

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL DE GRANDES DIMENSÕES

Joana Elisa Fonseca Correia

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Co-Orientador: Doutor Válder José da Guia Lúcio

JÚRI

Arguente: Doutor Carlos Chastre Rodrigues
Vogais: Doutor Corneliu Cismasiu
Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Doutor Válder José da Guia Lúcio

Abril de 2011

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL DE GRANDES DIMENSÕES

Joana Elisa Fonseca Correia

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Co-Orientador: Doutor Válder José da Guia Lúcio

Abril de 2011

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL DE GRANDES DIMENSÕES

COPYRIGHT

Joana Elisa Fonseca Correia

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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Expresso aqui o meu sincero agradecimento a todos os que, de uma forma ou de outra, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Em particular:

Aos orientadores, os Professores Fernando Pinho e Válder Lúcio, pela disponibilidade e orientação ao longo do trabalho, bem como pelo incentivo e interesse demonstrados e por todos os ensinamentos transmitidos.

Ao Professor António Domingos, do Departamento de Matemática da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), pela colaboração na obtenção da curva de tendência da evolução da profundidade de carbonatação dos modelos experimentais.

Aos colegas e funcionários do laboratório de estruturas, em especial ao Marc Fonseca e ao Pedro Rodrigues, pelo espírito de cooperação e entreaajuda.

Ao meu tio, José Lisboa Santos, pela revisão do trabalho.

À minha madrinha, Maria Elisa Fonseca, pela revisão do trabalho, pelo incentivo, dedicação e ensinamentos transmitidos e por toda a amizade.

Aos meus pais, irmã e avós, pelo incansável apoio, carinho, dedicação, compreensão e preocupação constantes, que de resto não é possível agradecer apenas por palavras.

Ao Tiago e à Madalena por terem sido o grande incentivo à conclusão deste trabalho.

A todos muito obrigada!

RESUMO

O tema tratado nesta dissertação surge na sequência de um trabalho de investigação desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCT/UNL [42], sobre o estudo do comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional (também conhecida como alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária), simples e reforçados.

A alvenaria de pedra está presente em grande parte das construções antigas existentes em Portugal. O comportamento mecânico destas construções depende de variados parâmetros, particularmente do tipo de constituição e método construtivo, que pode variar de região para região e de edifício para edifício, justificando assim a heterogeneidade típica destas construções.

De modo a salientar o valor cultural e patrimonial desses edifícios e a importância da adopção de uma estratégia de conservação e reabilitação, este tema pretende aprofundar conhecimentos relativos ao comportamento físico e mecânico de paredes não reforçadas de alvenaria de pedra irregular assente com argamassa de cal. Para tal, adoptou-se uma abordagem ao tema segundo duas vertentes:

- uma componente teórica, baseada em pesquisa bibliográfica, de enquadramento do tema e de análise de outros trabalhos de investigação nesta área. Esta pesquisa incidiu na descrição das características gerais das paredes de alvenaria de pedra, no que diz respeito às tipologias e métodos construtivos existentes, anomalias, métodos de inspecção e diagnóstico e técnicas de reabilitação estrutural mais comuns;

- uma parte experimental, que descreve o ensaio mecânico de compressão axial e o ensaio de determinação da profundidade de carbonatação realizados no modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional, com $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$, objecto desta dissertação. Os resultados obtidos são apresentados, analisados e comparados com os resultados obtidos por outros investigadores, em trabalhos que abordam o mesmo tema.

Palavras-chave: Edifícios antigos, paredes de alvenaria de pedra, ensaio experimental, capacidade resistente, profundidade de carbonatação.

ABSTRACT

This theme arises from a research developed in the Department of Civil Engineering of FCT/UNL [42], regarding the study of the mechanical behavior of stone masonry walls.

Stone masonry walls represents a large part of the existing structures in Portugal. The mechanical behavior of these constructions depends on various parameters, particularly the type of constitution and construction method, which can vary from region to region and building to building, thus justifying the heterogeneity of these constructions.

In order to emphasize the cultural and historical value of these buildings, and the importance of adopting a strategy for conservation and rehabilitation of built heritage, this theme aims to deepen knowledge on the physical and mechanical behavior of irregular stone masonry walls laid with lime mortar. Thus, it was adopted an approach to the subject in two parts:

- a theoretical part, based on a literature research was carried out, framing this theme and other researches on this area. This search focused on describing characteristics of stone masonry walls, including typologies, construction methods, anomalies, inspection and diagnosis methods and most common structural rehabilitation techniques;

- an experimental part, which describes the mechanical axial compression and carbonation depth tests carried out in the wall of traditional stone masonry, with $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$, object of this study. The results are presented, analyzed and compared with the results obtained by other researchers in studies that address the same topic.

Key-words: Ancient buildings, stone masonry walls, experimental test, load capacity, carbonation depth.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Enquadramento e justificação do tema	1
1.2 – Âmbito e objectivos.....	1
1.3 – Estrutura e organização da dissertação	2

Capítulo 2 - ASPECTOS GERAIS SOBRE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

2.1 – Introdução	3
2.2 – Enquadramento histórico	3
2.3 – Alvenaria de pedra	4
2.3.1 – Pedra natural.....	6
2.3.2 – Argamassa.....	7
2.4 – Classificação e métodos construtivos	9
2.4.1 – Paredes	11
2.4.2 – Fundações.....	14
2.4.3 – Revestimentos e acabamentos	16
2.5 – Anomalias	17
2.6 – Métodos de inspecção e diagnóstico	23
2.7 – Técnicas de reabilitação estrutural	26
2.7.1 – Consolidação de paredes	29
2.7.2 – Reforço das fundações	39
2.7.3 – Protecção contra a humidade.....	41

Capítulo 3 - ESTADO ACTUAL DO CONHECIMENTO

3.1 – Introdução	45
3.2 – Ensaaios experimentais a modelos de alvenaria	45
3.3 – Recomendações para a acção de reabilitação.....	74

Capítulo 4 - TRABALHOS DE REFERÊNCIA

4.1 – Introdução	79
4.2 – Descrição dos modelos experimentais (muretes)	79
4.3 – Ensaios dos muretes de referência (M21, M32 e M43)	81
4.4 – Ensaios dos muretes M36 e M45	84

Capítulo 5 - ENSAIO EXPERIMENTAL

5.1 – Introdução	87
5.2 – Descrição do modelo experimental	87
5.3 – Trabalhos preparatórios	88
5.4 – Sistema de ensaio de compressão axial	90
5.5 – Instrumentação do ensaio	91
5.6 – Comportamento do murete durante o ensaio	94
5.7 – Determinação da profundidade de carbonatação	97
5.8 – Análise e discussão dos resultados	100

Capítulo 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS, DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 – Síntese final	105
6.2 – Conclusões e comentários finais	106
6.3 – Desenvolvimentos futuros	107

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

109

Anexo I - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DOS MURETES

115

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Edifícios em Portugal, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados....	4
Fig. 2.2 - Exemplos de construções nacionais em alvenaria de pedra	4
Fig. 2.3 - Distribuição geográfica das rochas naturais existentes em Portugal	5
Fig. 2.4 – Exemplos de elementos de reforço em zonas singulares de edifícios antigos de alvenaria de pedra	10
Fig. 2.5 - Principais tipologias existentes em paredes de alvenaria de pedra	13
Fig. 2.6 - Representação esquemática de fundações directas, com e sem sobrelargura de envasamento ...	15
Fig. 2.7 - Representação esquemática de fundações directas com adição de estacas	15
Fig. 2.8 - Representação esquemática de uma fundação profunda contínua constituída por arcos superiores e arcos inferiores invertidos	16
Fig. 2.9 - Representação esquemática da influência recíproca entre os estratos de uma parede de três paramentos, com núcleo de fracas características mecânicas.....	20
Fig. 2.10 - Ensaios realizados a modelos ou paredes de alvenaria	26
Fig. 2.11 - Edifícios em Portugal, segundo a época de construção por estado de degradação	27
Fig. 2.12 - Representação esquemática da aplicação de pregagens em paredes de alvenaria	31
Fig. 2.13 - Aplicação de rebocos armados na consolidação de paredes de alvenaria	33
Fig. 2.14 - Representação esquemática do reforço de paredes de alvenaria através do refechamento das juntas. Profundidade das ranhuras abertas nas juntas e ordem de trabalhos	36
Fig. 2.15 - Representação esquemática do refechamento de juntas em paredes de alvenaria, combinando armadura e pregagens transversais.....	37
Fig. 2.16 - Exemplo de desmonte e reconstrução de uma parede de alvenaria de pedra	38
Fig. 2.17 - Representação esquemática do recalçamento de fundações por ampliação da superfície de contacto solo-sapata	40
Fig. 2.18 - Representação esquemática de recalçamentos superficiais de fundações	40
Fig. 2.19 - Representação esquemática de reforço de fundações através de recalçamentos profundos	41
Fig. 2.20 - Representação esquemática da criação de uma barreira de corte-hídrico por injeção	42
Fig. 2.21 - Representação esquemática da criação de uma barreira de corte-hídrico por transfusão.....	43

Fig. 3.1 – Modelo experimental do trabalho de J. Carvalho	47
Fig. 3.2 – Diagrama tensão-extensão obtido no ensaio realizado por J. Carvalho	47
Fig. 3.3 – Ilustração, curvas de emissão e recepção e mapa de distribuição das velocidades do ensaio sónico realizado por A. Costa <i>et al.</i>	48
Fig. 3.4 – Fases do ensaio simples de macacos planos e gráfico de resultados, do estudo de A. Costa <i>et al.</i>	49
Fig. 3.5 – Representação e resultados do ensaio duplo de macacos, do estudo de A. Costa <i>et al.</i>	49
Fig. 3.6 - Tipologia e geometria das paredes ensaiadas por G. Vasconcelos	51
Fig. 3.7 – Modos de rotura dos modelos de alvenaria com aparelho irregular (PR), do estudo desenvolvido por G. Vasconcelos.....	52
Fig. 3.8 - Modelo à escala real de um edifício de alvenaria de pedra, do estudo de E. Coelho e P. Candeias, antes de ser ensaiado	53
Fig. 3.9 - Principais danos após a primeira série de ensaios, do estudo de E. Coelho e P. Candeias	53
Fig. 3.10 - Reforço do modelo, do estudo de E. Coelho e P. Candeias, com rede de polímero e argamassa com adição de fibras	54
Fig. 3.11 – Dispositivo de ensaio cíclico laboratorial do modelo de H. Varum <i>et al.</i>	55
Fig. 3.12 - Diagrama força-deslocamento no topo do modelo experimental de H. Varum <i>et al.</i>	55
Fig. 3.13 - Parede ensaiada <i>in-situ</i> por H. Varum <i>et al.</i>	56
Fig. 3.14 - Diagrama força-deslocamento do ensaio <i>in-situ</i> realizado no plano da parede por H. Varum <i>et al.</i>	56
Fig. 3.15 – Diagrama de força-deslocamento do ensaio <i>in-situ</i> realizado fora do plano, no estudo de H. Varum <i>et al.</i>	57
Fig. 3.16 – Categorias das alvenarias estudadas por M. Valluzzi <i>et al.</i>	57
Fig. 3.17 – Resultados dos ensaios sónicos do trabalho de M. Valluzzi <i>et al.</i> , por tipo de edifício e por tipo de alvenaria.....	59
Fig. 3.18 – Resultados dos ensaios sónicos realizados antes e após injeção das paredes, do trabalho de M. Valluzzi <i>et al.</i>	59
Fig. 3.19 - Danos ocorridos nos modelos 1 e 2, de T. Shashi e A. Pankaj, antes e após serem reforçados.....	61
Fig. 3.20 - Fases construtivas e aspecto final dos modelos experimentais do estudo de M. R. Valluzzi.....	62
Fig. 3.21 - Aplicação do sistema CAM na reabilitação estrutural de um edifício	63

Fig. 3.22 - Ensaios de compressão realizados às paredes e colunas do estudo de M. Dolce e R. Marnetto	64
Fig. 3.23 - Diagrama experimental de tensão-extensão das fitas de aço inoxidável, com e sem uniões, e de força-deslocamento das colunas, com e sem reforço	65
Fig. 3.24 - Modos de rotura dos modelos experimentais 1, 4 e 8 de D. Estévez	67
Fig. 3.25 – Representação esquemática do sistema de ensaio de T. Nagy-György <i>et al.</i>	68
Fig. 3.26 – Modelos reforçados e diagramas de força-deslocamento, do estudo de T. Nagy-György <i>et al.</i> ...	69
Fig. 3.27 – Representação esquemática das tipologias utilizadas nas paredes de alvenaria de pedra, do estudo de A. Elmenshawi <i>et al.</i>	70
Fig. 3.28 - Processo de construção e aspecto das paredes de A. Elmenshawi <i>et al.</i>	71
Fig. 3.29 - Reforço das paredes do estudo de M. Sorour <i>et al.</i> com ancoragens transversais	72
Fig. 3.30 - Sistema de ensaio do estudo de M. Sorour <i>et al.</i>	72
Fig. 3.31 - Danos nos modelos de M. Sorour <i>et al.</i> após os ensaios	74
Fig. 3.32 - Causas de morte na sequência da ocorrência de sismos.....	75
Fig. 3.33 - Diagrama tensões-extensões da alvenaria, proposto pelo Eurocódigo 6.....	76
Fig. 4.1 - Construção dos muretes sobre bases em betão armado.....	80
Fig. 4.2 - Exemplos de muretes após aplicação de alguns métodos de reforço.....	81
Fig. 4.3 - Representação esquemática dos muretes de referência.....	82
Fig. 4.4 – Fases finais dos ensaios de compressão axial aos muretes de referência (M43, M21 e M32)	82
Fig. 4.5 – Diagramas força–deslocamento e tensões–deformações dos muretes de referência	83
Fig. 4.6 - Modelos experimentais ensaiados por H. Morais (M36) e M. Fonseca (M45)	84
Fig. 4.7 – Fases finais dos ensaios aos muretes M36 e M45.....	84
Fig. 5.1 - Representação esquemática do modelo experimental M9	87
Fig. 5.2 – Colocação de varões roscados nos furos das faces laterais da base de apoio do murete.....	88
Fig. 5.3 – Trabalhos de regularização do lintel do murete	89
Fig. 5.4 – Aspecto final do lintel do murete.....	89
Fig. 5.5 - Aspecto final do modelo experimental M9	90
Fig. 5.6 - Sistema de ensaio de compressão axial.....	91

Fig. 5.7 - Representação esquemática da instrumentação do ensaio.....	92
Fig. 5.8 - Representação esquemática do processo de aquisição de dados e controlo do ensaio.....	93
Fig. 5.9 - História de carga do ensaio realizado ao murete M9	94
Fig. 5.10 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M9 – vista de frente	95
Fig. 5.11 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M9 – vista lateral Norte.....	96
Fig. 5.12 - Diagrama conjunto de força-deslocamento e tensão-deformação do ensaio de compressão axial ao murete M9	97
Fig. 5.13 - Medição da profundidade de carbonatação do murete ao nível do lintel	98
Fig. 5.14 - Evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento dos muretes	99
Fig. 5.15 - Diagrama comparativo de tensões máximas dos muretes ensaiados em compressão axial...	101
Fig. 5.16 – Diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32) e dos muretes M36 e M9	102

Anexo I:

Fig. I.1 – Curvas granulométricas das areias (de rio em cima e de areeiro em baixo) utilizadas na argamassa de assentamento	118
---	-----

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Espessura, em cm, das paredes de pedra a que se refere o artigo 25.º do RGEU	9
Tabela 2.2 - Classificação das paredes dos edifícios antigos e dos muros de acordo com a sua função	11
Tabela 2.3 - Principais anomalias com implicações estruturais em paredes resistentes de edifícios antigos	21
Tabela 2.4 - Relação percentual entre algumas das anomalias em edifícios antigos e as suas causas	22
Tabela 2.5 - Principais anomalias em revestimentos de paredes de edifícios antigos	22
Tabela 2.6 - Resistência à compressão de diferentes tipos de alvenarias	24
Tabela 2.7 - Níveis de degradação de paredes	28
Tabela 2.8 - Técnicas de reabilitação estrutural de paredes e fundações de alvenaria.....	28
Tabela 2.9 - Requisitos a garantir às caldas de injeção	29
Tabela 2.10 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através da injeção de caldas	30
Tabela 2.11 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de pregagens....	32
Tabela 2.12 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de pré-esforço.....	33
Tabela 2.13 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de rebocos armados	34
Tabela 2.14 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por encamisamento ..	35
Tabela 2.15 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por refechamento de juntas	37
Tabela 2.16 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por desmonte e reconstrução	38
 Tabela 3.1 - Trabalhos de investigação analisados	 46
Tabela 3.2 - Valores médios do módulo de elasticidade dos modelos de G. Vasconcelos, em função do nível de tensão instalado	51
Tabela 3.3 - Valores médios do diagrama força-deslocamento horizontal, dos ensaios aos modelos do trabalho de G. Vasconcelos	52

Tabela 3.4 - Tipologia dos edifícios ensaiados por M. Valluzzi <i>et al.</i> e tipo de ensaios realizados	58
Tabela 3.5 - Tipologia dos edifícios ensaiados por M. Valluzzi <i>et al.</i> e tipo de ensaios realizados (continuação)	58
Tabela 3.6 - Principais características dos modelos ensaiados por T. Shashi e A. Pankaj.....	60
Tabela 3.7 - Sumário dos resultados obtidos nos ensaios a dois modelos de paredes de M. Dolce e R. Marnetto	65
Tabela 3.8 - Propriedades dos materiais constituintes dos modelos experimentais de D. Estévez.....	66
Tabela 3.9 - Sistema de reforço aplicado em cada modelo experimental de D. Estévez e a força máxima registada	67
Tabela 3.10 - Valores médios do módulo de elasticidade das paredes do estudo de M. Sorour <i>et al.</i>	73
Tabela 4.1 - Características físicas e mecânicas dos principais materiais constituintes dos muretes	81
Tabela 4.2 - Forças e tensões máximas aplicadas aos muretes de referência	82
Tabela 5.1 - Siglas de identificação dos elementos do ensaio, referidos na fig. 5.8.....	94
Tabela 5.2 - Medições de carbonatação realizadas à argamassa do murete	98
Tabela 5.3 - Resumo dos dados e resultados dos ensaios aos muretes	100
Tabela 5.4 - Influência da profundidade de carbonatação da argamassa na melhoria da resistência mecânica da alvenaria do murete.....	101
Tabela 5.5 - Resumo dos resultados directamente comparáveis com esta dissertação	103
Tabela 5.6 - Resumo dos resultados de alguns dos trabalhos de investigação analisados	103

Anexo I:

Tabela I.1 - Composição química da pedra calcária	117
Tabela I.2 - Características físicas das areias	118
Tabela I.3 - Composição química das areias de rio e de areeiro.....	119
Tabela I.4 - Granulometria da cal aérea (valores médios).....	119
Tabela I.5 - Composição química da cal aérea (valores médios)	120
Tabela I.6 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida	121

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Enquadramento e justificação do tema

A presente dissertação insere-se num conjunto de outras dissertações [20, 35] que vêm na sequência de uma Tese de Doutoramento [42] realizada no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL), sobre o comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional, antes e após o seu reforço com diversas soluções.

Por todo o país, principalmente nos centros históricos e urbanos, existem edifícios antigos de alvenaria de pedra, de habitação e outros, alguns de elevado valor patrimonial, cultural e arquitectónico que necessitam de intervenções urgentes de reabilitação estrutural, devido por um lado à sua idade e por outro ao abandono ou falta de manutenção a que têm vindo a ser sujeitos.

Pensa-se que nos próximos anos haverá em Portugal um crescimento do mercado da reabilitação, em parte devido à actual crise no mercado da construção nova e também por ser já tendência por toda a Europa.

Neste contexto, pretende-se aprofundar conhecimentos adquiridos acerca das características comportamentais das paredes de alvenaria, focando essencialmente nas de alvenaria de pedra. Para tal, inicia-se o trabalho com uma revisão bibliográfica que aborda aspectos gerais sobre paredes de alvenaria de pedra de edifícios antigos, passando-se em seguida para a parte experimental, onde se avalia a capacidade resistente e a profundidade de carbonatação de um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional com $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$, construído em 2002 no âmbito do principal trabalho de referência desta dissertação.

1.2 – Âmbito e objectivos

A presente dissertação visa avaliar, na perspectiva da conservação e reabilitação de edifícios antigos, a capacidade resistente das paredes de alvenaria de pedra. Assim, os principais objectivos a atingir são:

- sintetizar as principais tipologias e métodos construtivos existentes em edifícios antigos;
- estudar as anomalias mais comuns e os métodos de inspecção, diagnóstico e reabilitação estrutural mais correntes;

- apresentar alguns trabalhos sobre o comportamento de modelos de alvenaria, simples e reforçados, quando sujeitos a ensaios laboratoriais e *in-situ*, e a sua possível relação com a tipologia adoptada;
- determinar a capacidade resistente e a profundidade de carbonatação de um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional com 1,20x1,20x0,40m³.

1.3 – Estrutura e organização da dissertação

A presente dissertação está organizada segundo seis capítulos, incluindo o presente capítulo introdutório, da seguinte forma:

No **Capítulo 2** sintetiza-se a pesquisa bibliográfica efectuada, abordando os aspectos gerais sobre as paredes de alvenaria de pedra de edificios antigos, nomeadamente os seus materiais constituintes, tipologias e métodos construtivos, anomalias mais comuns e métodos de inspecção, diagnóstico e reabilitação estrutural mais utilizados.

No **Capítulo 3** descrevem-se alguns trabalhos de investigação realizados nos últimos anos sobre o comportamento de modelos de alvenaria e algumas recomendações para a acção de reabilitação. Esta pesquisa serviu essencialmente para a preparação e compreensão do ensaio experimental, fornecendo valores de base à interpretação dos resultados experimentais.

No **Capítulo 4** aborda-se o principal trabalho de referência, descrevendo o processo construtivo do modelo experimental a ensaiar neste trabalho e apresentando os resultados obtidos para os muretes de referência M21, M32 e M43 [42] e os muretes M36 [35] e M45 [20].

No **Capítulo 5** descreve-se o trabalho experimental realizado, incluindo a constituição do modelo experimental, o sistema de ensaio e os trabalhos preparatórios, bem como apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos.

No **Capítulo 6** sintetiza-se o trabalho realizado, retiram-se as principais conclusões e sugerem-se alguns desenvolvimentos futuros.

As imagens incluídas no texto sem referência bibliográfica foram obtidas pela autora.

ASPECTOS GERAIS SOBRE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

2.1 – Introdução

Apresenta-se neste capítulo uma revisão sobre características gerais das paredes de alvenaria de pedra, nomeadamente propriedades dos seus materiais constituintes (pedras naturais e argamassa), tipologias existentes e respectivos métodos construtivos, anomalias mais comuns e métodos de inspecção, diagnóstico e reabilitação estrutural mais utilizados.

Considerou-se esta abordagem inicial relevante para dotar a autora e os leitores do conhecimento geral sobre o modo de funcionamento deste material estrutural e as técnicas de reabilitação existentes, por constituir um processo de preparação para o ensaio experimental, visando uma análise correcta do comportamento do modelo.

Assim, este capítulo de investigação bibliográfica, conjuntamente com o capítulo 3, pretende enquadrar o ensaio experimental realizado.

2.2 – Enquadramento histórico

Considera-se edifício antigo o que foi construído antes do advento do betão armado como material estrutural dominante (Séc. XX), recorrendo a materiais e tecnologias tradicionais. Nesses edifícios, os principais elementos estruturais a ter em conta são as paredes, os pavimentos e as fundações, sendo que no presente trabalho as paredes são o elemento de maior atenção.

Grande parte dos edifícios antigos em Portugal foram construídos com recurso a paredes resistentes de alvenaria conjugando diversos materiais, quer ao nível das unidades elementares quer ao nível dos materiais de ligação, e diversas técnicas de aplicação, fig. 2.1. Os materiais utilizados para as unidades eram vulgarmente de pedra ou tijolo cerâmico, eventualmente reforçados com estrutura interna de madeira, e os ligantes eram, em geral, de fraca qualidade.

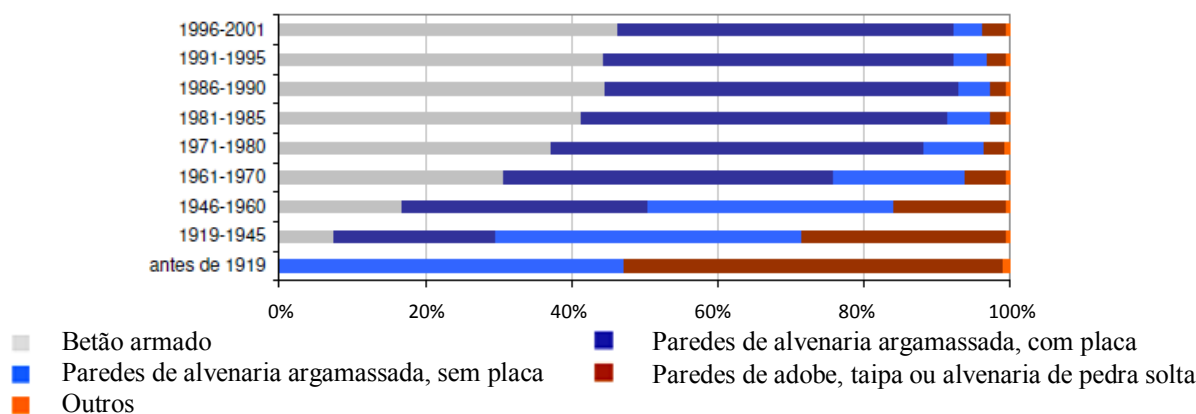


Fig. 2.1 - Edifícios em Portugal, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados [6]

As construções mais antigas existentes no país, tanto históricas como habitacionais, fig. 2.2, são predominantemente constituídas por paredes de alvenaria de pedra. Esta solução construtiva foi especialmente adoptada em Portugal devido à relativa abundância deste material, resistência e possibilidades de aplicação.



(a) – Fornos de Algodres; (b) - Linhares da Beira, alvenaria de granito do Séc. XVI;
(c) - Serra da Lousã, alvenaria de xisto

Fig. 2.2 - Exemplos de construções nacionais em alvenaria de pedra

2.3 – Alvenaria de pedra

Dá-se o nome de alvenaria ao conjunto de materiais pétreos, em fragmentos de várias grandezas, ligados por meio de argamassa (formando a alvenaria de pedra tradicional, alvenaria de tijolo, etc.) ou apenas travados entre si pela forma como se dispõem por sobreposição (caso da alvenaria de pedra seca), de forma a constituírem maciços. Como resultado, obtém-se um material compósito heterogéneo, intrinsecamente descontínuo, com boa resistência à compressão e fraca resistência à tracção [48].

De entre as diversas propriedades exigidas à alvenaria destacam-se a de divisão, vedação e protecção, resistência mecânica a esforços verticais e horizontais, isolamento térmico e acústico, protecção contra as acções atmosféricas, segurança ao fogo e ao impacto, estanquidade ao ar e à água, estabilidade, durabilidade, facilidade de manutenção e aspecto estético.

A alvenaria de pedra constitui um material caracterizado por uma grande irregularidade geométrica e falta de homogeneidade material, resultado da diversidade de características (físicas, mecânicas e geométricas) dos materiais utilizados, possibilitando vários tipos de aplicações, nomeadamente em muros, edifícios de habitação, castelos, torres, etc.

As suas características mecânicas são altamente influenciadas pelos seus constituintes, isto é, pelas características das pedras e da argamassa de assentamento, pela percentagem de vazios e pela tipologia adoptada.

As paredes de alvenaria de pedra podem ser desprovidas de argamassa ou podem ter argamassa para funções de assentamento e revestimento. A argamassa de assentamento, quando utilizada, destina-se a unir as pedras entre si, transmitindo os esforços existentes na alvenaria, tornando-a monolítica e, ao mesmo tempo, actuando como um agente de absorção de deformações.

As rochas naturais e a argamassa, presentes nas paredes de alvenaria de pedra dos edifícios existentes no país, variam em função das disponibilidades geológicas locais. Assim, em relação às rochas, é predominante o uso de granito na zona norte do país, de xisto na zona centro e sul e de calcário em Lisboa e no Algarve, fig. 2.3. Quanto à argamassa, esta pode ser constituída por terra mais ou menos argilosa, por barro e por misturas de areia e cal aérea, dependendo do local e da forma de extracção.

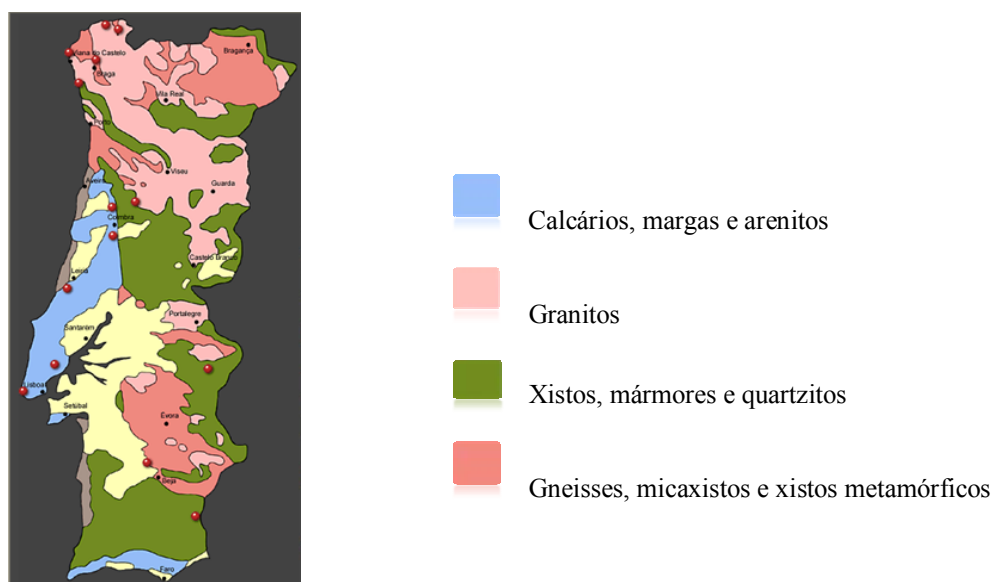


Fig. 2.3 - Distribuição geográfica das rochas naturais existentes em Portugal [11]

Referem-se, nos pontos seguintes, as rochas naturais e argamassas com potencial aplicação em paredes de alvenaria e os seus principais requisitos para esse fim.

2.3.1 – Pedra natural

A pedra natural constitui, juntamente com a madeira, um dos mais antigos materiais de construção, face à sua abundância, resistência e possibilidades de aplicação. Quando aplicadas na construção de paredes de alvenaria estas devem apresentar resistência mecânica à compressão e a acções externas à construção (como os sismos), resistência ao desgaste (devido à acção dos agentes atmosféricos) e ao fogo e trabalhabilidade.

Descrevem-se, em seguida, as principais pedras naturais utilizadas na construção de edifícios antigos [64]:

- Rochas sedimentares:

- calcário: juntamente com o granito é a rocha mais utilizada em Portugal. É branca, de dureza variável (desde muito branda até muito dura), que fractura por influência da compressão provocada pelo aumento do volume de água quando esta solidifica.

- grés: pode ser silicioso, argiloso ou calcário, sendo que os dois primeiros não são utilizados em construções, o primeiro por ser muito duro e o segundo por ser muito mole. O grés calcário é muito poroso sendo, portanto, bom condutor de humidade e só deve ser utilizado em construções de exterior.

- Rochas metamórficas:

- xisto: utiliza-se em alvenarias mas não é recomendável uma vez que fractura facilmente em determinadas direcções, obrigando à aplicação de muita argamassa.

- ardósia: é um material leve e bom isolante térmico e acústico.

- mármore: emprega-se frequentemente no revestimento de paredes e pavimentos, conseguindo adquirir polimento com facilidade.

- Rochas ígneas:

- granito: tem grande resistência à compressão, é fácil de extrair e é durável.

Dada a sua origem e o modo de formação bastante diverso, as pedras naturais apresentam características mecânicas, físicas e químicas bastante diferentes, que permitem a sua distinção e determinam a sua posterior aplicação em obra.

Quanto às características mecânicas, o papel das pedras naturais na construção é sobretudo o de resistir ao desgaste e à compressão.

Entre as características físicas que apresentam maior relevância na análise de uma pedra natural como material de construção, contam-se [63]: (i) a estrutura e textura (dimensões forma e arranjo dos materiais constituintes); (ii) a fractura (aspecto das superfícies de rotura); (iii) a homogeneidade; (iv) a dureza; (v) a aderência aos ligantes; (vi) a compacidade; (vii) a porosidade; (viii) a permeabilidade;

(ix) a higroscopicidade (faculdade dos materiais absorverem e reterem a água por sucção capilar); (x) a gelividade (característica que a pedra apresenta de se fragmentar quando, por acção de um abaixamento da temperatura, a água contida nos seus poros solidifica com consequente aumento de volume) e (xi) a condutibilidade térmica [64].

A característica química que assume maior importância é a estabilidade aos agentes agressivos que se encontram na chuva, no ar, nos produtos de limpeza e até mesmo em materiais de construção que poderão reagir com as pedras. Daí que o conhecimento do ambiente a que a pedra vai estar sujeita seja essencial para a sua escolha.

As pedras naturais estão sujeitas a acções que lhes podem produzir apenas desgastes ligeiros ou introduzir uma alteração profunda, podendo culminar na sua destruição. Estas alterações são particularmente graves nos monumentos e edifícios de interesse histórico e arquitectónico, construídos em pedra calcária. As principais causas de deterioração das pedras dão-se por via química, física e por acção de organismos vivos.

A deterioração por via química dá-se por acção de agentes atmosféricos ou outros específicos dos próprios materiais ou solo.

A deterioração por via física ocorre devido aos ciclos de gelo-degelo, às dilatações térmicas diferenciais e aos ventos carregando abrasivos.

Um exemplo de deterioração combinando processos químicos e físicos é a formação de criptoflorescências, que surgem quando os sais solúveis arrastados pela água penetram nas paredes, através das fundações, cristalizando sob a superfície, quando se dá uma evaporação rápida da água, e introduzindo esforços mecânicos de desagregação.

Da deterioração por acção de organismos vivos fazem parte as acções das raízes de plantas, dos pássaros e de microrganismos como algas, fungos e líquenes.

2.3.2 – Argamassa

Como já foi referido, as paredes de alvenaria de pedra podem ser desprovidas de argamassa ou podem ter argamassa para funções de assentamento e revestimento. As características mais relevantes das argamassas utilizadas na constituição das paredes de alvenaria são a de união das unidades, distribuição uniforme das cargas verticais, absorção de deformações, resistência a esforços laterais e selagem das juntas.

As propriedades das argamassas dividem-se em dois grupos distintos, caso se trate do seu estado fresco ou endurecido. No primeiro a argamassa ainda é trabalhável ou deformável plasticamente sob a acção de pequenas solicitações, enquanto no segundo esta já ultrapassou o tempo de secagem que lhe confere resistência mecânica para resistir aos esforços actuantes.

As dosagens das argamassas de assentamento são muito importantes para o correcto desempenho das paredes de alvenaria de pedra. Embora sob o ponto de vista da resistência mecânica a

sua contribuição se possa considerar ligeira, uma vez que a contribuição fundamental reside nas pedras, quando consideramos propriedades tais como o módulo de elasticidade e a retracção a sua prestação revela-se primordial e pode condicionar significativamente o aparecimento de anomalias.

Nos edifícios antigos, as camadas de regularização e protecção eram normalmente constituídas por argamassas de cal e areia, eventualmente com adições minerais e aditivos orgânicos, com granulometria mais fina que as camadas internas [62].

As argamassas destinadas à reabilitação de edifícios antigos têm que verificar um conjunto de exigências relacionadas com a ética de conservação do património edificado e devem cumprir, de entre outros, os seguintes critérios [62]: (i) não contribuir para degradar os elementos pré-existent; (ii) proteger as paredes; (iii) serem reversíveis ou, pelo menos, reparáveis; (iv) serem duráveis (e contribuir para a durabilidade do conjunto).

Para tal, as argamassas a aplicar devem possuir bom comportamento à água (oferecendo alguma resistência à penetração da água até ao suporte, sem contudo dificultar a secagem da parede), ter alguma resistência mecânica (mas sempre inferior à do suporte, para não lhe transmitir tensões elevadas), evitar introduzir sais solúveis, ter aderência ao suporte (suficiente para garantir a durabilidade mas não tão grande que a sua extracção possa afectar a alvenaria), ter um módulo de elasticidade relativamente baixo, ser de reduzida susceptibilidade à fendilhação e possuir bom comportamento ao gelo e aos sais solúveis que possam existir no suporte.

Entre as soluções correntes de argamassas recomendadas para aplicação em paredes de edifícios antigos enquadram-se as argamassas pré-doseadas e as argamassas de cal hidráulica e aérea.

As argamassas pré-doseadas são obtidas em fábrica através de um processo controlado de doseamento das matérias-primas, havendo menor probabilidade de ocorrerem erros humanos e traduzindo-se em maior garantia de qualidade.

As argamassas de cal hidráulica e cal aérea são de fácil aplicação e parece à partida provável que, dada a sua composição com base em cal, apresentem boa compatibilidade com as alvenarias antigas. Geralmente são plásticas, porosas e permeáveis ao vapor de água [1]. No entanto, o processo de carbonatação, que influencia a resistência mecânica, é lento, podendo demorar várias décadas a finalizar.

Quanto às argamassas de cimento, estas permitem obter resistências mecânicas elevadas num curto espaço de tempo, contudo são muito rígidas e, normalmente, incompatíveis com as argamassas existentes em edifícios antigos, além de que aumentam o risco de fissuração por retracção.

Apesar do exposto, salienta-se o facto de que a selecção de argamassas para utilização em intervenções de reabilitação de edifícios antigos deve ser realizada caso a caso, tendo em conta a natureza e a importância histórica do edifício e as condições concretas relacionadas com o revestimento antigo, com a natureza e o estado do suporte e com o clima local.

2.4 – Classificação e métodos construtivos

A construção dos edifícios de alvenaria era baseada na tradição e na experiência, onde a aplicação de medidas para melhorar o desempenho sísmico aparecia apenas esporadicamente, e as tipologias eram dependentes dos materiais disponíveis, das condições do ambiente, das exigências funcionais e dos conhecimentos técnicos e práticas tradicionais de cada região [15].

Esta metodologia de construção conduzia ao estabelecimento da espessura das paredes através de regras empíricas. Mesmo em pleno Séc. XX considerava-se assegurada a resistência das paredes de alvenaria de pedra das edificações correntes destinadas à habitação caso fossem adoptadas as espessuras mínimas fixadas pelo Regulamento Geral das Edificações Urbanas (*RGEU*). Ao analisar a tabela 2.1 verifica-se que estas espessuras eram superiores para alvenarias irregulares e decresciam em altura, com o decréscimo das cargas actuates.

Tabela 2.1 - Espessura, em cm, das paredes de pedra a que se refere o artigo 25.º do RGEU [12]

Ordem do andar (a partir de cima)		1	2	3	4	5	6	7
Paredes das fachadas	Talhada	28	28	32	-	-	-	-
	Irregular	40	40	50	60	70	80	90
Paredes das empenas	Talhada	28	28	32	32	32	-	-
	Irregular	40	40	40	50	50	60	60
Paredes de separação de habitações, paredes de caixa de escada e paredes interiores carregadas em geral	Talhada	22	22	22	22	28	28	32
	Irregular	-	-	-	-	40	40	50

A classificação desses edifícios varia de acordo com o material de construção (terra, adobe, pedra, tijolo, etc.), o sistema estrutural (alvenaria simples, confinada ou armada), a localização (rural ou urbana) e a utilização (residencial ou público).

De entre os aspectos construtivos mais importantes na constituição dos edifícios antigos, com grande influência no seu comportamento estrutural, destaca-se o reforço dos cunhais, dos vãos das portas e das janelas (por elementos de pedras de cantaria de maiores dimensões e melhores resistências, fig. 2.4), a variação em altura da espessura das paredes *mestras* (aumentando de cima para baixo, tal como as cargas), a ligação entre paredes, pavimentos e cobertura e a distribuição e o tipo de guarneimento dos vãos.



1 – peitoril; 2 – padieira / verga; 3 – ombreira; 4 – cunhal reforçado com cadeia de ângulo em cantaria

Fig. 2.4 – Exemplos de elementos de reforço em zonas singulares de edifícios antigos de alvenaria de pedra

A colocação de pedras de maiores dimensões na zona dos cunhais tinha como função aumentar a capacidade resistente das paredes face às acções horizontais, evitar fenómenos de fendilhação vertical e melhorar a interligação entre paredes resistentes ortogonais. A construção deste tipo de edifícios iniciava-se pela abertura dos *caboucos* para posteriormente serem executadas as fundações. Na maioria dos casos recorria-se a fundações directas de alvenaria, com uso de pedras de maiores dimensões e mais compactas. De seguida procedia-se ao ensoleiramento, correspondente ao nivelamento geral das fundações um pouco abaixo do nível do solo, servindo de referência à construção das paredes e ao assentamento das cantarias. Feito isto, passava-se à marcação e *rasgamento* dos vãos das janelas e portas [43].

Na fase de construção das paredes, as pedras maiores eram humedecidas e posicionadas a seco, procurando-se a sua melhor posição, depois eram retiradas e o leito era preenchido com argamassa para de seguida ser feito o seu assentamento, batendo nas pedras com um maço de madeira até a argamassa refluir e calçando-as com lascas de pedra. Assim, em cada fiada horizontal, as pedras de maiores dimensões eram intercaladas com outras de menores dimensões, havendo o cuidado de colocar as pedras maiores e mais resistentes nos paramentos das paredes [43].

A alvenaria de pedra irregular era obtida, frequentemente, pelo assentamento das pedras com argamassa de cal aérea e areia, ao traço volumétrico médio de 1:3, sendo o seu modo de fazer análogo ao da alvenaria aparelhada, observando-se no entanto que este trabalho era menos cuidado e por isso mais fácil e rápido. Neste caso, as pedras eram assentes pela parte mais lisa para não oscilarem e os espaços vazios minimizados, por vezes através da introdução de pedras pequenas nos interstícios das grandes [43].

Em zonas onde a cal e outros recursos rareavam, os edifícios eram construídos com paredes de alvenaria de pedra seca ou mal argamassada. Neste caso as juntas verticais deviam de ser desencontradas, para melhor consolidar a estrutura das paredes e assim otimizar o seu comportamento mecânico. Este tipo de alvenaria permitia que os vazios existentes funcionassem como câmaras de descompressão, onde a humidade infiltrada se acumulava, reduzindo a possibilidade de continuar o seu percurso para o interior do edifício. Contudo, esta solução revestia-se de problemas de

ordem estrutural, no caso de a alvenaria ser muito irregular ou deficientemente assente e a altura do edifício era limitada a um máximo de dois pisos [43].

2.4.1 – Paredes

No que se refere às paredes dos edifícios antigos, F. Pinho [43] atribui as designações constantes na tabela 2.2, baseadas de acordo com a sua função.

Tabela 2.2 - Classificação das paredes dos edifícios antigos e dos muros de acordo com a sua função [43]

Designação	Função	Observações
Paredes <i>mestras</i> : • Interiores • De fachada (frente e tardo) • Laterais (empena, quando se prolongam até ao espigão do telhado)	Paredes resistentes, interiores ou exteriores, geralmente de grande espessura	Nas construções recentes, as paredes com capacidades resistentes que definem grandes divisões designam-se por <i>frontais</i>
Paredes divisórias ou de compartimentação	Dividem o espaço limitado pelas paredes <i>mestras</i>	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões designam-se por <i>tabiques</i>
Muros de suporte	Sustentam as terras de aterros ou escavações e servem também de revestimento dos seus taludes	São muros de gravidade
Muros de vedação	Limitam ou fecham um espaço	-
Muros de revestimento	Protegem os taludes dos agentes atmosféricos	Têm a inclinação natural dos taludes onde se aplicam e uma espessura reduzida

No que se refere às paredes de alvenaria de pedra, a quantidade de tipologias e processos construtivos de paredes de alvenaria de pedra de edifícios antigos é considerável, o que se reflecte na grande quantidade de secções transversais existentes. Uma classificação generalizada destas paredes deve ter em consideração os seguintes aspectos [43, 48]:

- as pedras utilizadas, em termos de forma (trabalhada ou não), natureza ou origem, dimensão, cor e estado de conservação;
- a secção transversal, no que se refere ao número de paramentos e respectiva espessura, ao grau de sobreposição (imbrincamento) entre os paramentos, à presença de pedras transversais (perpianhos ou travadouros) que promovam a ligação entre paramentos, à dimensão e distribuição de vazios e à percentagem de combinação dos componentes (pedras, argamassa e vazios);
- o assentamento, relativamente à textura e regularidade das superfícies de assentamento e a sua disposição, com destaque para a presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões);

- a argamassa utilizada como elemento de ligação entre as pedras, no que diz respeito à identificação da sua consistência e desempenho, à espessura das juntas e à forma e cor dos agregados.

Todos estes parâmetros estão intimamente ligados e condicionam o processo construtivo, podendo fornecer, directa ou indirectamente, informação sobre a resistência da alvenaria e, mais em geral, sobre o comportamento mecânico das suas paredes, nomeadamente [48]:

- a forma das pedras influencia a técnica construtiva, bem como o tipo de acabamento ou aparelho (regularidade das fiadas ou camadas), a regularidade das juntas de argamassa e a sua espessura, o uso de calços, etc. A resistência ao corte decresce com a diminuição do comprimento das unidades e aumenta com o acréscimo do grau de imbricamento;

- a qualidade do assentamento pode inferir sobre o seu comportamento mecânico e vulnerabilidade a mecanismos de instabilização;

- a presença de perpianhos dá informação sobre o grau de ligação entre paramentos e evidencia a sua potencial apetência para fenómenos de desagregação;

- a presença, distribuição e dimensão dos vazios pode inferir sobre a qualidade da construção, o estado de degradação e as possibilidades de intervenção.

Perante os aspectos apresentados, frisa-se que a quantidade de variáveis envolvidas na caracterização da secção transversal das paredes antigas de alvenaria de pedra é elevada. No entanto, resumem-se de seguida as principais tipologias existentes, apoiadas por algumas ilustrações [8, 41]:

- **Quanto ao tipo de secção transversal:**

- um pano ou simples (de pedra transversal única com ou sem reboco), fig. 2.5(a);
- dois panos sem ligação (separados por uma junta vertical ao longo da superfície de contacto, seca ou preenchida com argamassa e cascalho), fig. 2.5(b);
- dois panos com ligação (ligados por simples sobreposição das pedras na interface ou por pedras alongadas que atravessam toda a secção da parede), fig. 2.5(c);
- três panos (núcleo + dois paramentos com ou sem ligação)¹, fig. 2.5(d).

¹ As ligações aqui mencionadas eram realizadas através de perpianhos, que consistem em pedras de maiores dimensões que atravessam toda a espessura da parede, impedindo o afastamento entre os panos; As paredes com três panos apresentam no seu interior um núcleo central mais pobre, com pedras de menores dimensões e maior índice de vazios, sendo geralmente mais propensas à ocorrência de roturas frágeis, por separação das camadas exteriores e perdas de material.

- **Quanto ao tipo de aparelho:**

- juntas desalinhadas, fig. 2.5(e);
- juntas irregulares alinhadas, fig. 2.5(f);
- juntas regulares alinhadas, fig. 2.5(g).

- **Quanto ao tipo de assentamento:**

- horizontal, fig. 2.5(h);

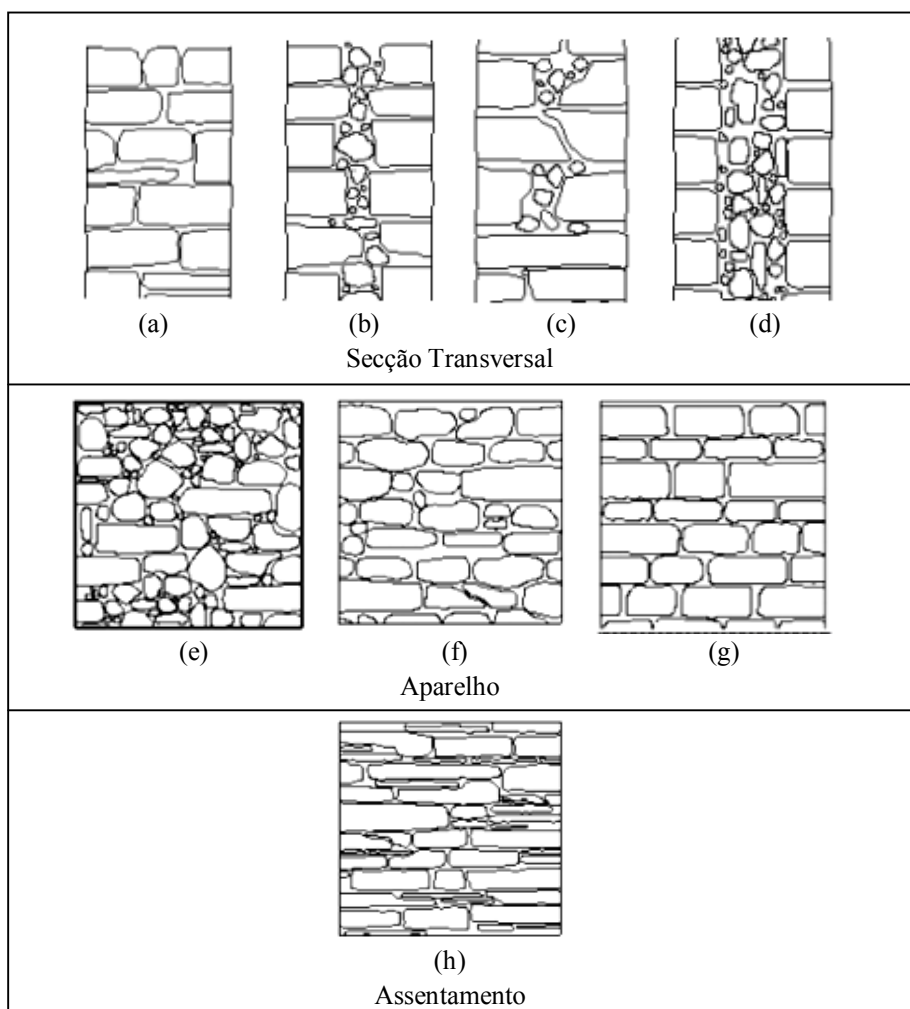


Fig. 2.5 - Principais tipologias existentes em paredes de alvenaria de pedra [19, 28, 39]

- **Quanto ao arranjo das pedras:**

- irregular (alvenaria tradicional, formada por pedras irregulares em forma e dimensão);
- aparelhada (formada por pedras geralmente de grandes dimensões e com formas geometricamente definidas. Também conhecida por cantaria);

- mista ².

• **Quanto às juntas:**

- junta seca (pedras assentes sem argamassa, apenas justapostas e travadas entre si);
- junta delgada (com argamassa de espessura inferior a 5mm);
- junta corrente (com argamassa de espessura entre 5mm e 200mm);
- junta espessa (com argamassa de espessura superior a 200mm).

• **Quanto ao tipo de pedra:**

- calcário;
- granito;
- xisto, etc.

2.4.2 – Fundações

O comportamento das estruturas de alvenaria está intimamente ligado ao comportamento associado solo-estrutura, pelo que as principais características das fundações antigas serão aqui brevemente referidas.

As fundações são elementos de transição entre um elemento mais resistente, a alvenaria da parede, e outro menos resistente, o terreno de fundação. Estes elementos construtivos eram realizados com alvenaria de menor qualidade, vulgarmente enrocamentos de pedra irregular misturadas ou não com argamassa, e apresentavam uma sobrelargura, para transmissão de esforços de compressão da parede ao terreno e a absorção de eventuais desvios dimensionais. Muitas vezes eram adicionadas estacas de madeira, para a transmissão das cargas a estratos mais profundos do solo ou melhorar o seu comportamento (solução particularmente adoptada nas construções da Baixa Pombalina, em Lisboa, após o sismo de 1755) [48].

Tal como hoje, as fundações antigas classificam-se em directas (superficiais) ou indirectas (profundas), podendo ainda ser isoladas ou contínuas.

As fundações directas, constituindo tipicamente um prolongamento dos elementos estruturais verticais, eram isoladas para pilares e contínuas para paredes *mestras*. Consoante as características do solo, eram da mesma espessura das paredes, no caso de solos resistentes (rochosos), ou com sobrelargura, no caso de solos de fraca resistência, fig. 2.6.

² Exemplos de paredes mistas: paredes de alvenaria e cantaria, alvenaria e tijolo ou alvenaria e madeira. Geralmente, a cantaria era aplicada como elemento decorativo ou para reforço das zonas sujeitas a maiores esforços. Quando aplicada para efeitos de adorno das fachadas, a cantaria recebia o nome de pedra de forro.

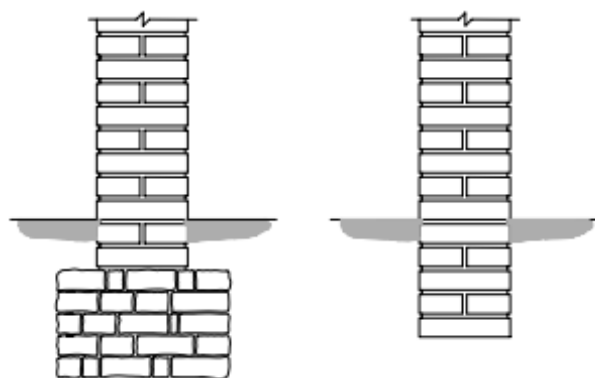


Fig. 2.6 - Representação esquemática de fundações directas, com e sem sobrelargura de envasamento [48]

A fraca resistência à tracção das alvenarias levava a que, em sapatas de maiores dimensões, fossem colocados “barrotes” de madeira dispostos em direcções ortogonais, formando no solo uma “caixa” dividida em pequenas células, preenchidas com enrocamento de pedra irregular, conferindo assim maior rigidez à fundação [48].

Alternativamente executavam-se cravações de estacas de madeira, menos utilizadas por haver pouca disponibilidade de estacas com boa capacidade resistente. Estas, além de transmitirem as cargas a estratos do solo mais profundos, com melhores características de resistências e deformabilidade, eram também utilizadas para melhorar a consolidação dos solos, fig. 2.7. Este processo dava-se por terminado quando a densidade de cravação era tal que a compacidade obtida dificultava a cravação de novas estacas [48].

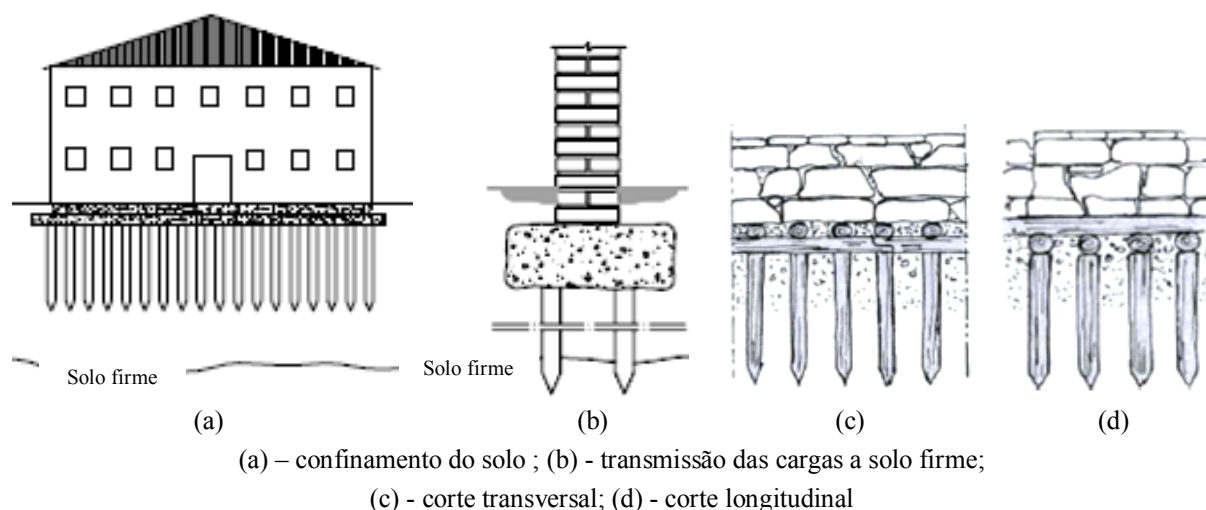


Fig. 2.7 - Representação esquemática de fundações directas com adição de estacas (sem escala) [48]

As fundações indirectas surgiam quando se necessitava de procurar estratos mais profundos, com maior capacidade de carga. Dentro desta tipologia de fundações era corrente a abertura de poços, com afastamentos da ordem dos 3m e profundidades variáveis, consoante a profundidade do solo firme, preenchidos com enrocamento de pedra irregular misturada ou não com argamassa. Nestas

fundações começava-se por construir pilares enterrados, para suporte de arcos executados em alvenaria de pedra, que constituíam a base para o arranque dos pilares e paredes estruturais. De modo a minimizar o risco de assentamentos diferenciais no suporte dos arcos de fundação utilizavam-se, por vezes, ligações inferiores entre os poços, com arcos invertidos, em que as aberturas representavam uma solução para a economia do material, fig. 2.8 [48].

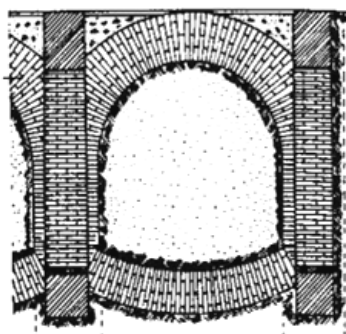


Fig. 2.8 - Representação esquemática de uma fundação profunda contínua constituída por arcos superiores e arcos inferiores invertidos [48]

2.4.3 – Revestimentos e acabamentos

Os revestimentos e acabamentos são os elementos mais sujeitos à degradação precoce, os interiores devido ao uso e os exteriores devido à acção dos agentes atmosféricos.

Estes elementos devem assegurar a consolidação da base, boa adesão, reduzida retracção e fendilhação, boa estanquidade e a circulação do ar, respeitando o princípio da compatibilidade entre os materiais.

Os revestimentos são constituídos por camadas sucessivas, de modo a permitir reduzir os efeitos da retracção, aumentar a durabilidade e melhorar o comportamento global das paredes. As várias camadas constituintes dos revestimentos das alvenarias antigas têm as designações de emboço, crespido e reboco, com teor de ligante decrescente do paramento interior para o exterior. A primeira camada a ser aplicada (emboço) tinha que anular as grandes irregularidades dos paramentos e ter maior teor de ligante, de modo a garantir uma boa resistência à base. A última camada (reboco) é a de menor teor de ligante, de modo a minorar os efeitos da fendilhação por retracção e garantir total verticalidade à parede.

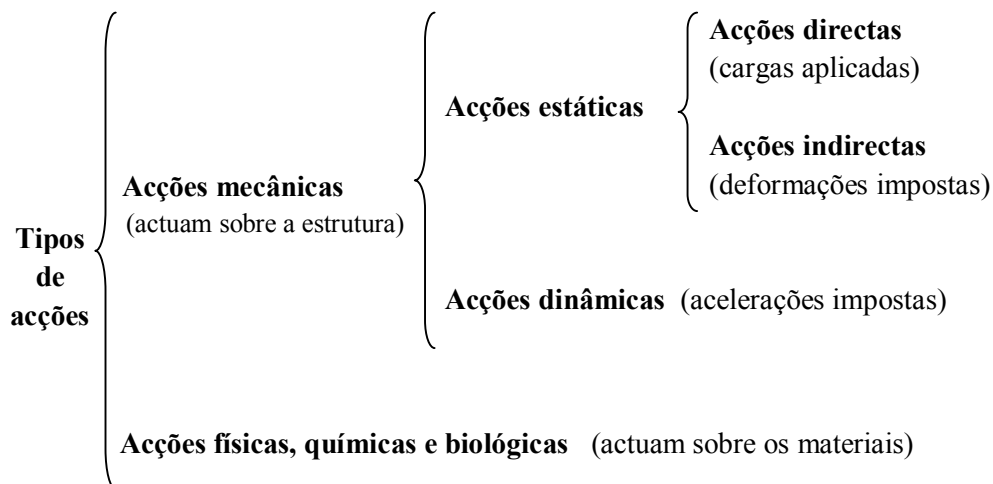
Os revestimentos mais utilizados nas paredes de alvenaria dos edifícios antigos são de argamassa de cal aérea e areia, por estes possuírem fraca resistência mecânica, reduzida rigidez, boa porosidade (permitindo a evaporação da água), baixa retracção, razoável aderência à base e boa trabalhabilidade [1].

2.5 – Anomalias

A concepção, a selecção dos materiais e o cumprimento das boas regras de construção e manutenção reflectem-se de forma clara na durabilidade, no comportamento mecânico e, conseqüentemente, no actual estado de conservação das estruturas antigas, que, na sua maioria, necessitam de obras de reabilitação.

Nesses casos, para que a decisão de intervenção seja a mais correcta possível, é necessário identificar todas as anomalias presentes e perceber as suas causas e influência no comportamento e segurança da estrutura.

Para começar, importa analisar os tipos de acções possíveis de ocorrerem. As acções são definidas como qualquer agente (forças, deformações, etc.) que produza tensões e deformações na estrutura e qualquer fenómeno (químico, biológico, etc.) que afecte os materiais, normalmente reduzindo a sua resistência. Estas acções poderão ter naturezas diversas, resultando em efeitos diferentes na estrutura e nos materiais, devendo por isso ser claramente identificadas antes de se decidirem tomar medidas de reparação. Os diferentes tipos de acções existentes podem ser classificados da seguinte forma [30]:



As acções mecânicas actuam na estrutura produzindo tensões e deformações no material. Prendem-se, normalmente, com a rigidez e a fragilidade dos materiais. Estas acções podem ser estáticas ou dinâmicas.

As acções estáticas directas são forças aplicadas tais como as acções permanentes (peso da estrutura, etc.) e as acções variáveis (equipamentos, pessoas, etc.). As alterações nas condições de carga, essencialmente o seu aumento, são fonte de aumentos das tensões e, desta forma, aumento de danos na estrutura [30].

As acções estáticas indirectas consistem em deformações impostas à estrutura, tal como assentamentos do terreno, ou produzidas nos materiais, tal como movimentos térmicos. Estas acções

podem variar continuamente ou ciclicamente, produzindo esforços apenas se as deformações forem impedidas de se desenvolverem [30].

As acções dinâmicas são produzidas quando uma estrutura fica sujeita a acelerações resultantes de sismos, ventos fortes, furacões, vibrações de máquinas, etc. A intensidade das forças produzidas está relacionada tanto com a magnitude da aceleração como com a frequência própria da estrutura e a sua capacidade de dissipar energia.

As acções físicas, químicas e biológicas actuam sobre os materiais, alterando a sua natureza e afectando a sua resistência. Estas acções podem ser influenciadas e aceleradas pela presença de água e por variações de temperatura.

É sabido que a acção da água é uma das principais causas de deterioração dos materiais. A sua presença pode implicar acções químicas (formação de sais) e acções físico-mecânicas (alterações dimensionais provocadas por ciclos de cristalização e dissolução de sais). Estudos realizados com calcários demonstraram que, quando submetida à compressão, à tracção e ao corte, a pedra apresenta uma redução da sua capacidade de carga resistente de cerca de 50% quando saturada, comparativamente com os resultados obtidos para o estado seco [8].

Uma das causas químicas que leva à deterioração dos materiais reside na acção dos ácidos atmosféricos que são transportados pela água até à superfície do material. De facto, a chuva ácida causa um processo de erosão directa, atacando a estrutura do material e levando à sua desagregação. Por outro lado, o orvalho leva ao aparecimento de depósitos de resíduos na superfície, alterando o seu aspecto inicial.

Quanto às acções biológicas, as causas mais frequentes de degradação advêm das acções de raízes de plantas e da formação de microrganismos nas superfícies, tais como fungos, líquenes e algas, que provocam uma alteração do aspecto e, por vezes, a desagregação do recobrimento.

Analisando os diversos tipos de acções a que os edifícios podem estar sujeitos, importa agora analisar os mecanismos de rotura, que corresponde à sua configuração deformada e aos danos no momento do colapso, podendo ser global ou parcial. Existem dois tipos de mecanismos de rotura associados a estruturas de alvenaria, sendo eles a rotura para fora do plano da parede e a rotura no plano da parede.

A rotura para fora do plano da parede prende-se com a deficiente ligação entre as paredes ortogonais exteriores, associados a fenómenos de derrubamento e flexão composta. O processo começa pela acumulação de tensões de compressão na interface entre duas paredes de pisos consecutivos, que poderá levar ao esmagamento de material, com consequente diminuição da base de apoio da parede superior, e posterior derrubamento. Este fenómeno poderá resultar no colapso global da estrutura, especialmente quando existem mais pisos acima da charneira de derrubamento. A rotura no plano da parede prende-se com o aparecimento de fendilhação diagonal por corte dos panos da alvenaria, com direcção perpendicular às forças de tracção, e posterior deslizamento [13, 38].

As anomalias mais frequentes em paredes de alvenaria de pedra são a fendilhação, o esmagamento e a desagregação.

A fendilhação surge, em geral, em zonas de concentração de tensões nas paredes, como nas aberturas de portas e janelas e na intersecção entre paredes ortogonais. Podem também surgir problemas de fendilhação na ocorrência de assentamentos diferenciais nas fundações, expondo a incapacidade da alvenaria de efectuar uma transferência eficaz de esforços entre elementos estruturais. Naturalmente, a formação de fendas e a sua amplitude é agravada pela má construção e pela fraca qualidade da alvenaria e poderá, ou não, indicar o risco de colapso da estrutura.

O esmagamento das paredes é, usualmente, resultante da aplicação de cargas concentradas na alvenaria, nomeadamente através da descarga de vigas, quando não são tomadas precauções com vista a suavizar a transferência de tensões ou quando há alterações de uso que resultem em acréscimos significativos de carga. Uma das principais causas de esmagamento é a demolição descuidada de elementos estruturais na reconversão de pisos.

A desagregação das alvenarias é frequentemente devida à acção do clima, embora possa resultar da progressão e agravamento da fendilhação das paredes. As variações térmicas que provocam expansões e contracções, a erosão provocada pelo vento e a poluição são responsáveis pelo desgaste das paredes e podem conduzir à sua desagregação. No entanto, a água é o principal agente agressivo em todos os tipos de paredes de alvenaria, impregnando-se nos espaços intersticiais, desgastando e atacando as argamassas e, assim, comprometendo a sua coesão.

As anomalias podem ser classificadas consoante sejam inerentes ao comportamento material (dependente das características dos materiais utilizados) ou ao comportamento estrutural (relacionado com a concepção). No entanto, as anomalias nas alvenarias estruturais manifestam-se, geralmente, como uma combinação de ambas as vertentes, sendo assim difícil atribuir-lhes uma origem específica.

No caso da alvenaria de pedra, as principais anomalias resultantes do comportamento material relacionam-se tipicamente com [45]:

- a fraca resistência a esforços de tracção, relacionada com a fraca coesão da argamassa, resultando também numa fraca resistência a esforços de flexão e tornando o funcionamento da alvenaria crítica a acções fora do seu plano e a excentricidades elevadas das cargas verticais;

- a dependência entre a resistência à compressão do material existente no núcleo e o volume e distribuição dos vazios. Em paredes de três paramentos, com um núcleo constituído por materiais de fraca qualidade, existe uma tendência para a sua compactação, com consequente distribuição não-uniforme de tensões e expulsão dos panos externos para fora do plano, fig. 2.9;

- a fraca resistência ao corte das paredes, resultante da fraca resistência à tracção e ao corte da argamassa ou da ligação argamassa-unidade, com formação de mecanismos de tracção diagonal em paredes solicitadas por cargas horizontais contidas no seu plano.

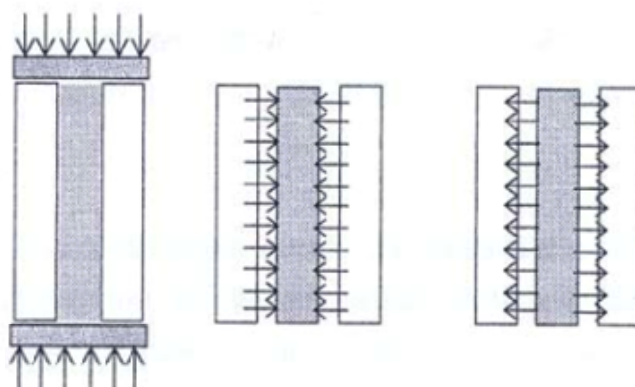


Fig. 2.9 - Representação esquemática da influência recíproca entre os estratos de uma parede de três paramentos, com núcleo de fracas características mecânicas (Adaptado de [55])

As elevadas tensões de compressão em determinados elementos de um edifício antigo de alvenaria não têm apenas como origem as elevadas cargas permanentes. Na origem desta situação poderá estar também a distribuição de tensões não uniforme na alvenaria, relacionada, por exemplo, com a existência de paredes constituídas por vários paramentos, em que a aplicação da carga por parte dos vários pisos é excêntrica, ou com fenómenos lentos, como a carbonatação e a retracção por secagem das argamassas à base de cal no interior de panos de grande espessura.

Por outro lado, as principais anomalias resultantes do comportamento estrutural relacionam-se tipicamente com [45]:

- uma fraca ligação transversal entre os diversos panos que constituem a secção transversal da parede, por ausência de elementos de ligação, que possibilita o desenvolvimento de mecanismos de instabilização dos panos externos, com a sua separação e colapso para fora do plano, fig. 2.9;

- uma baixa ductilidade e capacidade de dissipação de energia, sobretudo sob a acção sísmica, traduzindo-se em mecanismos de rotura frágil;

- uma deficiente ou inexistente ligação entre elementos resistentes (paredes ortogonais e pavimentos).

Na ocorrência de um sismo, uma fraca ligação entre paredes ortogonais inviabiliza um efectivo funcionamento tridimensional da construção, tornando possível a rotação e o derrube das fachadas exteriores. Com efeito, as ligações entre paredes transversais são uma fragilidade das construções antigas. Sob o efeito da acção sísmica as paredes podem se desligar, com grande perda de rigidez para a estrutura, podendo chocar umas contra as outras, o que agrava a possibilidade de destruição e colapso. Para minimizar este efeito é necessário garantir uma correcta ligação entre os diversos elementos resistentes e a existência de elementos intermédios de contraventamento.

No que diz respeito às fundações, um deficiente comportamento destes elementos poderá comprometer o comportamento de toda a estrutura. De facto, a ocorrência de assentamentos diferenciais, que resultam em movimentos de distorção na fundação, pode levar à fendilhação e a alterações geométricas graves (desaprumo das paredes, distorção de vãos, desnivelamento de

pavimentos, etc.) que alterem as trajectórias das cargas e comprometam a estabilidade da estrutura. Este fenómeno constitui uma causa frequente do aparecimento de anomalias em alvenarias antigas.

A ocorrência de assentamentos diferenciais pode estar associada, entre outros, a alterações do nível freático, a escavações ou construções próximas, à abertura de túneis ou galerias, a deficiências na transmissão de cargas por degradação das características originais das fundações, ao incremento de cargas de utilização e a alterações da estrutura.

Resumindo o exposto, apresenta-se na tabela 2.3 as principais anomalias com implicações estruturais nas paredes resistentes dos edifícios antigos, bem como as respectivas causas e características.

Tabela 2.3 - Principais anomalias com implicações estruturais em paredes resistentes de edifícios antigos [43]

Tipo de anomalia	Causas e Características
Desagregação	• Progressão ou agravamento da fendilhação • Alternância de calor e frio • Acção da água • Ausência de conservação e manutenção • Presença de pedras brandas e de má qualidade
Esmagamento	• Fenómeno localizado • Cargas concentradas excessivas • Zonas de contacto entre vigas e a alvenaria
Fendilhação	• Junto a aberturas ou na ligação entre paredes ortogonais • Acção dos sismos e assentamentos diferenciais • Erros de construção • Abatimento de arcos de descarga
Acção da água	• Ascensão por capilaridade, com dissolução de sais e deposição superficial • Entrada de água pela cobertura • Rotura de tubagens • Humidade em tectos e paredes
Desconforto térmico	• Ausência ou insuficiente isolamento térmico nas paredes exteriores, manifestando-se pela formação de condensações superficiais e posterior surgimento de fungos e bolores
Degradação	• Destruição dos revestimentos e acabamentos • Materiais destacados dos paramentos • Fendilhação dispersa • Ausência de conservação e manutenção

Analisando a tabela 2.4, verifica-se que as principais anomalias existentes nas paredes são devidas à presença de humidade, seguido da degradação e deformação estrutural. Quanto às fundações, as principais anomalias derivam da deformação e degradação estrutural.

Tabela 2.4 - Relação percentual entre algumas das anomalias em edifícios antigos e as suas causas [45]

Parte do edifício	Fendilhação/ deformação estrutural	Humidade	Desajustamento face a novas exigências	Envelhecimento/ degradação estrutural
Envolvente vertical	17,3	58,1	4,5	20,2
Cobertura	4,7	27,2	2,3	65,8
Zonas comuns	31,5	13,9	1,2	53,4
Habitações	27,5	28,6	7,6	36,3
Redes gerais	-	10,1	-	89,9
Fundações e estruturas	54,5	9,1	12,1	24,2
TOTAL	20,0	39,8	4,1	36,1

A tabela 2.5 sintetiza as principais anomalias em revestimentos.

Tabela 2.5 - Principais anomalias em revestimentos de paredes de edifícios antigos [43]

Tipo de anomalia	Causas e características
Fendilhação	• Retracção das argamassas (rebocos fortes em cimento) • Fendilhação do suporte • Formação de eflorescências com consequente desagregação da parede
Desagregação	• A presença de humidade facilita a deposição e cristalização de sais, provocando fendilhação e desagregação da parede • Comum nas situações de rebocos fracos (à base de cal e areia), com baixa resistência mecânica e nos casos de pinturas pouco permeáveis ao vapor de água
Esmagamento	• Esmagamento dos rebocos, devido ao esmagamento das paredes • Fraca resistência mecânica do reboco (argamassas de cal) • Desprendimento de azulejos, também devido a: a) Retracção da argamassa, provocando tensões tangenciais, capazes de partir os azulejos (se forem mais fortes que a ligação); b) Os desprendimentos podem ainda resultar de movimentos diferenciais em paredes com argamassas de <i>módulos de elasticidade</i> superior ao dos azulejos. • Diminuição da aderência entre a argamassa e as paredes com elementos de madeira • Empolamento devido à corrosão de elementos metálicos
Acção dos agentes climáticos	• Acção abrasiva do vento (poeiras e areias) • Variações de temperatura • Acção da humidade

Para finalizar esta secção, reforça-se a ideia de que a avaliação rigorosa da situação real da estrutura, nomeadamente através da identificação correcta das anomalias existentes e das respectivas causas, é uma condição indispensável para a escolha correcta da intervenção de reabilitação a aplicar. No entanto, o acto de reabilitar por si só não assegura a desejável continuidade de usufruto dos edifícios existentes, pelo que deve ser aplicada uma manutenção efectiva.

2.6 – Métodos de inspecção e diagnóstico

O conhecimento das propriedades das paredes de alvenaria, desde a composição da argamassa às características das pedras e da alvenaria como material (nomeadamente a capacidade resistente e o módulo de elasticidade), são importantes para sustentar um correcto diagnóstico do real estado da estrutura e garantir assim a escolha dos materiais e técnicas que melhor se adequam numa intervenção de reabilitação. Assim, antes de se realizar qualquer tipo de intervenção, deve ser feito um diagnóstico exaustivo, que deverá cobrir uma maior ou menor gama de aspectos dependendo do maior ou menor grau de actuação, realizado, de preferência, com recurso a técnicas pouco intrusivas. Todavia, este tipo de caracterização é dificultado, em particular, no que se refere à diversidade dos materiais constituintes e heterogeneidade dos elementos estruturais.

Actualmente, existem vários métodos para a determinação das propriedades mecânicas das alvenarias, podendo-se distinguir dois grandes grupos [5]:

- Métodos indirectos:
 - valores nominais
 - fórmulas semi-empíricas
- Métodos directos:
 - ensaios laboratoriais
 - ensaios *in-situ*

Nos métodos indirectos as propriedades mecânicas das alvenarias são avaliadas a partir do conhecimento prévio das propriedades mecânicas dos seus componentes básicos ou através de ensaios a carotes sobre a alvenaria. No entanto, os resultados não são genericamente válidos, uma vez que não há uma relação directa entre as características mecânicas dos componentes e as da alvenaria como um todo, devido à grande heterogeneidade do material e dependência de vários parâmetros que influem no seu comportamento global [5].

Este método pode apresentar-se sob a forma de valores nominais ou fórmulas semi-empíricas. Os valores nominais são dados por estimativa, através de tabelas, como a tabela 2.6, resultantes de ensaios realizados a diferentes tipos de alvenarias, em função das características dos seus materiais constituintes.

Tabela 2.6 - Resistência à compressão de diferentes tipos de alvenarias [51]

Natureza da alvenaria	Tensão de segurança * (MPa)
Cantaria de pedra e argamassa “ordinária”	
Pedra muito dura.....	3 a 6
Pedra dura.....	1,5 a 3
Pedra semi-dura.....	1 a 1,5
Pedra maciça.....	0,8 a 1
Alvenaria de pedra aparelhada dura e argamassa “ordinária”.....	1 a 2
Alvenaria “ordinária”.....	0,5 a 1
Observações: – A argamassa “ordinária” é de cal e areia ao traço 1:3 – A tensão de segurança à tracção é cerca de 1/10 dos valores apresentados – A tensão de segurança diminui com a altura do elemento estrutural. Para alturas superiores a 20 vezes a largura da base apenas se deve considerar 0,25 a 0,50 dos valores apresentados (*) – A tensão de segurança apresentada corresponde a sensivelmente 1/10 da tensão de rotura.	

Por outro lado, as fórmulas semi-empíricas, como sugerido pelo Eurocódigo 6 (EC6), propõem resultados para a determinação da tensão de rotura das alvenarias com base no comportamento dos seus constituintes [5].

Os métodos directos baseiam-se em ensaios realizados directamente *in-situ*, com a avaliação das suas propriedades mecânicas, ou em laboratório, sobre modelos de alvenaria com as dimensões necessárias para que sejam representativos do comportamento da parede em estudo.

Estes ensaios destinam-se à caracterização da alvenaria e dos seus componentes do ponto de vista físico, químico e mecânico, à avaliação do estado de degradação das superfícies exteriores dos paramentos das paredes e ao estudo da durabilidade e compatibilidade dos novos materiais a empregar nas intervenções de reabilitação.

Os ensaios *in-situ* mais correntes são os termográficos, os estetoscópicos, os de macacos planos e os sónicos.

Os ensaios laboratoriais mais correntes são os mecânicos (de compressão e de corte), os químicos (para identificar o tipo de ligante e agregados e a sua relação e para avaliar a profundidade de carbonatação) e os físicos (análise granulométrica, medição dos pesos volúnicos e da absorção de água por imersão e capilaridade, etc.).

Os ensaios podem ainda ser distinguidos em destrutivos ou não-destrutivos. Das técnicas de ensaio não-destrutivas, para avaliação da integridade da construção, destacam-se as seguintes [5]:

- ensaios sónicos: baseiam-se na velocidade de propagação das ondas sonoras geradas por impulsos de alta ou baixa frequência (ultra-sónicos ou sónicos). Permitem qualificar a morfologia das secções, identificando a presença de grandes vazios, de defeitos ou danos e identificar a presença de materiais distintos.

- ensaios termográficos: esta técnica, através de respostas distintas à emissão de radiação térmica, fornece um mapa detalhado que permite identificar a presença de materiais distintos.

Das técnicas de ensaio destrutivas (ou semi-destrutivas), para análise das características mecânicas, destacam-se as seguintes [5]:

- carotagem: extracção de pequenos carotes de pontos mais representativos da estrutura, permitindo a realização de ensaios laboratoriais e uma observação directa do interior do furo. As carotes são obtidas com uma máquina de corte rotativa, dotada de coroas com dentes de diamante, e a sua extracção deve ser feita de modo a introduzir a menor perturbação possível nas amostras. Após o processo deve-se minimizar o impacto visual da operação através da obturação dos furos com material original da construção.

- macacos planos: este método permite determinar *in-situ* o estado de tensão existente na parede (ensaio simples) e as suas características de deformabilidade e de resistência à compressão (ensaio duplo). Tem como limitação o facto de permitir apenas a caracterização dos paramentos exteriores da alvenaria.

- dilatómetro: consiste na aplicação de pressões hidrostáticas às paredes de um furo cilíndrico previamente aberto na parede, por meio de água bombeada para o interior de uma sonda dotada de um corpo rígido cilíndrico envolvido por uma membrana de borracha. São medidas as deformações diametrais daí decorrentes e é calculado o módulo de deformabilidade do material. Este método, contrariamente ao dos macacos planos, permite avaliar o paramento interior (núcleo) das paredes.

A paredes e modelos de alvenaria é ainda frequente a realização dos seguintes ensaios [10]:

- ensaio de capilaridade: é colocada água num recipiente que envolva a base do modelo, até um nível de cerca de 10cm. Posteriormente são assinaladas, a cada hora, as linhas definidas pela água ascensional nos rebocos, até à sua estabilização no nível máximo, fig. 2.10(a).

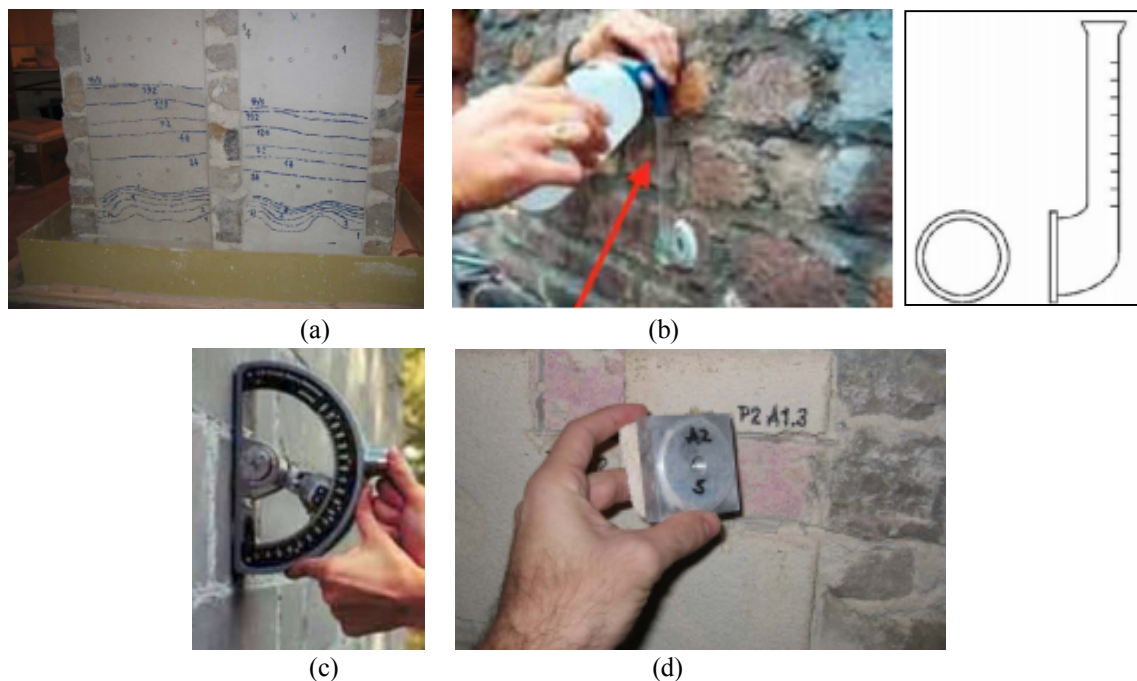
- ensaio de permeabilidade (e porosidade superficial): realizado através do ensaio de absorção de água sob baixa pressão, com os tubos de Carsten, numa área definida. É registado o tempo de absorção da água e são observadas as manchas resultantes da sua absorção nos pontos de ensaio, fig. 2.10(b).

- ensaio de resistência superficial: realizado com esclerómetros de pêndulo, fig. 2.10(c).

- ensaio de arrancamento (*pull-off*): consiste em fazer uma carote que não é retirada e aplicar tracção até à rotura, através de uma pastilha metálica colada, registando-se a tensão à qual a carote parte e o local por onde parte, fig. 2.10(d).

- avaliação da profundidade de carbonatação: realização de furos com broca, limpeza do pó depositado através de uma escova e sopro com uma bomba de ar manual e posterior pulverização do seu interior com fenolftaleína. Se o interior do furo se mantiver incolor conclui-se que existe carbonatação em toda profundidade ($\text{pH} < 9,5$) e avança-se a furação para repetir o processo. Caso a parede do furo se mantenha incolor apenas até uma dada profundidade e tome a partir daí a cor

vermelho-carmim ($\text{pH} > 9,5$) mede-se com recurso a uma craveira a profundidade de transição, que corresponde à profundidade de carbonatação.



(a) - marcas da subida de água em ensaios de capilaridade efectuados a um modelo de alvenaria rebocado; (b) - tubo de Carsten para a realização de ensaios de permeabilidade; (c) – esclerómetro de pêndulo para medição da dureza superficial; (d) – pastilhas extraídas em ensaios de arrancamento

Fig. 2.10 - Ensaios realizados a modelos ou paredes de alvenaria [10]

Todos os ensaios devem ser sempre complementados por uma atenta e cuidadosa inspecção visual, para uma correcta conclusão acerca dos resultados obtidos.

2.7 – Técnicas de reabilitação estrutural

As alvenarias antigas são particularmente vulneráveis a acções dinâmicas, entre as quais a acção sísmica é a mais preocupante. Com efeito, sendo Portugal um país de moderado risco sísmico, a necessidade de tomar medidas preventivas de reabilitação estrutural que minorem os danos, ou evitem a perda de imóveis de incalculável valor histórico e cultural é uma prioridade actual dos técnicos e um desafio científico [31].

Na fig. 2.11 é possível verificar que existe uma grande quantidade de edifícios antigos em estado degradado e a necessitar de reparações. De facto, analisando a figura, constata-se que apenas 15% dos edifícios existentes construídos antes de 1919 não necessitam de reparações.

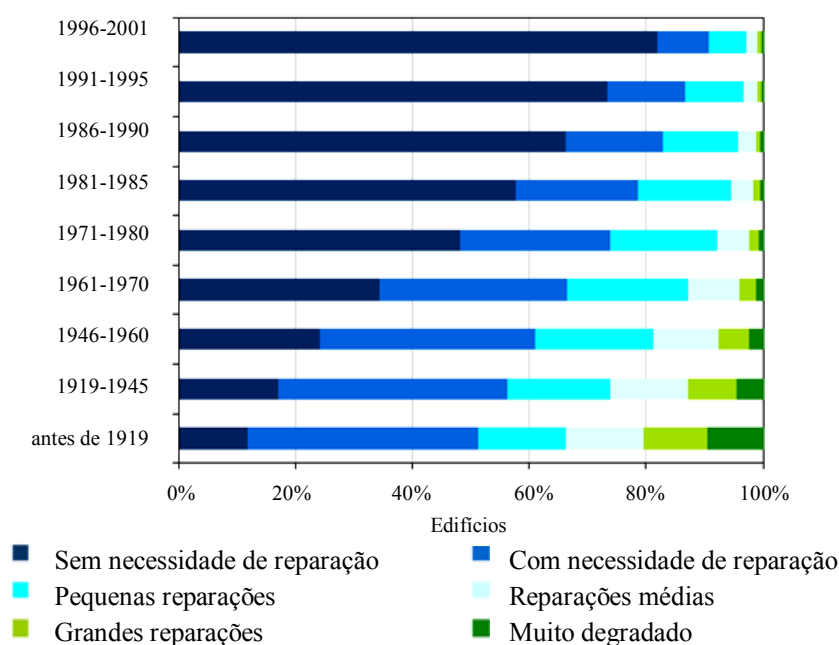


Fig. 2.11 - Edifícios em Portugal, segundo a época de construção por estado de degradação [6]

A decisão de intervir na estrutura e fundações de um edifício surge com o objectivo de corrigir anomalias detectadas e melhorar o seu comportamento à acção sísmica, ao aumento de sobrecargas e à alteração da sua utilização, com possível alteração da sua tipologia.

Após tomada a decisão da necessidade de intervenção é necessário ter em conta considerações estruturais, materiais, históricas, sociais, culturais, económicas e de utilização na escolha da(s) técnica(s) de reabilitação a aplicar. É fundamental que estas intervenções respeitem os modelos de funcionamento originais das estruturas, sob pena de provocar patologia mais grave que a que se pretende reparar. Deste modo, é necessário garantir que a intervenção tenha um impacto mínimo na estrutura, respeitando os princípios de compatibilidade, reversibilidade, segurança e durabilidade [30].

Actualmente existe uma grande variedade de técnicas de reabilitação, classificadas quanto aos materiais como tradicionais ou modernas e quanto aos efeitos como passivas ou activas. Enquanto as técnicas tradicionais empregam exclusivamente materiais e processos de construção idênticos aos originais, as modernas recorrem a soluções novas e mais eficientes. Nas técnicas passivas os reforços apenas funcionam para acções superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio, contrariamente às técnicas activas que implicam uma modificação das condições de carga, com reacção imediata da estrutura.

As técnicas de reabilitação existentes podem ainda ser classificadas baseado o seu carácter estrutural ou não estrutural. Na reabilitação estrutural, do ponto de vista metodológico, utiliza-se nomeadamente a recuperação de elementos da estrutura (por correcção das anomalias, por reforço, por substituição, etc.), a diminuição das cargas de serviço, o ordenamento do sistema estrutural, aligeirando ou atenuando as solicitações nos elementos mais degradados, e o reforço estrutural, pela adição de novos elementos resistentes parciais ou totais, geralmente mais resistentes que os iniciais.

Da reabilitação não estrutural fazem parte a reabilitação higrotérmica, a reabilitação de revestimentos e acabamentos e a reabilitação das unidades.

De uma forma geral, a técnica de reabilitação a aplicar depende do estado da parede. Deste modo, na tabela 2.7, agrupam-se as anomalias estruturais em três níveis sucessivos de gravidade. A utilização de rebocos armados destina-se geralmente a situações incluídas no *nível de degradação 1*, em que a capacidade resistente da parede não se encontra muito afectada. O reboco pode ser armado com armaduras metálicas (aço) ou armaduras de fibras de vidro, além disso pode também ser reforçado com ancoragens chumbadas à alvenaria ou conectores transversais de confinamento. Aos *níveis de degradação 2 e 3* aplicam-se, geralmente, as caldas de injeção, que têm como principal objectivo o aumento da coesão entre os elementos constituintes da alvenaria [44].

Tabela 2.7 - Níveis de degradação de paredes [44]

Nível de degradação	Característica
1	Parede em razoável estado de conservação mas com reboco degradado
2	Tosco da parede com desagregação e/ou fendilhação localizada
3	Tosco da parede com desagregação e/ou fendilhação acentuada

Nos pontos seguintes descrevem-se, resumidamente, as técnicas de reabilitação estrutural enunciadas na tabela 2.8, passíveis de serem aplicadas a paredes e fundações de edifícios antigos de alvenaria, no que diz respeito às suas condições de aplicação, limitações, vantagens e desvantagens. Sendo a água, da chuva e ascendente do terreno, a principal causa do desenvolvimento de anomalias em paredes de alvenaria, também serão abordadas técnicas de protecção contra estes fenómenos, para além das técnicas de consolidação de paredes e reforço de fundações.

Tabela 2.8 - Técnicas de reabilitação estrutural de paredes e fundações de alvenaria

	Técnicas de reabilitação estrutural
Técnicas de consolidação de paredes de alvenaria	• Injecção de caldas • Pregagens generalizadas ou transversais • Pré-esforço • Rebocos armados • Encamisamento • Refechamento de juntas (simples ou com armadura) • Substituição de elementos degradados • Reforço com materiais compósitos FRP (Fiber Reinforced Polymer)
Técnicas de reforço das fundações	• Recalçamentos superficiais ou profundos • Melhoramento dos solos
Técnicas de protecção contra a humidade	• Barreiras químicas contra a humidade ascensional (por injeção ou transfusão) • Barreira superficial contra a penetração de água da chuva (tratamento hidrofugante)

2.7.1 – Consolidação de paredes

• Injecção de caldas:

Este método consiste na introdução de uma calda fluida, em furos previamente realizados nos paramentos externos das paredes, com o objectivo de preencher as cavidades existentes e assim melhorar a sua resistência. É portanto necessária a existência de uma rede de espaços intersticiais comunicantes para ser possível a progressão do produto de injecção e, por isso, é recomendável a sua aplicação apenas em alvenarias com índice de vazios compreendido entre 2% e 15% [48].

O processo de injecção e o tipo de calda a utilizar são condicionados pelas condições e tipos de dano da alvenaria. Assim, é necessário realizar um conjunto de ensaios *in-situ* e laboratoriais que permitam definir o tipo de calda a utilizar e testar a sua adequabilidade à parede [7].

Previamente à aplicação da injecção é necessário preparar o suporte, removendo o reboco e os eventuais revestimentos existentes, lavando a superfície da parede com jacto de água a baixa pressão e selando as juntas e fissuras existentes. Após estes procedimentos é necessário posicionar e executar os furos de injecção, nas juntas de argamassa e até uma profundidade entre dois terços e três quartos da espessura, com uma ligeira inclinação para baixo. Dentro destes furos serão inseridos os tubos por onde se fará a injecção do produto [48].

As características que se procuram numa calda de injecção são as mencionadas na tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Requisitos a garantir às caldas de injecção [32]

	Requisitos das caldas de injecção
Requisitos Reológicos	• Fluidez • Homogeneidade • Baixa viscosidade • Granulometria inferior à dimensão dos vazios a preencher • Ausência de grumos
Requisitos Químicos	• Características químicas estáveis no tempo, ou seja, ser capaz de formar ligações químicas fortes e irreversíveis com o material existente • Resistir aos sais de sulfato, de modo a evitar a formação de produtos expansivos • Mínimo teor de alcalis
Requisitos Físicos	• O tempo de início de presa deverá ser adequado ao tempo necessário à execução da injecção • As propriedades higroscópicas deverão ser: insolubilidade em água e estabilidade volumétrica na presença de humidade • Baixa retracção
Requisitos Mecânicos	• Resistência mecânica e rigidez similares aos materiais originais ou apenas ligeiramente superiores • Boa aderência ao suporte (para o bom funcionamento conjunto)
Requisitos Térmicos	• Baixo calor de hidratação (para evitar o desenvolvimento de gradientes térmicos que possam prejudicar a aderência ao suporte)

A injeção pode ser efectuada sob pressão, por gravidade ou sob vácuo. A primeira opção é utilizada em alvenarias pouco degradadas, que possuam capacidade para conter as pressões das injeções. A calda é injectada de baixo para cima e das extremidades para o centro, normalmente com pressões até 1,5atm. A injeção por gravidade destina-se a paredes fortemente degradadas, onde a injeção por pressão poderia por em causa a sua estabilidade. Já a injeção sob vácuo é indicada apenas para o reforço de pequenos elementos arquitectónicos e, nesta solução, a ascensão é provocada pela aspiração do ar nos tubos superiores, enquanto se procede à injeção dos tubos inferiores. Para alvenarias de pedra é recomendável a prática de pressões até 3atm (cerca de 0,3MPa) [48].

Na tabela 2.10 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.10 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através da injeção de caldas

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Injeção	• Consolidação interna das paredes através do preenchimento dos vazios, aumentando a sua resistência • Permite intervenção in-situ sem alteração do aspecto estético • Melhor eficácia no reforço de alvenarias de pedra, nomeadamente de secção composta	• Sucesso depende da correcta definição da composição da calda e da pressão de injeção a adoptar • Técnica irreversível e passiva

• **Pregagens:**

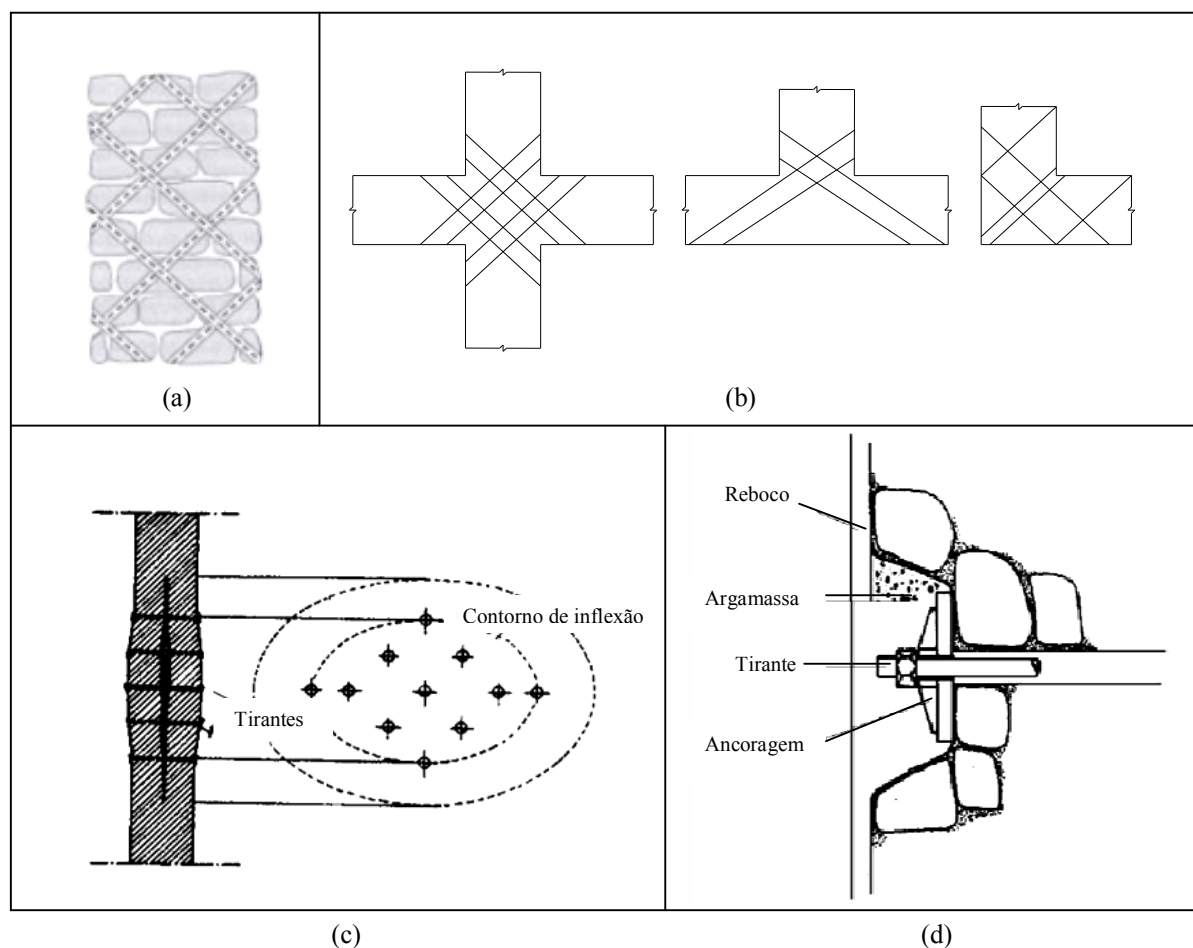
Esta técnica recorre à utilização de elementos metálicos para promover a ligação entre elementos estruturais co-operantes, melhorando a integridade global da estrutura. São executados furos de diâmetro e comprimento variável, em função das características (espessura, material, etc.) do elemento a reforçar. Nesses furos são posicionados tirantes de aço, com protecção anti-corrosão, fixos por via química, mecânica ou mista, e posteriormente selados com caldas de injeção. A distribuição e direcção dos furos depende dos danos existentes e do objectivo pretendido, mas existe a indicação de que deverá proceder-se a três ou quatro furos por cada metro quadrado [22].

As pregagens podem ser generalizadas, transversais ou de “costura”.

No caso das pregagens generalizadas, as barras de aço são dispostas em direcções cruzadas, formando uma malha tridimensional no interior da alvenaria e atravessando toda a sua espessura, fig. 2.12(a). Este sistema permite melhorar o comportamento dos elementos aos esforços tracção, corte e compressão, no entanto esta é uma técnica dispendiosa, de difícil execução e que pode causar problemas de desagregação da parede [48].

As pregagens “costura” são usadas em zonas críticas, de modo a assegurar a resistência à tracção, na ligação entre paredes ortogonais exteriores ou entre paredes exteriores e paredes ortogonais interiores [40], fig. 2.12(b).

As pregagens transversais têm como finalidade confinar a secção transversal das paredes, especialmente paredes compostas, promovendo a sua integridade estrutural através de uma boa ligação entre os diversos paramentos e reduzindo as possibilidades de instabilização e dilatação transversal sob a acção de cargas verticais. A distribuição dos furos deve ser feita em quincôncio sobre juntas de argamassa que atravessem toda a secção, fig. 2.12(c). Neste caso, os sistemas mais usuais de fixação são os gatos metálicos e as ancoragens de anilha e porca de aperto [48], fig. 2.12(d).



(a) – pregagens generalizadas [40]; (b) – pregagens “costura” na ligação entre paredes ortogonais (adaptado de [41]); (c) – pregagens transversais [48]; (d) – ancoragem com porca e anilha [48]

Fig. 2.12 - Representação esquemática da aplicação de pregagens em paredes de alvenaria

Trabalhos experimentais realizados a paredes de alvenaria de pedra indicam que este método consegue diminuir, em valores superiores a 50%, a dilatação transversal, quando comparado com o método de reforço por injeção [55].

Na tabela 2.11 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.11 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de pregagens

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Pregagens	• Melhoria da ligação transversal entre os paramentos e, consequentemente, do monolitismo da parede • Melhoria significativa da resistência à compressão • Selagem dos orifícios da furação permite colmatar os vazios da alvenaria adjacente aos furos; • Confinamento e controlo da dilatação transversal	• Em alvenarias de pedra apresenta problemas relacionados com a instalação e ancoragem dos tirantes, face à frequente falta de correspondência das juntas da argamassa em face opostas da parede • Dificuldade de aplicação em paredes de alvenaria de pedra com espessura inferior a 0,50m e superior a 2,0m • O efeito de confinamento depende da eficácia da ligação ou ancoragem dos tirantes; • Custo elevado

- **Pré-esforço:**

De um modo geral, as soluções pré-esforçadas são pregagens longas com carácter activo e reversível, que podem ser empregues na melhoria da resistência da parede sem introduzir aumentos significativos de massa. Para melhorar o comportamento das paredes sob acções no seu plano são impostas forças de compressão axial que melhoram a resistência à tracção e ao corte. Já para melhorar o comportamento das paredes sob acções fora do seu plano são usados tirantes de ligação entre paredes opostas, com efeitos no confinamento global da estrutura [48].

Salienta-se que, apesar da versatilidade desta técnica de reforço, é necessário ter em conta a capacidade resistente da secção, ao nível da compressão axial imposta. A sua aplicação em alvenarias de pedra irregular, com fraca qualidade de assentamento e fraco confinamento, pode agravar a susceptibilidade a problemas de esmagamento e punçoamento. Assim, deve-se proceder à avaliação prévia das condições existentes, escolher ancoragens com características adequadas e, se necessário, consolidar a alvenaria na zona de aplicação da ancoragem.

Na tabela 2.12 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.12 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de pré-esforço

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Pré-esforço	• Aplicação a alguns elementos ou a toda a estrutura • Permite compensar deficiências da estrutura a esforços de tracção • Melhoria da integridade estrutural • Aumento da durabilidade da estrutura através do controlo da fendilhação e da deformabilidade • Permite melhorar o comportamento da parede sob acções no plano e fora do plano • Consolidação global com funcionamento monolítico e maior ductilidade e resistência • Não introduz aumentos significativos de massa • Intervenção tanto pelo exterior como pelo interior	• Pode levar ao esmagamento local na zona das placas de ancoragem, se aplicado a estruturas de pedra irregular com fraca qualidade de assentamento e não convenientemente confinadas • Condicionado pela resistência ao punçoamento das alvenarias • Dificil aplicação

• **Rebocos armados:**

Esta solução destina-se a paredes em bom estado geral mas com acentuada degradação superficial. O método baseia-se no revestimento da parede com argamassa inorgânica, sintética ou mista e na interposição de armaduras metálicas ou sintéticas no seu interior, fig. 2.13. Obtém-se assim um reboco, com cerca de 2 a 3cm, que melhora a resistência superficial à tracção e ao corte das paredes, a resistência à fendilhação e, nalguns casos, também ao choque.

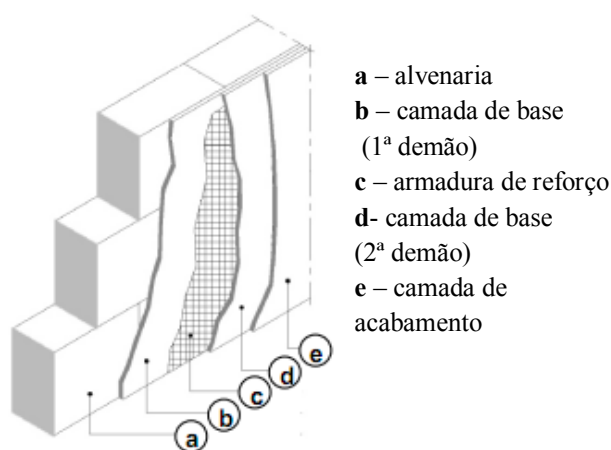


Fig. 2.13 - Aplicação de rebocos armados na consolidação de paredes de alvenaria [29, 40]

As armaduras metálicas podem ser malhas de aço electrossoldadas, com varões de diâmetro reduzido, ou malhas de metal distendido, com sobreposição entre faixas e fixas com pequenas pregagens (de diâmetros compreendidos entre 1,5 a 2,5mm), com espaçamentos em quincôncio, segundo os vértices de uma malha de triângulos equiláteros (com 20 a 40cm de lado). Este tipo de armaduras são de colocação difícil e custo mais elevado pelo que apenas são usadas para reparar fendas localizadas e em zonas particularmente sujeitas a fendilhação (vértices dos vãos, zonas heterogêneas do suporte revestidas em continuidade, zonas superficialmente fendilhadas e zonas do suporte muito deformáveis) [40].

Das armaduras sintéticas, as mais utilizadas são as redes de fibra de vidro. Nestas soluções as redes são incorporadas entre duas demãos de um revestimento de ligante sintético, misto ou mineral, uma vez que as argamassas cimentícias comprometem a durabilidade pretendida, na medida em que as fibras poderão ser atacadas pelos alcalis do cimento [40].

As argamassas podem ser aplicadas manualmente ou por projecção. No último caso o processo pode fazer-se por via húmida ou via seca. No processo húmido todos os materiais são misturados antes de serem projectados, enquanto no processo seco a mistura do cimento com a areia e a água é feita no equipamento de projecção, durante a projecção, através de saídas independentes existentes, com recurso a ar comprimido. No caso de se usarem fibras curtas, estas devem ser introduzidas na mistura, enquanto as malhas de reforço são previamente posicionadas e fixas ao suporte.

Na tabela 2.13 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.13 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria através de rebocos armados

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Rebocos armados	• Melhoria da resistência superficial à tracção e ao corte das paredes • Controle da fendilhação • Constitui uma protecção às agressões climáticas • Maior facilidade de aplicação e custo, no caso das fibras sintéticas • Possibilita uma aplicação localizada ou generalizada • Incremento de rigidez e da capacidade global de deformação das paredes	• Técnica muito invasiva • Alteração do aspecto estético • Elevada rigidez • Difícil colocação e maior custo, no caso de redes metálicas • Perigo de ataque pelo alcalis, com efeitos directos na durabilidade, no caso de uso de fibra de vidro

• **Encamisamento:**

Esta técnica consiste na aplicação de uma camada de betão projectado com 5 a 10cm de espessura, em um ou em ambos os lados da parede, com interposição de uma malha de aço, fixa à parede por pregagens, ou de ferro. Obtém-se assim um reboco de maior espessura, que confere à parede maiores características mecânicas, sobretudo ao corte. A sua aplicação é indicada para reforçar alvenarias pobres e muito irregulares, quando a aplicação de técnicas menos intrusivas é insuficiente.

Contudo, nas paredes de alvenaria de pedra, a ligação transversal da malha de aço é dificultada, uma vez que a sua irregularidade morfológica não garante a existência de juntas que atravessam toda a secção, pelo que neste caso poderá ser necessário considerar a combinação do encamisamento com outra(s) técnica(s). Uma solução de conexão entre paredes de alvenaria de pedra de espessura elevada e a lâmina de betão passa pela remoção de algumas pedras, formando uma cavidade regular, onde é posteriormente inserida uma armadura de reforço que deverá ser devidamente emendada, com uma sobreposição de cerca de 0,4m [48].

Para lâminas de betão inferiores a 80mm o betão é aplicado por projecção, sendo aplicada a primeira camada, depois colocada a malha de reforço e por fim aplicada uma segunda camada de betão. Para lâminas de betão superiores é necessário efectuar uma cofragem antes de realizar a betonagem [48].

Na tabela 2.14 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.14 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por encamisamento

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Encamisamento	• Melhoria da ligação entre paredes • Aumento da rigidez axial e transversal da parede e da sua resistência à compressão	• Técnica muito invasiva • Alteração do aspecto • Diminuição da área útil • Aumento de peso • Técnica irreversível • Difícil aplicação em alvenarias de pedra • Eficácia depende da fixação correcta da armadura à parede

• **Refechamento de juntas:**

Esta técnica consiste na remoção, até uma profundidade de um terço da espessura, da argamassa degradada nas juntas das paredes de alvenaria e posterior colocação de uma nova argamassa. Consegue-se assim restaurar as condições de integridade das fachadas, no que diz respeito à presença de argamassas degradadas nas juntas, e melhorar as características mecânicas e de protecção da parede [48].

A execução desta técnica pressupõe a extracção parcial da argamassa das juntas (com berbequim eléctrico comum ou de serras circulares), a lavagem das ranhuras abertas com água a baixa pressão, para extrair pós e partículas e para limitar a absorção da água da argamassa pelo suporte, e a reposição das juntas com várias camadas, a partir da zona mais profunda. O processo de refechamento das juntas deve ser cuidadosamente efectuado, de modo a restaurar as características tipológico-construtivas da parede.

Por questões de estabilidade, quando se pretende intervencionar faces opostas da parede deve-se terminar previamente a totalidade de uma face e só depois passar à remoção da argamassa da face oposta, fig. 2.14.

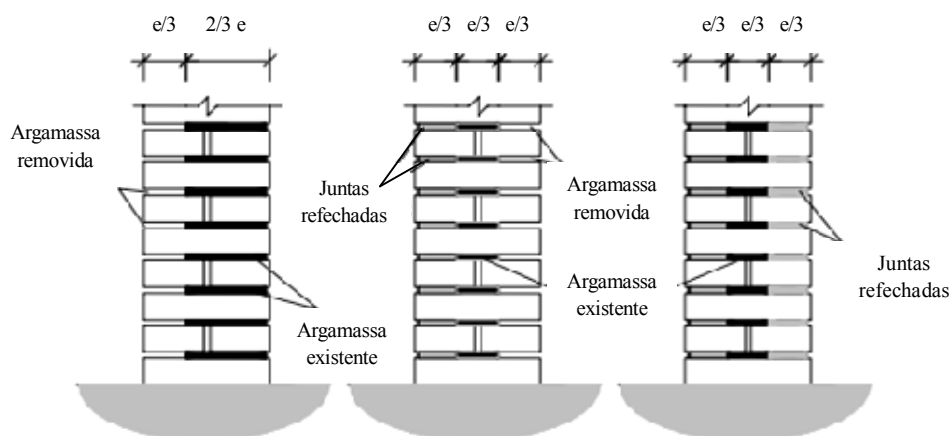
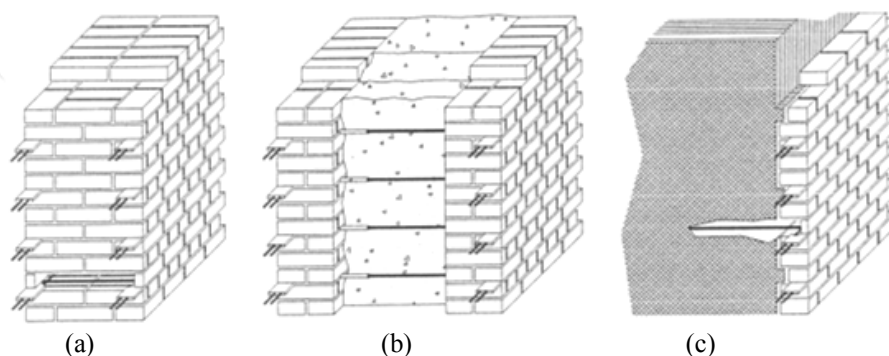


Fig. 2.14 - Representação esquemática do reforço de paredes de alvenaria através do refechamento das juntas. Profundidade das ranhuras abertas nas juntas e ordem de trabalhos [48]

Esta técnica pode também recorrer ao uso de armaduras de reforço (de materiais compósitos de laminados ou de barras de *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) ou de aço inoxidável), com colocação após a aplicação de uma primeira camada de enchimento e antes de se proceder ao refechamento da junta, fig. 2.15. Esta é uma boa solução a considerar em estruturas com fissuração difusa (devido a deformações e amplitudes térmicas e higrotérmicas) e em paredes compostas. Em paredes de grande espessura e de juntas regulares recomenda-se a aplicação em ambas as faces e uma ligação com recurso a pregagens. A acção combinada de reforços longitudinais com pregagens transversais tem um efeito confinante e possibilita a transferência das tensões de tracção da parede para as armaduras, reduzindo a possibilidade de ocorrência de fissuração. Deve-se optar por materiais de reforço nervurados ou proceder à limpeza das suas faces com jacto de areia, para melhorar a aderência entre estes e a argamassa envolvente [9].



(a) – parede de paramento simples; (b) – parede composta por paramentos exteriores resistentes;
(c) – parede composta com paramento exterior resistente

Fig. 2.15 - Representação esquemática do refecimento de juntas em paredes de alvenaria, combinando armadura e pregagens transversais [9]

O refecimento das juntas sem recorrer ao uso de armaduras é uma intervenção de natureza superficial, no entanto, através de ensaios efectuados a paredes intervencionadas constatou-se que, por exemplo, colocando uma armadura de reforço 2ø6 de três em três juntas os autores conseguiram reduzir em cerca de 40% a tensão de tracção nas unidades de alvenaria, obter um incremento da ordem dos 70% na carga última e ainda reduzir significativamente as dilatações transversais [55].

Na tabela 2.15 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.15 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por refecimento de juntas

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens/Limitações
Refecimento de juntas	• Melhoria das características mecânicas e de protecção das paredes • Em alvenarias com juntas horizontais permite interposição de armadura de reforço • Eficiência conjugada com a fácil e rápida aplicação construtiva • Pequena perturbação das condições existentes • Conservação do aspecto estético • Variação desprezável de peso na estrutura	• Requer elevado controlo para garantir a conservação das características tipológico-construtivas da parede

• Substituição de elementos degradados:

A substituição de elementos degradados consiste na desmontagem das partes degradadas e posterior re-execução, usando os materiais originais ou materiais novos. O desmonte só deve ser efectuado quando exigidos pela natureza dos materiais e da estrutura ou quando a conservação por outros meios resulte mais danosa. A sua aplicação deve ser efectuada por pequenos tramos e é

vantajoso deixar contornos irregulares para melhorar a aderência entre o material novo e o material existente [3].

São usados os materiais originais da parede quando se pretende corrigir fendilhações e melhorar a capacidade mecânica das alvenarias. Neste caso é conveniente numerar as peças removidas para garantir um posterior posicionamento correcto. Ao efectuar a desmontagem de elementos estruturais deve verificar-se se é necessário recorrer à aplicação de um escoramento prévio e temporário, que suporte a zona que gravita sobre o elemento em reconstrução, até que este seja novamente colocado. Na fig. 2.16 é possível ver à esquerda a numeração das peças antes de serem retiradas e à direita o escoramento provisório e recolocação das peças originais [3].



Fig. 2.16 - Exemplo de desmonte e reconstrução de uma parede de alvenaria de pedra [3]

Nos edificios históricos a reparação será sempre preferível à substituição por elementos novos. Em alvenaria de pedra irregular evidenciando má qualidade construtiva poderá justificar-se o seu desmonte e posterior reconstrução, com melhor imbrincamento entre as unidades de pedra e os diversos paramentos existentes e com refechamento de juntas nas faces.

Na tabela 2.16 destacam-se algumas das vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.16 - Vantagens e desvantagens da consolidação de paredes de alvenaria por desmonte e reconstrução

Técnica de intervenção	Vantagens	Desvantagens / Limitações
Substituição de elementos degradados	• Processo muito eficaz • Melhoria da capacidade mecânica das alvenarias • Correção de fendilhação	• Processo trabalhoso

- **Reforço com materiais compósitos:**

A técnica de reforço com materiais compósitos FRP consiste na aplicação de materiais polímeros reforçados de carbono (CFRP), de fibras de vidro (GFRP) ou de aramida (AFRP), colados ao suporte com resinas de elevado desempenho. Os materiais compósitos polímeros são constituídos por uma matriz e as fibras de reforço. A matriz é responsável pela transmissão da resistência das fibras para o suporte, enquanto as fibras conferem a resistência e a rigidez axial. A escolha das fibras a utilizar depende dos requisitos da intervenção e de aspectos relacionados com a durabilidade [27].

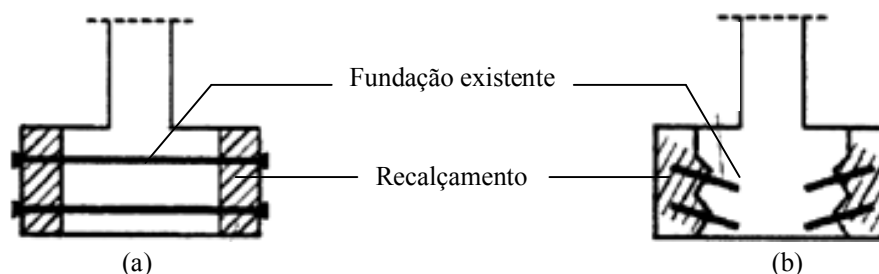
A aplicação deste método em intervenções de reabilitação de paredes de alvenaria de pedra é pouco divulgada devido essencialmente à irregularidade superficial deste tipo de paredes, que dificulta a mobilização da aderência, mas também ao custo elevado, ao comportamento frágil e à fraca resistência aos raios ultra-violeta (no caso das fibras de aramida) e ao fogo.

2.7.2 – Reforço das fundações

As intervenções em fundações de edifícios antigos podem passar pelo reforço da fundação, pela consolidação do terreno de fundação ou pela conservação através da adopção de medidas correctivas, como a redução de cargas, amputação de ampliações e confinamento da estrutura. Este tipo de intervenções deve ser realizado quando se constata que, combinada ou isoladamente, existe [48]:

- alteração das condições de utilização ou da própria estrutura, com aumento de carga nas fundações;
- reunião de condições para a ocorrência, ou agravamento, de possíveis assentamentos superficiais;
- degradação ou insuficiência das fundações existentes.

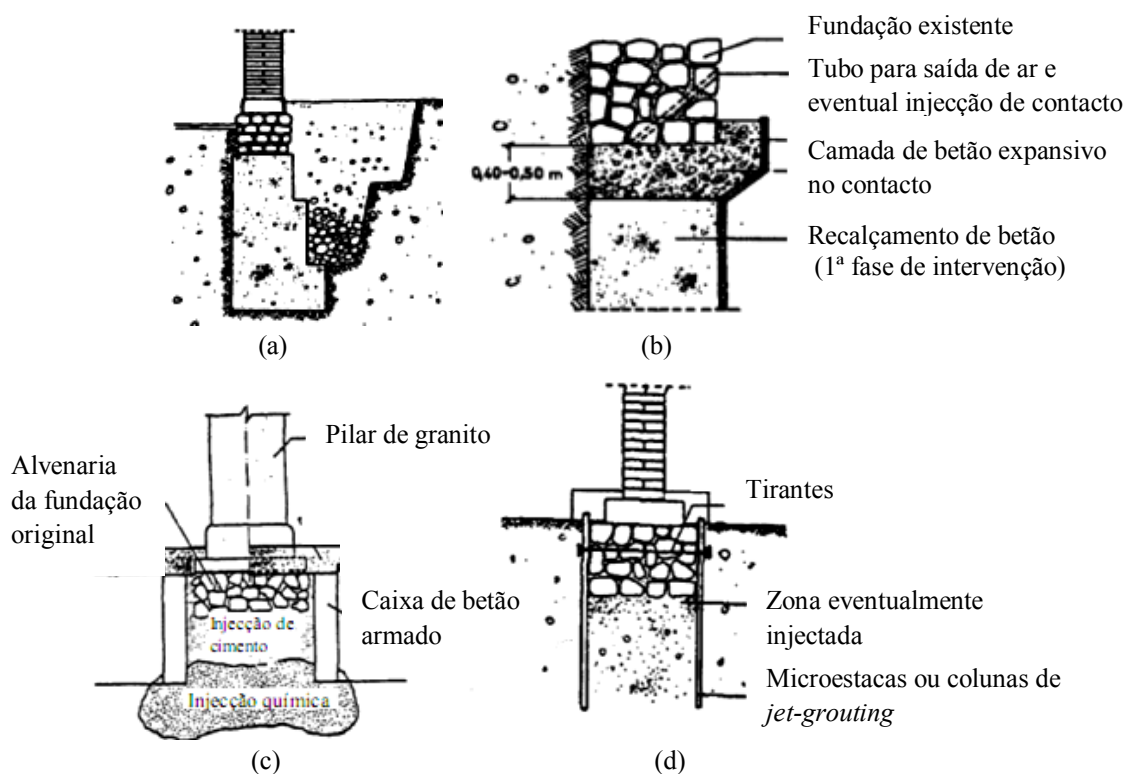
No reforço das fundações poderão ser realizados recalçamentos superficiais ou profundos. Estes trabalhos são executados com a sucessiva abertura de pequenos poços que deverão, por questões de segurança, ser sempre intercalados por zonas não escavadas. É utilizado betão armado, por este reunir características de durabilidade, facilidade de adaptação a geometrias irregulares e facilidade de aplicação em espaços exíguos, e argamassas expansivas, para evitar descompressões nas alvenarias durante o processo de transferência de cargas das fundações existentes para os recalces. A solidarização dos recalçamentos à fundação original poderá ser executada através de cintas, pregagens transversais ou barras de pré-esforço, fig. 2.17, [47].



(a) – cintas ou pregagens transversais; (b) – pregagens injectadas e ligação dentada

Fig. 2.17 - Representação esquemática do recalçamento de fundações por ampliação da superfície de contacto solo-sapata [47]

Os recalçamentos superficiais são realizados em fundações directas, nos casos em que as cargas a transmitir ao solo são elevadas ou quando existem limitações de espaço que impeçam a aplicação de soluções mais fáceis, como o recalçamento com micro-estacas. Os tipos mais usuais de recalçamentos superficiais são o aumento da área de contacto solo-fundação, o rebaixamento das cotas de fundação, a melhoria local dos solos subjacentes e a consolidação do material de fundação, fig. 2.18, [47].



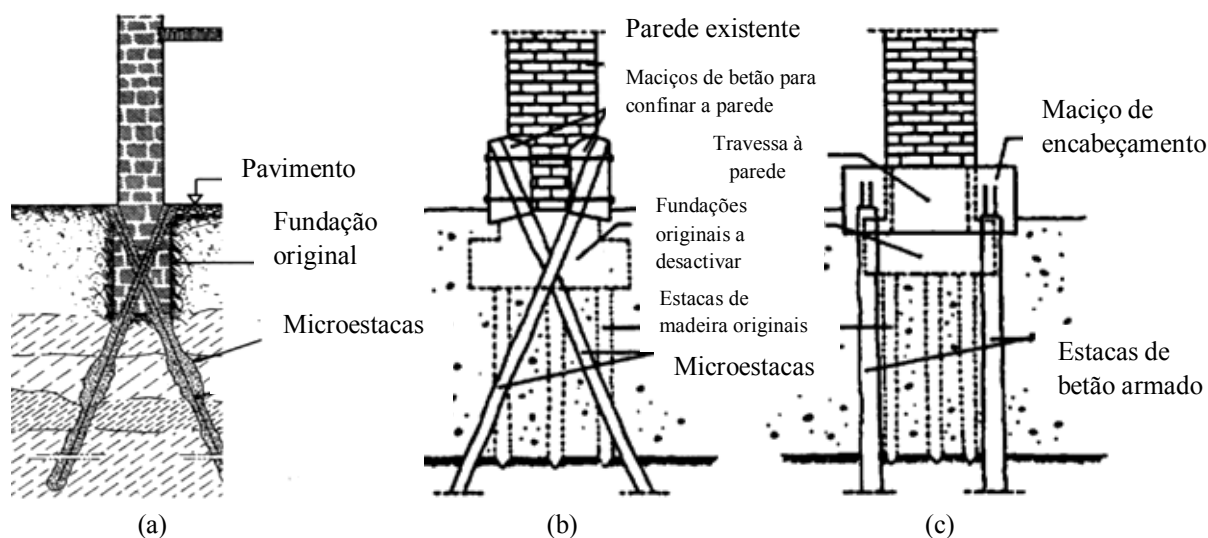
(a) – rebaixamento da cota de fundação; (b) – pormenor do interface da ligação entre o recalçamento e a fundação existente, com a utilização de betão expansivo (c) – injeção do solo confinado por paredes-cortina de betão armado; (d) – injeção do solo confinado por micro-estacas ou colunas de jet-grouting

Fig. 2.18 - Representação esquemática de recalçamentos superficiais de fundações [47]

Os recalçamentos profundos podem fazer-se sob fundações directas ou indirectas. A sua aplicação é justificada nos casos em que se verifique insuficiente capacidade portante do solo, não sendo economicamente viável a melhoria das fundações existentes ou do solo imediatamente adjacente, dificuldade de execução de recalçamentos superficiais (devido a

níveis freáticos elevados, solos instáveis, etc.), execução de ampliações sob a estrutura existente, realização de obras nas proximidades que possam afectar o bom comportamento das fundações existentes e substituição ou reforço de estacas de fundação em mau estado [48].

O processo mais usual de recalçamentos profundos sob fundações directas passa pela inserção de micro-estacas que atravessem as fundações existentes, fig. 2.19(a). Sob fundações indirectas as soluções mais correntes de recalçamento são o reforço com novas estacas, fig. 2.19(b) e (c), a injeção de compactação em volta das estacas, com redução da sua compressibilidade, e o prolongamento das estacas existentes através de micro-estacas ou *jet-grouting* [47].



(a) – reforço de fundação directa com micro-estacas [34] (b) – reforço de fundação indirecta com micro-estacas; (c) – reforço de fundação indirecta com estacas de betão [47]

Fig. 2.19 - Representação esquemática de reforço de fundações através de recalçamentos profundos

Sobre o terreno de fundação poderão ser realizadas técnicas geotécnicas que melhorem o comportamento do solo, das quais se destacam o *jet-grouting* (injecções a alta pressão de caldas de cimento que se misturam com o solo formando uma pasta), a injeção do solo com incremento da resistência de ponta das estacas e as inclusões rígidas localizadas.

2.7.3 – Protecção contra a humidade

A água, tanto da chuva como ascendente do terreno, é a principal causa do desenvolvimento de anomalias em paredes de alvenaria. A água da chuva por provocar a formação de uma crosta de sulfato de cálcio à superfície das pedras expostas, danificando-as e facilitando a penetração de sujidade, e a água ascensional por transportar sais que dão origem ao aparecimento de eflorescências e bolhas [33].

Para prevenir a ocorrência deste tipo de anomalias, e proteger as paredes de alvenaria contra a humidade podem ser criadas barreiras químicas contra a humidade ascensional, por injeção ou

transusão, e barreiras superficiais contra a penetração de água da chuva, pela aplicação de um material hidrofugante.

Na execução de barreiras químicas contra a humidade ascensional começa-se por seleccionar a zona da parede onde se pretende criar a membrana impermeável e depois por sanear os elementos de construção afectados pela humidade, até cerca de 0,5m acima destes. Nos casos em que a parede tem espessura inferior a 0,5m são realizados furos apenas em uma das faces da parede, enquanto para espessuras superiores são executados furos em ambas as faces [4].

Este método consiste na modificação das características de capilaridade dos materiais que constituem a parede, pela introdução, ao nível pretendido, de uma calda sob pressão, constituída por um produto químico repelente à água (micro-emulsões de silicone). O líquido difunde-se, por gravidade, no interior dos poros da pedra e, após um certo tempo, polimeriza e forma um gel que obstrui os canais capilares, formando deste modo uma barreira à ascensão de água, fig. 2.20. Em paredes de alvenaria de pedra, os furos de injeção, de diâmetro compreendido entre 10 e 12mm, deverão ser horizontais e espaçados de 0,12 a 0,15m [4].

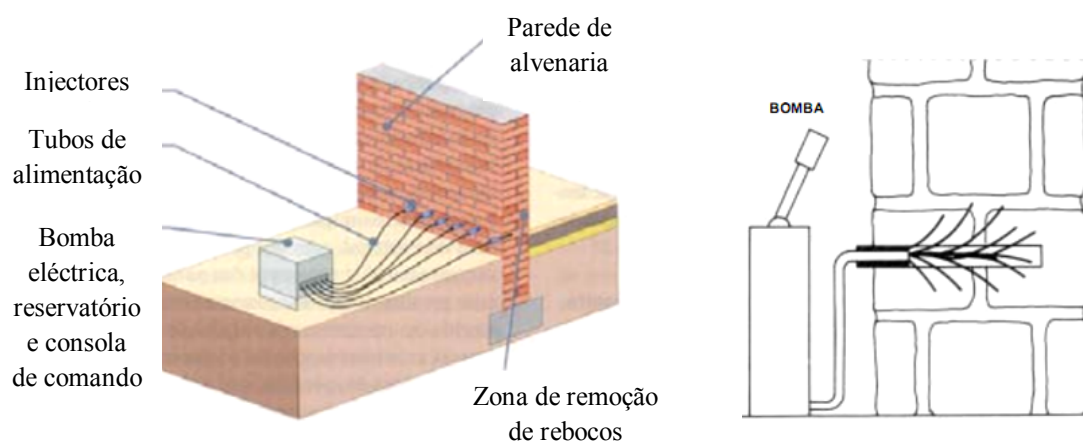


Fig. 2.20 - Representação esquemática da criação de uma barreira de corte-hídrico por injeção [4, 33]

No caso da criação da barreira química por transusão, fig. 2.21, os revestimentos das paredes são removidos no espaço compreendido entre a barreira e uma linha paralela situada a 0,30m acima desta e o diâmetro dos furos é escolhido com base no diâmetro das hastes a introduzir. Os depósitos devem ter todos igual quantidade de produto e o processo de enchimento deve ser feito lentamente, para evitar a formação de bolhas de ar nas tubagens e assegurar uma distribuição homogénea do produto [4].

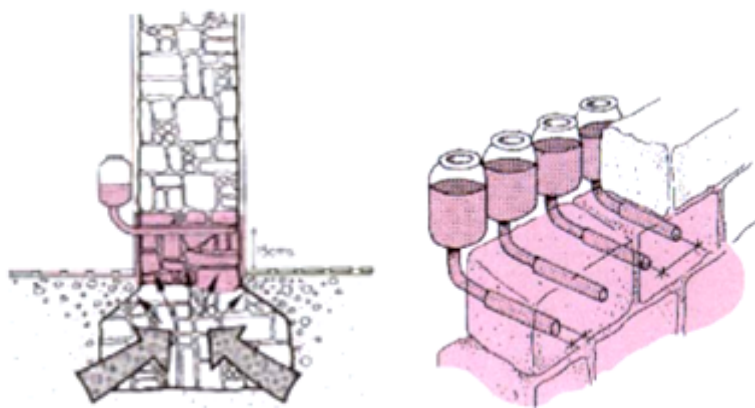


Fig. 2.21 - Representação esquemática da criação de uma barreira de corte-hídrico por transfusão [4]

Em ambas as barreiras, após a conclusão do tratamento e secagem da parede, deve-se efectuar a obturação dos furos com argamassas não retrácteis ou pedra, de modo a evitar fuga de material e reproduzir o aspecto original da construção.

Para proteger as paredes da penetração de água da chuva pode-se aplicar um tratamento hidrofugante. Este consiste na aplicação de produtos hidrófugos sobre toda a sua superfície exterior de modo a torná-la impermeável à água no estado líquido, devendo contudo permitir a sua saída enquanto vapor de água, de modo a não criar anomalias futuras mais graves no interior das paredes. Esta técnica, para além de melhorar as características de impermeabilização contribui também para a manutenção das propriedades de isolamento, aspecto estético e limpeza.

Previamente à aplicação do produto deve-se limpar o suporte, suprimir as partes friáveis, substituir as pedras alteradas e refazer as juntas fissuradas. Estes passos são essenciais para evitar a penetração de água com presença de sais, que possam criar pressões e provocar empolamentos da camada hidrófuga.

ESTADO ACTUAL DO CONHECIMENTO

3.1 – Introdução

Referem-se neste capítulo, a título indicativo, alguns trabalhos de investigação desenvolvidos nos últimos anos sobre o comportamento de modelos de alvenaria de pedra, tijolo e adobe, simples e reforçados, sujeitos a ensaios laboratoriais ou *in-situ*. A pesquisa pretendeu complementar conhecimentos acerca do comportamento mecânico da alvenaria como material estrutural, dando no entanto maior relevo a trabalhos cujas características dos modelos experimentais e procedimentos de ensaio servissem de referência, em maior ou menor medida, ao ensaio realizado.

Posteriormente, na secção 3.3, apresenta-se o modelo de comportamento da alvenaria proposto pelo Eurocódigo 6 (EC6) [25] e referem-se as principais recomendações gerais para a boa prática do processo de reabilitação de edifícios antigos, propostas por alguns Comitês Científicos Internacionais [23, 26].

3.2 – Ensaio experimentais a modelos de alvenaria

A pesquisa bibliográfica, efectuada para a análise do estado actual do conhecimento, incidiu nos trabalhos de investigação identificados na tabela 3.1, relacionados com o estudo do comportamento mecânico de modelos paredes com diversas constituições e tipologias.

Estes trabalhos são apresentados ao longo do texto distinguindo-se em nacionais e internacionais. Os três primeiros, por fazerem parte da mesma equipa de investigação em que se insere o presente trabalho, servirem de referência à parte experimental, são descritos no capítulo 4, não estando portanto inseridos nesta secção.

A descrição feita em seguida refere apenas os resultados obtidos nos diversos trabalhos analisados, por forma a enquadrar os valores alcançados nesta dissertação.

Tabela 3.1 - Trabalhos de investigação analisados

Unidade de investigação	Trabalho
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa	Paredes de alvenaria ordinária – estudo experimental com modelos simples e reforçados [42]
	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional [35, 42]
	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [20, 42]
Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa	i. Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos [16]
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	ii. Síntese dos ensaios não destrutivos – edifícios da rua António Carneiro [14]
Universidade de Coimbra	iii. Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas – caso de estudo da vila histórica do Tentúgal [39]
Universidade do Minho	iv. Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra [54, 59, 60]
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)	v. Alvenaria moderna e os sismos: a experiência do LNEC [15]
Universidade de Aveiro	vi. Ensaios de caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [58]
Universidade de Pádua - Itália	vii. A contribution to the characterization of masonry typologies by using sonic waves investigations [56]
Universidade de Roorkee - Índia	viii. Seismic evaluation of earthquake resistant and retrofitting measures of stone masonry houses [52]
Universidade de Pádua e Politécnico de Milão - Itália	ix. Experimental tests on irregular masonry [46]
Universidade Basilicata Potenza - Itália	x. New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM system [17]
Faculdade de Engenharia de Bilbao - Espanha	xi. Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials [19]
Universidade de Timisoara - Roménia	xii. Strength and economic assessment of different retrofitting methods for shear deficient masonry walls of heritage structures [37]
Universidade de Calgary - Canadá	xiii. Aseismic performance of rehabilitated heritage stone structures in Canada [18]
	xiv. Effect of through-the-wall anchors on multi-wythe stone masonry walls [53]

i. Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos [16]:

Para o estudo de J. Carvalho foram realizados ensaios experimentais a paredes de alvenaria com $0,80 \times 0,60 \times 0,40 \text{ m}^3$ de blocos de pedra e argamassa de cal aérea, fig. 3.1, com o objectivo de determinar o módulo de elasticidade e a resistência à compressão.

A argamassa utilizada apresentou uma resistência à compressão de 0,63MPa em provetes prismáticos e de 0,40MPa em provetes cilíndricos, aos 195 dias.

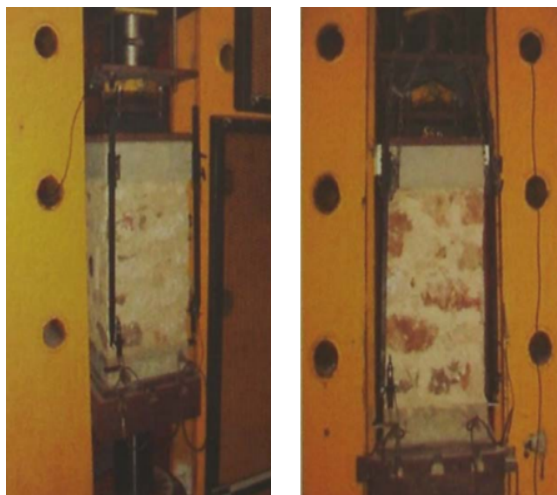


Fig. 3.1 – Modelo experimental do trabalho de J. Carvalho [16]

Os ensaios à compressão realizaram-se em três etapas de 150kN, tendo sido aplicada uma força uniforme progressiva de 1kN/s. A parede foi posteriormente levada à rotura, tendo-se obtido uma força máxima de 397kN, a que corresponde uma tensão última de 2,48MPa, fig.3.2.

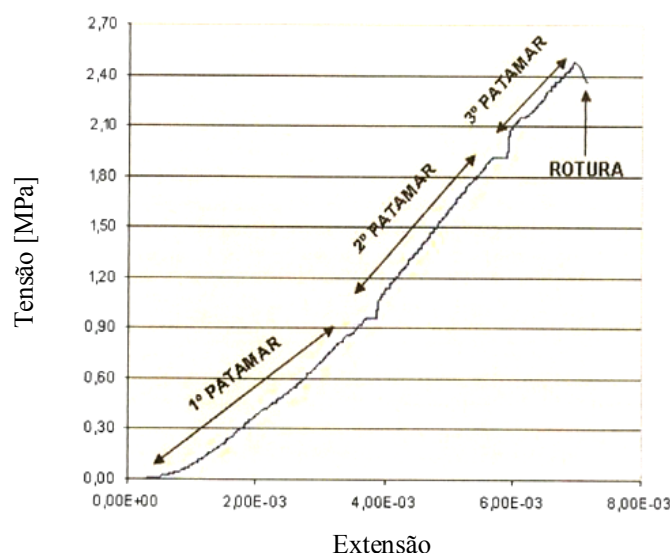


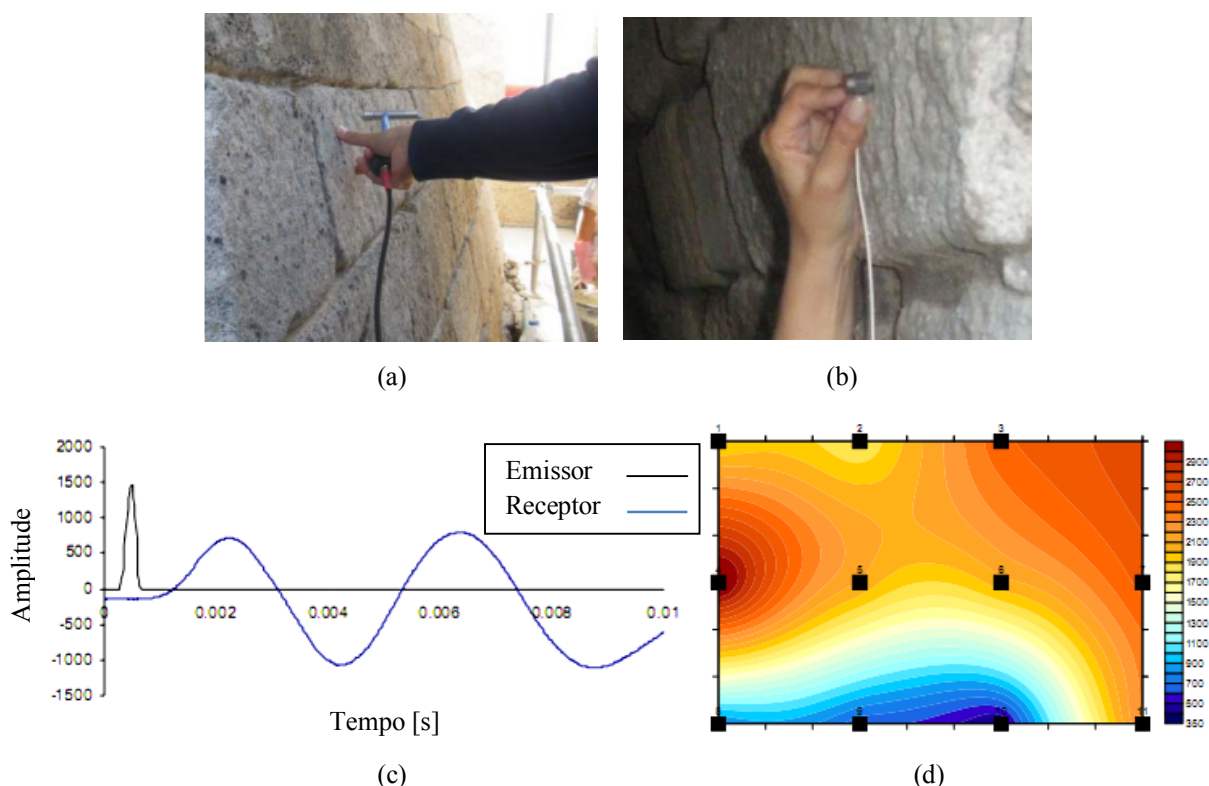
Fig. 3.2 – Diagrama tensão-extensão obtido no ensaio realizado por J. Carvalho [16]

ii. Síntese dos ensaios não-destrutivos – edifício da rua António Carneiro [14]:

Neste trabalho, desenvolvido por A. Costa *et al.*, foram realizados ensaios sónicos e ensaios de macacos planos para avaliar o estado físico e a capacidade resistente das paredes de alvenaria de pedra que constituem os edifícios existentes na rua António Carneiro, no Porto. Estes ensaios, tidos como

Ensaio-Não-Destrutivos (NDT), apesar de não fornecerem resultados de natureza qualitativa, constituem importantes ferramentas auxiliares de decisão na verificação estrutural.

Nos ensaios sónicos as ondas foram geradas pelo impacto de um martelo (instrumentado por uma célula de carga) numa face da parede, fig. 3.3(a), e recebidas por um acelerómetro na face oposta da parede, fig. 3.3(b). Na fig. 3.3(c) e (d) apresenta-se, respectivamente, uma ilustração do tipo de curvas obtidas e o mapa de distribuição de velocidades.



(a) - martelo na face exterior da parede; (b) – acelerómetro na face interior da parede; (c) – curva de emissão e recepção; (d) – mapa de distribuição das velocidades obtidas

Fig. 3.3 – Ilustração, curvas de emissão e recepção e mapa de distribuição das velocidades do ensaio sónico realizado por A. Costa *et al.* [14]

Analisando as curvas de emissão e recepção, são visíveis as características do impacto do martelo na parede (curva a preto) e da resposta do acelerómetro (curva azul), que se mantém em repouso até ao início da recepção da onda gerada pelo martelo. No mapa de velocidades obtido através dos ensaios, cada cor representa uma gama de velocidades, onde as azuis representam as mais lentas e as vermelhas as mais rápidas, tendo-se verificado que as zonas de velocidades mais baixas foram registadas nas zonas de juntas entre blocos de pedra.

No ensaio de macacos planos simples foram utilizados quatro alinhamentos verticais. Na fig. 3.4 representam-se esquematicamente as diversas fases do ensaio, onde a fase (a) corresponde à realização do corte, a (b) à deformação medida depois do corte, a (c) à aplicação de pressão no macaco e a (d) ao restabelecimento da situação inicial, e o gráfico de resposta obtido.

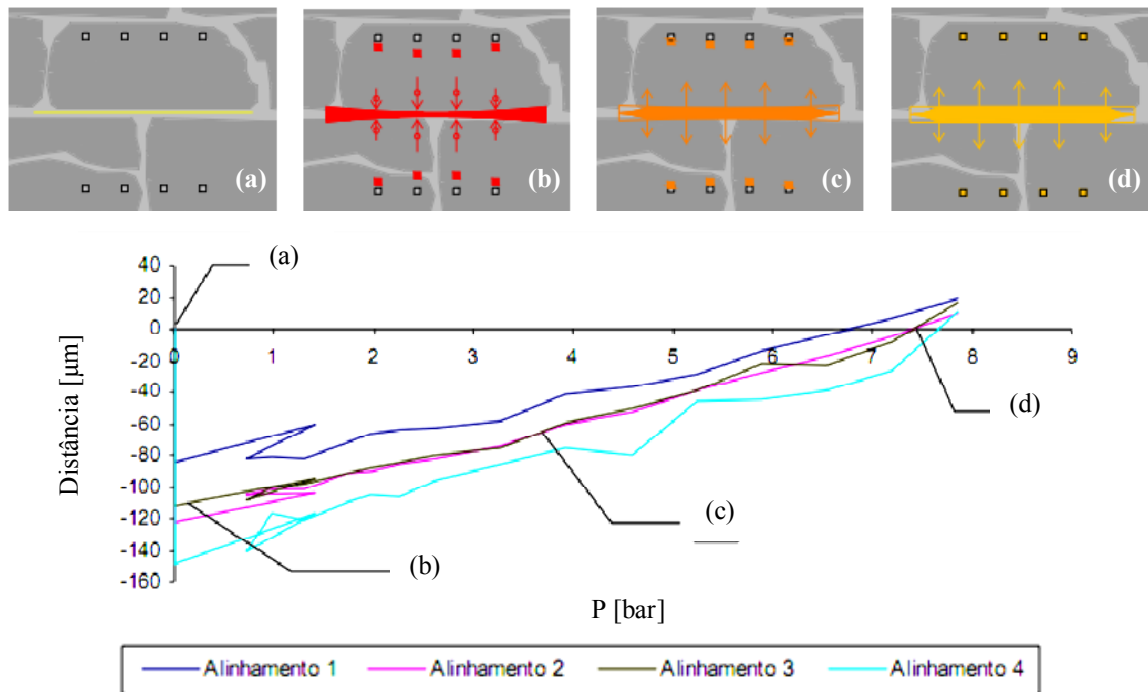


Fig. 3.4 – Fases do ensaio simples de macacos planos e gráfico de resultados, do estudo de A. Costa *et al.* [14]

Após a realização do ensaio simples foi acrescentado um outro macaco plano para a realização de um ensaio duplo, cujo esquema e resultados encontram-se representados na fig.3.5. Ajustando uma recta à zona ascendente das curvas obtém-se o módulo de elasticidade do troço de parede ensaiado, tendo-se obtido um valor ligeiramente superior a 1 GPa.

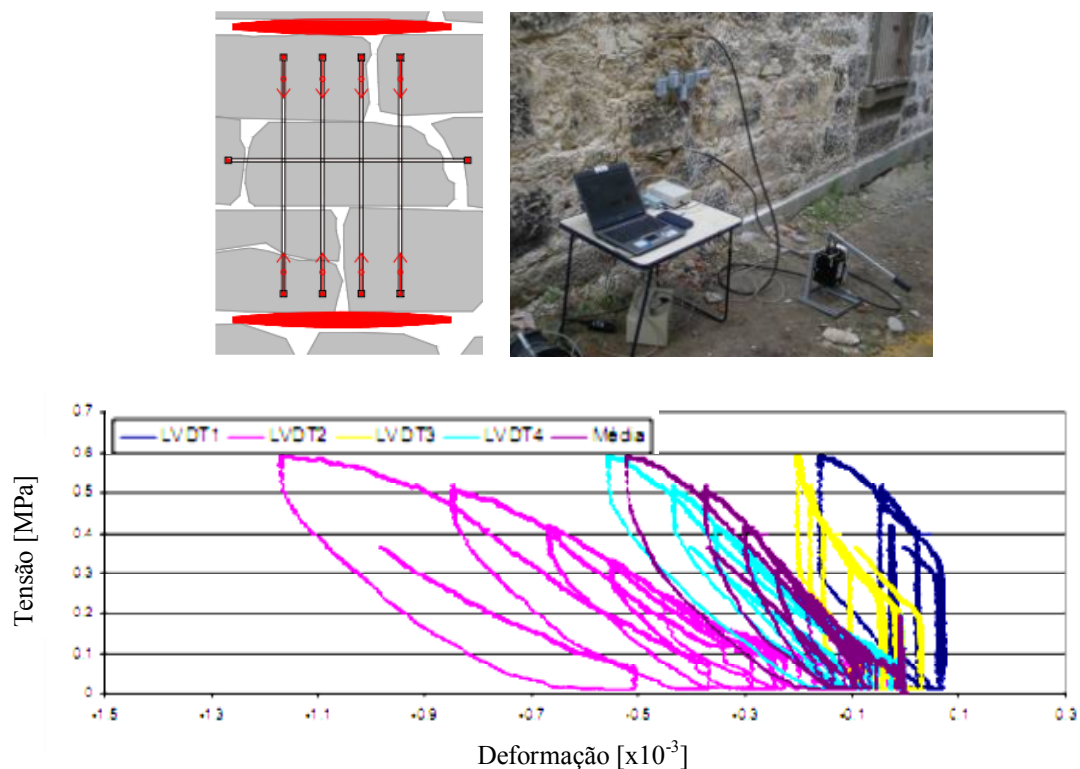


Fig. 3.5 – Representação e resultados do ensaio duplo de macacos, do estudo de A. Costa *et al.* [14]

iii. Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: caso de estudo da vila histórica do Tentúgal [39]:

Este trabalho, realizado por F. Pagaimo, teve como objectivo criar uma base de dados com a caracterização tipológica das alvenarias da vila de Tentúgal (a nordeste de Coimbra), complementada por uma caracterização mecânica de uma amostra de alvenarias seleccionadas, por intermédio de ensaios de macacos planos realizados *in-situ*.

Os ensaios com recurso a macacos planos, aqui mencionados, foram realizados à Casa Solarenga, um edifício localizado no Largo do Rossio, datado do séc. XVII, que inclui duas habitações ao nível do primeiro andar e comércio no rés-do-chão. Os seus elementos verticais são de alvenaria de pedra constituída essencialmente por calcário assente com argamassa de barro, de juntas desalinhas, assentamento irregular e, possivelmente, com dois paramentos de 65cm de espessura ligados entre si.

Foram realizados dois ensaios simples (n.º 2 e n.º 4) e dois ensaios duplos (n.º 3 e n.º 5) no seguimento dos simples, para determinar as tensões instaladas nas paredes, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão da alvenaria.

Dos ensaios simples obteve-se uma tensão média instalada de 0,20MPa e 0,50MPa, respectivamente nos ensaios n.º 2 e n.º 4. Nos ensaios duplos registou-se uma tensão média de rotura da alvenaria de 1,23MPa e 1,15MPa e um valor médio do módulo de elasticidade secante de 0,32GPa e 0,33GPa, respectivamente nos ensaios n.º 3 e n.º 5. Verificou-se que em todos os ensaios a distribuição de tensões na secção das paredes não é uniforme, como consequência da heterogeneidade material e morfologia da alvenaria.

A utilização de macacos planos na caracterização mecânica das alvenarias demonstrou ser um tipo de ensaio *in-situ* eficiente, permitindo determinar os valores de referência para os parâmetros mecânicos da alvenaria local. Comparando a resistência à compressão e módulo de elasticidade da pedra das paredes com os mesmos parâmetros obtidos dos ensaios duplos efectuados, parece razoável afirmar que a resposta deste género de alvenaria é essencialmente controlada pela argamassa e aparelho e não tanto pela pedra utilizada.

iv. Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra [54, 59, 60]:

Este trabalho, desenvolvido por G. Vasconcelos, pretendeu avaliar o comportamento experimental de paredes de alvenaria de pedra, com três tipos diferentes de aparelho das pedras em alçado, quando submetidas a acções horizontais cíclicas no plano.

Foram construídos modelos com granito de Mondim (granito de duas micas, grão médio e alterado), reduzidos cerca de um terço relativamente às paredes encontradas na região norte de Portugal. A argamassa utilizada foi pré-doseada, composta por cal hidratada natural, metacaulino pozolânico e agregados naturais extraídos de leitos de rios, com granulometria entre 0,1 e 2mm, do tipo Albaria de aleitamento estrutural. Os ensaios de caracterização destes materiais revelaram

resistências à tracção e à compressão do granito de 2,3MPa e 55MPa, respectivamente, e resistência à compressão da argamassa de 4,2MPa.

Os ensaios cíclicos no plano foram realizados em dez paredes de junta seca com unidades de granito serradas e dimensões regulares (PS), sete paredes com junta de argamassa de espessura variável e unidades com forma rectangular e dimensões variáveis (PI) e sete paredes com aparelho completamente irregular (PR). A tipologia e dimensões das paredes encontram-se representadas na fig. 3.6.

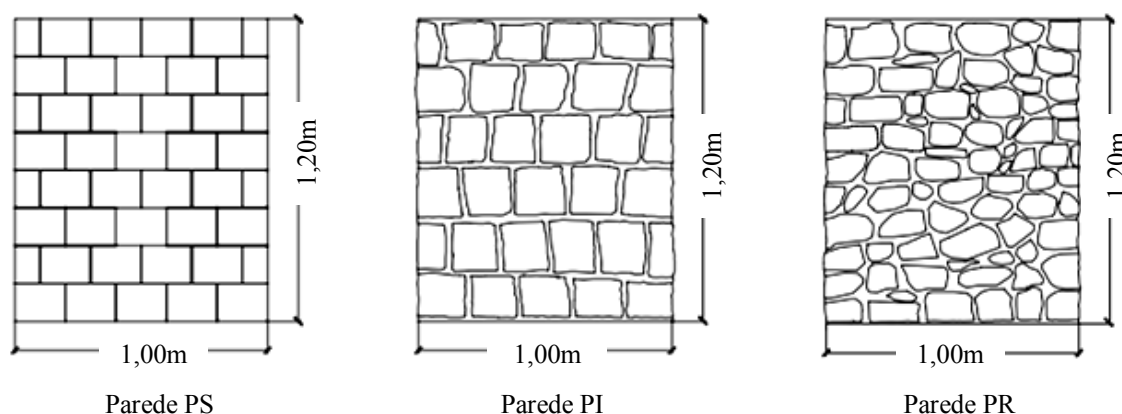


Fig. 3.6 - Tipologia e geometria das paredes ensaiadas por G. Vasconcelos [59]

Os modelos foram construídos no local do ensaio, sobre uma base rígida e indeformável, e foram posteriormente colocados simplesmente apoiados numa viga tubular de aço fixa. No topo da parede foi colocada uma viga tubular rigidificada que por um lado distribuía a carga vertical aplicada pelo actuador vertical e, por outro, transferia à parede a carga cíclica horizontal aplicada pelo actuador horizontal. A medição das deformações das paredes foi efectuada através de um conjunto de transdutores de deslocamento (LVDT's – *Linear Voltage Displacement Transducer*).

Devido ao comportamento não linear dos modelos, calculou-se numa primeira fase o módulo de elasticidade para três níveis de carga: 100, 175 e 250kN, a que correspondem tensões de 0,5MPa, 0,875MPa e 1,25MPa. A segunda fase correspondeu ao ensaio cíclico, no qual, após a aplicação de uma pré-carga que foi mantida constante de modo a simular as cargas permanentes, foram impostos deslocamentos horizontais cíclicos, através do actuador horizontal. Na tabela 3.2 resumem-se os valores médios do módulo de elasticidade obtidos para cada modelo, em função do nível de tensão instalado.

Tabela 3.2 - Valores médios do módulo de elasticidade dos modelos de G. Vasconcelos, em função do nível de tensão instalado [59]

Paredes	$F_v = 100\text{kN}$ $\sigma = 0,5\text{MPa}$	$F_v = 175\text{kN}$ $\sigma = 0,875\text{MPa}$	$F_v = 250\text{kN}$ $\sigma = 1,25\text{MPa}$
PS	$E = 3,9\text{GPa}$	$E = 4,07\text{GPa}$	$E = 4,72\text{GPa}$
PI	$E = 3,84\text{GPa}$	$E = 3,86\text{GPa}$	$E = 3,91\text{GPa}$
PR	$E = 2,33\text{GPa}$	$E = 2,39\text{GPa}$	$E = 2,49\text{GPa}$

Na fig. 3.7 apresentam-se algumas imagens dos modelos de alvenaria de pedra irregular (PR) após serem ensaiados e na tabela 3.3 os principais resultados obtidos.



Fig. 3.7 – Modos de rotura dos modelos de alvenaria com aparelho irregular (PR), do estudo desenvolvido por G. Vasconcelos [59]

Tabela 3.3 - Valores médios do diagrama força-deslocamento horizontal, dos ensaios aos modelos do trabalho de G. Vasconcelos [59]

Parede	F_v (kN)	F_{Hmax} (kN)	d_{Hmax} (mm)
PS	100	36,94	12,89
	175	62,88	22,65
	200	86,31	24,30
PI	100	37,62	13,82
	175	55,72	19,75
	200	82,98	16,99
PR	100	37,01	14,22
	175	63,78	14,22
	200	65,97	6,99

F_v – força vertical; F_{Hmax} – força horizontal máxima; d_{Hmax} – deslocamento máximo para F_{Hmax}

De um modo geral verificou-se que: (i) as paredes apresentam elevada capacidade de deformação e absorção de energia, sem significativa perda de resistência após o início da fendilhação, (ii) os mecanismos de rotura e os padrões de fendilhação dependem do nível de carga da força aplicada e das características mecânicas dos materiais constituintes, nomeadamente da resistência mecânica à tracção e ao corte da pedra e da junta de argamassa, (iii) não existem diferenças muito significativas de capacidade resistente entre os vários tipos de paredes.

v. *Alvenaria moderna e os sismos: a experiência do LNEC* [15]:

Este estudo foi desenvolvido em 2005, no LNEC, por E. Coelho e P. Candeias. O seu objectivo é o de estudar o comportamento em plataforma sísmica de um modelo em escala real de alvenaria de pedra calcária aparelhada e juntas de argamassa de classe M1, fig. 3.8, após o seu reforço com uma rede de polímero RichterGard™20.



Fig. 3.8 - Modelo à escala real de um edifício de alvenaria de pedra, do estudo de E. Coelho e P. Candeias, antes de ser ensaiado [15]

O reforço iniciou-se com a colocação da rede em apenas algumas das juntas horizontais de argamassa, após o qual se procedeu à primeira série de ensaios, que resultou nos danos visíveis na fig. 3.9.

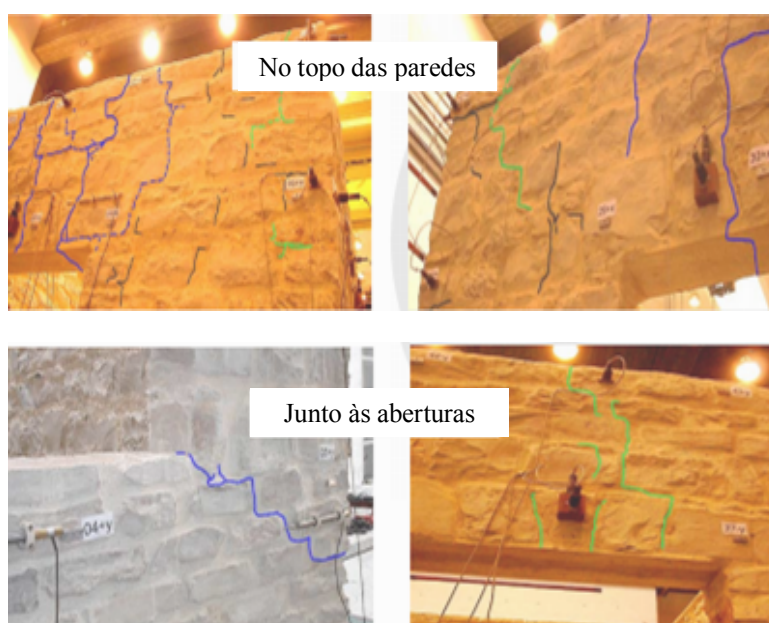


Fig. 3.9 - Principais danos após a primeira série de ensaios, do estudo de E. Coelho e P. Candeias [15]

Posteriormente as paredes foram reforçadas com a mesma rede, mas agora envolvendo todas as paredes, e reboco de argamassa com adição de fibras, fig. 3.10.

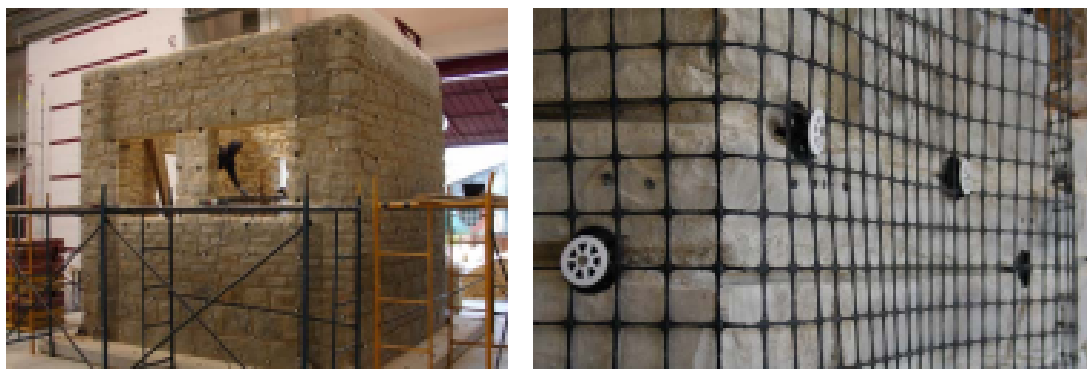


Fig. 3.10 - Reforço do modelo, do estudo de E. Coelho e P. Candeias, com rede de polímero e argamassa com adição de fibras [15]

Na segunda série de ensaios verificou-se apenas o surgimento de fendilhação fina ao nível da argamassa exterior.

vi. Ensaios de caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [58]:

Na região de Aveiro é predominante a existência de construções que utilizam adobe como elemento estrutural. Assim, este trabalho surgiu como necessidade de caracterizar mecanicamente essas paredes, de modo a fornecer instrumentos fundamentais à realização de futuros projectos de consolidação ou reforço destes edifícios.

Deste modo, foi realizada, por H. Varum *et al.*, uma campanha de ensaios laboratoriais e *in-situ* a modelos de alvenaria de adobe, sob solicitações verticais, para simular as acções permanentes e sobrecargas, combinadas com solicitações horizontais cíclicas (como as induzidas por sismos).

Para os ensaios laboratoriais foi construída uma parede com $1,08 \times 1,02 \times 0,185 \text{ m}^3$, constituída por blocos de adobe recolhidos de construções existentes (com valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade de 1,10MPa e 147,3MPa) e argamassa produzida com composição análoga à usada tradicionalmente nessas edificações (com resistência à compressão e módulo de elasticidade de 1,42MPa e 112,8MPa).

Os ensaios laboratoriais consistiram na realização de ensaios dinâmicos não destrutivos e de um ensaio destrutivo, com imposição de forças cíclicas horizontais no plano da parede. A parede apoiava à base de modo a simular uma ligação de encastramento (rotação impedida para fora do plano da parede), que foi realizada com recurso a uma lajeta de betão fixa através de varões roscados à laje de reacção do laboratório.

Nos ensaios dinâmicos foi feita a leitura da frequência na direcção horizontal transversal, através de um sismógrafo, tendo-se obtido 10,94Hz e um módulo de elasticidade médio de 310MPa.

No ensaio cíclico, fig. 3.11, depois de aplicada uma carga vertical de 2,86kN, foram impostas forças horizontais no plano da parede, em ciclos de amplitude crescente até ao colapso, e registados os

deslocamentos. A força horizontal máxima aplicada foi de 3,20kN e o modo de rotura traduziu-se pela abertura de uma fenda horizontal na base da parede.



Fig. 3.11 – Dispositivo de ensaio cíclico laboratorial do modelo de H. Varum *et al.* [58]

A resposta à solicitação horizontal cíclica pode ser observada no diagrama força-deslocamento da fig. 3.12, onde se verifica que para forças aplicadas inferiores à cedência (aproximadamente 3kN) a deformação é relativamente contida mas uma vez ultrapassado esse valor as deformações crescem consideravelmente.

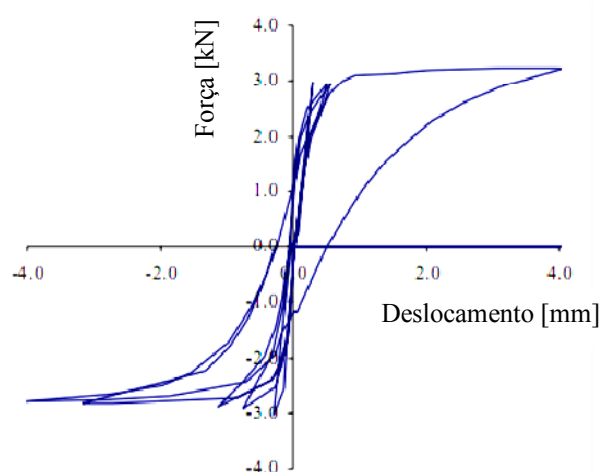


Fig. 3.12 - Diagrama força-deslocamento no topo do modelo experimental de H. Varum *et al.* [58]

Para os ensaios *in-situ*, fig. 3.13, foram utilizadas as metodologias e o sistema de ensaio semelhantes aos dos ensaios laboratoriais. Neste caso os ensaios dinâmicos estimaram uma frequência na direcção transversal de 2,20Hz e um módulo de elasticidade médio de 101,2MPa. De forma a caracterizar o comportamento da parede foram realizados, numa primeira fase ensaios cíclicos semi-destrutivos no plano e numa segunda fase ensaios cíclicos destrutivos fora do plano, impondo-se

forças controladas e registando-se os correspondentes valores dos deslocamentos em vários pontos da parede. Nestes ensaios não foi considerada qualquer carga vertical adicional.



Fig. 3.13 - Parede ensaiada *in-situ* por H. Varum *et al.* [58]

Nos ensaios cíclicos no plano da parede as forças horizontais impostas foram aplicadas em ciclos sucessivos de amplitude crescente, com carga, descarga e recarga em sentido oposto. A força horizontal máxima aplicada na parede foi de 10,7kN. Da análise dos gráficos da fig. 3.14 podem-se verificar algumas diferenças devido ao comportamento não simétrico da parede, contudo seguindo a mesma tendência.

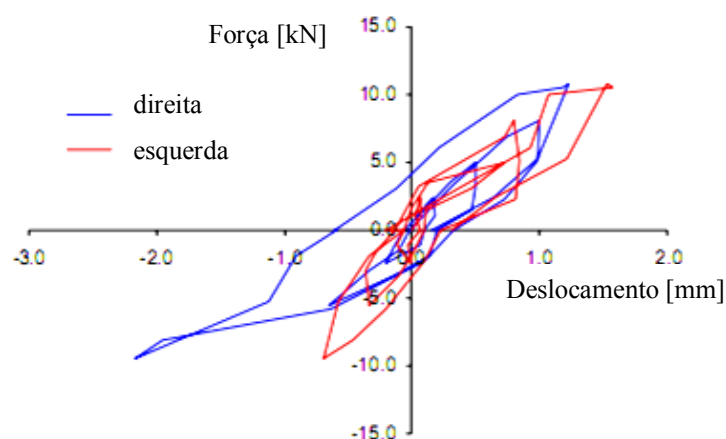


Fig. 3.14 - Diagrama força-deslocamento do ensaio *in-situ* realizado no plano da parede por H. Varum *et al.* [58]

No ensaio cíclico fora do plano foram impostos ciclos de carga-descarga num só sentido, de amplitude crescente até ao colapso da parede. Para a realização deste ensaio foi montado um novo dispositivo de ensaio, concebido para aplicar forças apenas num sentido, ou seja, ciclos de carga e descarga sem inversão do sinal da força. Foram aplicados dois alinhamentos de transdutores colocados a um terço do desenvolvimento da parede em planta. Na fig. 3.15 são representados os gráficos que

relacionam a força aplicada à parede com o deslocamento medido no topo, observando-se que a força máxima foi de 0,69kN, para um deslocamento de 16mm.

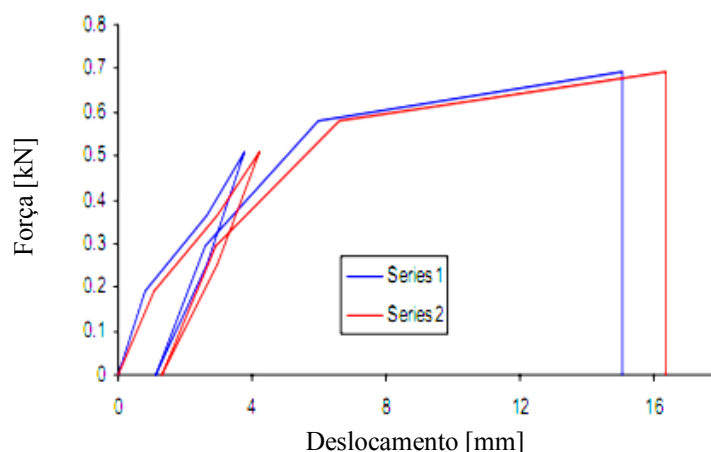
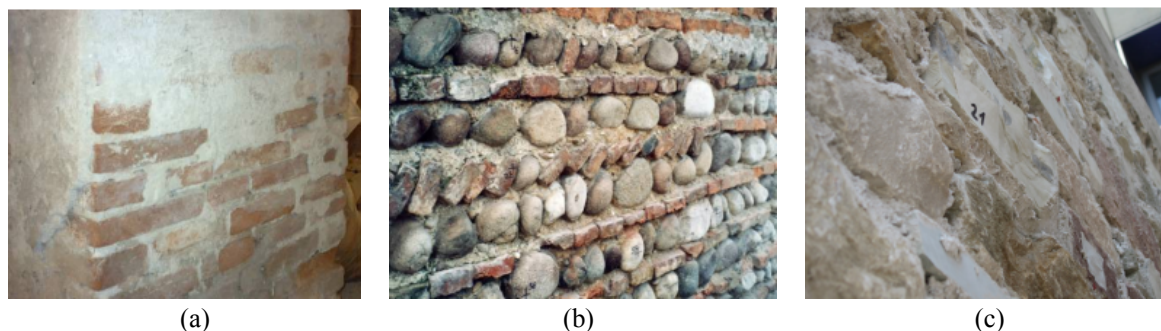


Fig. 3.15 – Diagrama de força-deslocamento do ensaio *in-situ* realizado fora do plano, no estudo de H. Varum *et al.* [58]

Verificou-se que a força horizontal máxima, no caso do ensaio cíclico *in-situ* fora do plano, de 0,69kN, é muito inferior quando comparada com a força horizontal aplicada no plano, de 10,7kN. Isto demonstra que a vulnerabilidade deste tipo de elementos estruturais face a acções horizontais, como os sismos, é significativamente superior quando solicitadas fora do plano. O modo de rotura verificado na parede é associado a uma rotação pela base, apesar da pronunciada fragilização da parede a meia altura.

vii. *A contribution to the characterization of masonry typologies by using sonic waves investigations* [56]:

Neste trabalho, coordenado por M. Valluzzi *et al.*, foram realizados vários ensaios sónicos a torres, igrejas, palácios, muros e modelos experimentais, caracterizados por diversos tipos de alvenaria heterogénea, agrupadas em três categorias: (i) alvenaria de tijolo (B), (ii) alvenaria mista de tijolo e pedras (BS) e (iii) alvenaria de pedra (S), fig. 3.16.



(a)

(b)

(c)

(a) – alvenaria de tijolo (B); (b) – alvenaria mista (BS); (c) – alvenaria de pedra (S)

Fig. 3.16 – Categorias das alvenarias estudadas por M. Valluzzi *et al.* [56]

As tabelas 3.4 e 3.5 mostram os diversos casos estudados, o tipo de alvenaria e espessura associada e o tipo de ensaio sónico realizado (D = directo, I = indirecto).

Tabela 3.4 - Tipologia dos edifícios ensaiados por M. Valluzzi *et al.* e tipo de ensaios realizados [56]

Tipologia do edifício	Caso de estudo	Tipo de alvenaria	Espessura (m)	Numero e tipo de ensaios sónicos executados
Torre	Vicenza Tower (Itália)	B	1,29-1,50	2D, 1I
	Tromba Tower (Itália)	S	1,15-1,36	3D, 0I
	S. Zeno bell-tower (Itália)	S	1,60-1,85	3D, 0I
	S. Giustina bell-tower (Itália)	B	1,40-1,86	0D, 5I
Igreja	S. Maria Assunta (Itália)	B-S	0,74-1,80	0D, 11D
	S. Maria del Camine (Itália)	BS	0,95	1D, 0I
Palácio	Altes Museum (Alemanha)	S	1,30-1,71	2D, 1I
	Bottagisio Palace (Itália)	S-BS	0,64-1,09	4D, 2I
	Castel f Avio (Itália)	BS	0,53-1,45	4D, 1I
	Castelo f Pisece (Eslovénia)	B	0,80	2D, 2I
	Arsenale of Venice (Itália)	B-S	1,14	0D, 1D

Tabela 3.5 - Tipologia dos edifícios ensaiados por M. Valluzzi *et al.* e tipo de ensaios realizados [56] (continuação)

Tipologia do edifício	Caso de estudo	Tipo de alvenaria	Espessura (m)	Numero e tipo de ensaios sónicos executados
Muro	Town walls of Cittadella (Itália)	BS-S	2,20	2D, 0I, 1T
	Benk walls of Rio della Pietà (Itália)	B-BS-B	0,75-1,00	1D, 3I, 2T
	Benk walls of Rio S. Severo (Itália)	B-BS	0,78-1,00	2D, 1I, 1T
Modelo experimental	University of Padova (Itália)	S	0,50	24D, 8I, 67T

As velocidades sónicas mais altas foram obtidas nos ensaios aos modelos experimentais (2180m/s) enquanto as mais baixas foram obtidas nos ensaios à alvenaria mista (BS) dos muros da Cittadella (1354m/s). As diversas tipologias apresentaram comportamentos similares, no entanto verificou-se que as velocidades mais elevadas foram obtidas nos ensaios aos edifícios históricos mais importantes, fig. 3.17, o que indicia maior cuidado na sua construção.

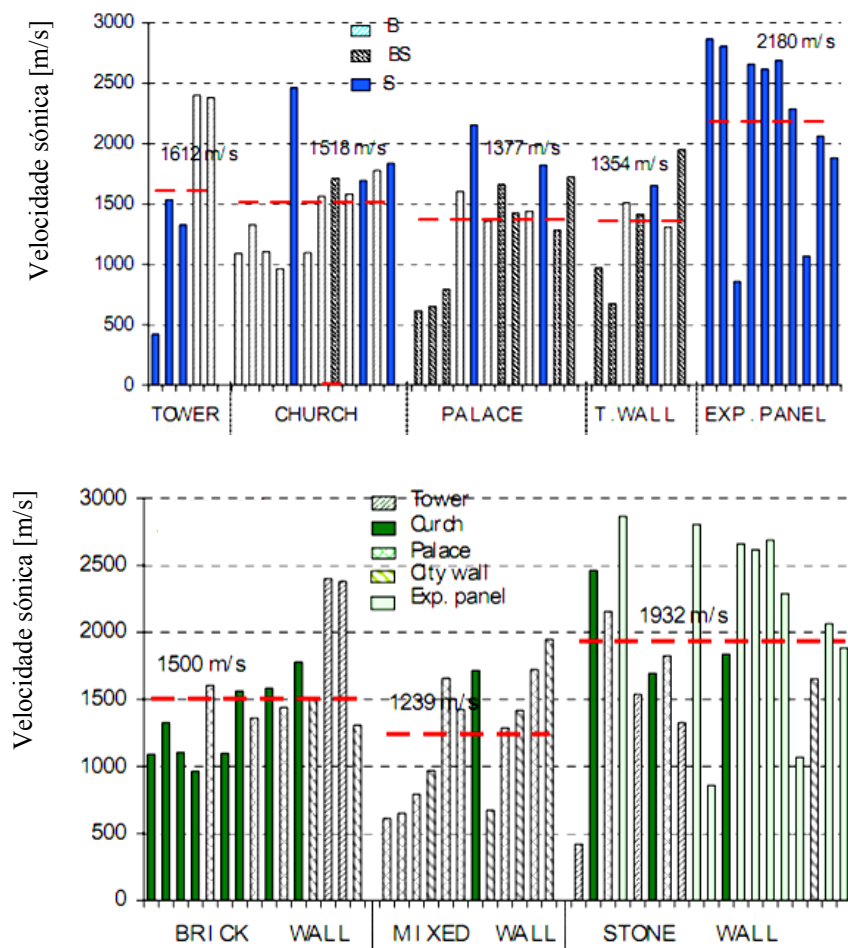


Fig. 3.17 – Resultados dos ensaios sónicos do trabalho de M. Valluzzi *et al.*, por tipo de edifício (em cima) e por tipo de alvenaria (em baixo) [56]

Em alguns casos foi possível a consolidação de paredes através da injeção de caldas. Nesses casos, de modo a determinar a contribuição da injeção para a consolidação das paredes, foram efectuados ensaios sónicos antes e após a injeção, fig. 3.18.

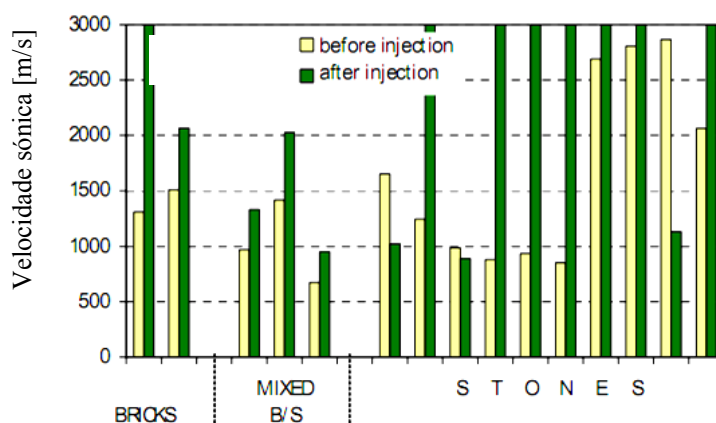


Fig. 3.18 – Resultados dos ensaios sónicos realizados antes e após injeção das paredes, do trabalho de M. Valluzzi *et al.* [56]

Tendo em conta as possíveis limitações dos instrumentos utilizados nos ensaios, os resultados parecem ser aceitáveis para paredes de espessura média a alta, que normalmente caracterizam as tipologias dos edifícios históricos como os que foram analisados. Nas paredes injectadas verificou-se um aumento substancial da velocidade sónica, especialmente nas paredes de alvenaria de pedra.

viii. *Seismic evaluation of earthquake resistant and retrofitting measures of stone masonry houses* [52]:

No âmbito deste trabalho, realizado por T. Shashi e A. Pankaj, foram construídos dois modelos, à escala real, de edifícios de alvenaria de blocos de pedra que foram posteriormente ensaiados numa mesa sísmica com intensidade crescente. Após estes ensaios os modelos foram reforçados, com dois métodos distintos, e novamente ensaiados. As principais características dos modelos originais e reforçados estão resumidas na tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Principais características dos modelos ensaiados por T. Shashi e A. Pankaj [52]

Nº do modelo	Dimensões no plano [m ²]	Características originais	Método de reforço
1	2,90x2,60	Lintel superior em betão armado	Refechamento de fissuras com grout + encamisamento das paredes laterais com betão armado + reforço da ligação entre paredes ortogonais
2	2,90x2,60	Lintel superior + cantos e aberturas contornadas com aço	Introdução de perpianhos + encamisamento do nível superior das paredes com betão armado + ligação entre paredes ortogonais com fitas ao nível do peitoril

As vibrações induzidas tiveram períodos de vibração entre 0,5s e 0,8s e acelerações de pico entre 0,45m/s² e 2,28m/s², medidas na base da mesa de ensaio e no topo dos modelos. As características de vibração do modelo original e reforçado foram comparadas de modo a avaliar a eficácia dos sistemas de reforço e o comportamento de cada modelo, incluindo o padrão de fissuração, a identificação das zonas mais fracas e a progressão dos danos. Na fig. 3.19 é possível observar os modelos e os danos provocados após os ensaios de vibração.



Fig. 3.19 - Danos ocorridos nos modelos 1 (em cima) e 2 (em baixo), de T. Shashi e A. Pankaj, antes e após serem reforçados [52]

Dos principais resultados obtidos destacam-se os seguintes: (i) as frequências naturais dos modelos originais foram de 2,5 e 4,5Hz, respectivamente nas direcções longitudinal e transversal. A baixa frequência da direcção longitudinal é explicada pelas aberturas existentes, para a porta e janela, tendo sido nesta direcção que se verificou a ocorrência de maior dano; (ii) o amortecimento das vibrações nos modelos originais encontra-se na faixa dos 3 a 4%, enquanto nos modelos reforçados este valor sofre um aumento da ordem dos 50 a 100%; (iv) para a mesma aceleração, os danos ocorridos no modelo 2 são 25% menores que os do modelo 1; (v) os danos do modelo 1 sofreram uma redução de 50% do modelo original para o reforçado, indicando que o reforço não só permitiu recuperar o estado inicial como ainda ganhar resistência e rigidez.

ix. Experimental tests on irregular masonry [46]:

Este trabalho, desenvolvido por F. Porto *et al.*, pretendeu avaliar o comportamento à compressão de paredes de alvenaria de pedra de três paramentos, através de ensaios destrutivos e não-destrutivos. Foi construída uma parede com 13,60m de comprimento, de pedra assente com argamassa de cal hidráulica natural e areia, ao traço volumétrico 1:3 e relação água/ligante de 0,5. A resistência à compressão da pedra utilizada foi de aproximadamente 164MPa e da argamassa de assentamento foi de 1,57MPa (aos 28 dias, para provetes de 0,16x0,04x0,04m³).

A parede foi posteriormente serrada, após três semanas de cura, em dezassete partes iguais, com 1,40x0,80x0,50m³ e paramentos com espessuras exterior e interior de 18 e 14cm, às quais se

adicionaram lintéis de betão com cerca de 20cm, na base e no topo, constituindo deste modo os modelos experimentais. A fig. 3.20 mostra algumas imagens das fases construtivas e o aspecto final dos modelos.



Fig. 3.20 - Fases construtivas e aspecto final dos modelos experimentais do estudo de M. R. Valluzzi [57]

Os modelos foram ensaiados à compressão uniaxial, após os 28 dias de cura, e oito deles foram posteriormente reforçados com as seguintes técnicas: injeção com dois tipos de caldas (uma com 5,10MPa e outra com 3,20MPa, aos 28 dias), reparações pontuais por refechamento de juntas (com 1,72MPa aos 28 dias), reforço por fitas transversais (com cerca de 600MPa) e várias combinações possíveis destas técnicas. Após a aplicação do reforço, os modelos foram novamente testados (após cerca de 60 dias da sua construção e 28 da sua intervenção).

Os ensaios de compressão foram realizados com controlo de força (incrementos de 0,25kN/s), sendo as deformações quantificadas por seis deflectómetros. Nos modelos simples a tensão de rotura variou entre 0,99MPa e 1,97MPa e o módulo de elasticidade médio obtido foi de 1700MPa, tendo surgido fissuras verticais ou sub-verticais (maioritariamente localizadas na secção transversal, entre os vários paramentos) e ocorrido colapso por destacamento dos paramentos para fora do plano.

Nos modelos reforçados com calda de injeção a tensão de rotura média aos 28 dias foi de 2,5MPa e o módulo de elasticidade foi 2347MPa, representando aumentos de cerca de 40% e 35% em relação aos modelos simples. A resistência da calda pareceu não influenciar a resistência final dos modelos, uma vez que os valores médios de resistência à compressão foram da mesma ordem de grandeza. No

entanto, este método permitiu contribuir para a homogeneização da alvenaria dos modelos e para a diminuição da tendência de separação entre paramentos.

Nos modelos sujeitos ao refechamento de juntas e reforçados com conectores transversais, os valores de resistência e módulo de elasticidade foram da ordem de grandeza dos modelos não reforçados, contudo a deformação transversal apresentou uma redução média na rotura de 50%.

O reforço por combinação de técnicas proporcionou um melhor desempenho dos modelos, tanto na avaliação da resistência como no módulo de elasticidade.

Em alguns modelos também se recorreu a ensaios de macacos planos, de termografia e sónicos, antes e após reforço. Os ensaios sónicos e termográficos, aplicados antes do reforço, confirmaram as fracas características da alvenaria dos modelos, com velocidades variando entre 1500 e 400m/s. Tal como previsto, os valores mais baixos foram obtidos para o paramento interior e após o ensaio à compressão verificou-se um decréscimo da velocidade sónica. Após o reforço com injeção de caldas as ondas sónicas apresentaram uma velocidade de 3000m/s, traduzindo um aumento de 1000%. Contudo, esta técnica é mais eficaz nas zonas mais pobres da alvenaria, uma vez que contribui para a sua homogeneização.

x. *New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM (Masonry Active Tying) system* [17]:

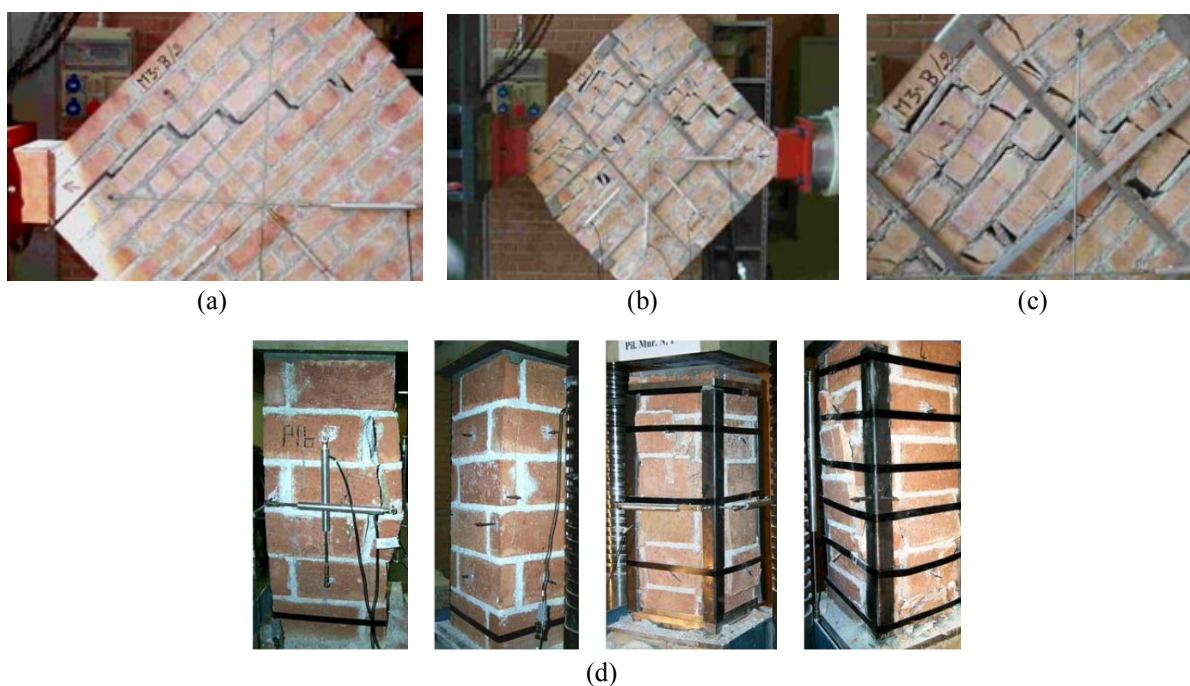
O sistema CAM surgiu como resposta à necessidade de se obter um método de reforço que confira simultaneamente maior compacidade à alvenaria e uma correcta ligação entre os vários elementos estruturais (paredes, vigas e pilares), melhorando o comportamento global à flexão.

Este sistema, tem potencial aplicação quer em reabilitação quer em construções novas e consiste na utilização de fitas de aço inoxidável pré-tensionadas para confinar a alvenaria, atravessando-a através da abertura de furos ou, em casos de elementos de geometria compacta e regular, apenas contornando-os. A fig. 3.21 exemplifica uma aplicação real deste sistema a um edifício, após a ocorrência de um sismo.



Fig. 3.21 - Aplicação do sistema CAM na reabilitação estrutural de um edifício [17]

De modo a avaliar os ganhos de ductilidade e resistência obtidos pela aplicação deste sistema, M. Dolce e R. Marnetto construíram cinquenta paredes de alvenaria com $0,90 \times 0,90 \times 1,2 \text{ m}^3$, assente com diferentes tipos de argamassa, e vinte colunas constituídas externamente por blocos de tijolo com 5cm de espessura e preenchidas internamente com argamassa de má qualidade misturada com tijolo partido. Após o processo construtivo foram realizados os seguintes tipos de ensaios: (i) ensaios à compressão às fitas de aço inoxidável, contínuas e com uniões longitudinais entre si; (ii) ensaios monotónicos de compressão às paredes, antes da aplicação do sistema CAM, fig. 3.22(a); (iii) ensaios cíclicos de carga e descarga às paredes, após reforçadas com o sistema, fig. 3.22(b) e (c); (iii) ensaios de compressão às colunas reforçadas com vários arranjos do sistema, diferindo na quantidade de fitas utilizadas e no seu afastamento em altura, fig. 3.22(d).



(a) – rotura da parede não reforçada sujeita à compressão diagonal; (b) e (c) – rotura das paredes após serem reforçadas com o sistema CAM;
(d) – colunas reforçadas com várias configurações do sistema

Fig. 3.22 - Ensaios de compressão realizados às paredes e colunas do estudo de M. Dolce e R. Marnetto [17]

Na fig. 3.23 representam-se os diagramas de tensão-extensão médios obtidos nos ensaios às fitas de aço inoxidável e o diagrama força-deslocamento obtido para as colunas.

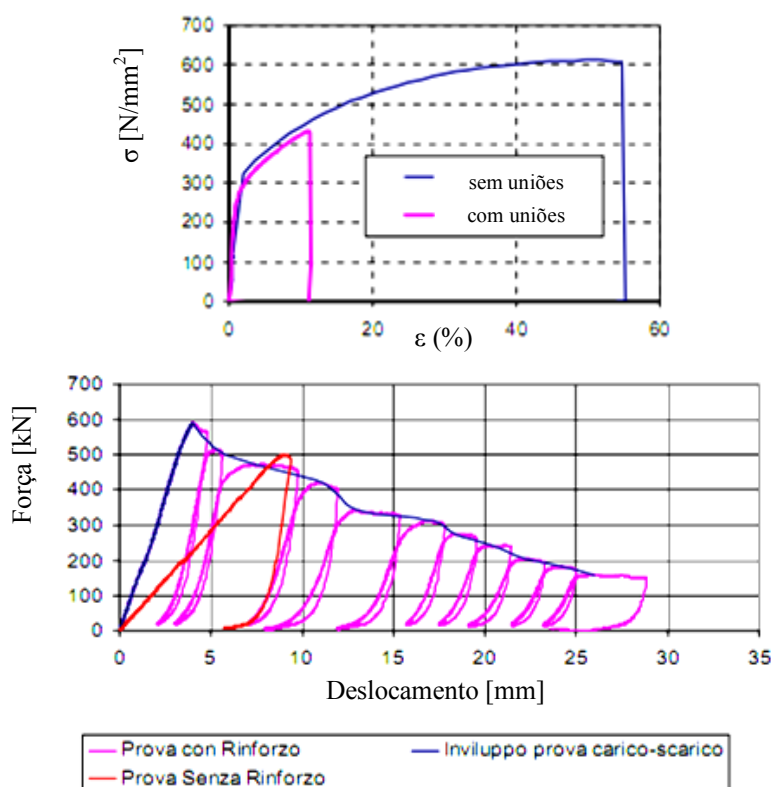


Fig. 3.23 - Diagrama experimental de tensão-extensão das fitas de aço inoxidável, com e sem uniões, e de força-deslocamento das colunas, com e sem reforço [17]

Na tabela 3.7 resumem-se os resultados obtidos nos ensaios a dois modelos de paredes.

Tabela 3.7 - Sumário dos resultados obtidos nos ensaios a dois modelos de paredes de M. Dolce e R. Marnetto [17]

	Modelo M3-B2 simples (monotónico)	Modelo M3-B2 reforçado (monotónico)	Modelo M3-B1 simples (monotónico)	Modelo M3-B1 reforçado (cíclico de 4 fases)
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	93,0
Energia dissipada (J)	103,3	3049,3	112,4	34+125+2300+3845=6304
Nº de ciclos de carga/descarga	1	1	2	2/1; 12/2; 72/3; 84/6

Das conclusões obtidas destacam-se as seguintes: (i) a aplicação deste sistema em paredes já danificadas permite não só restaurar a resistência inicial mas também aumentá-la; (ii) o uso de uma rede diagonal ao invés da rede ortogonal melhora o comportamento global da parede; (iii) a média das tensões obtidas nos ensaios às fitas contínuas é de 610,20N/mm² e nas fitas com uniões este valor sofre uma redução de cerca de 25%, tomando o valor de 446,55N/mm²; (iv) o sistema impede a formação de fendas localizadas nas paredes e favorece a sua distribuição generalizada envolvendo todo o elemento, dissipando assim maior quantidade de energia; (v) o aumento da força máxima

aplicada às paredes, após reforço, é de cerca de 50% nos ensaios monotônicos e de 15% nos ensaios cíclicos; (vi) a energia dissipada após o reforço das paredes é cerca de trinta vezes maior nos ensaios monotônicos e sessenta vezes maior nos ensaios cíclicos; (vii) o sistema aumenta em cerca de 50% a resistência à compressão das colunas em estado inalterado e em cerca de 20% as colunas que foram previamente ensaiadas à compressão simples; (viii) a capacidade de dissipar energia e a ductilidade das colunas é drasticamente aumentada com a aplicação do sistema; (ix) o uso de aço de alta resistência melhora a performance do sistema em todas as características analisadas.

xi. *Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials* [19]:

Neste estudo, desenvolvido por D. Estévez, foram ensaiadas à compressão excêntrica nove modelos experimentais de alvenaria de pedra de paramento triplo, com $2,00 \times 2,00 \times 0,30 \text{ m}^3$. Na sua constituição foram utilizados dois tipos de pedras, de modo a poder simular alvenaria regular e irregular, assentes com argamassa constituída por cimento branco, cal aérea, areia e água. Os paramentos exteriores são constituídos de uma das faces por pedra regular e da outra por pedra irregular e o paramento interior é de argamassa misturada com pequenas pedras fragmentadas. Cada paramento tem cerca de 10cm e as propriedades dos materiais constituintes encontram-se sintetizadas na tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Propriedades dos materiais constituintes dos modelos experimentais de D. Estévez [19]

Propriedades	Blocos de pedra	Pedra irregular	Argamassa
Massa volúmica (kg/m^3)	2,09	2,07	2,01
Resistência à compressão (MPa)	36,20	64,6	0,27
Resistência à tracção (MPa)	6,28	5,14	0,14
Módulo de elasticidade (MPa)	10,47	10,62	4,87
Coefficiente de Poisson	0,3	0,15	0,38

Um problema frequente em paredes deste tipo é a perda da sua verticalidade (deflexão de cerca de 100mm por 4m), por isso, para simular este efeito, as paredes foram construídas com um desvio de 50mm no seu topo, em relação à base, fig. 3.24.

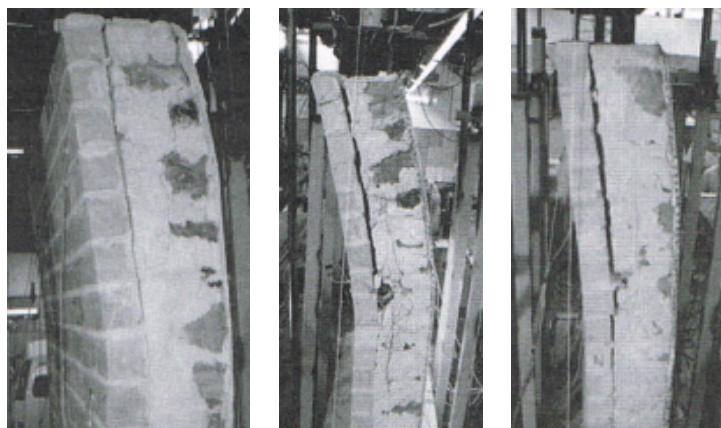


Fig. 3.24 - Modos de rotura dos modelos experimentais 1, 4 e 8 de D. Estévez [19]

Quatro dos modelos têm conexão total entre paramentos através da inserção transversal de blocos de pedra no paramento interior enquanto os restantes cinco modelos têm ligação entre os paramentos apenas a meia altura e no topo. De modo a melhorar essa ligação transversal foram inseridos, em alguns modelos, fibras de materiais compósitos de carbono (CFRP) ou aramida (AFRP). Noutros modelos a argamassa de reboco foi reforçada com uma ou duas camadas de têxteis de fibra de basalto (TRM).

Na tabela 3.9 são sintetizados os sistemas de reforço aplicados em cada modelo experimental e a correspondente carga máxima registada nos ensaios. Note-se que o modelo 1 é o modelo experimental de referência, com baixa densidade de travamento e sem adição de reforço. As denominações LI e MI correspondem, respectivamente, a uma intervenção de baixo impacto, constituída por seis barras de CFRP com largura de 20mm, e a uma intervenção moderada, constituída por cinco barras de AFRP com 90mm de largura.

Tabela 3.9 - Sistema de reforço aplicado em cada modelo experimental de D. Estévez e a força máxima registada [19]

Modelo experimental	Nº de pedras de travamento	Sistema de reforço		Força máxima [kN]
		TRM Tratamento superficial	FRP Reforço transversal	
1	6	-	-	188
2		1	MI	242
3		2	MI	201
4		1	MI+LI	201
5		2	LI	188
6	15	-	-	216
7		1	MI	289
8		2	MI	216
9		1	LI	216

Os modelos experimentais mostraram resultados satisfatórios quando sujeitos a ensaios de compressão. Contudo, a presença de imperfeições geométricas e a excentricidade da carga ou instabilidades existentes levam ao aparecimento de forças de tracção que reduzem drasticamente a sua resistência. Os modelos com maior densidade de travamento tiveram um ganho de resistência na ordem dos 15%, quando comparados com os outros modelos, o que se deve à menor distância entre essas restrições horizontais.

xii. *Strength and economic assessment of different retrofitting methods for shear deficient masonry walls of heritage structures* [37]:

Este trabalho, desenvolvido por T. Nagy-György *et al.*, pretendeu comparar três soluções de reforço, com possível aplicação em paredes de alvenaria, ao nível do tempo de execução, do custo e dos ganhos de resistência. Foram estudadas soluções de reforço com recurso a fibras de materiais compósitos (*FRP*), a malhas de arame de aço (*Steel Wire Mesh - SWM*) e ao encamisamento com betão (*Reinforced Mortar Jacketing - RMJ*).

Os modelos, com $1,50 \times 1,50 \times 0,25 \text{ m}^3$, foram construídos com blocos de barro de $0,063 \times 0,240 \times 0,115 \text{ m}^3$ e argamassa de cimento, aos quais foram posteriormente acrescentados lintéis e bases de betão armado com 50cm de altura. Enquanto uns modelos foram sujeitos à compressão uniaxial (UM) antes de serem reforçados e novamente ensaiados (RM), outros foram reforçados de início (M).

O sistema de ensaio é constituído por um par de elementos de aço em forma de L em que os deslocamentos horizontais são medidos através de LVDT's, colocados ao longo da altura dos modelos e em ambos os lados, fig. 3.25. A força vertical aplicada foi constante e a força horizontal teve incrementos de 5kN.

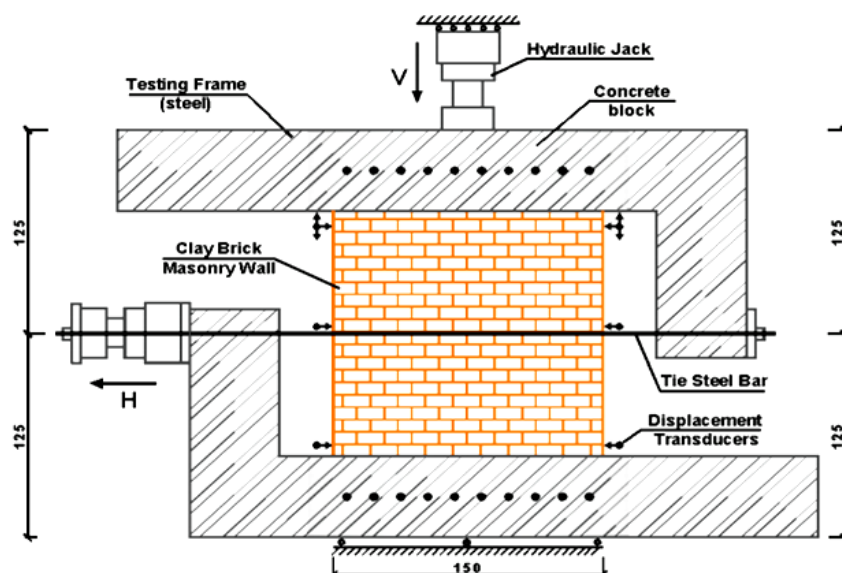
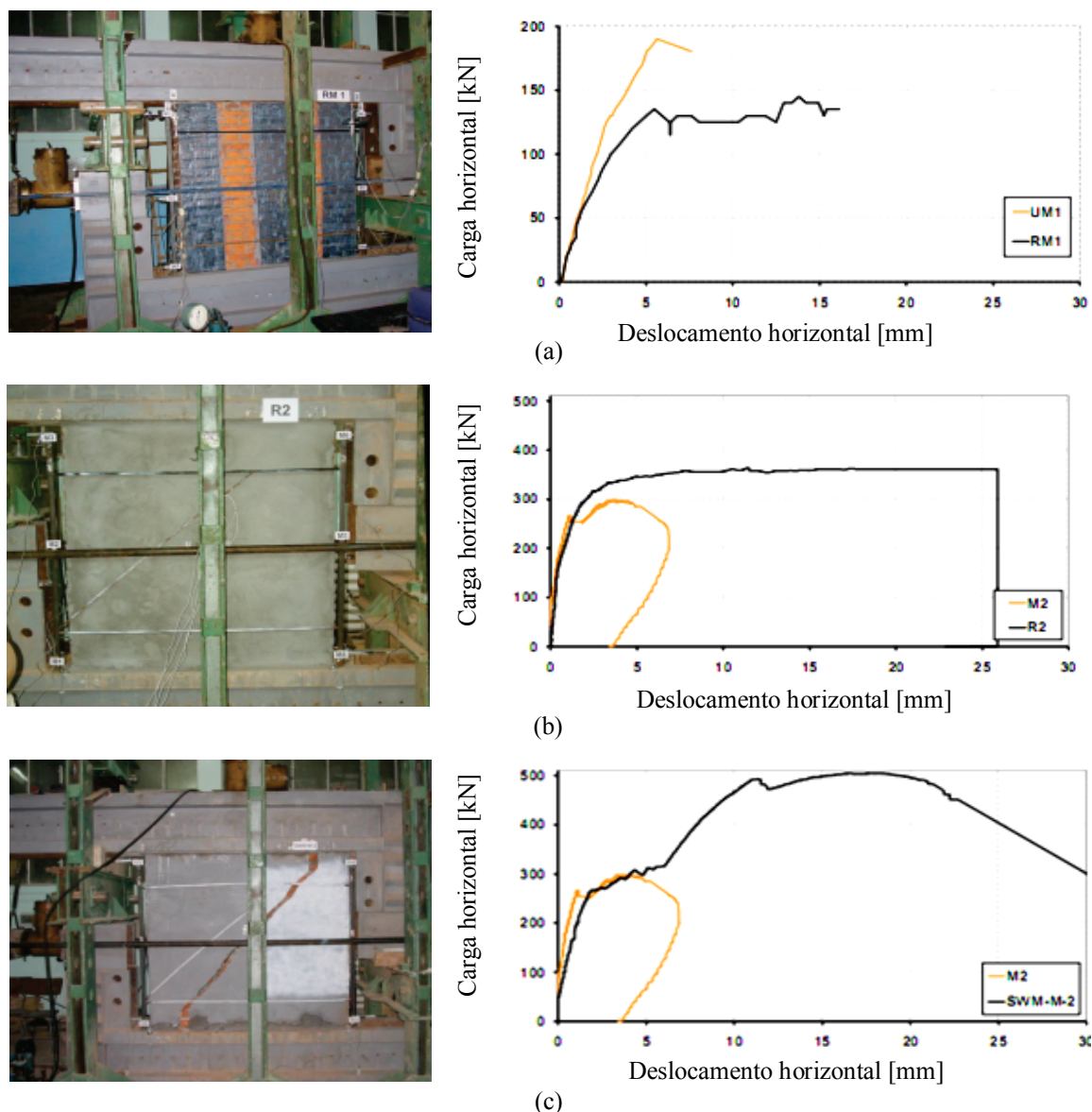


Fig. 3.25 – Representação esquemática do sistema de ensaio de T. Nagy-György *et al.* [37]

O reforço com FRP foi aplicado apenas de um dos lados dos modelos. O reforço com RMJ foi aplicado de ambos os lados dos modelos, formando uma malha com varões de aço com 4 mm de diâmetro e 100mm de espaçamento. O reforço com SWM foi realizado com uma malha de aço inoxidável, de 1,0mm de espaçamento e 0,4mm de diâmetro, aplicada com argamassa à base de resina epoxy.

Na fig. 3.26 é possível visualizar os modelos reforçados e os diagramas força-deslocamento obtidos durante o ensaio.



(a) - reforço com FRP; (b) – reforço com RMJ; (c) – reforço com SWM

Fig. 3.26 – Modelos reforçados e diagramas de força-deslocamento, do estudo de T. Nagy-György *et al.* [37]

As principais conclusões a retirar deste trabalho são: (i) o modo de rotura dos modelos originais ocorreu de modo frágil, através da abertura de uma fenda diagonal do canto superior direito até ao canto inferior esquerdo, e o diagrama força-deslocamento demonstrou um comportamento próximo do linear; (ii)

todos os métodos conferiram ganhos de resistência aos modelos, com modos de rotura diferentes. No caso do sistema FRP o modo de rotura deu-se pela abertura progressiva das fendas e descolagem das fibras, facto que poderia ser melhorado com a aplicação de sistemas de ancoragem. No sistema RMJ a rotura foi causada pela fissuração generalizada do betão e pela desagregação nos cantos do modelo, seguido da rotura de alguns varões horizontais de aço. No sistema SWM a rotura foi causada pela quebra das fitas horizontais e verticais ao longo da fenda diagonal principal, com alguma descolagem na sua proximidade; (iii) os deslocamentos horizontais máximos aumentaram 100% em relação aos deslocamentos dos modelos não reforçados, demonstrando o aumento da ductilidade e da capacidade de absorção de energia conseguidos através do reforço com estes sistemas, (iv) o sistema SWM demonstrou ser o que confere maior capacidade resistente aos modelos, enquanto o sistema FRP provou ser o de aplicação mais rápida e o RMJ provou ser o mais económico e eficiente.

xiii. Aseismic performance of rehabilitated heritage stone structures in Canada [18]:

Neste trabalho, desenvolvido por A. Elmenshawi *et al.*, é estudado o comportamento de paredes de alvenaria de pedra de três paramentos, com $2,75 \times 2,00 \times 0,54 \text{ m}^3$, face a diferentes tipos de conexão entre os paramentos exteriores. Construíram-se oito modelos, dos quais seis foram reforçados através de diversas combinações de travamento por peças metálicas ou pedras e duas serão mantidas sem conexão, fig. 3.27.

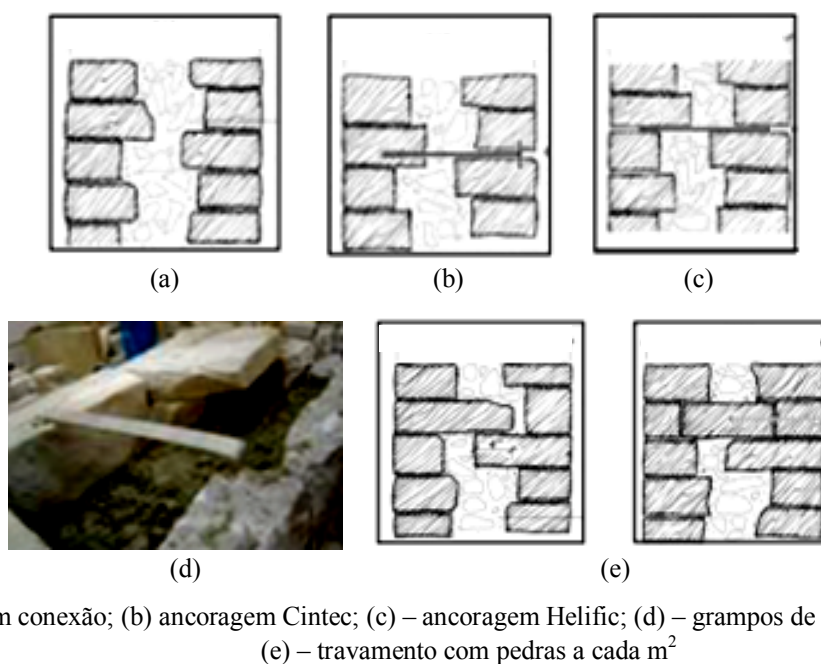


Fig. 3.27 – Representação esquemática das tipologias utilizadas nas paredes de alvenaria de pedra, do estudo de A. Elmenshawi *et al.* [18]

Os paramentos exteriores são de blocos de calcário e arenito, com tensões de compressão de 99,3 e 232MPa, separados por uma cavidade preenchida com pedras fragmentadas e argamassa pobre, fig. 3.28. A argamassa é de cal com um traço de 1:3 e tensão de compressão de 1,67 e 2,58MPa, respectivamente aos seis e nove meses.

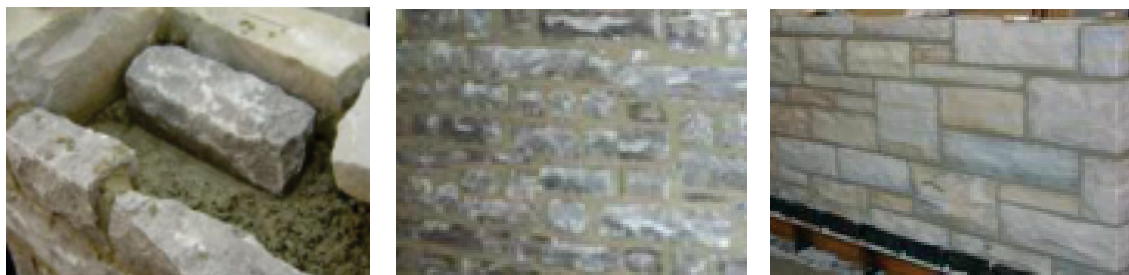


Fig. 3.28 - Processo de construção e aspecto das paredes de A. Elmenshawi *et al.* [18]

Os ensaios decorreram segundo três fases, uma primeira de vibração livre das paredes não reforçadas, uma segunda de vibração livre após o reforço, seguido de ensaios cíclicos no plano, e uma terceira de vibração livre após reforço, seguido de ensaios cíclicos fora do plano.

Durante os ensaios cíclicos no plano foi aplicada uma carga axial de 0,3MPa, num total de dez ciclos, e amplitude de deslocamento máximo de 5,0mm. A vibração livre foi realizada impondo um deslocamento lateral no topo dos modelos, através de um cabo de tensão dimensionado para não exceder os 9,0kN, após o qual se aliviava o cabo para permitir a vibração livre dos modelos e a medição da aceleração. A fissuração só ocorreu para um deslocamento máximo de 5,0mm e a repetição deste ciclo levou à formação de uma fenda diagonal em escada.

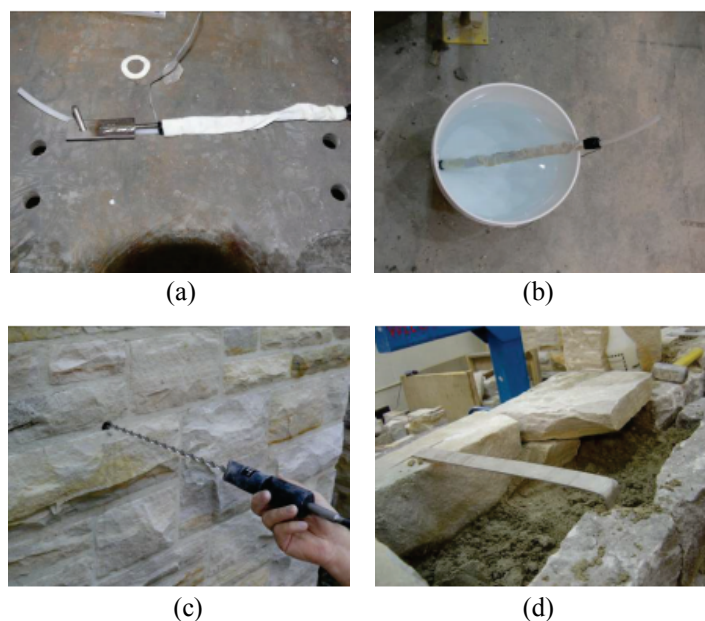
Dos resultados obtidos concluiu-se que o uso de peças metálicas de travamento entre os paramentos exteriores não resultam em benefícios em termos de força lateral, dissipação de energia, degradação e ductilidade. A manutenção regular deste tipo de paredes parece ser de igual benefício na maximização da capacidade resistente à acção sísmica, bem como na conservação do valor do patrimonial.

xiv. Effect of through-the-wall anchors on multi-wythe stone masonry walls [53]:

Este trabalho, desenvolvido por M. Sorour *et al.*, tem como objectivo obter informação sobre a eficácia do reforço de paredes de alvenaria de pedra de três panos por aplicação de ancoragens a atravessar toda a sua espessura. Foram construídas oito paredes de alvenaria de pedra com $2,75 \times 2,00 \times 0,54 \text{ m}^3$, de um pano exterior de arenito e o outro de calcário, separados por um pano interno de cascalho (pedras pequenas, argamassa e desperdícios das pedras dos panos externos).

Das oito paredes, duas não foram reforçadas, uma tinha interposição de pedras de maiores dimensões e as restantes foram reforçadas com vários tipos de ancoragens, duas com ancoragens Cintec (barra de aço lisa envolvida em tecido, no qual é injectado grout), uma aplicada durante a sua construção, fig. 3.29(a) e outra aplicada apenas após a sua construção, fig. 3.29(b), uma com

ancoragens Helifix (barra de aço inoxidável helicoidal perfurada na parede), fig. 3.29(c), instaladas nas juntas do pano de arenito, e uma com grampos de aço inoxidável (com 25mm de largura e as extremidades dobradas, inseridos em cortes efectuados nas pedras dos panos exteriores), fig. 3.29(d).



(a) – ancoragens Cintec instaladas durante a construção das paredes; (b) – ancoragens Cintec instaladas após a construção das paredes; (c) – ancoragens Helifix; (d) – grampos de aço inoxidável

Fig. 3.29 - Reforço das paredes do estudo de M. Sorour *et al.* com ancoragens transversais [53]

As paredes foram ensaiadas à compressão axial e posteriormente à vibração livre. Os ensaios foram efectuados no sistema de ensaio representado na fig. 3.30, onde é possível visualizar dois actuadores verticais (para melhor distribuir a carga por toda a parede e garantir que o topo permanece horizontal e paralelo com a base) e um horizontal, no topo da parede.



Fig. 3.30 - Sistema de ensaio do estudo de M. Sorour *et al.* [53]

No ensaio à compressão foram aplicados níveis de tensão até 0,55MPa, por três vezes, com a primeira aplicação a ser excêntrica do lado do pano constituído por arenito e a segunda do lado do pano de calcário e, por fim, com uma aplicação de carga concêntrica no eixo da parede. Após estes ensaios as paredes foram sujeitas à aplicação de cargas horizontais no topo da parede, tendo sido registados os deslocamentos. Após atingido um determinado nível de carga o processo era interrompido de modo a permitir a vibração livre da parede, tendo-se registado as acelerações, para se determinar as propriedades de amortecimento da parede e a sua frequência natural.

A tabela 3.10 resume os valores obtidos para o módulo de elasticidade das paredes, antes e após o reforço.

Tabela 3.10 - Valores médios do módulo de elasticidade das paredes do estudo de M. Sorour *et al.* [53]

Método de reforço	Módulo de elasticidade [MPa]	
	Inicial	Final
Sem reforço	1816	1520
Ancoragens Cintec	2664	2334
Ancoragens Helifix	2048	1108
Grampos de aço inoxidável	2464	1478
Pedras transversais	2805	2249

Ao longo dos ensaios de vibração, enquanto aplicada uma frequência baixa, foram visíveis algumas fissuras nas juntas de argamassa, que desapareciam após o cessar da vibração. Enquanto aplicada vibração de alta frequência foi visível o desenvolvimento de fissuração significativa, em forma de “X”, ao longo das diagonais das paredes, que ocorreu tanto nas paredes simples como nas reforçadas, fig. 3.31(a).

Após a vibração as paredes foram novamente ensaiadas à compressão, onde foi visível o desenvolvimento de fendas na zona de separação entre os panos, para tensões na ordem dos 1MPa, fig. 3.31(b). A presença das ancoragens não preveniu este fenómeno, demonstrando que a eficácia das ancoragens na união entre panos está limitada à zona de aplicação da ancoragem e não é extensível a toda a área da parede. Uma vez que a ligação entre as pedras e a argamassa é perdida, a eficácia das ancoragens não se estende às pedras adjacentes, fig. 3.31(c).

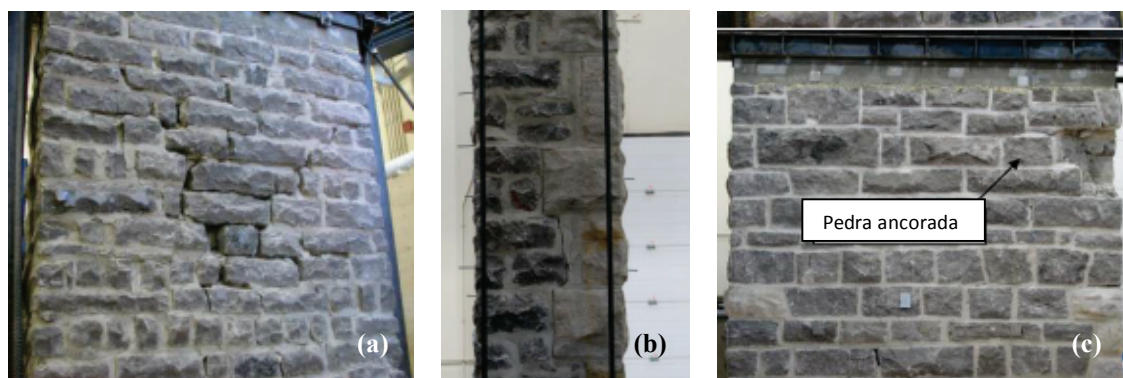


Fig. 3.31 - Danos nos modelos de M. Sorour *et al.* após os ensaios [53]

Os resultados demonstraram que na ocorrência de um sismo a aplicação de ancoragens não promove uma ligação transversal eficaz entre os paramentos, uma vez que a sua instalação não impediu o destacamento de pedras e as paredes simples não colapsaram durante os ensaios. A compatibilidade entre os materiais das ancoragens e os materiais das paredes deve ser estudado em termos de propriedades materiais e mecânicas.

Estes resultados vão de encontro aos resultados obtidos por Valluzzi *et al.* [57] onde se concluiu que a técnica de encamisamento com betão é mais eficaz do que o uso de ancoragens, no que diz respeito à união entre panos, capacidade resistente e deterioração das paredes de três panos.

Na secção 5.8 é feita uma breve síntese dos diversos trabalhos analisados, no que diz respeito à constituição e dimensão dos modelos, ao tipo de ensaio realizado e à força e tensão máxima obtida.

3.3 – Recomendações para a acção de reabilitação

As paredes de alvenaria constituem um dos elementos estruturais mais importantes dos edifícios antigos, sendo cerca de 60% os edifícios em Portugal com estrutura em alvenaria resistente [24]. Mas, se por um lado este sistema construtivo baseado na justaposição de elementos representava maior facilidade de manutenção, por substituição dos elementos degradados, por outro lado tornava a estrutura débil quando solicitada a acções sísmicas.

Os edifícios antigos de alvenaria, particularmente os de pedra irregular, apresentam elevado risco de colapso em caso de ocorrência de um sismo, devido à sua heterogeneidade e fraca conexão entre os panos. De facto, observando a fig. 3.32, verifica-se que a principal causa de vítimas mortais, na ocorrência de sismos, é o colapso de edifícios de alvenaria.

1900-1949: 795000 vítimas mortais

1950-1999: 700000 vítimas mortais

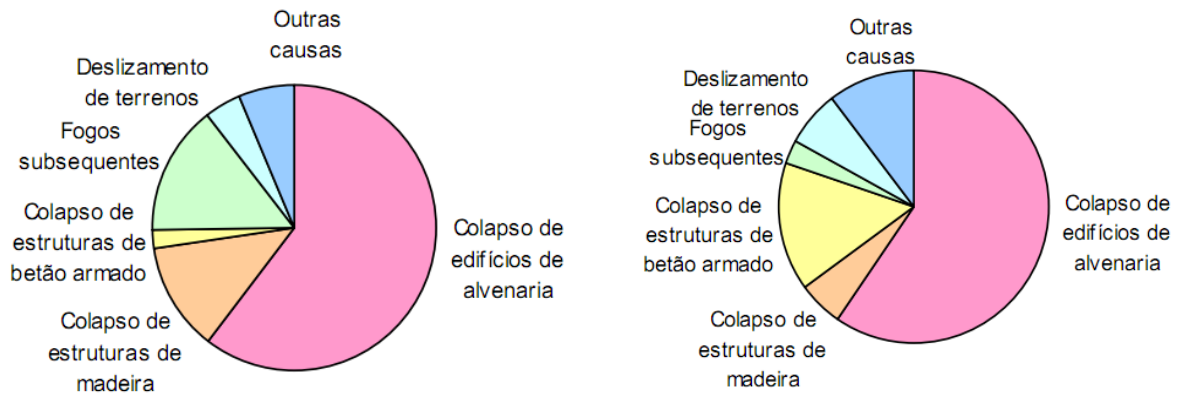


Fig. 3.32 - Causas de morte na sequência da ocorrência de sismos [15]

Esta situação demonstra que as construções antigas e a sua concepção eram puramente intuitivas e que as paredes de alvenaria têm, habitualmente, insuficiências ao nível da concepção, selecção de materiais e execução. No entanto, actualmente, com o aumento da quota de mercado da reabilitação, surge o interesse renovado nas estruturas de alvenaria e proporciona-se a realização de normas que regulamentam o projecto e a execução destes edifícios.

Uma dessas normas é o EC6 [25], que admite que o módulo de elasticidade (E) em alvenarias pode estimar-se com ou sem recurso a ensaios, desde que se conheça a sua tensão de rotura à compressão (σ_{rotura}). A via experimental deve considerar o comportamento elasto-plástico das alvenarias. Para o efeito, durante os ensaios deve fazer-se um intervalo de tempo para cada nível de carga, de forma a poder avaliar a deformação final estabilizada. A partir dos resultados dos ensaios pode-se determinar o digrama tensão-deformação e associar, numa relação bi-unívoca, a cada valor de tensão um correspondente valor do módulo de elasticidade, dado pela inclinação da tangente no ponto [50].

Para efeitos de cálculo, o EC6 estabelece que o diagrama tensão-extensão pode apresentar-se na forma de uma parábola, parábola-rectângulo ou rectângulo, fig. 3.33. O módulo de elasticidade é calculado, para acções de curta duração, a um terço da carga máxima, e para acções de longa duração deverá ser afectado por um coeficiente (< 1) que tenha em conta a fluência. Em relação ao módulo de distorção (G), o EC6 admite um valor de $G=0,40xE$, a que corresponde um coeficiente de Poisson (relação entre as deformações transversal e longitudinal) de 0,25 [21].

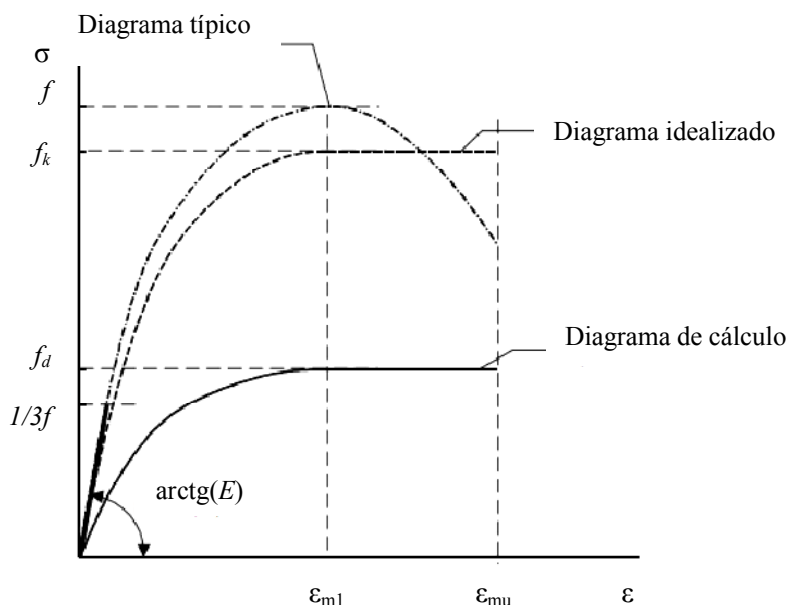


Fig. 3.33 - Diagrama tensões-extensões da alvenaria, proposto pelo Eurocódigo 6 [25]

De modo a colmatar a reduzida adequabilidade da aplicação dos Eurocódigos às estruturas antigas, como adiante é referido, surgem comités que definem recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património edificado, salientando a importância de uma abordagem científica e multidisciplinar que envolva investigação histórica, inspecção, monitorização e modelação estrutural [47].

Dos comités existentes, destacam-se aqui os comités científicos internacionais ICOMOS (*International Council on Monuments and Sites*) [21] e ISCARSAH (*International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage*) [26].

De acordo com as recomendações desses comités, a metodologia correcta de avaliação e intervenção num edifício antigo deve começar com uma fase de aquisição de dados (investigação histórica, levantamento da estrutura, realização de ensaios *in-situ* e laboratoriais e monitorização) e de análise das hipóteses de comportamento estrutural (modelação estrutural, características dos materiais e acções na estrutura). De seguida devem ser feitos relatórios de diagnóstico e segurança, contemplando a análise histórica, quantitativa, qualitativa e experimental, que culmine em documentos de execução que contenham a escolha dos materiais e técnicas de intervenção que melhor se adoptem às condições do edifício [23].

Para finalizar esta secção importa salientar os seguintes aspectos:

- atendendo aos habituais elevados custos das intervenções de reabilitação e às dificuldades de análise das estruturas existentes, é complexo estabelecer um enquadramento racional e regulamentar para essas intervenções. De facto, não existem regulamentos nacionais sobre o reforço de estruturas existentes e os Eurocódigos estabelecem que o único requisito a cumprir no seu redimensionamento é o de ausência de colapso;

- no caso dos edifícios históricos, estes pertencem a uma área urbana com valor cultural como um todo e não como um elemento isolado, pelo que a preservação está relacionada com o carácter geral das técnicas de construção típicas da zona. Por esta razão, os requisitos e a regulamentação aplicável a estruturas correntes só são aplicáveis aos edifícios antigos se não produzirem efeitos negativos na sua preservação [31];

- enquanto o dimensionamento de estruturas modernas adopta uma abordagem conservadora, que envolve a utilização de factores de segurança para ter em conta as várias incertezas, em estruturas antigas este procedimento é inadequado, uma vez que as exigências para aumentar a resistência podem conduzir à perda de elementos estruturais ou a alterações drásticas na concepção original da estrutura. Assim, para estruturas antigas é necessário adoptar uma abordagem mais flexível e mais abrangente, de modo a relacionar mais claramente as medidas de intervenção com o comportamento estrutural real e a preservar o princípio da intervenção mínima [21];

- no caso das alvenarias antigas, a adopção das fórmulas propostas pelos Eurocódigos permitem apenas uma estimativa aproximada da resistência. Idealmente, a caracterização dos componentes destas alvenarias deveria ser feita com base em ensaios laboratoriais de amostras retiradas da estrutura. No entanto, a recolha de amostras, além de ter um carácter destrutivo, na maior parte das vezes, não permite obter amostras intactas de argamassa, pelo que são ensaios muitas vezes realizados com argamassa reconstituída em laboratório [49];

- a maioria dos edifícios de alvenaria existentes foram construídos antes da implementação dos Eurocódigos, com recurso a técnicas tradicionais baseadas na experiência prática dos trabalhadores. Assim sendo, não se pode garantir que um edifício antigo terá um comportamento seguro na ocorrência de um sismo apenas por ter tido um comportamento adequado até agora. Torna-se portanto fundamental avaliar a capacidade resistente desses edifícios;

- a resistência sísmica dos edifícios de alvenaria está associada às diferentes tipologias construtivas (tipo e forma dos elementos verticais de suporte), à configuração estrutural (numero de pisos, regularidade em planta ou altura), à época de construção e aos métodos e tecnologias próprios de cada região [15];

- as dificuldades em aplicar os novos regulamentos a edifícios antigos prendem-se, essencialmente, com dois factores. Um diz respeito à previsão da carga que uma eventual acção induz na estrutura, o que requer uma simulação de como o edifício se comporta na sua presença, outro devido à estimativa da capacidade resistente do edifício, para saber se este poderá ou não resistir a essa acção. Daí a dificuldade de se conseguir perceber se um determinado edifício necessita ou não de ser reforçado e, no caso de o reforço ser necessário, da dificuldade de escolher o método mais adequado, que garanta o princípio da intervenção mínima e que não resulte em mais dano [21].

TRABALHOS DE REFERÊNCIA

4.1 – Introdução

Neste capítulo descreve-se, resumidamente, o conjunto de estudos desenvolvidos na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa sobre o estudo do comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria pedra tradicional sujeitos a ensaios de compressão axial, no qual se insere o presente trabalho.

Começa-se pela descrição geral dos modelos experimentais, quanto à sua construção, constituição, dimensões e propriedades, passando-se de seguida à apresentação dos resultados que servem de referência aos obtidos no ensaio experimental da presente dissertação, na secção 5.8.

4.2 – Descrição dos modelos experimentais (muretes)

Na fase de preparação dos modelos experimentais pretendeu-se que estes fossem relacionáveis (representativos) com paredes reais de alvenaria de pedra, nomeadamente no que se refere à alvenaria dos edifícios da Baixa Pombalina de Lisboa (construídos após o terramoto de 1755). Deste modo, a escolha das dimensões e da constituição a adoptar foram definidas por F. Pinho [42] com base:

- na consulta de bibliografia diversa [2, 36, 57, 61];
- na necessidade de que os resultados dos ensaios mecânicos fossem relacionáveis com situações reais de estruturas antigas representativas desta solução construtiva;
- nas dimensões do laboratório (LabDEC) onde decorreram os trabalhos experimentais, no que se refere ao espaço necessário para o sistema de ensaio e preparação e movimentação dos modelos.

No contexto referido, chegou-se à conclusão de que a composição volumétrica a adoptar seria de 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de assentamento, ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia (1:3), repartidas igualmente por areias de rio e de areeiro, com uma relação água/ligante de 1,2.

Foram construídos sessenta e dois modelos experimentais, dos quais quarenta e dois com dimensões de $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$, designados por “muretes grandes”, e vinte com dimensões de $1,20 \times 0,80 \times 0,40 \text{ m}^3$, designados por “muretes pequenos”.

Os modelos foram construídos em Julho de 2002, sobre uma base de betão armado com altura de 0,20m e área de $1,20 \times 0,40 \text{ m}^2$, segundo técnicas tradicionais, por uma equipa de sete operários com experiência em trabalhos de conservação e reabilitação de edifícios antigos, fig. 4.1.



Fig. 4.1 - Construção dos muretes sobre bases em betão armado [42]

Para garantir as melhores condições de cura possíveis foi feito um “abrigo” coberto, permitindo a protecção dos muretes relativamente aos agentes atmosféricos, como a chuva e a radiação solar, e garantindo uma boa ventilação natural.

A pedra calcária utilizada tinha uma dimensão máxima da ordem de $D=25\text{cm}$ e foi lavada antes da sua aplicação, para remoção de pó e outras impurezas. Tendo em vista a melhoria do travamento vertical da alvenaria, prepararam-se pedras com uma das dimensões superior à máxima dimensão da pedra de assentamento, na ordem dos 35cm, designadas por “perpianhos”, os quais eram colocados a um terço e a dois terços da altura dos muretes.

À data de construção dos muretes foram efectuados diversos ensaios de caracterização dos seus materiais constituintes, tendo em vista o conhecimento das suas propriedades físicas, mecânicas e químicas. Esta caracterização foi feita através de amostras retiradas durante os trabalhos de construção dos muretes. Para além destes ensaios, foram também realizados ensaios sobre os próprios muretes [42].

Na tabela 4.1 são resumidas as características físicas e mecânicas das pedras e da argamassa de assentamento endurecida (aos 90 dias), a restante caracterização é feita no Anexo I.

Tabela 4.1 - Características físicas e mecânicas dos principais materiais constituintes dos muretes [42]

Característica	Pedra	Argamassa (aos 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
Resistência à compressão [MPa]	47,8	0,58

4.3 – Ensaios dos muretes de referência (M21, M32 e M43)

O trabalho de investigação desenvolvido por F. Pinho [42] pretendeu determinar, através da realização de ensaios mecânicos de compressão axial e de compressão-corte, a eficácia de diversas soluções de consolidação, constituídas principalmente por rebocos armados com diversas armaduras, com e sem conectores de confinamento. Na fig. 4.2 é possível visualizar o aspecto dos muretes após a aplicação de algumas das intervenções de reforço.

**Fig. 4.2** - Exemplos de muretes após aplicação de alguns métodos de reforço [42]

Nesta secção analisa-se apenas o comportamento dos muretes de referência, uma vez que constituem modelos de composição semelhante à do murete M9 (Capítulo 5), em estudo nesta dissertação, e igualmente sem qualquer tipo de reforço, constituindo assim termo de comparação e referência aos resultados obtidos no ensaio experimental desta dissertação.

Os muretes de referência, cuja representação esquemática se encontra na fig. 4.3, foram ensaiados à compressão axial em Abril de 2004. As suas denominações e as respectivas forças e tensões máximas aplicadas nos ensaios estão descritas na tabela 4.2.

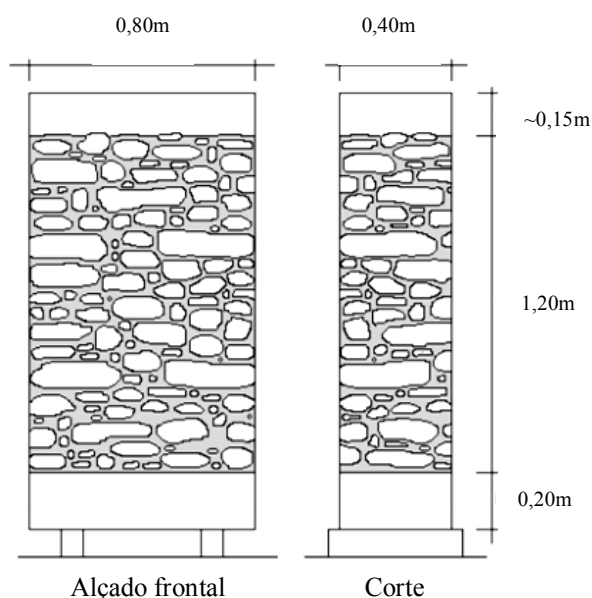


Fig. 4.3 - Representação esquemática dos muretes de referência [42]

Tabela 4.2 - Forças e tensões máximas aplicadas aos muretes de referência [42]

Murete de referência	Dimensões médias [m]			Força máxima aplicada [kN]	Tensão máxima aplicada [MPa]
	Comprimento	Altura	Espessura		
M21	0,80	1,20	0,40	127,7	0,40
M32				148,5	0,46
M43				134,2	0,42

Na fig. 4.4 representam-se as fases finais dos três muretes de referência, durante os ensaios de compressão axial.

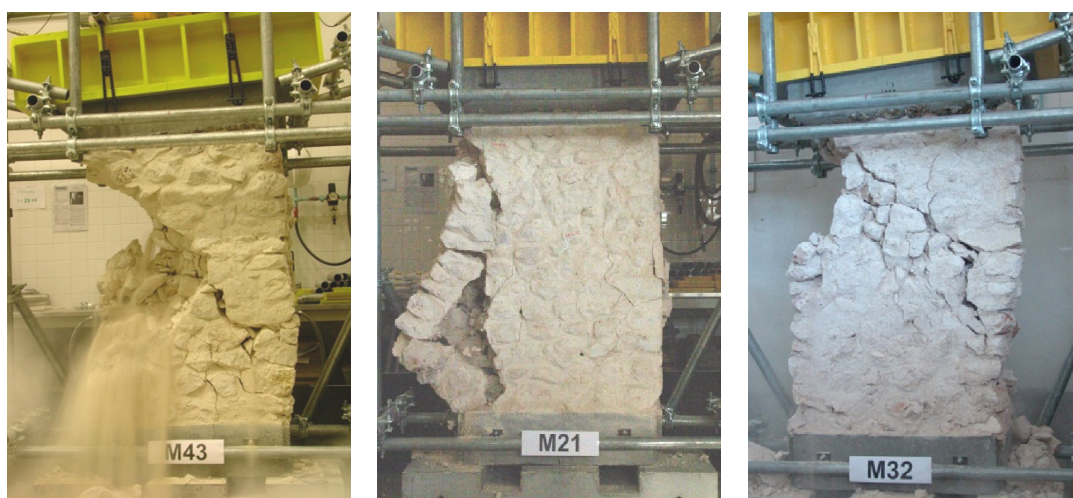


Fig. 4.4 – Fases finais dos ensaios de compressão axial aos muretes de referência (M43, M21 e M32) [42]

O comportamento mecânico dos muretes M32 e M43 foi semelhante, com a formação de uma fenda inclinada na frente entre o canto superior esquerdo e sensivelmente meia altura do quadrante inferior direito. Já o murete M21 apresentou um comportamento diferente, com formação de uma fenda vertical a meio da metade esquerda, com desenvolvimento do centro para o topo e para a base, provavelmente causada devido à junta vertical “contínua” existente nesta zona. As roturas foram do tipo frágil, mostrando-se irreversíveis e com perda acentuada da capacidade resistente a partir do momento em que se iniciava a desagregação da alvenaria.

Os diagramas força-deslocamento e tensão-deformação obtidos ao longo dos ensaios estão representados na fig. 4.5.

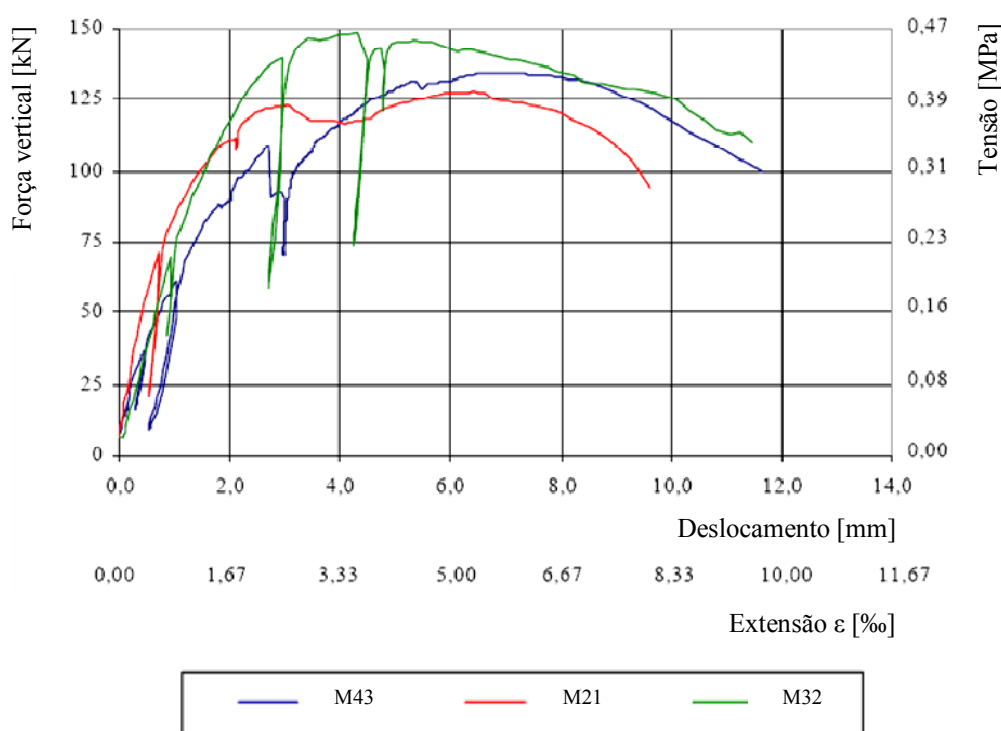


Fig. 4.5 – Diagramas força–deslocamento e tensões–deformações dos muretes de referência [45]

Para estes muretes obteve-se uma resistência à compressão média de 0,43MPa e um módulo de elasticidade de 305MPa, para uma força máxima de 136,8kN e uma profundidade de carbonatação da argamassa correspondente a 27,5% da espessura total. O deslocamento correspondente à força máxima foi de 5,8mm.

4.4 – Ensaios dos muretes M36 e M45

Os muretes M36 e M45 foram construídos no âmbito do principal trabalho de referência [42] desta dissertação e ensaiados a Junho de 2010, por H. Morais [35] e M. Fonseca [20], no âmbito das suas dissertações de mestrado. Estes muretes, ambos com $1,20 \times 0,80 \times 0,40 \text{ m}^3$, foram ensaiados à compressão axial, o primeiro no seu estado simples e o segundo após ser reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas (com uma tensão média de cedência de 217,95MPa), fig. 4.6.

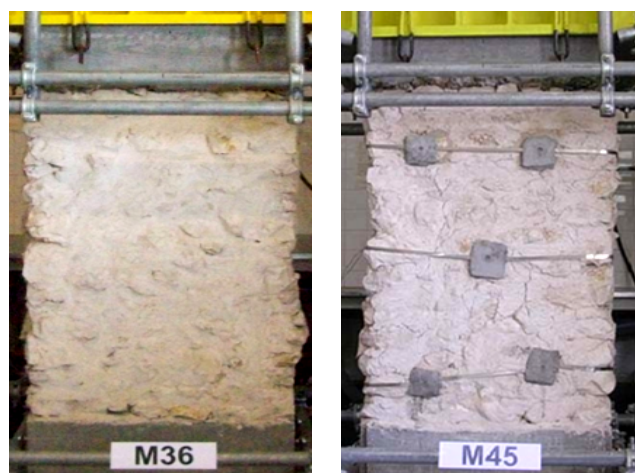


Fig. 4.6 - Modelos experimentais ensaiados por H. Morais (M36) e M. Fonseca (M45) [35, 20]

A força máxima obtida para o murete M36 (simples) foi de 238,3kN, para um deslocamento de 6,5mm, a que corresponde uma tensão máxima de 0,74MPa. O murete M45 (reforçado) registou uma força máxima de 253,3kN, para um deslocamento de 13,2mm, a que corresponde uma tensão de 0,79MPa, representando ganhos de resistência de apenas 7% em relação ao murete M36. Na fig. 4.7 é possível visualizar os modos de rotura destes muretes.

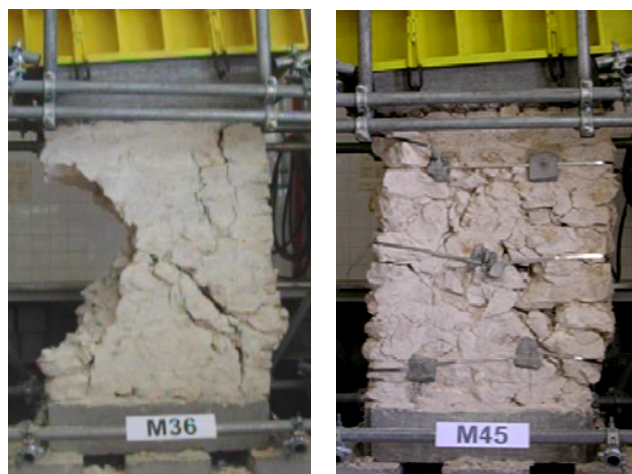


Fig. 4.7 – Fases finais dos ensaios aos muretes M36 e M45 [35, 20]

O murete M36 teve um modo de rotura similar ao murete de referência M43, traduzindo-se pelo desenvolvimento de uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo do murete até ao canto inferior direito, que progrediu até ao colapso. A desagregação da alvenaria deu-se principalmente no terço central esquerdo do murete (formando um “volume triangular” de alvenaria).

O modo de rotura do murete M45 deu-se pela abertura de uma fenda diagonal do canto superior esquerdo para o canto inferior direito.

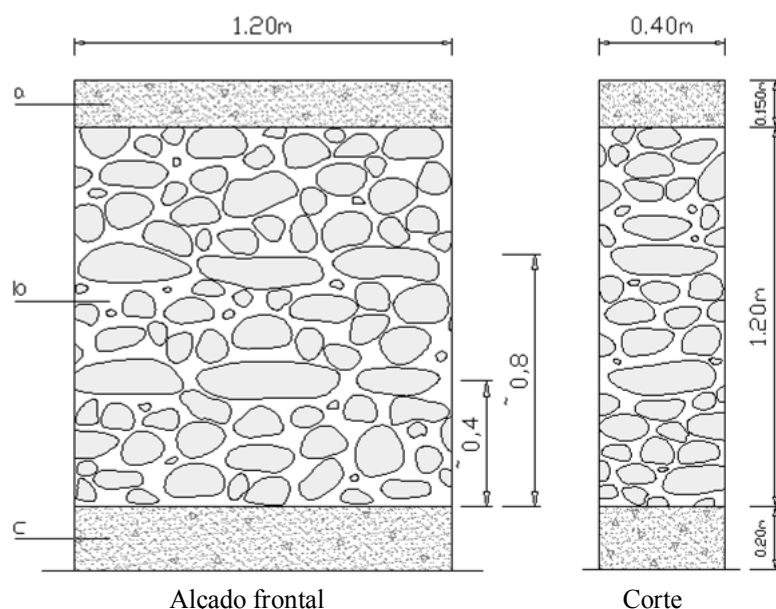
ENSAIO EXPERIMENTAL

5.1 – Introdução

Neste capítulo começa-se por descrever o modelo experimental, as principais fases de preparação, o sistema de ensaio de compressão axial e a sua instrumentação. Posteriormente relata-se o comportamento mecânico observado durante o ensaio, descreve-se a determinação da profundidade de carbonatação e faz-se a apresentação, análise e discussão dos resultados obtidos.

5.2 – Descrição do modelo experimental

Como referido anteriormente, na secção 4.2, o modelo experimental ensaiado neste trabalho (murete M9), cuja representação esquemática se encontra representada na fig. 5.1, é de alvenaria de pedra calcária assente com argamassa de cal aérea hidratada e areia, tendo sido construído a Julho de 2002, no âmbito da realização do trabalho de investigação de referência [42].



a – lintel em betão armado; b - murete de alvenaria ordinária; c - base de apoio em betão armado

Fig. 5.1 - Representação esquemática do modelo experimental M9 (adaptado de [42])³

³ Em geral os muretes grandes têm a dimensão nominal (média) referida na figura. No entanto o murete ensaiado tem dimensões reais de 1,18x1,19x0,39m³ (altura x largura x espessura).

Como referido na secção 4.2, a argamassa de cal aérea hidratada (marca Lusical) ocupa cerca de 25% do volume dos muretes, tendo sido produzida ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia, com uma relação água/ligante de 1,2. A pedra calcária ocupa cerca de 75% do volume restante da alvenaria.

No Anexo I resumem-se os ensaios de caracterização efectuados aos materiais utilizados na construção dos muretes e os respectivos resultados.

5.3 – Trabalhos preparatórios

Os trabalhos de preparação do murete para o ensaio foram, pela ordem apresentada, os seguintes:

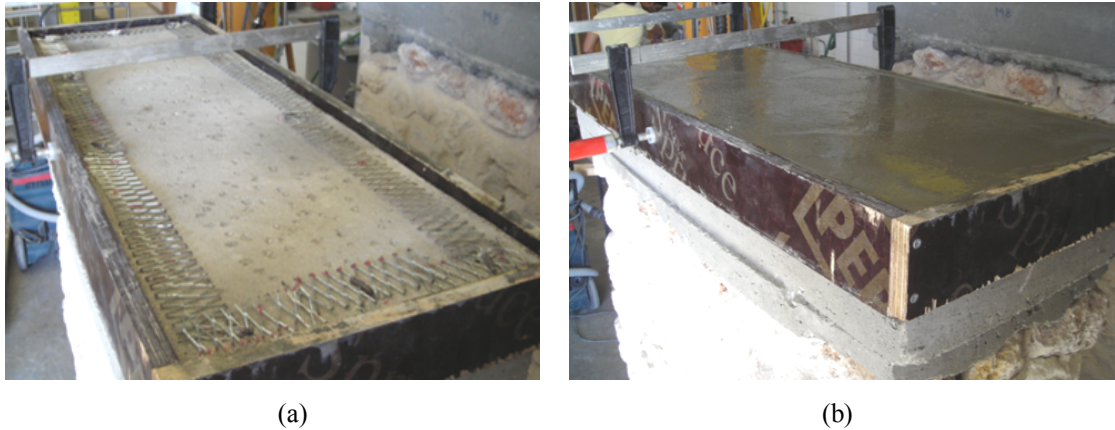
- retirada do murete do “abrigo” e seu transporte para o laboratório;
- limpeza de toda a sua superfície com jacto de ar;
- realização de dois furos em cada face lateral da base de apoio, com cerca de 10cm de profundidade, e posterior colocação de varões roscados com 15cm de comprimento, fixos por aplicação de AnchorFix3 da Sika (resina de epoxi bicomponente para ancoragens), fig. 5.2. Estes varões servem para fixar os deflectómetros ao murete;



Fig. 5.2 – Colocação de varões roscados nos furos das faces laterais da base de apoio do murete

- regularização do lintel, incluindo:
 - colocação de uma malha de aço electrossoldada, de 10cm de largura, no perímetro do lintel, presa com varões dobrados colocados em furos inclinados, fig. 5.3(a). Este processo permitiu reforçar a ligação do *grout* de nivelamento ao lintel pré-existente. Inicialmente este processo não foi efectuado e a ligação não foi conseguida;

- colocação e espalhamento do *grout* de nivelamento, fig. 5.3(b);



(a) colocação da malha de aço electrossoldada; (b) colocação e espalhamento do *grout* de nivelamento

Fig. 5.3 – Trabalhos de regularização do lintel do murete

- eliminação de “saliências” deixadas aquando da colocação do *grout* (com recurso a um disco de corte), garantindo dessa forma um adequado apoio da viga metálica superior, no decorrer do ensaio, e consequentemente a distribuição uniforme das cargas à alvenaria, fig. 5.4;



Fig. 5.4 – Aspecto final do lintel do murete

- realização de dois furos em cada uma das faces principais do lintel, com 16mm de diâmetro e 10cm de profundidade, onde viriam a ser colocados varões metálicos para impedir a queda do lintel aquando da realização do ensaio de compressão, após o colapso da alvenaria;
- colocação do murete na base de ensaio, procurando que as cargas a aplicar passassem pelo seu eixo de simetria vertical;
- posicionamento dos deflectómetros sobre o eixo do lintel e a 10cm das extremidades;
- conexão e ligação de todos os instrumentos de ensaio.

Após a realização dos trabalhos preparatórios o murete apresentava o aspecto evidenciado na fig. 5.5.



Fig. 5.5 - Aspecto final do modelo experimental M9

5.4 – Sistema de ensaio de compressão axial

O sistema de ensaio de compressão axial utilizado é composto por um pórtico metálico, (formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por oito parafusos M24 em cada extremidade), um sistema de segurança (para impedir a queda da viga metálica e do lintel, na fase final do ensaio) e uma base em betão armado sobre a qual é colocado o murete.

O pórtico metálico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag* com 36mm de diâmetro, para permitir a actuação do cilindro hidráulico (macaco) em condições de segurança, durante a aplicação da carga vertical sobre a viga metálica colocada no topo do lintel. As extremidades superiores dos varões foram fixas a duas vigas metálicas perpendiculares à viga do pórtico e as inferiores à laje de pavimento do laboratório [42].

Este sistema, representado na fig. 5.6, é o mesmo que foi usado nos ensaios dos muretes pequenos, tendo apenas sofrido algumas alterações para se ajustar às dimensões deste murete, com uma largura acrescida de 0,40m relativamente àqueles.

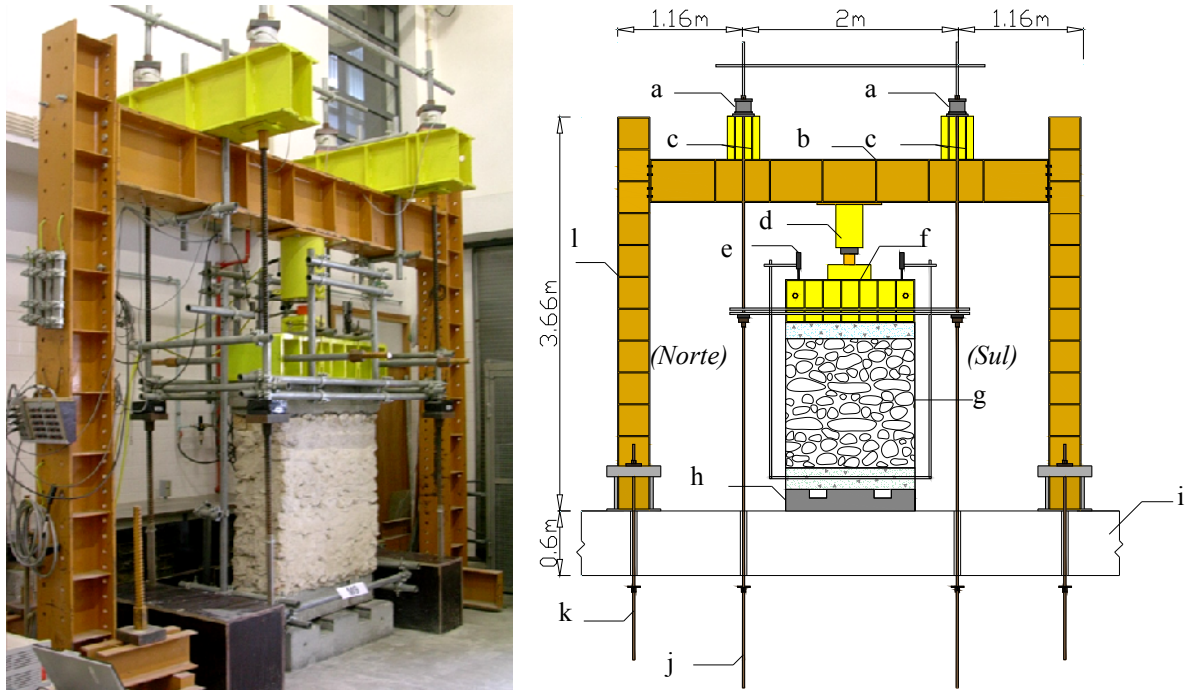


Fig. 5.6 - Sistema de ensaio de compressão axial

5.5 – Instrumentação do ensaio

No trabalho de referência as cargas verticais são medidas em geral através de quatro células de carga (CC1 a CC4), com capacidade para 1000kN cada, colocadas nas extremidades superiores dos varões de reforço do pórtico. A medição dos deslocamentos verticais é efectuada através de dois deflectómetros (também designados por transdutores de deslocamento ou LVDTs), com um curso de 100mm e sensibilidade de 10×10^{-5} /mm, colocados a 10cm da vertical dos pontos médios das arestas de topo do lintel, fig. 5.7.

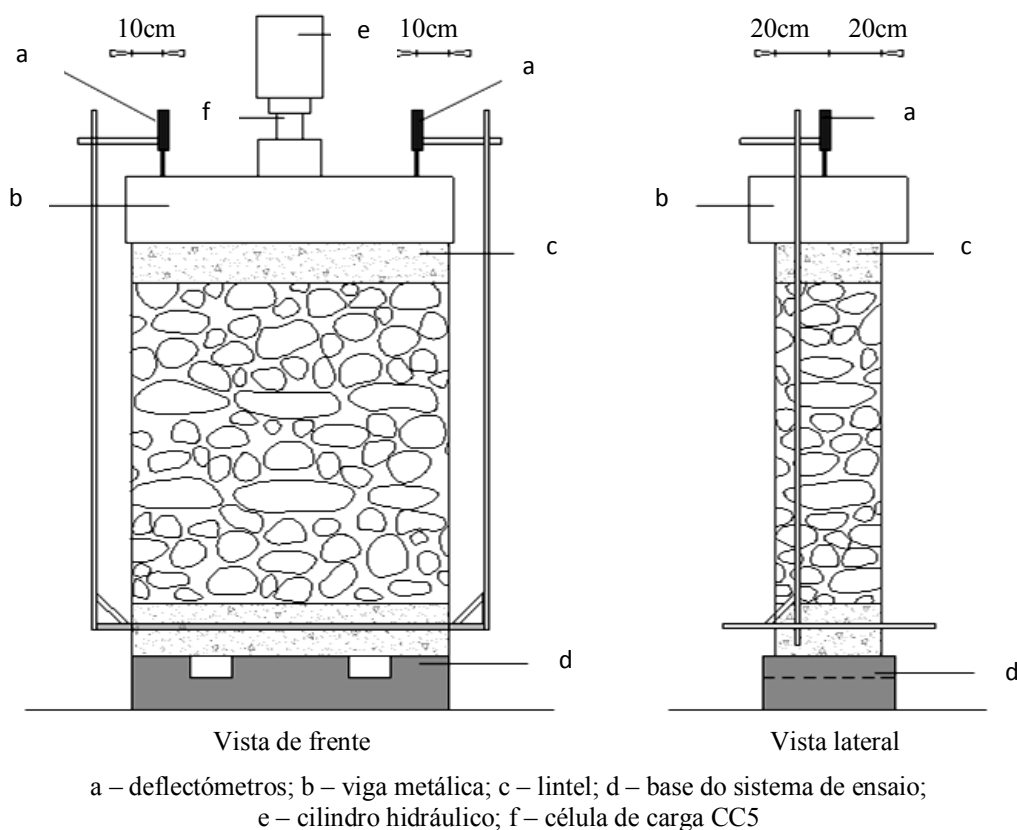


Fig. 5.7 - Representação esquemática da instrumentação do ensaio

O cilindro hidráulico utilizado, com capacidade de 3000kN, é accionado por uma bomba hidráulica eléctrica *Enerpac GPEW 2020 WSN*, de duplo efeito, com função de *load maintainer*. A informação recebida dos dispositivos de medição (células de carga e deflectómetros) é centralizada num *interface* de ligação, conectado a um *data logger*, que envia os dados ao computador.

O software utilizado para a aquisição de dados é o programa “Catman 4.0”, da Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM).

Durante o ensaio, as porcas de aperto das bases do pórtico ao pavimento encontravam-se desapertadas, para que a reacção à carga aplicada pelo cilindro hidráulico fosse transmitida apenas aos varões de pré-esforço.

Neste trabalho, devido às “reduzidas” cargas expectáveis, utilizou-se uma outra célula de carga (CC5 de 500kN) para medição das forças aplicadas, posicionada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica subjacente. As leituras desta célula de carga foram utilizadas para obter as forças verticais dos gráficos de resposta do murete, tendo as restantes (CC1 a CC4) sido utilizadas apenas para confirmar o correcto funcionamento da célula de carga CC5.

Às forças registadas pela célula de carga CC5 foi necessário somar os pesos dos elementos pré-existent sobre a alvenaria. Estes valores foram estimados em 5,2kN para a viga metálica, 1,8kN para o lintel de betão armado pré-existente e 0,3kN para o grout de nivelamento, obtendo-se assim um total de 7,3kN para a carga pré-existente (CPE).

Na fig. 5.8 representa-se, de forma esquemática, a relação entre os equipamentos de aquisição de dados e o modo de controlo (comando) do sistema de ensaio e na tabela 5.1 indicam-se as siglas associadas a cada um desses equipamentos.

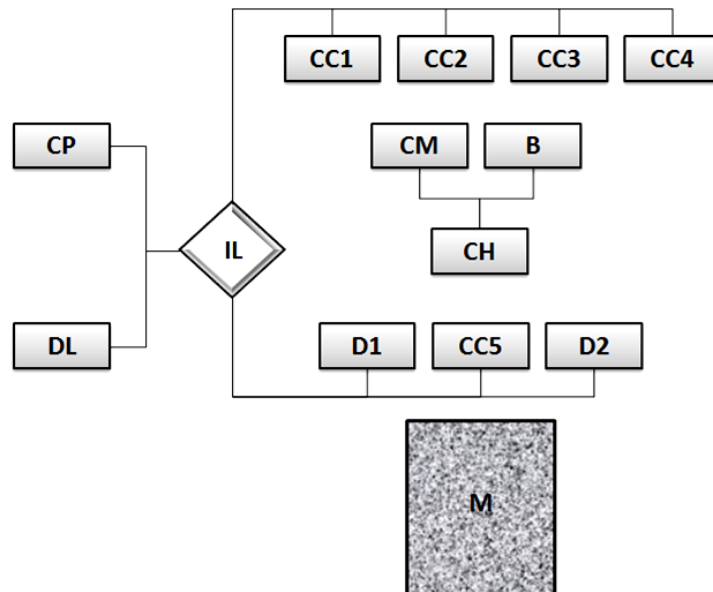


Fig. 5.8 - Representação esquemática do processo de aquisição de dados e controlo do ensaio (adaptado de [42])

Tabela 5.1 - Siglas de identificação dos elementos do ensaio, referidos na fig. 5.8 (adaptado de [42])

Sigla	Significado
M	Murete
CC1 a CC4	Células de carga da marca HBM (Hoottinger Baldwin Messtechnik GmbH), modelo C6A, com capacidade de 1000kN cada
CC5	Célula de carga da marca TML, tipo KC-50N, da Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, com capacidade de 500kN
D1 e D2	Deflectómetros (LVDT'S) da marca TML, modelo CDP-1009, da Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, com um curso de 100mm e uma sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$
CH	Cilindro hidráulico <i>Enerpac</i> RRH3006 de 3000kN
B	Bomba hidráulica manual <i>Enerpac</i> GPEW 2020 WSN de duplo efeito, com função de <i>load maintainer</i>
IL	Interface de ligação
DL	Data logger da marca HBM, modelo Spider8, com capacidade para oito canais
CP	Computador portátil com o programa “Catman 4.0” para a aquisição de dados
CM	Comando manual do sistema de carga

5.6 – Comportamento do murete durante o ensaio

Nesta secção descreve-se o comportamento mecânico do murete durante o ensaio de compressão axial, cujo diagrama de história de carga se representa na fig. 5.9.

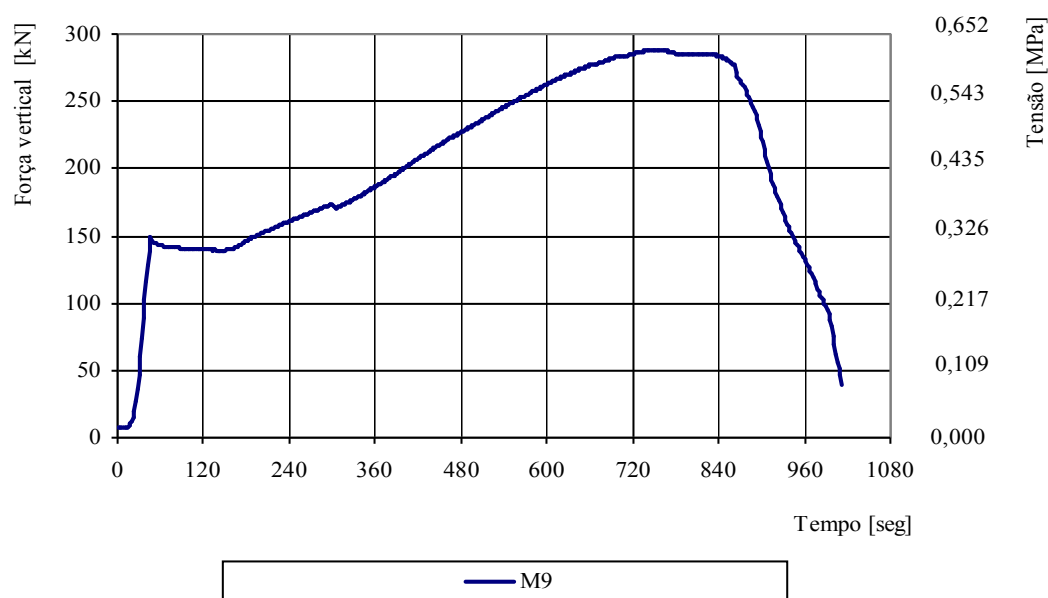


Fig. 5.9 - História de carga do ensaio realizado ao murete M9

Observado o diagrama da história de carga é possível verificar a existência de quatro fases distintas, relacionadas com alterações do incremento da carga por parte do operador do comando manual do sistema. Até aos 50s a carga foi aplicada com grande incremento, seguindo-se uma fase de interrupção até aos 200s (3,3 minutos), após a qual retomou-se a carga, desta vez com incremento de forma mais lenta. Aos 760s (12,7 minutos) atingiu-se a carga máxima e ocorreu o colapso do murete.

Durante a aplicação da carga foram surgindo fendas dispersas no plano do murete, concentradas na metade inferior e com maior intensidade no canto direito, conforme se pode visualizar na fig. 5.10.

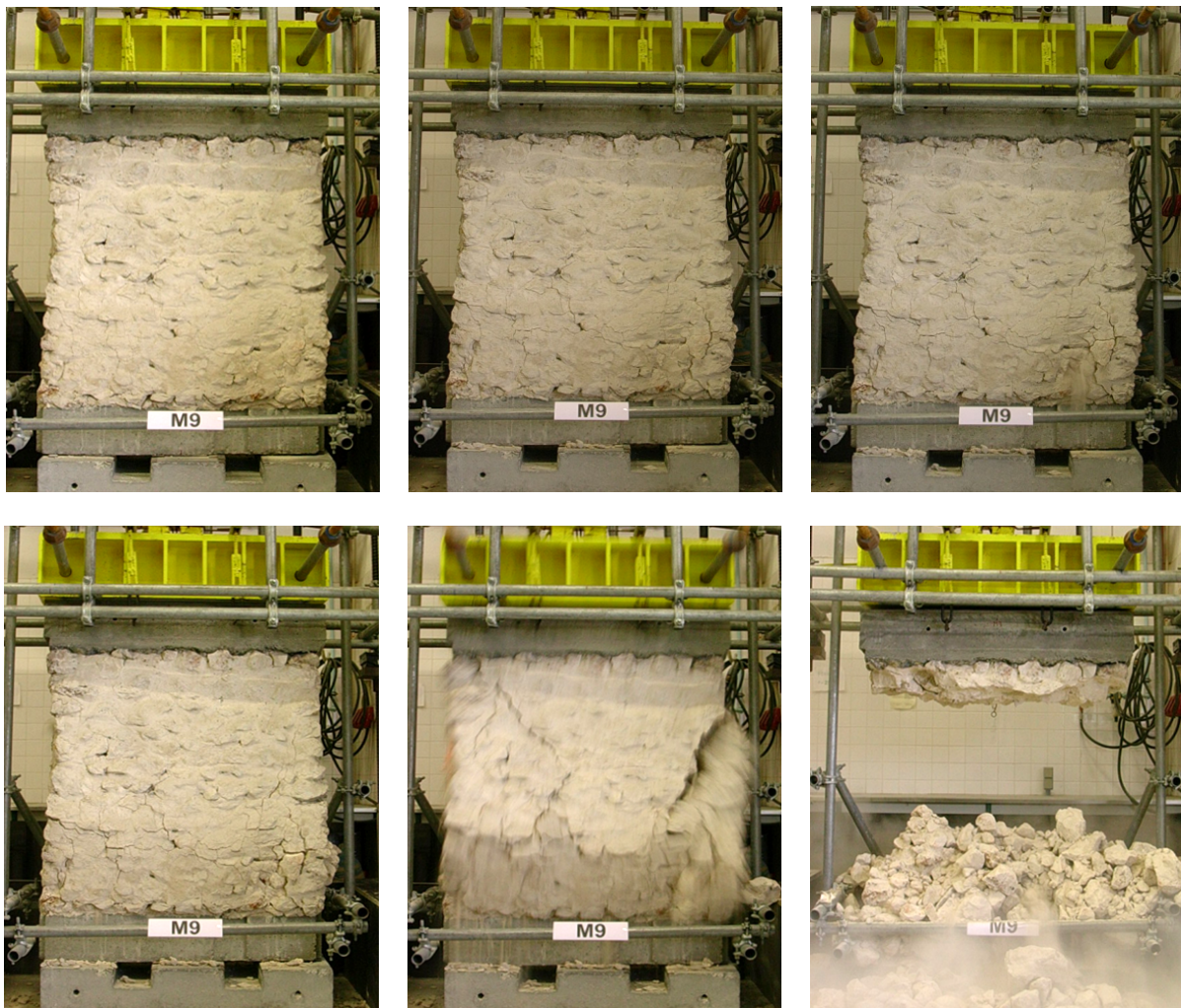


Fig. 5.10 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M9 – vista de frente

Estas fendas foram abrindo lentamente à medida que a carga vertical aumentava, sendo evidente, para valores de carga próximos da rotura, o incremento rápido da abertura dessas fendas.

A maior vulnerabilidade do canto inferior direito (a Norte) pode estar associado ao facto de a base do murete nesta extremidade ser mais estreita. A menor espessura da base do murete nesta zona faz com que a alvenaria sobrejacente tenha menor apoio, ficando mais sujeita à concentração de tensões e consequentemente à ocorrência de deformações.

Em simultâneo desenvolveram-se duas fendas nas faces laterais do murete, acompanhadas do desprendimento sucessivo de pequenas quantidades de argamassa e pedras ao longo da sua linha de desenvolvimento, fig. 5.11.



Fig. 5.11 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M9 – vista lateral Norte

No início este fenómeno foi relativamente discreto, evoluindo para uma perda cada vez maior de material, mas, com a continuação do aumento da carga, verificou-se uma gradual expulsão de elementos da alvenaria para fora do plano, criando uma espécie de “barriga” a cerca de um terço da altura do murete.

Após a desagregação do interior do murete deu-se uma rotura rápida para fora do plano e atingiu-se o colapso total do murete. A rotura foi do tipo frágil, mostrando-se irreversível e com perda acentuada da capacidade resistente a partir do momento em que se iniciou a desagregação da alvenaria, como se verifica através da visualização do diagrama força-deslocamento da fig. 5.12.

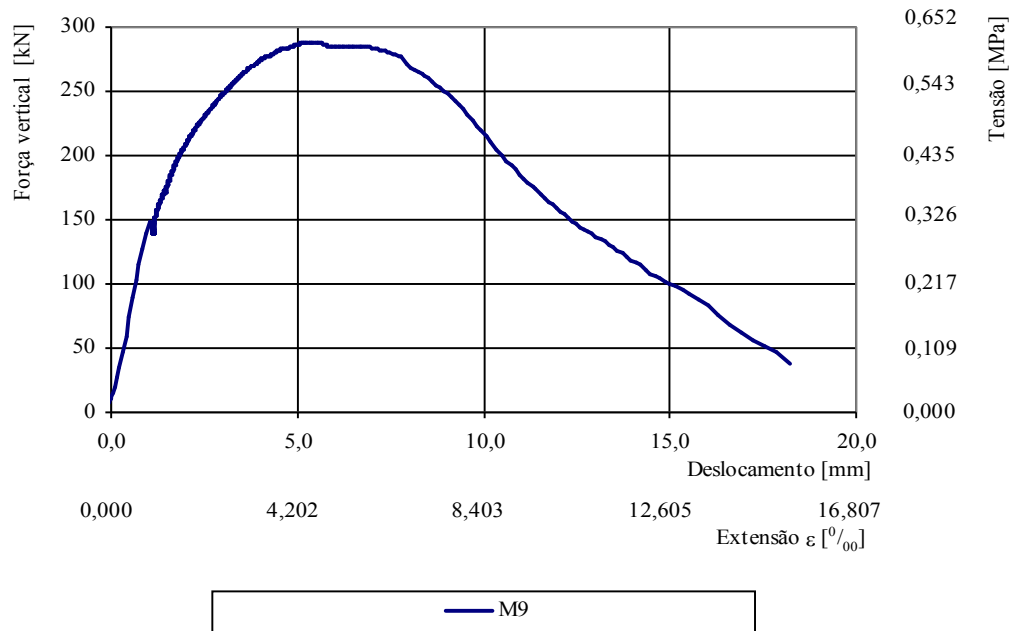


Fig. 5.12 - Diagrama conjunto de força-deslocamento e tensão-deformação do ensaio de compressão axial ao murete M9

A força máxima registada sobre o murete foi de 288,4kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,601MPa, um deslocamento máximo de 5,4mm e uma extensão de 4,5%. A análise e discussão destes resultados é feita na secção 5.8.

5.7 – Determinação da profundidade de carbonatação

Os ligantes utilizados mais frequentemente nos edifícios antigos apresentam-se sob a forma de pó fino que, quando misturados com água, têm capacidade de originar uma pasta que ganha presa e endurece através de reacções de hidratação e/ou carbonatação. Estes ligantes podem ter origem orgânica, mineral ou sintética. Os ligantes de origem mineral podem ainda ser classificados em hidráulicos ou aéreos.

Os ligantes hidráulicos têm a capacidade de fazer presa, endurecer e manter as suas propriedades ao longo do tempo, quer em contacto com o ar, quer em presença de água.

No caso das argamassas à base de cal aérea, o endurecimento só se dá quando ocorre a reacção entre o hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ e o dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera (carbonatação), a evaporação da água em excesso, a libertação de calor e a formação de carbonato de cálcio (CaCO_3). Este fenómeno pode ser traduzido pela seguinte equação [63]:



Esta reacção de carbonatação, numa parede de alvenaria de pedra de grande espessura, desenvolve-se de forma lenta e gradual, do exterior para o interior. Deste modo, para o adequado desenvolvimento do fenómeno, é necessário que o material seja poroso para permitir a penetração do dióxido de carbono do ar para o seu interior.

Assim sendo, a evolução da resistência mecânica das paredes de alvenaria assentes com argamassa de cal aérea depende do desenvolvimento do processo de carbonatação e continua até que este termine.

A profundidade de carbonatação é facilmente avaliada através de ensaios com recurso a uma solução alcoólica de fenolftaleína. Esta solução é um indicador químico do pH que apresenta uma cor rosa intensa em meio alcalino ($\text{pH} > 8$ – argamassa não carbonatada) e permanece incolor em meio neutro ou ácido (argamassa carbonatada).

Logo após o ensaio mecânico de compressão axial foi realizada a medição da profundidade de carbonatação do murete, recorrendo a uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5%, que foi pulverizada sobre a argamassa do lintel do murete. Seguindo este processo, foram realizadas medições em vários pontos, com recurso a uma fita métrica, fig. 5.13.

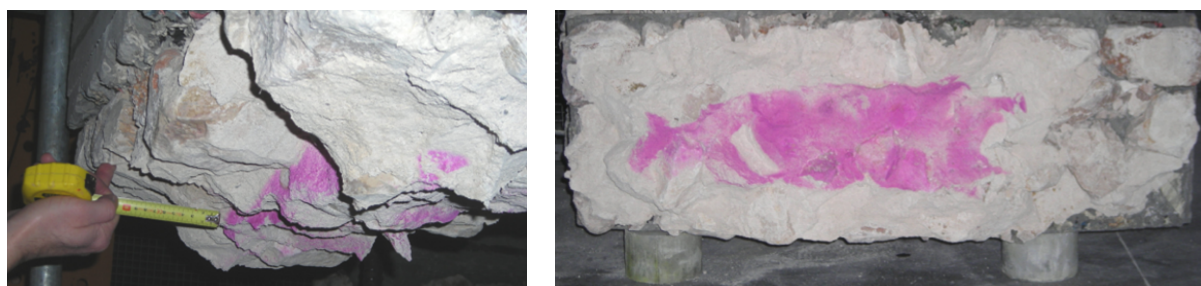


Fig. 5.13 - Medição da profundidade de carbonatação do murete ao nível do lintel

Na tabela 5.2 registam-se as medições efectuadas na argamassa do lintel do murete.

Tabela 5.2 - Medições de carbonatação realizadas à argamassa do murete

Medição	Profundidade de carbonatação [mm]
1	100
2	100
3	115
4	120
Média	109

Com os valores de profundidade de carbonatação obtidos nos ensaios de F. Pinho, H. Morais e M. Fonseca e com a profundidade de carbonatação média obtida para o murete M9, traçou-se o gráfico de profundidade-tempo representado na fig. 5.14, sabendo que os muretes foram construídos no dia 23 de Julho de 2002, a que corresponde a origem da curva, e que o murete M9 foi ensaiado no dia 4 de Janeiro de 2010, com 3087 dias de idade.

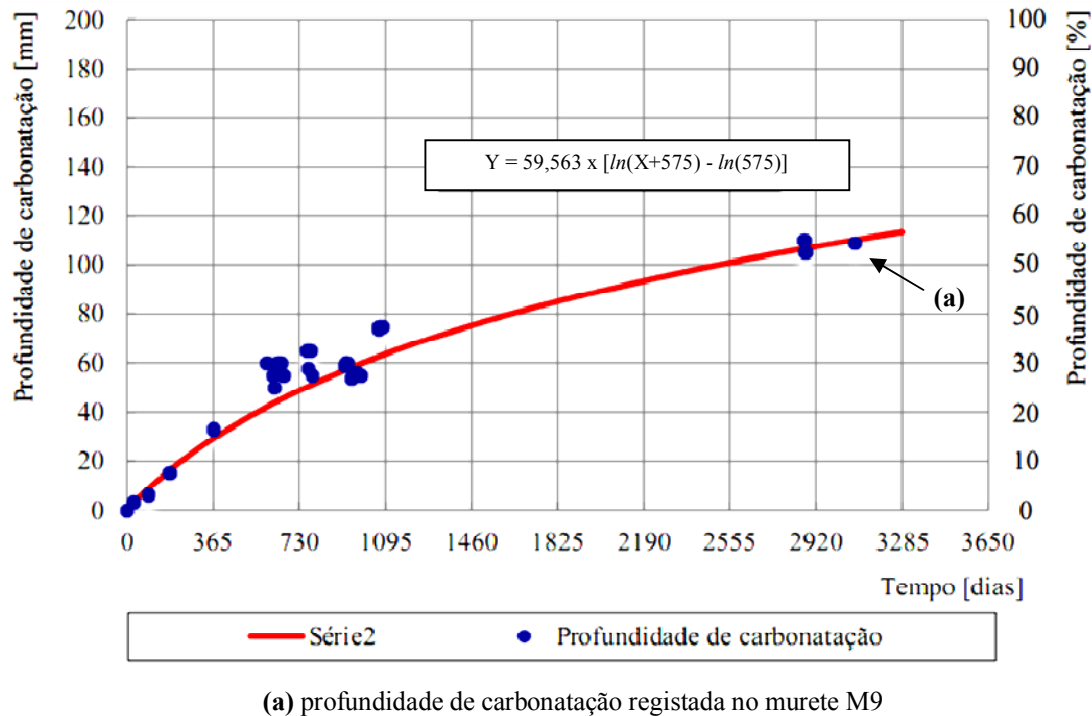


Fig. 5.14 - Evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento dos muretes (adaptado de [20, 35, 42])

A obtenção da curva de tendência da evolução da profundidade de carbonatação dos muretes é complexa. De facto, devido à existência de um longo período de tempo sem a realização de nenhum ensaio, é difícil obter uma expressão que traduza eficazmente a evolução da profundidade de carbonatação, tendendo para os 200mm. Por isto, utilizou-se e tentou-se aperfeiçoar a expressão anteriormente obtida por M. Fonseca [20], pelo método dos mínimos quadrados, tendo-se obtido a seguinte expressão:

$$Y = 59,563 \times [\ln(X + 575) - \ln(575)] \quad (5.2)$$

Através da expressão 5.2 prevê-se que a carbonatação esteja concluída ($Y = 200\text{mm}$) aos 44 anos de idade. Consta-se também que a evolução da profundidade de carbonatação dos muretes se dá de forma mais rápida nos anos iniciais, tornando-se posteriormente mais lenta com o aumento da profundidade, sendo mais difícil a penetração de CO_2 no seu interior.

A análise da evolução da profundidade de carbonatação do murete permitiu avaliar o endurecimento da argamassa de assentamento, do exterior para o interior, à medida que a reacção com o dióxido de carbono foi evoluindo, de 2002 até 2011.

Os valores obtidos para o murete M9, passados oito anos e seis meses da data da sua construção, revelaram uma percentagem de profundidade de carbonatação de aproximadamente 55%, em relação à sua largura total. Este facto vem comprovar a lentidão do processo de carbonatação da argamassa à base de cal, que afecta a capacidade resistente dos muretes.

5.8 - Análise e discussão dos resultados

Nesta secção faz-se a comparação entre os resultados obtidos na presente dissertação, relativos ao ensaio experimental do murete M9 com os obtidos por F. Pinho [42], relativamente aos muretes de referência M21, M32 e M43 e por H. Morais [35, 42], ao murete M36.

Esta análise permitirá avaliar os ganhos de resistência obtidos no presente ensaio (2011), relativos aos muretes de referência ensaiados em 2004, bem como relacionar estes ganhos com o aumento da profundidade de carbonatação e com as dimensões dos muretes.

Como já foi referido, a resistência máxima verificada no ensaio à compressão axial sobre o murete M9 foi de 288,4kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,60MPa, para um deslocamento de 5,4mm. Os respectivos diagramas conjuntos de força-deslocamento e tensão-deformação foram apresentados anteriormente, na fig. 5.10.

Os resultados dos ensaios realizados aos muretes estão resumidos na tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Resumo dos dados e resultados dos ensaios aos muretes

Murete		Dimensões [m ³]	Data do ensaio	Força máxima (F _{máx}) [kN]	Deslocamento correspondente ($\delta_{Fmáx}$) [mm]	Tensão máxima (σ_{max}) [MPa]
Muretes de referência [42]	M21	1,20x0,80x0,40	Abril - 2004	127,7	6,0	0,40
	M32			148,5	4,3	0,46
	M43			134,2	7,0	0,42
	Média			136,8	5,8	0,43
M36 [35, 42]		1,20x0,80x0,40	Junho - 2010	238,3	6,5	0,74
M9 ⁽¹⁾		1,18x1,19x0,39	Janeiro - 2011	288,4	5,4	0,60

(1) – objecto da presente dissertação

Na análise destes resultados, deve ter-se em consideração o facto de existirem algumas variáveis envolvidas, nomeadamente as dimensões e idade dos muretes, que afectam a profundidade de carbonatação e consecutivamente a sua resistência.

Na fig. 5.15 apresenta-se o diagrama comparativo de tensões máximas dos muretes analisados.

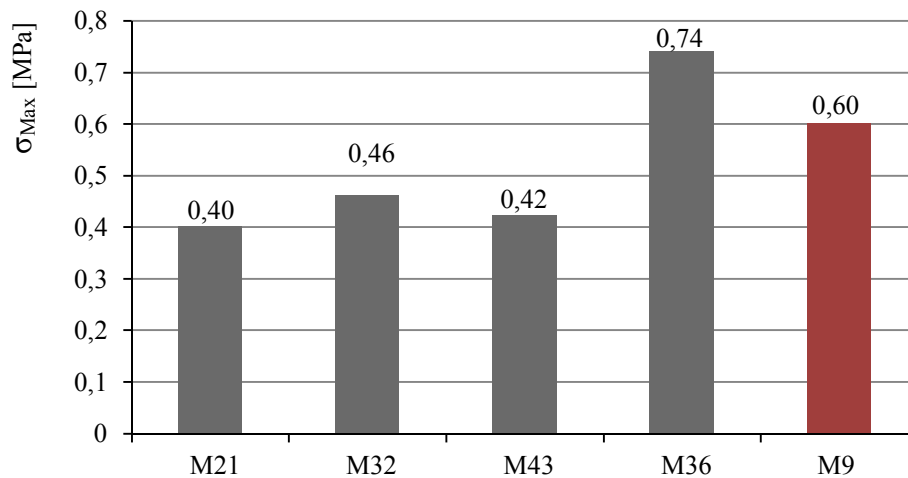


Fig. 5.15 - Diagrama comparativo de tensões máximas dos muretes ensaiados em compressão axial

Analisando o gráfico da fig. 5.15 verifica-se que os muretes M36 e M9 tiveram uma evolução de resistência mecânica considerável, em comparação com os muretes de referência. Enquanto a profundidade de carbonatação média dos muretes de referência foi de 25%, nos muretes M36 e M9 este valor subiu para cerca de 55%, influenciando naturalmente os ganhos de resistência mecânica na ordem dos 40%. Isto mostra que, apesar da maior contribuição para a resistência da parede ser dada pela pedra, o colapso é condicionado pelo ligante.

Observando o comportamento dos muretes de referência, o resultado obtido para o murete M9 foi o esperado, enquanto o do murete M36 foi superior ao que era esperado, possivelmente devido ao facto de a acção ter sido incrementada de forma mais rápida, por dificuldade de controlo da força.

Na tabela 5.4 compara-se a relação entre a resistência do murete M9 com a média dos muretes de referência, bem como a profundidade de carbonatação.

Tabela 5.4 - Influência da profundidade de carbonatação da argamassa na melhoria da resistência mecânica da alvenaria do murete

Murete	Ano do ensaio	Tensão máxima (σ_{max}) [MPa]	Profundidade de carbonatação [%]
M21, M32, M43	2004	0,43	27,5
M9	2011	0,60	54,5
Relação	-	$0,60/0,43 = 1,40$	$54,5/27,5 = 1,98$

De acordo com o quadro 5.4, verifica-se que há praticamente uma duplicação (1,98 vezes) da profundidade de carbonatação da argamassa desde a data dos ensaios dos muretes de referência até à data do ensaio ao murete M9, tendo-se obtido 40% de melhoria da resistência mecânica.

Esta análise mostra que a profundidade de carbonatação e a resistência mecânica não cresceram de forma “paralela” ao longo do tempo. Admite-se que, com o passar do tempo, o incremento de resistência mecânica tenderá a aumentar de forma mais lenta do que o avanço da profundidade de carbonatação, uma vez que, à medida que o tempo vai passando (aumento da profundidade de carbonatação) o “núcleo central” não carbonatado vai-se reduzindo, ou seja, a sua influência na resistência global da alvenaria tenderá a diminuir.

Na fig. 5.16 representa-se o diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32) e dos muretes M36 e M9.

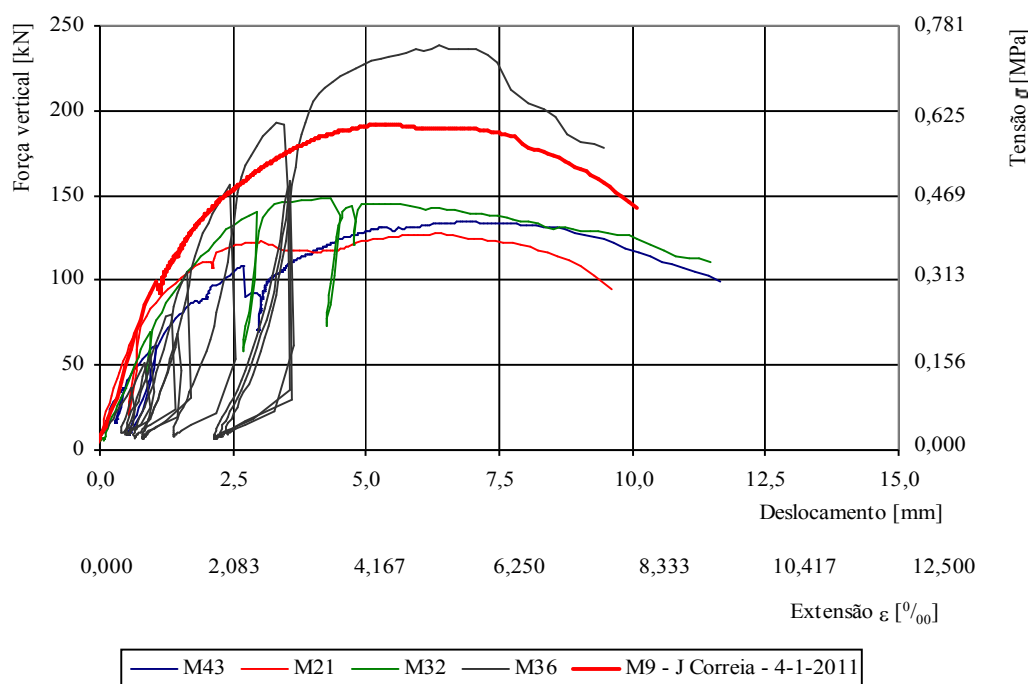


Fig. 5.16 – Diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32) e dos muretes M36 e M9

Pela análise do diagrama é possível visualizar a dificuldade de controlo da força no ensaio ao murete M36 e a semelhança do ponto de vista da rigidez entre os muretes analisados.

Embora este ensaio permita ter uma noção do comportamento das paredes de alvenaria com este tipo de composição, o facto de apenas ter sido realizado um único ensaio experimental nesta data, e a sua constituição ser extremamente heterogénea, introduz alguma incerteza na análise dos resultados e conclusões.

Nas tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 resumem-se os resultados dos trabalhos de investigação analisados, que representam maior interesse para esta secção.

Tabela 5.5 - Resumo dos resultados directamente comparáveis com esta dissertação

Constituição das paredes	Dimensões [m ³]	Tipo de ensaio	F _{máx} [kN]	σ _{máx} [MPa]
Alvenaria tradicional de pedra [42]	0,80x0,40x1,20	Compressão axial	136,8	0,43
Alvenaria tradicional de pedra [35, 42]			238,3	0,74
Alvenaria tradicional de pedra, com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [20, 42]			253,3	0,79

Tabela 5.6 - Resumo dos resultados de alguns dos trabalhos de investigação analisados

Constituição das paredes	Dimensões [m ³]	Tipo de ensaio	F _{máx} [kN]	σ _{máx} [MPa]
Alvenaria de blocos de pedra e argamassa de cal aérea [16]	0,60x0,40x0,80	Laboratorial Compressão axial	397	2,48
Alvenaria de pedra irregular, de três paramentos, assente com argamassa de cal hidráulica natural e areia [46]	0,80x0,50x1,40	Laboratorial Compressão axial	-	0,99 - 1,97
Alvenaria de pedra calcária de dois paramentos, de juntas desalinhas e assentamento irregular com argamassa de barro [39]	-	<i>In-situ</i> Macacos planos duplos	-	1,15 - 1,23
Alvenaria de pedra de granito [59]	De junta seca e pedras regulares	Laboratorial Cíclico no plano	86,31	-
	Com pedras regulares assentes com argamassa pré-doseada de cal hidratada natural, metacaulino pozolânico e agregados naturais		82,98	-
	De aparelho irregular e argamassa pré-doseada de cal hidratada natural, metacaulino pozolânico e agregados naturais		65,9	-
Alvenaria argamassada de tijolo [17]	0,90x0,90x0,120	Laboratorial Compressão axial	56,4 - 85,07	-
Alvenaria de adobe e argamassa [58]	-	<i>In-situ</i> Cíclico no plano	10,7	-
		<i>In-situ</i> Cíclico fora do plano	0,69	-
	1,00x0,190x1,10	Laboratorial Cíclico no plano	3,20	-
Alvenaria de pedra de paramento triplo assente com argamassa de cimento branco e cal aérea, com um paramento exterior de blocos de pedra e o outro de pedra irregular [19]	2,00x0,30x2,00	Laboratorial Compressão axial excêntrica	188	-
Alvenaria de blocos de barro e argamassa de cimento [37]	1,50x0,30x1,50	Laboratorial Compressão axial	185	-

Como se pode verificar, a capacidade resistente das paredes de alvenaria de edifícios antigos depende de inúmeros parâmetros, tais como a tipologia, constituição, idade e dimensões, que variam de edifício para edifício. Todos estes aspectos condicionam a comparação directa entre os resultados destes modelos experimentais e os do murete M9.

CONSIDERAÇÕES FINAIS. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 – Síntese final

Esta dissertação visou avaliar, na perspectiva da conservação e reabilitação de edifícios antigos, o comportamento mecânico das paredes de alvenaria de pedra tradicional, quantificando a sua capacidade resistente e analisando os seus modos de rotura. Com este fim, o trabalho foi desenvolvido com base nos seguintes passos principais:

- estudo de aspectos gerais sobre paredes de alvenaria, essencialmente de pedra, quanto a tipologias, métodos construtivos, anomalias e técnicas de inspecção e reabilitação estrutural e breve descrição de algumas recomendações gerais de comités científicos sobre conservação e reabilitação de edifícios antigos. Para tal, foi efectuada uma pesquisa bibliográfica que permitiu aprofundar conhecimentos de base necessários à realização do trabalho e compreensão do tema;

- pesquisa destinada a aferir o estado actual do conhecimento, acerca do comportamento de paredes de alvenaria de vários tipos, quando sujeitas a ensaios laboratoriais e *in-situ*. Esta pesquisa permitiu conhecer trabalhos de investigação cujas características dos modelos experimentais, procedimentos de ensaio e resultados servissem de referência, em maior ou menor medida, ao ensaio realizado. Para além do principal trabalho de referência [42], não foram encontrados trabalhos directamente comparáveis com os resultados experimentais obtidos;

- ensaio de compressão axial de um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional com $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$ e determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria.

A análise dos resultados obtidos permitiu retirar conclusões acerca da resistência mecânica deste murete, relativamente aos muretes de referência ensaiados em 2004 [42], e perceber a influência do processo de carbonatação da cal aérea ao longo do tempo, nesta evolução.

6.2 – Conclusões e comentários finais

As paredes de alvenaria de pedra estão presentes em grande parte dos edifícios antigos existentes em Portugal, muitos dos quais a necessitarem de intervenções de reabilitação estrutural, por um lado devido à sua idade e por outro ao abandono ou falta de manutenção a que têm vindo a ser sujeitos.

O conhecimento das propriedades das paredes de alvenaria, desde a composição da argamassa às características das pedras e da alvenaria (nomeadamente a capacidade resistente e a rigidez), é importante para sustentar um correcto diagnóstico do real estado da estrutura e assim garantir a escolha dos materiais e técnicas que melhor se adequam numa intervenção de reabilitação.

Contudo, a alvenaria de pedra constitui um material estrutural complexo, sendo a determinação da sua capacidade resistente dificultada pela sua heterogeneidade e pela vasta gama de parâmetros envolvidos no seu comportamento mecânico, nomeadamente no que diz respeito à tipologia da parede, à diversidade de materiais constituintes e métodos construtivos, ao rácio entre a quantidade de pedra e de argamassa e à existência ou não de elementos de ligação. Todos estes factores têm um papel crucial no comportamento da estrutura e podem variar de região para região e de edifício para edifício.

A acentuada diferença entre a resistência da pedra e da argamassa, constituintes desta tipologia construtiva, leva a crer que a realização de ensaios experimentais é de extrema importância para a caracterização dos materiais e para a avaliação do comportamento mecânico das paredes.

Contudo, os ensaios de modelos laboratoriais de paredes de alvenaria não conseguem simular as condições reais das paredes, no que toca à dimensão e constituição dos modelos e à simulação das cargas verticais actantes, do confinamento e das deformações ocorridas até então. Por outro lado, os ensaios *in-situ* implicam, por vezes, a destruição parcial da parede e levam, muitas vezes, a resultados inconclusivos.

Na reabilitação de edifícios antigos, é necessário ter em conta o seu valor cultural e arquitectónico, adoptando uma abordagem científica, flexível e multidisciplinar, que envolva investigação histórica, inspecção, monitorização e modelação estrutural, que relacione claramente as medidas de intervenção com o comportamento estrutural real e que respeite o princípio da intervenção mínima, compatibilidade e reversibilidade.

Embora o ensaio realizado permita ter uma noção do comportamento das paredes de alvenaria de pedra tradicional, o facto de apenas ter sido realizado um único ensaio experimental num único modelo, e a sua constituição ser extremamente heterogénea, introduz alguma incerteza na análise dos resultados. Contudo, analisando-o como um trabalho inserido num conjunto de outros trabalhos, considera-se que contribui positivamente para o aprofundamento de conhecimentos acerca do comportamento mecânico deste tipo de paredes.

Ao determinar a profundidade de carbonatação dos muretes é possível verificar que o processo de carbonatação da cal aérea se dá de forma lenta e gradual, podendo demorar várias décadas a

finalizar. Verificou-se uma evolução da profundidade média de carbonatação de cerca de 30%, da data dos ensaios aos muretes de referência (2004) até à data do ensaio ao murete M9 (2011), traduzindo-se em ganhos de resistência mecânica na ordem dos 40%. Isto mostra que, apesar da maior contribuição para a resistência das paredes ser dada pela pedra, a argamassa de assentamento, após o processo de carbonatação estar terminado em toda a profundidade da parede, também tem uma contribuição significativa e o colapso é condicionado pelo ligante.

O modelo experimental ensaiado poderá simular as paredes existentes entre vãos de edifícios antigos (nembos), havendo nesse caso, à partida, por um lado um processo de carbonatação já terminado e o confinamento lateral das paredes e por outro a existência de maiores cargas actuantes e deformações.

A continuação do estudo levado a cabo nesta Faculdade permitirá compreender melhor o funcionamento geral das paredes de alvenaria de pedra tradicional, analisar o efeito da carbonatação ao longo do tempo e estudar o efeito da aplicação de alguns métodos de reforço.

6.3 – Desenvolvimentos futuros

Apresentam-se de seguida algumas sugestões que se julga serem pertinentes para o desenvolvimento futuro da investigação:

- construir novos muretes de modo a poder avaliar o desempenho de paredes de alvenaria de pedra tradicional para condições experimentais diferentes, nomeadamente no que se refere às dimensões, aos rácios entre a quantidade de argamassa e pedra e aos tipos de ensaios;
- ensaiar modelos reais, de composição semelhante à dos muretes, em laboratório e *in-situ* e comparar com os resultados obtidos nesta dissertação;
- fazer uma análise numérica do comportamento dos muretes e comparar com os resultados obtidos pela via experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AGOSTINHO, C. – *Estudo da Evolução do Desempenho no Tempo de Argamassas de Cal Aérea*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Abril, 2008.
- [2] APPLETON, J. – *Edifícios Antigos. Contribuição para o Estudo do seu Comportamento e das Acções de Reabilitação a Empreender*. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 1991.
- [3] APPLETON, J. – *Módulos de Aprendizagem da Disciplina de Reabilitação e Reforço de Estruturas: Alvenarias*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [4] APPLETON, J. – *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Lisboa, Edições Orion, 1ª Edição, Setembro de 2003.
- [5] ARÊDE, A.; COSTA, A. – *Inspecção e Diagnóstico Estrutural de Construções Históricas*. Seminário sobre a intervenção no património - práticas de conservação e reabilitação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.
- [6] *ATLAS DA HABITAÇÃO DE PORTUGAL*. Instituto da Habitação e da Reabilitação Urbana. Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa, Lisboa, Dezembro de 2007.
- [7] BINDA, L. – *The Difficult Choice of Materials Used for the Repair of Brick and Stone Masonry Walls*. 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, Cairo, Egypt, 2006.
- [8] BINDA, L.; SAISI, A. – *State of the Art of Research of Historical Structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering of Polytechnic of Milan, Italy, 2002.
- [9] BINDA, L. *et al.* – *Repair and Investigation Techniques for Stone Masonry Walls*. Construction and Building Materials, Volume 11, nº 3, 1997.
- [10] BRANCO, F. – *Apoio às Aulas Práticas da Cadeira de Inspecção de Edifícios*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2005.
- [11] BRILHA, J.; HENRIQUES R. - *Rochas de Portugal ao Microscópio*. Aplicação multimédia on-line disponível em <http://www.dct.uminho.pt/rpmic>. Departamento de Ciências da Terra da Universidade do Minho, Braga, 2000.
- [12] CÂMARA MUNICIPAL DE LISBOA (CML) – *Regulamento Geral das Edificações Urbanas* (RGEU). Lisboa, CML, 1945.
- [13] CARDOSO, R. – *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria: Aplicação a um Edifício Pombalino*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2002.
- [14] COSTA, A.; GUEDES, J.; MIRANDA, L. – *Síntese dos Ensaios Não Destrutivos da Rua António Carneiro*. Relatório de Doutoramento IC 105-RD1-B-NG224. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Março de 2009.

- [15] COELHO, E.; CANDEIAS, P. – *Alvenaria Moderna e os Sismos: A Experiência do LNEC*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria “Inovação e Possibilidades Actuais”. LNEC, Lisboa, 15 de Novembro de 2007.
- [16] CARVALHO, J. – *Caracterização Mecânica de Paredes Resistentes em Alvenaria de Pedra Através de Ensaio Não Destrutivos*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [17] DOLCE, M.; MARNETTO, R. – *New Technologies for the Structural Rehabilitation of Masonry Constructions: Concept, Experimental Validation and Applications of the CAM System*. Basilicata Potenza University, Italy, 2004.
- [18] ELMENSHAWI, A. *et al.* – *Aseismic Performance of Rehabilitated Heritage Stone Structures in Canada*. 3rd International Workshop on Civil Structural Health Monitoring: Conservation of Heritage Structures using FRM and SHM, 11-13 August 2010, Ottawa, Canada.
- [19] ESTÉVEZ, D. – *Experimental and Numerical Analysis of Stone Masonry Walls Strengthened with Advanced Composite Materials*. Doctorate Thesis, Faculty of Engineering of Bilbao, Spain, January, 2009.
- [20] FONSECA, M. – *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional Reforçado com Confinamento Transversal Contínuo por Fitas Metálicas*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Novembro de 2010.
- [21] GOUVEIA, J.; LOURENÇO, P. – *O Eurocódigo 6 e o Dimensionamento de Estruturas de Alvenaria*. Construção Magazine (s/d).
- [22] HILL, P.; DAVID, C. – *Practical Stone Masonry*. Donhead, London, 1995.
- [23] ICOMOS (International Council on Monuments and Sites) – *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico*. Versão Portuguesa traduzida por P. B. Lourenço e Daniel V. Oliveira. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (s/d).
- [24] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA (INE) - *Recenseamento Geral da População e da Habitação – Censos 2001*, Lisboa, 2001.
- [25] INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE (IPQ) – NP ENV 1996-1-1 – *Eurocódigo 6. Projecto de estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais para Estruturas de Alvenaria Armada e não Armada*. IPQ, Lisboa, 2000.
- [26] ISCARSAH (International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage) – Website <http://iscarsah.icomos.org/> (09/2010).
- [27] JUVANDES, L. – *Materiais Compósitos Reforçados com Fibras, FRP (Fiber Reinforced Polymer)*. Apoio às aulas de Ciências dos Materiais da Licenciatura em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia do Porto, Dezembro, 2002.
- [28] LAGOMARSINO, S. – *Danno Sismico e Vulnerabilità delle Chiese dell’Úmbria*. CNR – G.N.D.T (Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti), Italia, 1997.
- [29] LNEC – Documento de Homologação 873: *Rede para Reforço de Revestimentos de Paredes*. Lisboa, 2007.

- [30] LOURENÇO, P.; ROCA, P. – *Metodologia para Conservação de Estruturas Históricas*. As Recomendações do ISCARSAH e do ICOMOS (s/d).
- [31] LOURENÇO, P.; VASCONCELOS, G. – *Avaliação da Segurança Sísmica da Casa do Lanternim (Mértola)*. Relatório COM-01-DEC/E-1. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Guimarães, Janeiro de 2001.
- [32] LUSO, E.; LOURENÇO, P.; FERREIRA, R. – *Injecções para Consolidação de Construções em Terra. Revisão do Conhecimento e Métodos de Ensaio*. Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança e da Universidade do Minho (s/d).
- [33] MAMILLAN, M. – *Novos Conhecimentos para a Utilização e para a Protecção da Pedra na Construção*. Instituto Técnico de Construção e Obras Públicas, França, Janeiro de 1976.
- [34] MELI, R. – *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. Fundación ICA, México, 1998.
- [35] MORAIS, H. – *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Fevereiro de 2011.
- [36] NERO, G., APPLETON, J.; GOMES, A. – *As Argamassas Tradicionais no Parque Edificado de Lisboa: Uma Colaboração para o seu Conhecimento*. 2º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 1994.
- [37] NOGY-GYÖRGY, T. *et al.* – *Strength and Economic Assessment of Different Retrofitting Methods for Shear Deficient Masonry Walls of Heritage Structures*. 3rd International Workshop on Civil Structural Health Monitoring: Conservation of Heritage Structures using FRM and SHM, 11-13 August 2010, Ottawa, Canada.
- [38] NORMA ITALIANA – Decreto-Lei n.º 3274 – *Norme Technique per il Progetto, la Valutazione e l'adeguamento Sismico degli Edifici: Primi Elementi in Materia di Criteri Generali per la Classificazione Sismica del Territorio Nazionale e Normative Technique per le Costruzioni in Zona Sismica*. Presidenza del Consiglio dei Ministri. Roma, Italia, 20 Marzo, 2003.
- [39] PAGAIMO, F. – *Caracterização Morfológica e Mecânica de Alvenarias Antigas – Caso de Estudo da Vila Histórica de Tentúgal*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Novembro de 2004.
- [40] PEREIRA, D. – *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos – Reforço e Análise Não Linear*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Novembro de 2009.
- [41] PINHO, F. – *Sistematização do Estudo sobre Paredes de Edifícios Antigos – Análise de Casos*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Dezembro de 1995.
- [42] PINHO, F. – *Paredes de Alvenaria Ordinária – Estudo Experimental com Modelos Simples e Reforçados*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil – Ciências da Construção. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Outubro de 2007.
- [43] PINHO, F. – *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. Lisboa, LNEC, Coleção Edifícios, Nº 8, 2ª Edição, 2008.

- [44] PINHO, F.; BAIÃO, M.; LÚCIO, V. – *Técnicas de Consolidação de Paredes de Edifícios Antigos*. 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, Maio de 2003.
- [45] PONTES, J.; MANSO, A. - *Anomalias mais Frequentes em Edifícios Antigos em Lisboa*. 2º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 1994.
- [46] PORTO, F. *et al.* – *Experimental Tests on Irregular Masonry*. On-site Investigation Techniques for the Structural Evaluation of Historic Masonry Buildings. Italy, September, 2004.
- [47] RODRÍGUEZ, O. – *Refuerzo de Cimentaciones. Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios. Posibilidades de las Técnicas Numéricas y Experimentales*. Monografía CIMNE, Nº 65, pp.207-220, Abril de 2002.
- [48] ROQUE, J. – *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Setembro de 2002.
- [49] SANTOS, S. – *Avaliação da Segurança Estrutural dos Edifícios Antigos da Avenidas Novas em Lisboa*. 2º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 1994.
- [50] SANTOS, S. – *O Contexto Normativo Recente dos Eurocódigos sobre Estruturas de Alvenaria*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria: Inovação e Possibilidades Actuais, Lisboa, LNEC, Novembro de 2007.
- [51] SEGURADO, J. – *Alvenaria de Cantaria*. Biblioteca de Instrução Profissional, Lisboa, 1908.
- [52] SHASHI T.; PANKAJ A. – *Seismic Evaluation of Earthquake Resistant and Retrofitting Measures of Stone Masonry Houses*. Department of Earthquake Engineering, University of Roorkee, India, 2000.
- [53] SOROUR, M. *et al.* – *Effect of Through-the-wall Anchors on Multi-Wythe Stone Masonry Walls*. 3rd International Workshop on Civil Structural Health Monitoring: Conservation of Heritage Structures using FRM and SHM, 11-13 August 2010, Ottawa, Canada.
- [54] Website: <http://www.civil.uminho.pt/masonry> - Grupo de Alvenarias e Construções Históricas da Universidade do Minho (09/2010).
- [55] VALLUZZI, M. – *Comportamento Meccanico di Murature Consolidate con Materiali e Tecniche a Base di Calce*. Tesi per il grado di Master di Ingegneria Civile, Università di Padova, Italia, 2006.
- [56] VALLUZZI, M *et al.* – *A Contribution to the Characterization on Masonry Typologies by Using Sonic Waves Investigations*. Department of Structural and Transport Engineering, Faculty of Padova, Italy, 2007.
- [57] VALLUZZI, M.; PORTO F.; MODENA, C. – *Behavior of Multi-leaf Stone Masonry Walls Strengthened by Different Intervention Techniques*. Historical Constructions, Guimarães, 2001.
- [58] VARUM, H. *et al.* – *Ensaio de Caracterização do Comportamento Estrutural de Paredes de Alvenaria de Adobe*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, Vol.15, Pgs. 23-32, 2008.

- [59] VASCONCELOS, G. – *Investigação Experimental na Mecânica da Alvenaria de Pedra: Caracterização de Granitos e Comportamento de Paredes Antigas de Alvenaria de Pedra*. Tese de Doutoramento., Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [60] VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P. – *Análise Experimental do Comportamento de Paredes de Alvenaria Antiga não Reforçada sob Acções Cíclicas no Plano*. Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho, Guimarães, Abril de 2004.
- [61] VEIGA, M. R. *et al.* – *Metodologias para a Caracterização e Conservação de Argamassas de Revestimento de Edifícios Antigos*. Relatório Final do Projecto OLDRENDERS, co-financiado pela Agência de Inovação, Lisboa, Outubro de 2001.
- [62] VEIGA, M. R.; TAVARES, M. – *Características de Paredes Antigas. Requisitos dos Revestimentos por Pintura*. Actas do encontro “A indústria das tintas no início do Séc. XXI, Lisboa, APTETI (*Associação Portuguesa de Técnicos e Tintas*), Outubro de 2002.
- [63] VEIGA, M. R. *et al.* – *Conservação e Renovação de Revestimentos de Edifícios Antigos*. Colecção Edifícios. Nº 9. LNEC, Lisboa, 2004.
- [64] ZEFERINO, A.; MARTINS, J. – *Pedras Naturais*. Apontamentos de apoio às aulas de Materiais de Construção do curso de Engenharia Civil, Universidade Fernando Pessoa, 4ª Edição, Porto, 2006.

Anexo I

**CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS
UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DOS MURETES**

Referem-se aqui os resultados dos ensaios realizados por F. Pinho [42] para a caracterização dos materiais utilizados na construção dos modelos experimentais (pedra, areia de rio e de areeiro e cal aérea). Faz-se também a caracterização da argamassa de assentamento no estado endurecido e da alvenaria dos muretes.

• *Características da pedra*

Para avaliar as características físicas da pedra calcária utilizada na construção dos muretes, foram efectuados ensaios para a determinação da massa volúmica real e aparente, da porosidade aberta e do índice volumétrico. Os valores obtidos foram: massa volúmica real = $2709,4 \text{ kg/m}^3$, massa volúmica aparente = $2490,6 \text{ kg/m}^3$, porosidade aberta = 8,1% e índice volumétrico = 0,26.

Quanto às características mecânicas, obteve-se uma resistência mecânica à compressão de 47,8MPa.

Na tabela I.1 é apresentada a composição química da pedra calcária.

Tabela I.1 - Composição química da pedra calcária [42]

Composto		Valor médio [%]
Óxido de cálcio	CaO	54,91
Dióxido de silício	SiO ₂	0,52
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	0,46
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,12
Óxido de magnésio	MgO	0,33
Óxido de potássio	K ₂ O	0,02
Perda ao fogo ⁽¹⁾	LOI	43,52

(1) – Em mufla, a 750°C, durante 40 minutos

• *Características das areias (de rio e de areeiro)*

Na descrição das características físicas das areias, foram realizados ensaios de análise granulométrica, determinação da massa volúmica, baridade, volume de vazios e teor de partículas finas, tendo-se obtido os resultados incluídos na fig. I.1 e na tabela I.2.

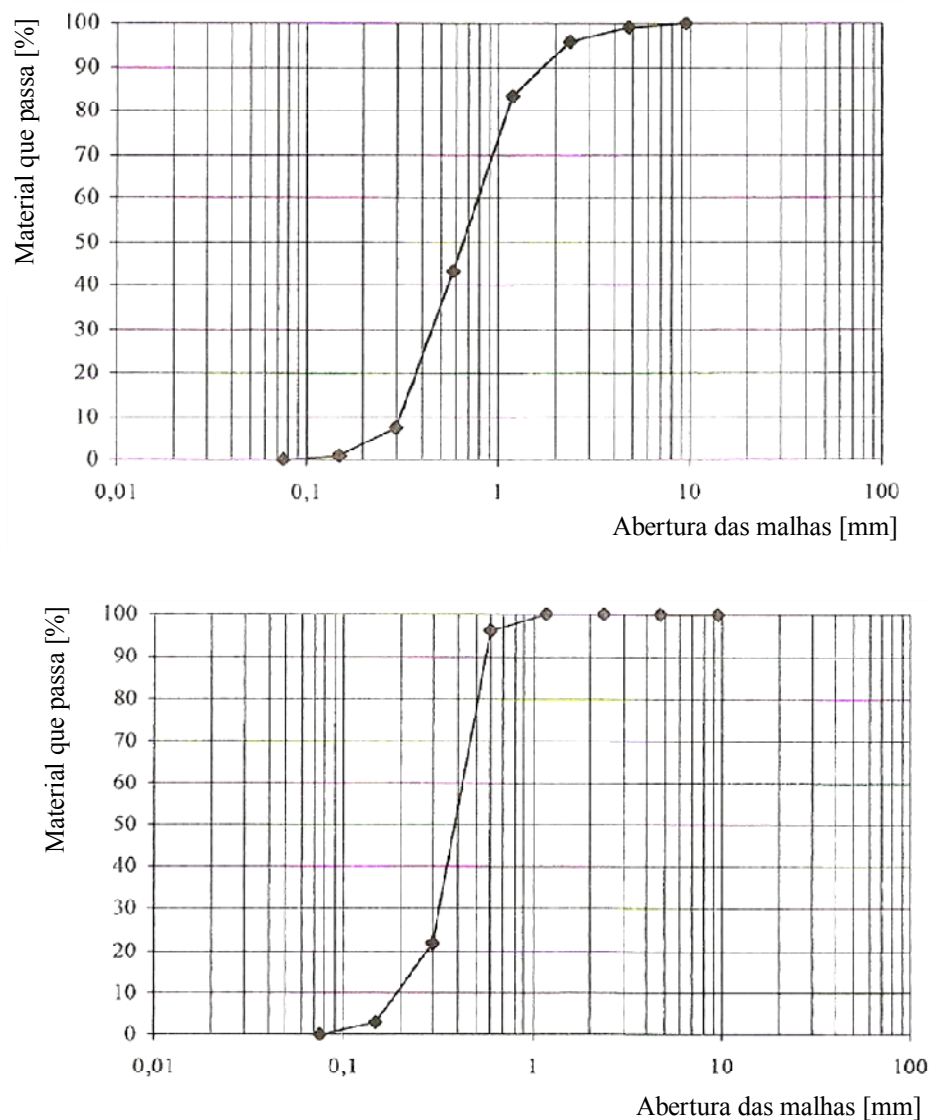


Fig. I.1 – Curvas granulométricas das areias (de rio em cima e de areeiro em baixo) utilizadas na argamassa de assentamento [42]

Tabela I.2 - Características físicas das areias [42]

Características		Areia de rio	Areia de areeiro
Massa volúmica	a $60 \pm 5^\circ\text{C}$	2631,5kg/m ³	2647,5kg/m ³
	a $105 \pm 5^\circ\text{C}$	2624,9kg/m ³	2647,1kg/m ³
Baridade	a $60 \pm 5^\circ\text{C}$	1584,4kg/m ³	1527,3kg/m ³
	a $105 \pm 5^\circ\text{C}$	1584,2kg/m ³	1539,3kg/m ³
Volume de vazios (a $105 \pm 5^\circ\text{C}$)		38,2%	39,5%
Teor de partículas finas (a $105 \pm 5^\circ\text{C}$)		1,2%	7,6%

No caso da areia de rio a máxima dimensão do agregado é $(D) = 2,38\text{mm}$, a mínima dimensão do agregado é $(d) = 0,149\text{mm}$ e o módulo de finura é $(Mf) = 2,7$.

No caso da areia de areeiro a máxima dimensão do agregado é $(D) = 0,595\text{mm}$, a mínima dimensão do agregado é $(d) = 0,149\text{ mm}$ e o módulo de finura é $(Mf) = 1,8$.

A composição química das areias de rio e de areeiro é apresentada na tabela I.3.

Tabela I.3 - Composição química das areias de rio e de areeiro [42]

Composto		Valor médio [%]	
		Areia de rio	Areia de areeiro
Dióxido de silício	SiO ₂	98,0	87,8
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	1,70	7,34
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,11	0,85
Óxido de cálcio	CaO	0,18	0,17
Óxido de magnésio	MgO	0,01	0,09
Óxido de potássio	K ₂ O	0,01	3,39

• **Características da cal aérea**

Foram realizados ensaios de análise granulométrica e determinação da composição química, pela empresa que forneceu a cal (Lusical, SA), cujos resultados se apresentam nas tabelas I.4 e I.5.

Tabela I.4 - Granulometria da cal aérea (valores médios) [42]

Análise	Valor médio (retido) [%]
2 µm	85,10
5 µm	57,00
10 µm	32,60
40 µm	14,40
50 µm	12,80
80 µm	9,23
125 µm	5,68
200 µm	2,50
315 µm	0,54
500 µm	0,00
Diâmetro médio	6,07 µm

Tabela I.5 - Composição química da cal aérea (valores médios) [42]

Composto		Valor médio [%]	Produto
Óxido de cálcio	CaO	73,1	Cal viva
Óxido de magnésio	MgO	0,36	
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,090	
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	0,063	
Dióxido de silício	SiO ₂	0,03	
Óxido de potássio	K ₂ O	0,0217	
Óxido de manganês	Mn ₃ O ₄	0,0075	
Trióxido de enxofre	SO ₃	0,3005	
Perda ao fogo	PAF	25,72	
Dióxido de carbono	CO ₂	1,7	
Enxofre total	S	0,120	
Água a 120°C	H ₂ O 120	0,95	
Cobalto	Co	0,0010	
Manganês	Mn	0,0054	
Hidróxido de cálcio	Ca(OH) ₂	93,5	Cal hidratada
Carbonato de cálcio	CaCO ₃	3,86	
Hidróxido de magnésio	Mg(OH) ₂	0,52	
Sulfato de cálcio	CaSO ₄	0,51	

• Água

A água utilizada na amassadura da argamassa de assentamento da alvenaria foi retirada da rede pública de abastecimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia, através de ligação a uma boca de rega, junto ao local dos trabalhos.

• Caracterização da argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento foi produzida ao traço volumétrico de 1:3 (cal aérea:areia), sendo as areias de rio e de areeiro utilizadas em partes iguais.

Durante todos os dias da construção dos muretes foram retiradas amostras de argamassa em pasta, a partir das quais foram efectuados ensaios de espalhamento e se moldaram diversos provetes, para posteriores ensaios com a argamassa endurecida.

À argamassa endurecida foram realizados ensaios para a determinação da massa volúmica real, massa volúmica aparente, porosidade aberta e resistência mecânica, cujos resultados se apresentam na tabela I.6.

Tabela I.6 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida [42]

Característica		Valor médio aos 90 dias
Massa volúmica real [kg/m ³]		2590,1
Massa volúmica aparente [kg/m ³]		1742,9
Porosidade aberta [%]		32,7
Resistência mecânica [MPa]	Compressão (σ_{med})	0,58
	Flexão (σ_{med})	0,30

• *Características da alvenaria dos muretes*

O valor médio da massa volúmica da alvenaria dos muretes é de 1758kg/m³.

Considerando as percentagens médias de 25% de argamassa e 75% de pedra por m³ de alvenaria, a massa volúmica aparente da argamassa de assentamento (obtida a partir de amostras extraídas directamente dos muretes), de 1742,3kg/m³, e a massa volúmica aparente da pedra calcária, de 2490,6kg/m³, tem-se como estimativa para a massa volúmica aparente “teórica” da alvenaria dos muretes o valor de 2303,5kg/m³.

Por sua vez, relacionando este valor com a massa volúmica média da alvenaria, de 1758kg/m³, pode-se obter uma estimativa de “volume de vazios” (médio) da alvenaria, sendo aproximadamente igual a 23,7%.

