalis (Fio AR)

Homologação

Única rede homologada, com estas características.
LNEC – Laboratório Nacional Engenharia Civil
Documento de Homologação DH 918 – Redes para Reforço de Revestimentos de Paredes.

06-09-2012 2/2 pág.

Bibliografia

- [1] ANDRADE, H. *Caracterização de edifícios antigos. Edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2011.
- [2] APPLETON, J.; DOMINGOS, I. *Biografia de um Pombalino. Um caso de reabilitação na Baixa de Lisboa*. Edições Orion, 2009.
- [3] APPLETON, J. *A construção de edifícios em Portugal no século XVIII: de Mafra à reconstrução de Lisboa*. Colóquio comemorativo dos 25 anos do Memorial do Convento, 2007.
- [4] APPLETON, J. *Edifícios Antigos – Contribuição para o estudo do seu comportamento e das ações de reabilitação a empreender*. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador. LNEC, Lisboa, 1991.
- [5] APPLETON, J. *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, 2003.
- [6] APPLETON, J. *Reabilitação sísmica de edifícios antigos*. Reabilitação sísmica pg.10-14.
- [7] APPLETON, V.; DIAS, J.; ALMEIDA, I.; APPLETON, J. *Reabilitação do conjunto de edifícios na Avenida Duque de Loulé nº86, nº90 e nº94 em Lisboa*. Betão Estrutural – FCTUC, 2016.
- [8] AREDE, A.; COSTA A. A.; COSTA A. *Construções tradicionais de alvenaria de pedra: comportamento e reforço sísmico*. 10º Congresso nacional de sismologia e engenharia sísmica, 2016.
- [9] *A2P Projeto de Estruturas do conjunto de edifícios na Avenida Duque de Loulé n.º86, n.º90 e n.º94 em Lisboa*, 2013.
- [10] BAIRRÃO, R; FALCÃO, M. J. *Comparison of different reinforcement techniques using polymeric grids on a limestone masonry structure*. LNEC, 2007.
- [11] BEOLCHINI G. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. Rapporto sulle attività di ricerca svolte da Regione Marche, CNR: Università degli Studi dell’Aquila, 2007.
- [12] BRANCO, M. *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria – Aplicação a edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: IST-UL, 2007.
- [13] BOTHARA, J.; BRZEV S. *A tutorial: Improving the Seismic Performance of Stone Masonry Buildings*. 1st Edition, July 2011.
- [14] CARDOSO, R. *Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício pombalino*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: IST-UL, 2002
- [15] CEN, NP EN 933-1 *Ensaios das propriedades geométricas dos agregados - Análise granulométrica. Métodos de peneiração*. IPQ, 2000.
- [16] CEN, EN 1015-11 *Methods of test for mortar for masonry - Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. 1999.
- [17] CEN, EN 10002-1 *Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test and ambient temperature*. 2001.
- [18] CEN, EN 15803 *Conservation of cultural property – Test methods – Determination of water vapour permeability*. 2009.
- [19] CERAVOLO, D. *Atti del corso di aggiornamento sulla normativa sismica*. Politecnico di Torino, 2003.
- [20] CMV, Disponível em <http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico/> Acesso em Abril 2016
- [21] COSTA, C. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra*. Tese de Doutoramento: FEUP, 2009.

- [22] COSTA, A; CANDEIAS, P; MASSENA, B; COIAS V. *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicações de reforços de fibra de vidro (GFRP)*. Sísmica 2004 – 6º Congresso nacional de sismologia e engenharia sísmica. Universidade do Minho, 2004
- [23] CONSTRUIR ONLINE *Biblioteca online de construção*. Disponível em <http://construironline.dashofer.pt/> Acesso em Março 2016
- [24] CSI PORTUGAL Disponível em <http://www.csiportugal.com/software/2/sap2000> Acesso em Junho 2016.
- [25] DOLCE M.; CACOSSO A.; PONZO F.; MARNETTO R. *New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM System*. Basilicata Potenza University, Italy, 2004.
- [26] DRYSTONE Disponível em <http://www.drystone.org/photos>, Acesso em Abril 2017.
- [27] F. C. G. *Estúdio de Horácio de Novais*. Biblioteca de Arte, 1956
- [28] FERREIRA, J. *Levantamento de Informação sobre Edifícios do Tipo “Placa” na Cidade de Lisboa. Análise Sísmica de um Caso Específico*; Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: IST-UL, 2008.
- [29] FERRERO P. Disponível em <http://amigosprincipereal.blogspot.pt/2010/02/que-se-passa-com-este-palacete.html> Acesso em Maio de 2017.
- [30] FERRINI M.; DECANINI L.; PAGLIAZZI A.; SCARPAROLO S. *Edifici in muratura in zona sismica. Rilevamento delle carenze strutturali. Manuale per la compilazione delle schede delle carenze*. Direzione generale delle politiche territoriali e ambientali; Settore servizio sísmico regionale: Regione Toscana, 2003.
- [31] FIGUEIREDO R. *Lisboa: do Passeio Público às Avenidas Novas*. Disponível em <http://doportoenaoso.blogspot.pt/2011/09/lisboa-do-passeio-publico-as-avenidas.html> Acesso em Fevereiro 2016.
- [32] FONSECA, M. *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas* Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2010.
- [33] FREIRE, P. *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2011.
- [34] HISTORIANDO, *Lisboa antes e depois do terramoto de 1755*. Disponível em <http://histgeo6.blogspot.pt/2015/11/lisboa-antes-e-depois-do-terramoto-de.html> Acesso em Abril 2016.
- [35] INE, *Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal*. Lisboa, 2013.
- [36] IPT *Técnicas de Reabilitação de Alvenarias (versão preliminar)*. Disponível em http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/1162__T%C3%A9cnicasreabilitacao_alvenarias.pdf [PDF] Acesso em Fevereiro 2017
- [37] ISA, Instituto Superior de Agronomia da Universidade de Lisboa. Disponível em http://www.isa.utl.pt/tapada/images/1/1.1/1.1_5.jpg Acesso em Março 2016.
- [38] Jornal Expresso, baseado em dados da CML e SPES, Dezembro 2009.
- [39] LAMEGO, P.; LOURENÇO P. *Caracterização e comportamento sísmico de edifícios de “Placa”*. Congresso Construção, 2012.
- [40] LAMEGO, P. *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento: Universidade do Minho, 2014.
- [41] LEITÃO, L. *Curso Elementar de Construções*. Escola Central da Arma de Engenharia: Estado Maior do Exército, 1896.
- [42] LEOPOLD, J. Coleção museu da cidade: CML, 1755.
- [43] LIMONGELLI, M. *Comportamento Sísmico delle Strutture in Muratura*. Corso di Perfezionamento, 2008.

- [44] LNEC, NESDE - Divulgação. Disponível em <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao.html> Acesso em Março de 2016.
- [45] LOURENÇO, P. Challenges on computational strategies for masonry structures: homogenization techniques and seismic analysis. 10th HSTAM International Congress on Mechanics, Greece, 2013
- [46] LOURENÇO, P.B.; MENDES, N.; RAMOS, L.F.; OLIVEIRA, D.V. *Analysis of masonry structures without box behaviour*. International Journal of Architectural Heritage 5, 2011
- [47] LOURENÇO, P.; ZUCCHINI, A.; MILANI G.; TRALLI, A. *Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings*. Structural analysis of historical constructions, New Delhi, 2006
- [48] LUCIO, V. – Slides da disciplina de Reforço e Reparação de Estruturas: FCT-UNL.
- [49] MACCHI, G. *Diagnosis estructural y rehabilitación de edificios históricos*. Cuadernos INTEMAC nº7, 1992.
- [50] MARQUES, R., LOURENÇO, P. *Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of masonry buildings*. Computers and Structures 89, 2011
- [51] MARTINS, N. *Reforço de paredes de edifícios antigos com base em soluções que incorporem confinamento transversal*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2012.
- [52] MARTINS, S. *Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2014.
- [53] MASCARENHAS, J. *Baixa Pombalina, Algumas Inovações Técnicas*. 2º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios: LNEC, 1994.
- [54] MASCARENHAS, J. *Sistemas de Construção III: Paredes (2ª parte) e Materiais Básicos (1.ª Parte)*. Livros Horizonte, 2010.
- [55] MASCARENHAS, J. *Sistemas de Construção V: O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa – Processo evolutivo dos edifícios; inovações técnicas; sistema construtivo; Materiais Básicos (3.ª Parte): O Vidro*. Livros Horizonte, 2004.
- [56] MAURICIO, T. *Rebocos Armados Aplicados em Paredes de Edifícios Antigos e Novos. Levantamento de Soluções, Técnicas de Aplicação e Características*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2012.
- [57] MAYER, F. *Estrutura Geral de Custos em Obras de Reabilitação de Edifícios*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: IST-UL, 2008.
- [58] MORAIS, H. *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional* Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2011.
- [59] OGIMET, Professional information about meteorological conditions in the world. Disponível em <http://www.ogimet.com>; Acesso em Fevereiro 2017.
- [60] OLIVEIRA V.; SILVA A.; GARBIN E.; LOURENÇO P. *Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research*. Pesquisa experimental, Universidade do Minho, 2012.
- [61] PAPANICOLAOU, C.; TRIANTAFILLOU, T.; LEKKA, M. *Externally Bonded Grids as Strengthening and Seismic Retrofitting Materials of masonry panels*. University of Patras, Department of Civil Engineering, Greece, 2010.
- [62] PINHO, F. *Paredes de Alvenaria Ordinária - Estudo Experimental com Modelos Simples e Reforçados*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil - Ciências da Construção: FCT-UNL, 2007.
- [63] PINHO, F. *Paredes de edifícios Antigos em Portugal*. Coleção Edifícios N°8. LNEC, 2008.
- [64] PROTEÇÃO CIVIL – AUTORIDADE NACIONAL *Riscos e vulnerabilidades*. Disponível em <http://www.prociv.pt/riscosvulnerabilidades/riscosnaturais/sismos/> Acesso em Abril 2016.
- [65] RODRIGUES, P. *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: FCT-UNL, 2011.
- [66] ROLLO, M. *1888: primeiro projecto de um metropolitano para Lisboa*. Revista Ingenium N°90, 2005.

- [67] ROQUE, J. *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil: Universidade do Minho, 2002.
- [68] SECIL, Disponível em <http://www.secilargamassas.pt/> Acesso em Março 2017
- [69] TEBECHERANI, C. *Aços Inoxidáveis*. Disponível em <http://www.pipesystem.com.br> Acesso em Fevereiro 2017.
- [70] UNL/DEC – *Análise de argamassas. Determinação da absorção de água por capilaridade*. Fe06, FCT-UNL, 1996.
- [71] UNL/DEC – *Análise de argamassas. Determinação do módulo de elasticidade*. Fe08, FCT-UNL, 1996.
- [72] UNL/DEC – *Análise de argamassas. Determinação da profundidade de carbonatação*. Fe28, FCT-UNL, 1996.
- [73] UNL/DEC – *Inertes para argamassas e betões. Determinação da baridade*. Fe15, FCT-UNL, 1996.
- [74] UNL/DEC – *Pedras naturais e artificiais. Determinação da massa volúmica*. Fe01, FCT-UNL, 1996.
- [75] UNL/DEC – *Pedras naturais e artificiais. Determinação da porosidade aberta*. Fe02, FCT-UNL, 1996.
- [76] VALUZZI, M. R; PORTO, F; MODENA, C. *Behavior and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls*. *Materials and Structures*, Vol. 37, pg.184-192, 2004.
- [77] VIOLLET-LE-DUC E. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*. Disponível em <https://fr.wikisource.org/wiki/> Acesso em Fevereiro 2017.