



Sílvia Amaral Martins

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos

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

Orientador: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho, Faculdade de
Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientador: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio, Faculdade de
Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Mário Vicente da Silva
Arguente: Prof. Doutor Carlos Chastre Rodrigues
Vogal: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março 2014

Copyright © Sílvia Amaral Martins, 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 forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Um agradecimento especial ao Professor Fernando Pinho, meu orientador e ao Professor Válter Lúcio, meu co-orientador, pelos ensinamentos transmitidos, orientação, auxílio e pela disponibilidade prestada no decurso do trabalho.

Ao Engenheiro Pedro Ribeiro (*A2P Consult, Estudos e Projectos, Lda*) agradeço a disponibilidade, os elementos fornecidos e os conhecimentos transmitidos que enriqueceram este trabalho. À Engenheira Dina (*Secil Argamassas*) pela disponibilidade, simpatia e conselhos partilhados ao longo do trabalho.

Ao Engenheiro Hugo Fernandes pela disponibilidade demonstrada em todos os momentos, auxílio na montagem dos ensaios experimentais, apoio, amizade e pelas ideias sugeridas durante este trabalho.

À empresa *Eco Janela – Comércio e Indústria de Caixilharia em PVC, Lda*, pela predisposição no empréstimo da cantoneira utilizada no ensaio experimental, sem a qual este não seria possível.

Ao Sr. Jorge Silvério e Sr. José Gaspar, técnicos do laboratório do DEC, pela ajuda incansável durante toda a preparação dos ensaios experimentais com o manuseamento dos equipamentos, disponibilidade e prontidão demonstradas.

A todos os meus colegas de curso que me acompanharam no Mestrado, e com os quais passei bons momentos, que irei recordar com muita saudade. Em particular quero agradecer à Maria Alcaface, à Luísa Pires e ao César Sobreira pela amizade, pelos ensinamentos partilhados nestes últimos anos e pelo apoio nesta fase final.

A todos os meus amigos, em especial à Pipa e à Tereza, pela amizade de tantos anos e com quem sempre pude contar.

Ao João pela dedicação, carinho, apoio em todos os momentos, encorajamento, pela revisão integral do texto e sugestões que ajudaram a enriquecer este trabalho.

À minha família, em especial aos meus pais, pelo carinho, apoio moral, e sacrifícios que fizeram por mim ao longo de todos estes anos. Por terem sempre acreditado nas minhas capacidades e proporcionado tudo o que ambicionei.

Resumo

A presente dissertação, desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (UNL), pretende contribuir para o conhecimento do comportamento de ligações pavimento/parede de edifícios antigos.

Inicialmente, com base numa revisão bibliográfica, pesquisaram-se informações sobre ligações pavimento/parede em edifícios antigos e diversas intervenções de reforço que se podem utilizar hoje em dia.

Durante o tempo de elaboração da dissertação foram realizadas várias visitas a um edifício que se encontrava a ser reabilitado segundo um projeto da autoria da empresa A2P Consult Estudos e Projetos Lda, onde se pode observar as ligações existentes e as técnicas utilizadas para o reforço das mesmas.

Posteriormente foram analisados alguns trabalhos de investigação, de modo a obter informações sobre os tipos de modelos experimentais utilizados nesta área de estudo a nível nacional e internacional.

A parte experimental desta dissertação foi realizada no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL e teve como principal objetivo o estudo da simulação de uma ligação entre um pavimento e uma alvenaria de pedra. Após o ensaio da ligação foi realizado o ensaio de compressão axial do modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional (murete). Nesta dissertação foram realizados mais dois ensaios de compressão axial em dois outros muretes. Após a realização dos ensaios determinou-se a profundidade de carbonatação nos três muretes.

Os resultados experimentalmente obtidos nesta dissertação foram comparados com resultados alcançados por outros autores.

Palavras-chave: edifício antigo, ligação pavimento/parede, técnica de reabilitação.

Abstract

The intent of this dissertation, developed in the Department of Civil Engineering (DEC) of the Faculty of Science and Technology (FCT), NOVA University of Lisbon (UNL), is to contribute to the knowledge of old buildings floor/wall connections behavior.

Initially, based on a bibliographical review, a search was made on information regarding old buildings floor/wall connections and different strengthening interventions that can be used nowadays.

During the preparation of this dissertation several visits were made to a building under rehabilitation following a project by A2P Consult Estudos e Projectos Lda, where the existing connections and the techniques used to strengthen them can be observed.

Afterwards some research works were analyzed, in order to obtain information concerning the kind of experimental models used in this field on both national and international levels.

The experimental portion of this dissertation was carried out in the structures laboratory of Department of Civil Engineering (DEC), FCT-UNL and its main goal was to study the simulation of connection between floor and stone masonry. After the connection test, a test of axial compression of the traditional stone masonry's experimental model was carried out. For this dissertation, two more tests of axial compression of two other traditional stone masonrys were carried out. After these tests, the carbonation depth of the three stone masonrys was determined.

The results obtained experimentally with this dissertation were compared with results obtained by other authors.

Keywords: old buildings, wall/floor connection, rehabilitation technique.

Índice de texto

Capítulo 1 - Introdução

1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização da Dissertação	2

Capítulo 2 - Ligações pavimento/parede em edifícios antigos

2.1	Considerações gerais	5
2.2	Classificação tipológica de paredes	6
2.2.1	Paredes resistentes ou mestras.....	6
2.2.2	Paredes divisórias ou de compartimentação	7
2.3	Pavimentos	8
2.4	Ligações pavimento/parede existentes em edifícios antigos	9
2.5	Anomalias em pavimentos de madeira	11
2.5.1	Excesso de carga/insuficiência de secção das vigas.....	12
2.5.2	Fluência.....	12
2.5.3	Deterioração das condições de ligação.....	13
2.6	Soluções de reforço de ligações	14
2.6.1	Melhoria do desempenho face às ações verticais.....	15
2.6.2	Melhoria do desempenho face às ações sísmicas.....	22

Capítulo 3 - Ensaios experimentais de referência. Exemplo de aplicação – caso de estudo

3.1	Considerações gerais	27
3.2	Trabalhos experimentais	28
3.3	Exemplo de aplicação – Caso de estudo	52
3.3.1	Considerações gerais	52
3.3.2	Caracterização construtiva do edifício	53
3.3.3	Intervenção de reabilitação ao nível das ligações pavimento/parede.....	58

Capítulo 4 - Ensaios experimentais

4.1	Considerações gerais	61
4.1.1	Descrição dos trabalhos e caracterização do ensaio utilizado	61
4.1.2	Limpeza do lintel.....	62
4.1.3	Furação do lintel e da base do murete	63
4.1.4	Realização de furos no murete, injeção de grout nos furos e colocação de varões roscados	63

4.1.5	Regularização da parede do murete e posicionamento da cantoneira	65
4.1.6	Colocação das vigas metálicas (simulando o pavimento) sobre a cantoneira.....	66
4.1.7	Instrumentação dos ensaios	67
4.2	Caracterização dos ensaios experimentais.....	71
4.3	Determinação da profundidade de carbonatação no murete	83

Capítulo 5 - Análise e discussão de resultados

5.1	Considerações gerais	85
5.2	Análise de resultados no ensaio da ligação pavimento/parede	85
5.2.1	Mecanismo de ferrolho (<i>dowel action</i>)	87
5.2.2	Verificação de tensões.....	90
5.3	Análise de resultados dos ensaios de compressão axial e da profundidade de carbonatação	91
5.3.1	Comparação dos ensaios de compressão axial com trabalho de referência....	92
5.3.2	Comparação dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação com trabalhos de referência.....	93

Capítulo 6 - Conclusões e comentários finais. Desenvolvimentos futuros

6.1	Conclusões e comentários finais.....	95
6.2	Desenvolvimentos futuros	96

Referências Bibliográficas	97
---	-----------

ANEXO

Índice de Figuras

Fig. 2.1 – Tipos de paredes de edifícios antigos.....	5
Fig. 2.2 – Representação esquemática de paredes de alvenaria de um pano e de dois panos com e sem enchimento	6
Fig. 2.3 – Parede resistente ou mestra	7
Fig. 2.4 – Parede de tabique	7
Fig. 2.5 – Representação esquemática de um revestimento inferior de um pavimento em madeira – “saia e camisa” e imagem de um tarugamento num pavimento em madeira	9
Fig. 2.6 – Representação esquemática de uma ligação pavimento/parede através do encastramento de vigas diretamente na parede.....	9
Fig. 2.7 – Representação esquemática de ligações com elementos metálicos	10
Fig. 2.8 – Representação esquemática de uma ligação pavimento/parede através de frechal inserido na parede.....	10
Fig. 2.9 – Tipos de apoios da viga utilizando cachorros de pedra	11
Fig. 2.10 – Representações esquemáticas de sistemas de apoio com elementos em ferro.....	11
Fig. 2.11 – Viga deformada	13
Fig. 2.12 – Deterioração da madeira devido a ataques biológicos	13
Fig. 2.13 – Representação esquemática de tipos de mecanismos de colapso	14
Fig. 2.14 – Representação esquemática do comportamento de diafragmas	14
Fig. 2.15 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com adição de vigas transversais às vigas existentes.....	16
Fig. 2.16 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com adição de vigas de madeira e chapas metálicas paralelas às vigas existentes	17
Fig. 2.17 – Representação esquemática de um reforço com novas peças de madeira fixas às existentes	18
Fig. 2.18 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com introdução de novos elementos de madeira – samblagens com corte oblíquo	18
Fig. 2.19 – Representação esquemática de samblagens coladas com caixa e espiga reta e com corte oblíquo.....	19
Fig. 2.20 – Representação esquemática de uma solução de reparação que consiste na substituição de um troço afetado por material idêntico.....	20
Fig. 2.21 – Representação esquemática do reforço com elementos metálicos fixos à viga existente	20
Fig. 2.22 – Representação esquemática da reconstituição de troços degradados	21
Fig. 2.23 – Representação esquemática de soluções com entalhe na face superior e lateral...	21

Fig. 2.24 – Representação esquemática de uma solução de reforço com placas e resinas que fixam a peça sã após corte do troço degradado	22
Fig. 2.25 – Representação esquemática de técnicas tradicionais de ligação com auxílio de ferrolhos.....	23
Fig. 2.26 – Reforço de ligação entre o pavimento de madeira e as paredes de alvenaria.....	23
Fig. 2.27 – Representação esquemática de diversas soluções aplicadas em trabalho experimental	24
Fig. 2.28 – Valores de K dos diversos provetes.....	25
Fig. 3.1 – Modelo experimental – “muretes grandes”	28
Fig. 3.2 – Construção dos muretes junto ao tardo do Departamento de Engenharia Civil.....	29
Fig. 3.3 – Diagramas conjuntos força – deslocamento e tensão – deformação dos muretes de referência.....	30
Fig. 3.4 – Detalhe da ligação realizada em laboratório.....	31
Fig. 3.5 – Representação esquemática de reforço utilizado nas amostras reforçadas (A)	31
Fig. 3.6 – Representação esquemática do sistema de ensaio	32
Fig. 3.7 – Relação entre os modos de rotura observados no ensaio	34
Fig. 3.8 – Representação esquemática de solução com ligações em aço	36
Fig. 3.9 – Gráfico do deslocamento máximo horizontal em cada piso	36
Fig. 3.10 – Representação esquemática da consolidação de paredes de alvenaria com uma camada de betão.....	37
Fig. 3.11 – Representação esquemática da estrutura auxiliar para suportar os amortecedores viscosos	38
Fig. 3.12 – Gráfico dos deslocamentos máximos no topo do edifício para diferentes técnicas..	38
Fig. 3.13 – Sistemas experimentais adotados para os testes cíclico e monotónico.....	39
Fig. 3.14 – Esquema utilizado em laboratório.....	40
Fig. 3.15 – Representação esquemática de um sistema de carregamento adotado para o teste cíclico.....	40
Fig. 3.16 – Resultados experimentais dos ensaios monotónico e cíclico	41
Fig. 3.17 – Representação esquemática das fachadas do edifício em estudo	42
Fig. 3.18 – Detalhe do reforço no topo da cobertura	42
Fig. 3.19 – Constituição da cobertura após reforço	43
Fig. 3.20 – Representação da solução de reforço para o piso intermédio	43
Fig. 3.21 – Representação esquemática dos danos observados nas fachadas do edifício durante o transporte	44
Fig. 3.22 – Representação esquemática dos danos observados nas fachadas para um PGA de $6m/s^2$	44
Fig. 3.23 – Ligação pavimento/parede usado neste trabalho experimental	45
Fig. 3.24 – Amostra da ligação pavimento/parede a ser testada.....	46
Fig. 3.25 – Esquema do ensaio experimental.....	46

Fig. 3.26 – Diferentes tipos de danos observados	47
Fig. 3.27 – Representação esquemática da ligação pavimento/parede através do uso de uma cantoneira.....	48
Fig. 3.28 – Representação esquemática de edifício de alvenaria utilizado no ensaio	49
Fig. 3.29 – Resultados obtidos no ensaio experimental	50
Fig. 3.30 – Gráfico de comparação entre o método e os modelos cinemáticos	51
Fig. 3.31 – Gráfico de comparação entre as diferentes classes de vulnerabilidade sísmica	51
Fig. 3.32 – Resultados obtidos na zona de Campi usando o procedimento VULNUS.	52
Fig. 3.33 – Planta de localização do edifício	53
Fig. 3.34 – Vista da fachada principal do edifício.....	54
Fig. 3.35 – Paredes interiores de frontal.	55
Fig. 3.36 – Paredes de alvenaria de tijolo.	55
Fig. 3.37 – Paredes interiores de frontal e de tabique.	56
Fig. 3.38 – Tipo de pavimento do edifício em estudo.	56
Fig. 3.39 – Ferrolhos metálicos existentes no edifício em estudo.	57
Fig. 3.40 – Apoio das paredes do saguão Sul	57
Fig. 3.41 – Reforço estrutural do edifício em estudo.	58
Fig. 3.42 – Planta de localização das ligações pavimento/parede do edifício em estudo.....	58
Fig. 3.43 – Ligações pavimento/parede do edifício em estudo.....	59
Fig. 3.44 – Exemplo de reforço de uma ligação pavimento/parede do edifício em estudo.	60
Fig. 4.1 – Transporte de muretes para o laboratório de estruturas do DEC.....	62
Fig. 4.2 – Preparação do lintel e aspeto final do murete.	62
Fig. 4.3 – Furação do lintel e da base do murete.....	63
Fig. 4.4 – Realização de furos no murete para a colocação da cantoneira.....	64
Fig. 4.5 – Preparação do grout para injeção nos furos realizados no murete.	64
Fig. 4.6 – Representação esquemática da colocação do varão roscado M12.	65
Fig. 4.7- Posicionamento da cantoneira no murete a ensaiar.	65
Fig. 4.8 – Representação esquemática do posicionamento da cantoneira no murete.....	66
Fig. 4.9 – Assentamento da viga metálica sobre a cantoneira.	67
Fig. 4.10 – Representação esquemática do sistema de ensaio	68
Fig. 4.11 – Instrumentação do ensaio experimental (cilindro hidráulico e defletómetros).....	68
Fig. 4.12 – Instrumentação do ensaio experimental (células de carga).	69
Fig. 4.13 – Representação esquemática da instrumentação do ensaio experimental.	70
Fig. 4.14 – Aspeto geral do ensaio experimental	71
Fig. 4.15 – <i>Software “Catman 4.0”</i> utilizado no registo de dados.	71
Fig. 4.16 – Bomba hidráulica associada ao cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006) e bomba manual da marca ENERPAC.	72
Fig. 4.17 – Comportamento da ligação após a 1ª paragem da bomba manual.....	73
Fig. 4.18 – Comportamento da ligação após a 1ª recarga.....	73

Fig. 4.19 – Comportamento da ligação após a 2ª e última recarga.	74
Fig. 4.20 – Diagrama de história de carga do ensaio da ligação.	74
Fig. 4.21 – Diagrama força – deslocamento do ensaio da ligação.	75
Fig. 4.22 – Ensaio de compressão sobre o murete m15.	76
Fig. 4.23 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m15.	77
Fig. 4.24 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m15. ..	77
Fig. 4.25 – Ensaio de compressão axial sobre o murete m16.	78
Fig. 4.26 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m16.	79
Fig. 4.27 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m16. ..	80
Fig. 4.28 – Viga metálica obstruída pela estrutura metálica do pórtico.	80
Fig. 4.29 – Ensaio de compressão axial sobre o murete m11.	81
Fig. 4.30 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m11.	82
Fig. 4.31 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m11. ..	82
Fig. 4.32 – Medição da profundidade de carbonatação.	83
Fig. 5.1 – Representação esquemática da ligação e do apoio no ensaio experimental.	88
Fig. 5.2 – Representação esquemática do cálculo da força de tração (F_{TR}).	89
Fig. 5.3 – Representação esquemática do cálculo das tensões no ensaio da ligação pavimento/parede.	90
Fig. 5.4 – Diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial realizados.	92
Fig. 5.5 – Diagrama comparativo dos resultados obtidos nos muretes m15 e m11 com os valores de referência de Pinho (2007).	93
Fig. 5.6 – Diagrama da profundidade de carbonatação-tempo.	94

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Trabalhos de investigação analisados.	27
Tabela 3.2 – Características das amostras utilizadas.	31
Tabela 3.3 – Resultados do ensaio experimental.	33
Tabela 3.4 – Resultados experimentais das amostras	47
Tabela 4.1 – Medições de carbonatação realizadas à argamassa dos muretes.....	83
Tabela 4.2 – Resultados obtidos do estudo da profundidade de carbonatação.....	84
Tabela 5.1 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – Carregamento.....	85
Tabela 5.2 – Valores das rotações dos deslocamentos para a força máxima – Carregamento.	86
Tabela 5.3 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – 1ª Recarga.	86
Tabela 5.4 – Valores das rotações dos deslocamentos para força máxima – 1ª Recarga.	86
Tabela 5.5 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – 2ª Recarga.	86
Tabela 5.6 – Valores das rotações dos deslocamentos para a força máxima – 2ª Recarga.	87
Tabela 5.7 – Resumo dos valores utilizados e das equações aplicadas pelo mecanismo de ferrolho.	89
Tabela 5.8 – Valores obtidos no cálculo das tensões.....	91
Tabela 5.9 – Verificação da existência de compressões.....	91
Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios de compressão axial obtidos nesta dissertação.	92
Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios de compressão axial do trabalho de referência (Pinho, 2007).	93
Tabela 5.12 – Medições da profundidade de carbonatação obtidas na presente dissertação.....	94
Tabela 8.1 – Profundidade de carbonatação em trabalho de referência (Pinho, 2007).	103
Tabela 8.2 – Profundidade de carbonatação em trabalhos anteriores.	103

Lista de abreviaturas e símbolos

Abreviaturas:

CFRP – carbon fiber reinforced polymer (polímeros reforçados com fibras de carbono)

CC – célula de carga

CPE – carga pré-existente

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologia

FRP – fibre reinforced plastic (plásticos reforçados com fibras)

GFRP – glass fiber reinforced polymer (polímeros reforçados com fibras de vidro)

LVDT – linear voltage displacement transducer

PGA – peak ground acceleration (aceleração do pico do terreno)

PTFE – politetrafluoretileno (teflon)

UNL – Universidade Nova de Lisboa

Símbolos:

A_s – área da secção resistente à tração da pregagem [m^2]

A_d – área do liso da espiga do varão [m^2]

$\varepsilon^{75\sigma^{máx}}$ – deformação correspondente a 75% $\sigma^{máx}$, após a rotura [%]

e – excentricidade [mm]

E_{xeq} , E_{yeq} , G_{eq} – elementos elásticos com uma rigidez definida no plano [MPa]

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão [MPa]

f_{yd} – valor de cálculo da resistência à tração do aço [MPa]

F_{TR} – valor da resistência à tração da pregagem [kN]

F_{ud} – valor da resistência ao corte de uma pregagem [kN]

F_V – valor da força aplicada no apoio da cantoneira para deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro do varão [kN]

k – rigidez [N/m]

ε – extensão que depende do valor de f_{cd} e de f_{yd}

ξ – relação entre a tensão axial da pregagem e o valor de cálculo da resistência à tração do aço [-]

ϕ_b – diâmetro do varão [mm]

σ – tensão axial da pregagem [MPa]

γ_{rd} – coeficiente de segurança

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A reabilitação de edifícios tem vindo a ganhar interesse ao longo dos anos uma vez que a preservação do património edificado constitui uma referência histórica e cultural. A necessidade de preservar este património leva a que seja essencial analisar a compatibilidade entre produtos utilizados e os materiais tradicionais que foram empregues na construção original, tal como as técnicas construtivas utilizadas. O estudo dos edifícios antigos é de extrema importância para o conhecimento dos materiais e técnicas tradicionais utilizadas (Ferreira, 2009).

De acordo com a Carta de Veneza de 1964, “Sempre que as técnicas tradicionais se revelem inadequadas, a consolidação de um monumento pode ser assegurada com o apoio de todas as técnicas modernas de conservação e construção cuja eficácia tenha sido comprovada por dados científicos e garantida pela experiência.” Ou seja, deve ser garantida uma compatibilização entre os materiais antigos e os existentes atualmente no mercado, de modo a promover uma boa interação entre ambos e sem que isso afete fortemente a autenticidade do edifício.

O conceito de reabilitação está inevitavelmente associado ao conceito de utilidade de uma construção. Segundo Appleton (2003), a reabilitação de edifícios tem como função melhorar o desempenho local ou geral da qualidade do edifício, bem como a resolução de possíveis anomalias construtivas.

De acordo com Córias (2007), as intervenções de reabilitação dos edifícios antigos estão divididas essencialmente em três pontos:

- desempenho do invólucro exterior (relacionado com a estética do local onde os edifícios se encontram);
- condições de habitabilidade e conforto (relacionado com o bem-estar das pessoas, sejam elas moradores ou utentes);
- comportamento estrutural (relacionado com a segurança das pessoas e bens, em particular quando está em causa a ação sísmica).

Os edifícios antigos são na sua grande maioria constituídos por paredes resistentes de alvenaria de pedra e por pavimentos elevados, geralmente associados a estruturas de madeira. Um dos principais problemas estruturais associados ao comportamento mecânico de edifícios antigos diz respeito à influência das ações horizontais (sismos) no colapso das paredes devido

à deficiente ligação entre estas e os pavimentos. Sempre que possível estas ligações pavimento/parede devem ser reforçadas, utilizando soluções pouco intrusivas e de modo a não comprometerem a autenticidade e a relevância histórica.

1.2 Objetivos

A reabilitação de edifícios antigos exige um conhecimento histórico dos processos construtivos, que combine os critérios de segurança estrutural com os requisitos exigidos pela conservação do património. As condições de segurança dos pavimentos e da estrutura global de um edifício antigo podem ser postas em causa quando as ligações pavimento/parede se encontrem mal executadas.

Esta dissertação tem como objetivo abordar as soluções construtivas utilizadas no reforço destas ligações, tendo em conta as ações verticais decorrentes da função atual do edifício e as ações horizontais associadas à ação sísmica.

A parte prática da presente dissertação consiste na realização de dois tipos de ensaios: um deles pretende analisar o comportamento de uma ligação pavimento/parede utilizando um murete de alvenaria tradicional e uma viga metálica, sendo posteriormente ensaiado à compressão axial e o outro consiste apenas num ensaio de compressão axial para aferir as características mecânicas da alvenaria. A determinação da profundidade de carbonatação e da respetiva área carbonatada dos muretes foi também analisada na parte experimental deste trabalho.

1.3 Organização da Dissertação

Além do **capítulo 1**, onde se faz um enquadramento geral do tema da dissertação e se definem os objetivos do trabalho, esta dissertação encontra-se dividida em duas partes, organizadas por mais 5 capítulos: revisão bibliográfica (capítulos 2 e 3) e trabalho experimental (capítulos 4 a 6).

No **capítulo 2**, é feita uma abordagem geral do tipo de paredes e pavimentos, bem como das possíveis ligações pavimento/parede existentes em edifícios antigos. Seguidamente descrevem-se os tipos de reforço utilizados tendo em conta as possíveis anomalias existentes ao nível dos pavimentos e a melhoria do desempenho face às ações verticais e ações sísmicas (horizontais).

No **capítulo 3**, são referenciados alguns ensaios experimentais realizados em outras unidades de investigação nacionais e internacionais. De um modo geral, alguns destes trabalhos abordam o comportamento de vários tipos de reforço de ligações pavimento/parede, outros o aumento de rigidez dos pavimentos através da utilização de várias soluções de reforço. Também neste capítulo é referenciado um edifício que se encontra a ser reabilitado pela empresa A2P, onde foi possível registar as intervenções realizadas ao nível das ligações pavimento/parede.

No **capítulo 4**, são enunciados trabalhos precedentes aos ensaios realizados em laboratório. Descrevem-se os ensaios realizados e posteriormente apresentam-se os resultados obtidos. Apresentam-se ainda os resultados dos ensaios de determinação da profundidade de carbonatação e da respetiva área carbonatada dos muretes de alvenaria de pedra tradicional.

No **capítulo 5**, são analisados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados.

No **capítulo 6**, apresentam-se as conclusões e comentários finais desta dissertação, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Todas as figuras sem referência bibliográfica foram obtidas ou produzidas pela autora. As figuras cedidas pela empresa A2P são referenciadas por (A2P).

Capítulo 2

Ligações pavimento/parede em edifícios antigos

2.1 Considerações gerais

Os edifícios antigos necessitam cada vez mais de intervenções de reabilitação que os tornem utilizáveis de acordo com as exigências correntes de conforto e segurança. Com o passar do tempo, os edifícios vão-se degradando, sendo a principal causa dessa degradação o inevitável envelhecimento dos seus materiais constituintes. Este envelhecimento deve-se à ação dos agentes climáticos, ao desgaste do uso e à falta de manutenção ao longo dos anos.

O conhecimento das técnicas construtivas e dos materiais utilizados leva a uma boa intervenção, caso contrário pode levar à condenação do edifício. Tendo esta dissertação como objetivo o estudo das ligações pavimento/parede é conveniente que se aborde a constituição dos pavimentos e paredes que constituem os edifícios antigos. Em Portugal os edifícios antigos, anteriores à generalização do betão armado, apresentavam paredes onde predominavam as alvenarias resistentes (Sousa, 2006). Na sua grande maioria, as paredes eram de pedra de acordo com as disponibilidades regionais, usavam-se ainda tijolos cerâmicos cozidos em forno, a taipa e o adobe como se pode observar na Fig. 2.1.

Já os pavimentos de edifícios antigos eram geralmente em madeira. Nos pontos seguintes faz-se uma síntese sobre estes assuntos, de modo a compreender melhor as suas funcionalidades em edifícios antigos.

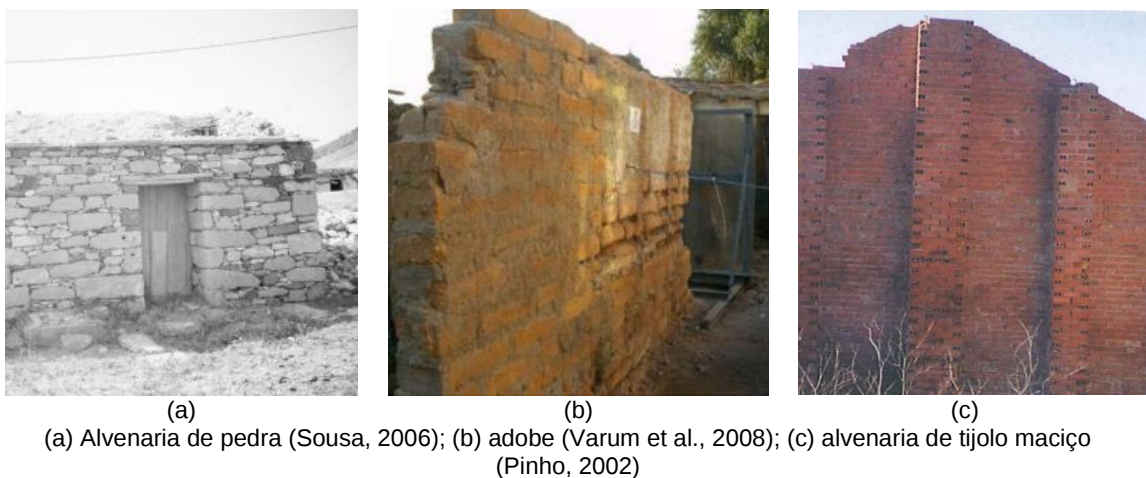


Fig. 2.1 – Tipos de paredes de edifícios antigos.

2.2 Classificação tipológica de paredes

2.2.1 Paredes resistentes ou mestras

Primeiramente deve-se clarificar a designação de parede resistente, que consiste numa parede com papel relevante na estrutura de um edifício sendo resistente a cargas verticais (ação gravítica) e a forças horizontais (vento e sismos) (Appleton, 2003) (Pinho, 2000).

As paredes resistentes podem ser interiores (frontais) e exteriores (fachada, tardo e empenas). As paredes exteriores de fachada e de tardo são constituídas por alvenaria de pedra irregular geralmente de pano duplo, sendo que as empenas são constituídas por tijolo maciço de apenas um pano como se pode observar nas Fig. 2.2 e Fig. 2.3. Estas últimas são normalmente comuns ao edifício adjacente. Já as paredes resistentes interiores, usualmente denominadas de frontais, são geralmente paralelas às fachadas, constituídas por um esqueleto de madeira preenchido por pedra ou tijolo.

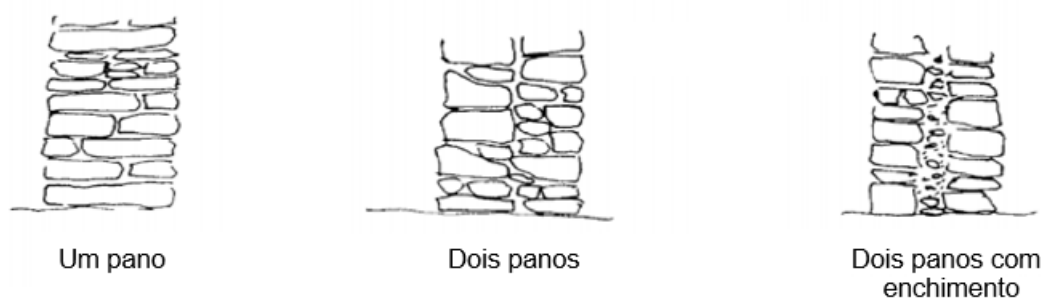


Fig. 2.2 – Representação esquemática de paredes de alvenaria de um pano e de dois panos com e sem enchimento (Mascarenhas, 2003).

Geralmente as paredes resistentes diferenciam-se das restantes paredes pela sua elevada espessura e pelo facto de serem constituídas por materiais heterogéneos podendo estar ou não ligados através de uma argamassa de ligação. Apresentam uma razoável resistência a esforços de compressão e uma deficiente resistência à tração.

Segundo Appleton (2003), a espessura aparentemente excessiva das paredes resistentes apresenta justificações de natureza estrutural. Essas razões devem-se aos seguintes factos, quanto mais larga é a parede:

- mais pesada, logo a compressão atua como uma força estabilizadora, que equilibra as forças horizontais de derrubamento e estabilizantes (por exemplo: sismos);
- menos esbelta, menor é o risco de instabilidade por encurvadura.

A junção dos aumentos de peso e de largura da parede fazem com que haja um alargamento do núcleo central da mesma, capaz de suportar forças de derrubamento sem que se instalem tensões de tração que levem à fendilhação do material.

Existem outras razões para que esta espessura seja elevada, que estão ligadas à função que estas paredes têm em proteger o interior de uma habitação em relação aos agentes atmosféricos, em particular à ação da água da chuva e do vento.



Fig. 2.3 – Parede resistente ou mestra (Appleton, 2003).

2.2.2 Paredes divisórias ou de compartimentação

As paredes divisórias têm a função de delimitar espaços interiores num edifício e normalmente são construídas em tijolo ou em madeira (por exemplo, tabique). A solução designada por tabique, como se pode observar na Fig. 2.4, é constituído por tábuas de madeira colocadas verticalmente ou inclinadas estando ligadas ao pavimento e recebendo posteriormente o fasquiado que é constituído por pequenas régua de secção trapezoidal, ao qual adere o reboco (Sousa, 2006).

Os tabiques distinguem-se dos frontais, por terem uma espessura de 0,10m a que correspondem menores resistências mecânicas.



Fig. 2.4 – Parede de tabique (Sousa, 2006).

As paredes divisórias ou de compartimentação apesar de não receberem diretamente as cargas verticais, contribuem para o travamento geral da estrutura do edifício, fazendo a

interligação ligação entre paredes, pavimentos e coberturas. Esta interligação é de extrema importância para a capacidade resistente global dos edifícios, uma vez que facilita a dissipação da energia das ações sísmicas. Por vezes, as paredes divisórias tomam o lugar das paredes resistentes, quando estas apresentam uma elevada degradação ou quando tenham sido suprimidas em intervenções mal executadas.

De acordo com Appleton (2003), a grande maioria das paredes de edifícios desempenham funções estruturais, uma vez que a arquitetura e a organização espacial contribuem para a capacidade resistente das mesmas.

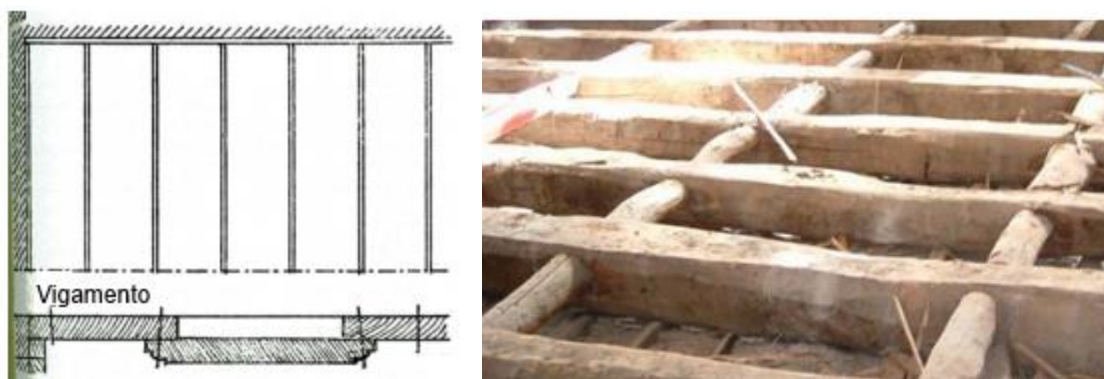
2.3 Pavimentos

Os pavimentos de edifícios antigos têm geralmente estrutura de madeira. Em Portugal a madeira era o material estrutural mais utilizado nas construções antigas, uma vez que até à vulgarização do betão armado, os pisos e as coberturas eram construídos neste material (Dias, 2008). A escolha do tipo de madeira a utilizar na construção tinha normalmente em conta o edifício em que era aplicada, a função pretendida e sobretudo a predominância local das espécies de árvores na zona da construção (Appleton, 2003).

Apesar dos pavimentos elevados serem predominantemente em madeira, os pavimentos térreos são constituídos maioritariamente em terra batida, ou enrocamento de pedra, com uma camada de revestimento por cima, em lajedo de pedra, em ladrilhos cerâmicos ou em sobrados de madeira. Esta dissertação foca-se apenas nos pavimentos elevados.

Geralmente os pavimentos elevados de edifícios antigos apresentam um vigamento constituído por uma série de vigas ou barrote de madeira dispostos paralelamente entre si, posicionados a distâncias entre 0,20 e 0,40m, conforme a capacidade de carga para a qual eram previstos (Appleton, 2003). Esse vigamento geralmente apoiado em frontais (paredes interiores) ou em paredes de fachada é revestido superiormente por soalhos e inferiormente por forros do tipo “saia e camisa”, como se pode observar na Fig. 2.5 (a), ou por estuques sobre um fasquiado.

De modo a evitar o escorregamento lateral (rotação) das vigas, é comum existirem peças de madeira, designadas por tarugos, segundo alinhamentos transversais às vigas e bem justos a estas (Pinho, 2000), como se pode observar na Fig. 2.5 (b). Ou seja, as vigas são travadas entre si por meio de tarugos com a intenção de conferir aos pisos função de travamento, não só nas direções das vigas mas também na direção perpendicular. O tarugamento impede também a encurvadura das vigas e minimiza efeitos de deformação provocados pelos períodos de secagem da madeira.



(a) Revestimento inferior de um pavimento em madeira - “saia e camisa” (Costa, 1971); (b) tarugamento de um pavimento em madeira (Ilharco et al., 2008)

Fig. 2.5 – Representação esquemática de um revestimento inferior de um pavimento em madeira – “saia e camisa” e imagem de um tarugamento num pavimento em madeira.

Em alguns edifícios mais nobres, a solução estrutural dos pavimentos consistia na construção de arcos e abóbodas de alvenaria, que constituíam soluções mais duráveis e com capacidade de vencer vãos maiores.

2.4 Ligações pavimento/parede existentes em edifícios antigos

A entrega das extremidades das vigas nas paredes pode ser realizada de duas formas: encastrada nas paredes ou apoiadas em elementos salientes (frechais ou cachorros).

O apoio das vigas nas paredes pode ser total ou parcial, sendo necessário um tratamento ao nível das extremidades das vigas com vista a evitar o seu apodrecimento, uma vez que estas podem estar em contacto com o exterior. A ligação mais simples baseia-se no encaixe das vigas de madeira em aberturas nas paredes, denominado por encastramento, como se pode observar na Fig. 2.6. Em paredes de alvenaria de pedra irregular, o apoio deverá ser executado sobre um bloco de pedra com a face superior aparelhada, permitindo uma melhor distribuição de tensões de compressão na alvenaria de pedra (Appleton, 2003).

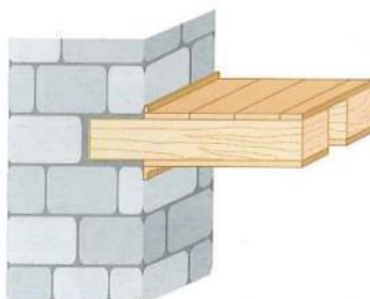


Fig. 2.6 – Representação esquemática de uma ligação pavimento/parede através do encastramento de vigas diretamente na parede (Appleton, 2003).

A introdução de peças metálicas pregadas às vigas de madeira apresentam um papel importante no travamento geral da estrutura do edifício. Segundo Cóias (2007), o ferro usa-se

sob forma de elementos de contraventamento e de ligação entre componentes estruturais. Estas peças metálicas denominam-se de ferrolhos e têm a função de ligar os pavimentos de madeira à alvenaria das paredes mobilizando possíveis forças de atrito. Em alguns casos, estes ferrolhos são embutidos na parede até ao exterior, onde são ancorados como se encontra representado na Fig. 2.7.

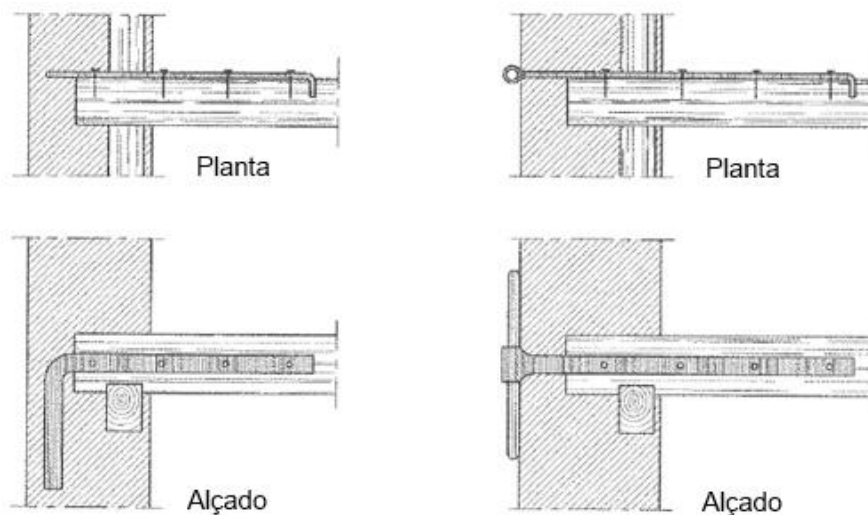


Fig. 2.7 – Representação esquemática de ligações com elementos metálicos (Leitão, 1896).

Também existe uma ligação que consiste na utilização de um frechal, peça de madeira embutida na parede, que serve de ligação entre o pavimento e a parede, permitindo uma melhor distribuição de cargas verticais e horizontais. Na Fig. 2.8 encontra-se uma representação esquemática de um frechal pregado ao pavimento, que pode ser também ancorado à parede através de pregagem ou recorrendo a tirantes de madeira embebidos nas paredes (Appleton, 2003).

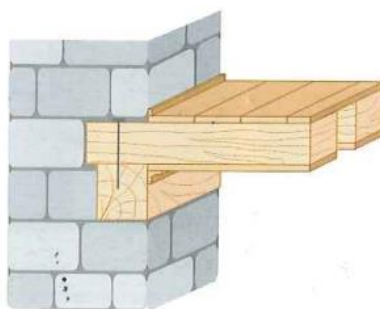


Fig. 2.8 – Representação esquemática de uma ligação pavimento/parede através de frechal inserido na parede (Appleton, 2003).

O apoio da viga também pode ser feito em cachorro de pedra, que consiste num elemento de pedra que se destaca da parede e que serve de apoio à viga, como se pode observar na Fig. 2.9 (a). É igualmente provável encontrar um cachorro de pedra colocado como apoio de

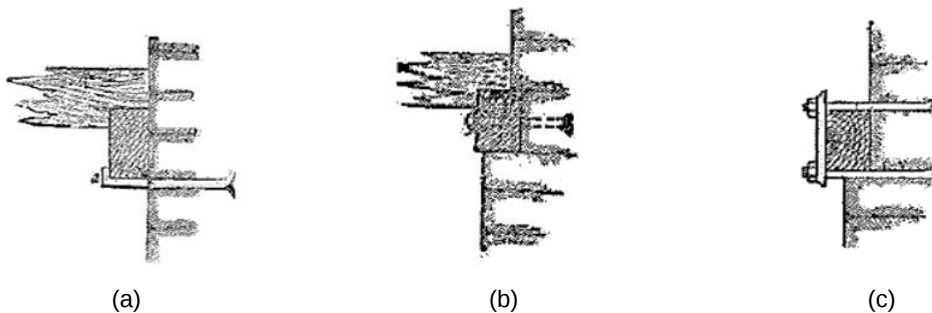
um frechal, como mostra a Fig. 2.9 (b). Esta ligação tem a desvantagem de introduzir cargas excêntricas na parede, uma vez que as forças verticais são transmitidas fora do núcleo central.



(a) Apoio da viga em cachorro de pedra (Sousa, 2006); (b) apoio do frechal em cachorro de pedra (Leitão, 1896)

Fig. 2.9 – Tipos de apoios da viga utilizando cachorros de pedra.

Existem outras possíveis ligações baseadas em sistemas de apoio com elementos em ferro, como se pode observar na Fig. 2.10.



(a) elemento metálico em cosola; (b) ferrolho pregado à parede; (c) duas pregagens e chapa de ferro

Fig. 2.10 – Representações esquemáticas de sistemas de apoio com elementos em ferro (Segurado, 1942).

2.5 Anomalias em pavimentos de madeira

Em edifícios, a falta de manutenção periódica destinada à sua conservação agrava o seu estado, principalmente dos materiais de construção.

Como já foi referido, os pavimentos de edifícios antigos são constituídos essencialmente por madeira, sendo a pedra e o tijolo reservados para casos em que as formas estruturais dos pavimentos são à base de abóbodas e arcos.

As anomalias dos pavimentos de madeira de edifícios antigos estão relacionadas com o envelhecimento do material, com efeitos ao nível da degradação excessiva das vigas, com a fluência, provavelmente agravada por empenamentos, fissuras e outras deteriorações originadas durante o período de secagem da madeira (Appleton, 2003).

As deficiências do ponto de vista do desempenho estrutural dos pavimentos de madeira estão associadas à deformação excessiva quer fora do plano, face às ações verticais decorrentes do uso normal, quer no plano, face às ações sísmicas (Baião et al., 2012). Esta deformação pode estar relacionada com a degradação provocada por ataque dos agentes xilófagos, pelo envelhecimento do próprio material, bem como pelas características da própria madeira e técnicas de execução dos pavimentos.

De acordo com Baião et al. (2012), as deformações associadas às ações verticais são provocadas por:

- excesso de carga em relação ao expectável para a utilização do edifício e insuficiência de secção das vigas por erros ou falta de projeto, onde não foram previstas as dimensões certas para as cargas necessárias;
- fluência da madeira;
- deterioração das condições de ligação entre a estrutura do pavimento e as paredes resistentes, especificamente nas zonas de apoio das vigas dos pavimentos;

Seguidamente faz-se a análise de algumas das causas enunciadas acima.

2.5.1 Excesso de carga/insuficiência de secção das vigas

As alterações sofridas pelo edifício ao longo dos anos podem originar graves problemas, como situações em que se verifica a eliminação de elementos construtivos importantes ou acrescento de outros. Nos casos em que ocorre um acrescento de elementos verifica-se um aumento de cargas, o que faz com que as secções existentes não sejam suficientes.

A insuficiente secção de uma viga provoca uma deformação excessiva, que pode levar a graves problemas ao nível das ligações de pavimento/parede.

2.5.2 Fluência

Entende-se por fluência a deformação de um material que está sujeito a cargas constantes num determinado espaço de tempo, como se pode observar na Fig. 2.11. A maioria das vezes, este efeito de fluência ocorre quando as peças de madeira são colocadas ainda verdes.

A duração das cargas testa a capacidade resistente da madeira. Quanto mais elevada for a duração da carga, menor a resistência do vigamento de madeira e vice-versa. Uma deformação contínua pode levar a que estes efeitos de fluência provoquem uma rotura a longo prazo.

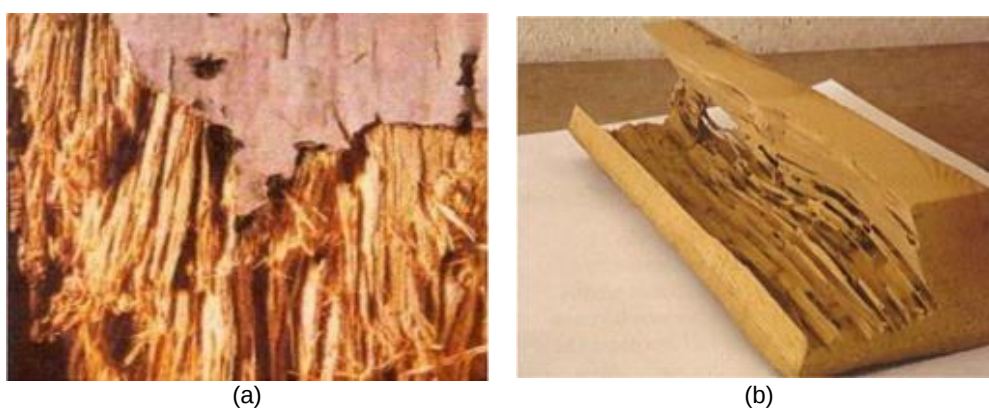


Fig. 2.11 – Viga deformada (Feio et al., 2004).

2.5.3 Deterioração das condições de ligação

Quando o pavimento é de madeira, as ligações são afetadas pela presença sazonal da humidade nas paredes, ou seja, o apodrecimento da madeira que se encontra ligada à parede, é causado por fungos de podridão ou ataques de insetos, como mostra a Fig. 2.12, afetando a resistência mecânica. Pode então dizer-se que uma das principais causas de degradação das peças de madeira em edifícios antigos é a degradação biológica. Uma peça de madeira é afetada essencialmente na sua extremidade devido à grande porosidade e capacidade de absorção de água que esta zona apresenta, onde o plano de corte é perpendicular à direção das fibras.

Esta anomalia ocorre com maior frequência em paredes exteriores, sujeitas ao humedecimento provocado pelo contacto acidental, mas regular, entre a água e a madeira (Pinho, 2000).



(a)

(a) Podridão; (b) ataque de térmitas

(b)

Fig. 2.12 – Deterioração da madeira devido a ataques biológicos (Arriaga et al., 2002).

2.6 Soluções de reforço de ligações

Quando os edifícios são sujeitos a ações sísmicas, os pavimentos podem ter maior ou menor capacidade de distribuição de forças de inércia horizontais pelos elementos verticais, as paredes no caso de edifícios antigos (Baião et al., 2012). Pode afirmar-se que o pavimento funciona como uma membrana ou como um diafragma, uma vez que depende das ligações do pavimento às paredes adjacentes bem como da deformabilidade do pavimento no seu plano.

Na grande maioria das vezes o pavimento não está adequadamente ligado às paredes adjacentes, ou a rigidez no plano não é adequada, como tal, diferentes tipos de mecanismos de colapso podem ser observados envolvendo as paredes perpendiculares à direção do sismo, como mostra a Fig. 2.13 (Baião et al., 2012).

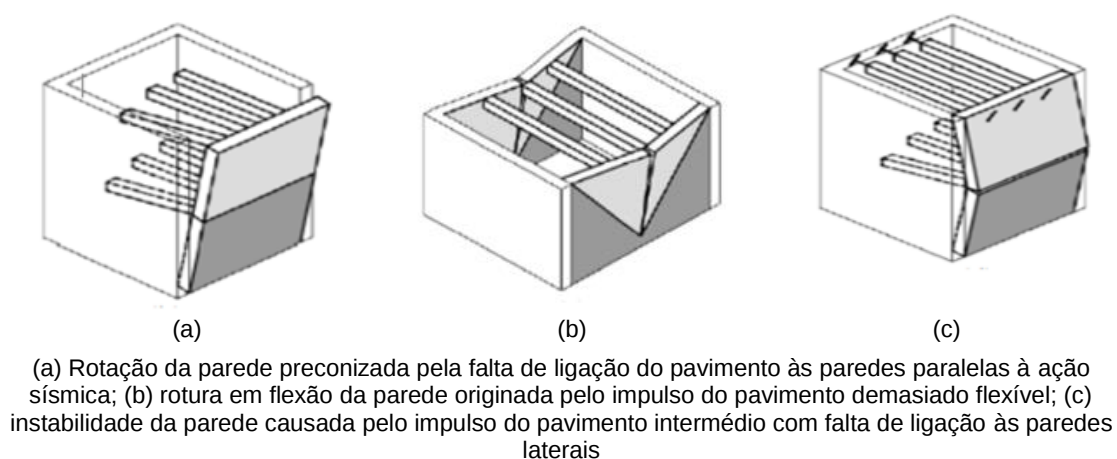


Fig. 2.13 – Representação esquemática de tipos de mecanismos de colapso (Piazza et al., 2008).

De acordo com a deformabilidade dos pavimentos no seu plano, pode afirmar-se que os diafragmas são mais flexíveis ou mais rígidos. Enquanto os diafragmas mais flexíveis impõem nas paredes perpendiculares à direção do sismo maiores deslocamentos e esforços para fora do plano, os diafragmas mais rígidos mobilizam mais as paredes paralelas à direção do sismo, de modo a absorver esforços no plano, como se pode observar na Fig. 2.14.

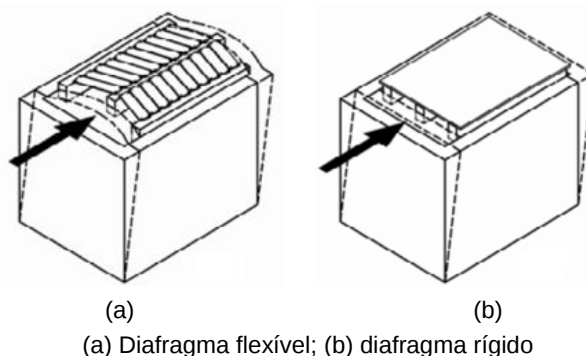


Fig. 2.14 – Representação esquemática do comportamento de diafragmas (Piazza et al., 2008).

Segundo Baião et al. (2012), os pavimentos de madeira existentes em edifícios antigos funcionam normalmente como diafragmas flexíveis, sendo as características dessa flexibilidade dependentes de diversos fatores, como:

- estado de conservação da madeira dos pavimentos, em particular nas zonas onde existe maior risco de se verificar essa degradação, na zona de apoio das vigas;
- ligação entre os pavimentos e as paredes contíguas, incluindo entrega das vigas nas paredes ou a existência de dispositivos metálicos de contraventamento;
- tipo de interligação entre as tábuas de soalho do revestimento do pavimento (tábuas justapostas ou com encaixe macho-fêmea);
- existência ou inexistência de tarugamento;
- distância entre vigas do pavimento;
- dimensão da secção transversal dos vigamentos;
- dimensão do pavimento em planta;
- natureza da madeira utilizada.

A ação sísmica provoca deformações elevadas no plano em pavimentos flexíveis, como tal existe a necessidade de rigidificar e reforçar os pavimentos para que essas deformações sejam diminuídas. A utilização de pavimentos rígidos vem mobilizar as paredes de alvenaria na absorção das ações sísmicas.

A rigidificação dos pavimentos tem que ser feita com algum cuidado, tendo em conta que se esta for mal executada pode influenciar o desempenho sísmico dos edifícios, ou seja, não existe nenhuma estratégia apenas bom senso.

As intervenções de reforço a ter em conta devem ter por base as satisfações de segurança estrutural dos próprios pavimentos e as condições de segurança global da estrutura do edifício. Segundo Baião et al. (2012), estas intervenções podem ser realizadas tendo em conta duas situações: melhorar o desempenho face às ações verticais/melhorar o desempenho local dos pavimentos e melhorar o desempenho face às ações sísmicas/melhorar o desempenho global dos edifícios.

2.6.1 Melhoria do desempenho face às ações verticais

Caso o problema das deformações acentuadas e da falta de capacidade resistente dos pavimentos face às ações verticais seja devida a cargas excessivas, deve-se proceder ao rearranjo das cargas, fazendo a transferência dessas cargas em excesso para outras zonas do edifício, ou deslocando-as sempre que possível da zona de meio vão para as zonas de apoio.

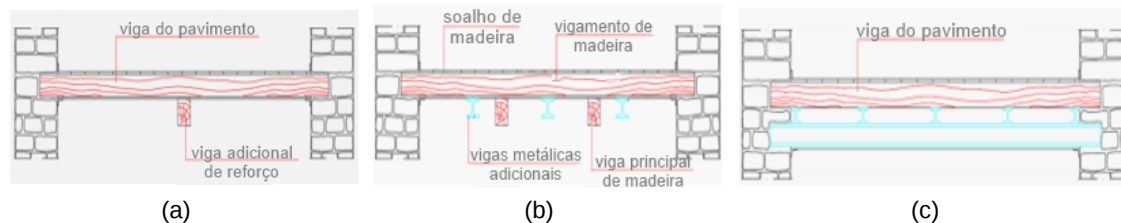
Quando a deformabilidade é originada pela deficiente conceção ou execução dos pavimentos, deve proceder-se ao reforço dos mesmos através das soluções enunciadas nos pontos seguintes.

2.6.1.1 Adição de novas vigas

As soluções adotadas têm em vista a redução da deformabilidade e do vão do pavimento criando apoios intermédios, colocação de vigas transversais às vigas do pavimento; reforçando a sua capacidade resistente, aumentando a rigidez e diminuindo a deformabilidade.

A colocação de elementos transversais (vigas metálicas e de madeira) sob o pavimento que apoiam em paredes laterais, como se pode observar na Fig. 2.15 (a) e (b), é uma solução bastante simples. Caso essas paredes não possam suportar o apoio destas vigas transversais pode optar-se por colocar uma viga longitudinal para as apoiar, como ilustra a Fig. 2.15 (c).

As vantagens destas soluções são a redução da deformabilidade com base numa reduzida intervenção sobre o pavimento existente. Os inconvenientes deste tipo de solução passam pela redução do pé direito e pela sua não aplicabilidade a tetos de relevante importância decorativa.



(a) Introdução de viga transversal de madeira sob o pavimento; (b) introdução de vigas metálicas intercaladas com vigas de madeira existentes sob o pavimento; (c) introdução de vigas transversais e longitudinais sob o pavimento

Fig. 2.15 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com adição de vigas transversais às vigas existentes (Baião et al., 1994).

Outra solução tem por base reforçar a rigidez das vigas do pavimento através da colocação de novas vigas paralelas às existentes e de chapas ou perfis de aço (vigas mistas).

A colocação de novas vigas paralelas às existentes deve obedecer a dois critérios de seleção: tipo de material e de geometria. As vigas adicionais devem ser de madeira e apresentar uma geometria idêntica às vigas já existentes, como se pode observar na Fig. 2.16 (a).

Na Fig. 2.16 (b) o reforço das vigas existentes é feito através da aplicação de chapas ou perfis de aço. Neste tipo de solução deve ter-se em conta os módulos de elasticidade do aço e da madeira, de modo a homogeneizar o comportamento entre os materiais.

Neste tipo de soluções deve ser tido em conta a ligação entre os novos elementos e as vigas adjacentes, de modo a garantir a compatibilidade de deformações; sendo que o tarugamento pode ser auxiliado por peças metálicas de reforço que lhes confira maior rigidez (Appleton, 2003).



Fig. 2.16 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com adição de vigas de madeira e chapas metálicas paralelas às vigas existentes (Appleton, 2003).

2.6.1.2 Introdução de novos elementos de madeira

A introdução de novos elementos de madeira é uma solução simples e muito utilizada, uma vez que permite que as características dos pavimentos se mantenham intactas. Segundo Appleton (2003), os novos elementos de madeira devem ser da mesma espécie e possuírem características naturais, como a resistência e o módulo de elasticidade, idênticas à madeira já existente no pavimento. Ter em atenção ao teor de água do elemento de madeira aquando da sua aplicação, uma vez que é conveniente adotar madeiras velhas, bem secas e de boa qualidade. Apesar de nem sempre ser possível obter madeira idêntica à existente, pode-se contornar esta situação utilizando madeira proveniente de demolições ou guardando as novas peças de madeira no edifício onde vão ser inseridas, de modo a adquirirem a humidade de equilíbrio com o ambiente.

Existem duas soluções de reforço deste tipo: uma consiste no acoplamento de novas peças de madeira de um ou de ambos os lados das peças antigas, sem remoção da zona degradada; outra implica a remoção das partes degradadas e a sua posterior substituição por novas peças de madeira.

A solução mais simples consiste no acoplamento de novas peças de madeira, como mostra a Fig. 2.17, com o auxílio de pernos, parafusos, pregos, chapas ou cintas metálicas. Esta solução de reforço apresenta como vantagens a capacidade de aumentar a resistência em vigas enfraquecidas, podendo tanto ser utilizada na zona dos apoios como ao longo do vão das vigas e o facto de não envolver operações de remoção, que geralmente são demoradas e implicam o escoramento do pavimento (Baião et al., 2012). Tem como desvantagem o facto de ser uma solução de difícil aplicação em vigas cuja secção não seja retangular.

É de referir que esta solução pode ser aplicada sem limitações arquitetónicas, apesar de influenciar a estética do edifício.

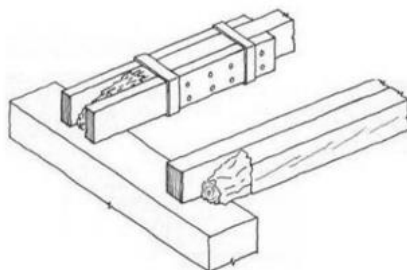
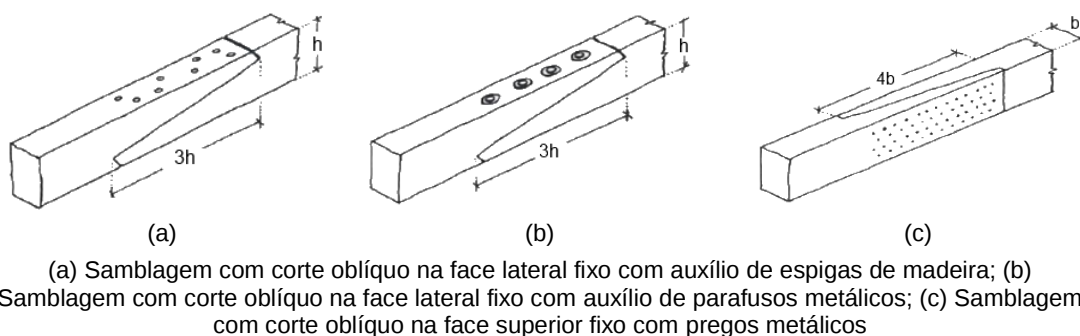


Fig. 2.17 – Representação esquemática de um reforço com novas peças de madeira fixas às existentes (Arriaga et al., 2002).

A solução que consiste na remoção e posterior substituição de um troço degradado por um são utiliza ligadores metálicos, de madeira ou colas de união (Arriaga et al., 2002).

A solução que utiliza ligadores metálicos e de madeira apresenta três tipos de disposições mais correntes como: samblagem com corte oblíquo na face lateral e auxílio de espigas de madeira, samblagem com corte oblíquo na face lateral e auxílio de parafusos metálicos e samblagem com corte oblíquo na face superior e auxílio de pregos metálicos, como se pode observar na Fig. 2.18. Estas soluções não podem ser utilizadas a meio vão uma vez que apresentam uma flexão bastante reduzida, como tal, apenas são indicadas para reparar as zonas dos apoios.



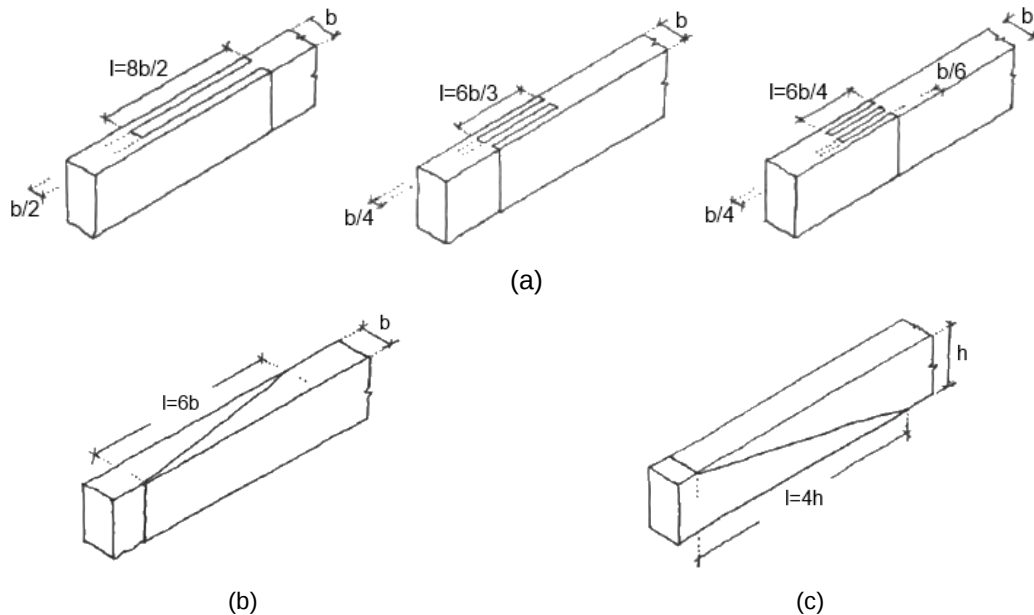
(a) Samblagem com corte oblíquo na face lateral fixo com auxílio de espigas de madeira; (b) Samblagem com corte oblíquo na face lateral fixo com auxílio de parafusos metálicos; (c) Samblagem com corte oblíquo na face superior fixo com pregos metálicos

Fig. 2.18 – Representações esquemáticas de soluções de reforço com introdução de novos elementos de madeira – samblagens com corte oblíquo (Arriaga et al., 2002).

Apesar de serem soluções diferentes, todas elas apresentam as mesmas vantagens e inconvenientes. Os inconvenientes encontrados estão relacionados com: necessidade de mão-de-obra especializada, dificuldades de aplicabilidade em vigas não retangulares e baixa eficácia à flexão e rigidez, ou seja, apenas devem ser utilizadas em zonas onde os esforços sejam reduzidos e sempre que possível acompanhadas por outra solução de reforço. Como vantagens mantêm o aspeto e a estética visual.

A solução que consiste na substituição de troços degradados utilizando colas de união apresenta três tipos de soluções mais correntes como: samblagem colada com caixa e espiga reta e samblagem com corte oblíquo na face lateral e na face superior, como se pode observar na Fig. 2.19. Os inconvenientes encontrados estão relacionados com o facto de necessitarem de mão-de-obra especializada e de apresentarem dificuldades de aplicabilidade em vigas não

retangulares. Como vantagens este tipo de soluções apresenta uma eficácia à flexão e rigidez ligeiramente superior à solução apresentada anteriormente e mantêm o aspeto e a estética visual.



(a) Com caixa e espiga reta; (b) Na face superior; (c) na face lateral

Fig. 2.19 – Representação esquemática de samblagens coladas com caixa e espiga reta e com corte oblíquo (Arriaga et al., 2002).

Segundo Appleton (2003), existe ainda outra solução de reparação que consiste na substituição do troço afetado por uma peça idêntica após a remoção do mesmo, como mostra a Fig. 2.20.

A ligação entre a viga existente e a nova peça é feita através de elementos metálicos auxiliares, preferencialmente por chapas metálicas aplicadas em cada uma das faces da viga, com comprimento adequado (que possa garantir uma sobreposição de pelo menos 0,20m), e com altura e espessura compatíveis com a resistência pretendida. Estas chapas metálicas devem ser aparafusadas à viga de madeira e entre si, com auxílio de parafusos de aço que atravessam a viga. Aquando do processo de substituição do troço afetado é necessário proceder ao escoramento dos pavimentos.

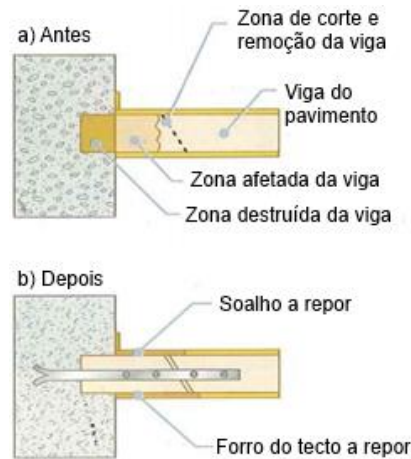


Fig. 2.20 – Representação esquemática de uma solução de reparação que consiste na substituição de um troço afetado por material idêntico (Appleton, 2003).

2.6.1.3 Introdução de novos elementos metálicos

A solução de reforço baseada na introdução de novos elementos metálicos, chapas ou perfis apresenta elevada rigidez e resistência devido aos elementos que a compõem. A fixação de chapas ou perfis metálicos à zona sã da viga degradada é feita através de parafusos ou parafusos de porca, como se pode observar na Fig. 2.21.

Esta solução tem como vantagens a fácil aplicação, uma vez que não exige que o material degradado seja removido e o aumento de capacidade de carga. É de salientar que existem inconvenientes neste tipo de solução que estão relacionados com a baixa resistência ao fogo, corrosão dos elementos metálicos, difícil aplicação em vigas de seção não retangular e impacto visual característico deste tipo de solução.

Ao contrário da madeira, os elementos metálicos não suportam temperaturas elevadas o que provoca uma diminuição da capacidade resistente e uma adição de esforços devidos às variações dimensionais.

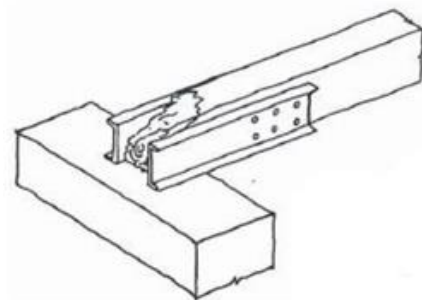
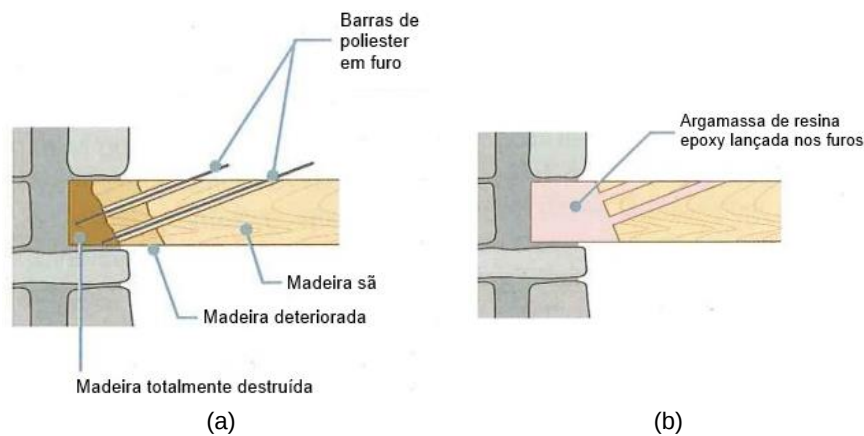


Fig. 2.21 – Representação esquemática do reforço com elementos metálicos fixos à viga existente (Arriaga et al., 2002).

2.6.1.4 Introdução de colas epoxídicas com peças metálicas ou de materiais compósitos

Esta solução consiste na reconstituição de troços de vigas degradados substituindo-os por troços realizados com resinas epoxídicas, como se pode observar na Fig. 2.22. Estas resinas são moldadas no interior de peças de madeira, constituem uma cofragem perdida e simultaneamente funcionam como uma proteção adicional contra ao fogo (Baião et al., 2012). Apresentam grandes vantagens como a facilidade de preenchimento de espaços, não retraem após endurecimento e aderem a quase todos os materiais, em especial à madeira.

Os inconvenientes deste tipo de soluções são a necessidade de mão-de-obra especializada e a difícil aplicabilidade em vigas de seção não retangular. Como vantagens pode apontar-se a reduzida intrusividade e o aumento da capacidade resistente das ligações, devido às boas características das resinas.



(a) Colocação de barras de poliéster; (b) injeção de resinas epoxídicas

Fig. 2.22 – Representação esquemática da reconstituição de troços degradados (Appleton, 2003).

Neste contexto e segundo Cóias (2007), existem duas soluções deste tipo que são similares: varões colocados em entalhe na face superior e lateral, sendo posteriormente preenchidos com produtos de colagem epoxídicos, como se pode observar na Fig. 2.23.

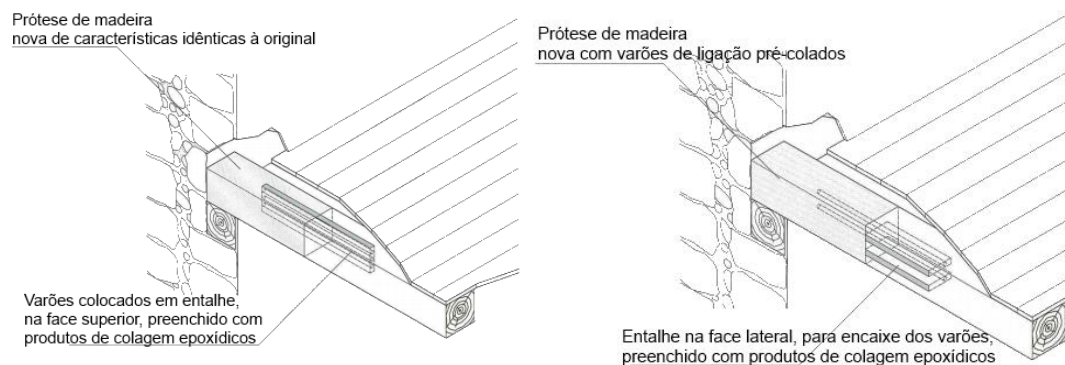


Fig. 2.23 – Representação esquemática de soluções com entalhe na face superior e lateral (Cóias, 2007).

Outra solução do mesmo género das anteriores tem por base a substituição dos troços degradados por novas peças de madeira, ligando-as à peça sã com auxílio de placas de reforço e resinas, como mostra a Fig. 2.24. É uma solução que apresenta vantagens e inconvenientes semelhantes às anteriores. A necessidade de mão-de-obra especializada e a dificuldade de aplicação em vigas de seção não retangular são os dois grandes inconvenientes desta solução. As vantagens são a baixa intrusividade e o aumento da capacidade resistente das ligações.

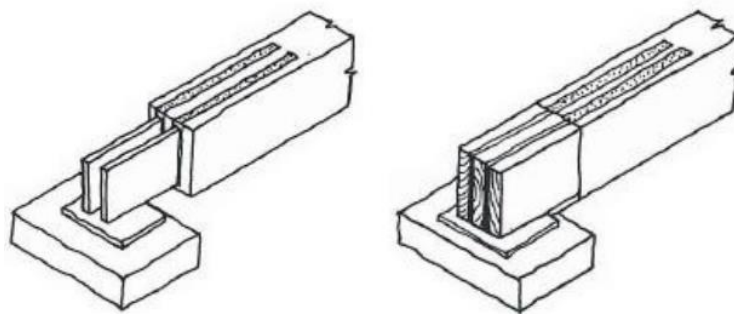


Fig. 2.24 – Representação esquemática de uma solução de reforço com placas e resinas que fixam a peça sã após corte do troço degradado (Arriaga et al., 2002).

2.6.2 Melhoria do desempenho face às ações sísmicas

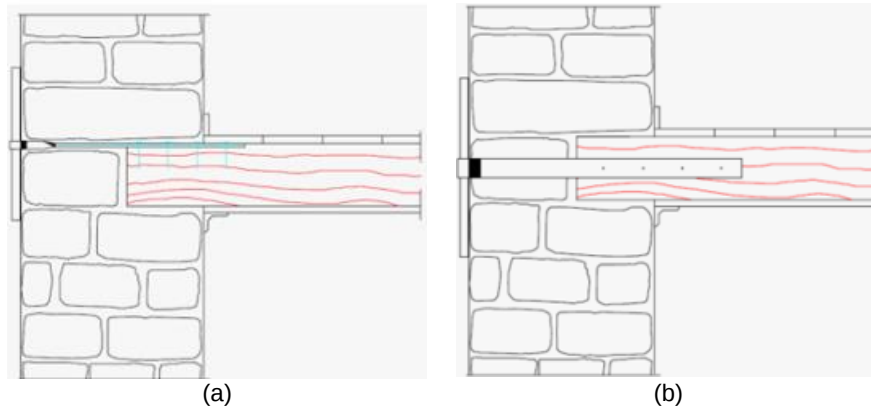
A grande parte dos edifícios que se encontram degradados deve-se não só à falta de manutenção, mas também a danos causados pela ação sísmica (Branco et al., 2011).

Segundo Brignola et al. (2008), a experiência da observação de fenómenos sísmicos no passado permite compreender como os sismos afetam os edifícios, em geral esses danos dependem do tipo de pavimentos de madeira existentes, em particular da sua rigidez e das ligações pavimento/parede. Ou seja, o aumento da rigidez dos pisos possibilita controlar os deslocamentos horizontais minimizando os colapsos das paredes exteriores.

A necessidade de melhorar o desempenho dos pavimentos face às ações sísmicas está relacionada com o melhoramento do comportamento dos pavimentos de madeira. Estes pavimentos de madeira funcionam como elementos de contraventamento (capacidade que a estrutura tem para resistir a solicitações externas) dos edifícios perante a ação sísmica.

As técnicas anteriormente referidas para melhorar o desempenho face às ações verticais são maioritariamente utilizadas para resolver danos locais, mas também contribuem para reforçar globalmente os edifícios.

Como tal, a utilização de técnicas tradicionais como a ligação de pavimento/parede realizada através do uso de ferrolhos, pregados e ancorados nas paredes de alvenaria, destinam-se não só a reforçar as zonas dos apoios, mas também a melhorar as ligações pavimento/parede, como mostra a Fig. 2.25.



(a) Reforço da ligação através de uma barra de aço pregada na face superior da viga; (b) reforço da ligação através de uma barra de aço pregada na face lateral da viga

Fig. 2.25 – Representação esquemática de técnicas tradicionais de ligação com auxílio de ferrolhos (Baião et al., 1994).

Outra solução consiste na utilização de chapas de aço fixas na diagonal às vigas do pavimento sob o soalho e ancoradas às paredes transversais, que são paralelas às vigas de madeira e não às paredes que apoiam o pavimento, como se pode observar na Fig. 2.26. Esta solução além de garantir um bom comportamento face às ações sísmicas propicia ainda a solidarização das paredes divisórias.

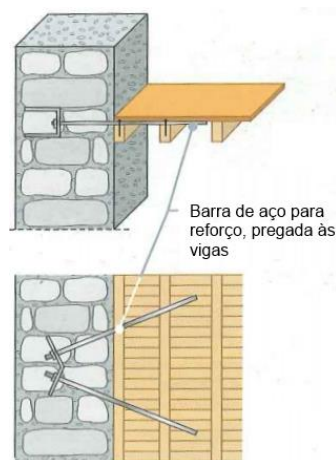


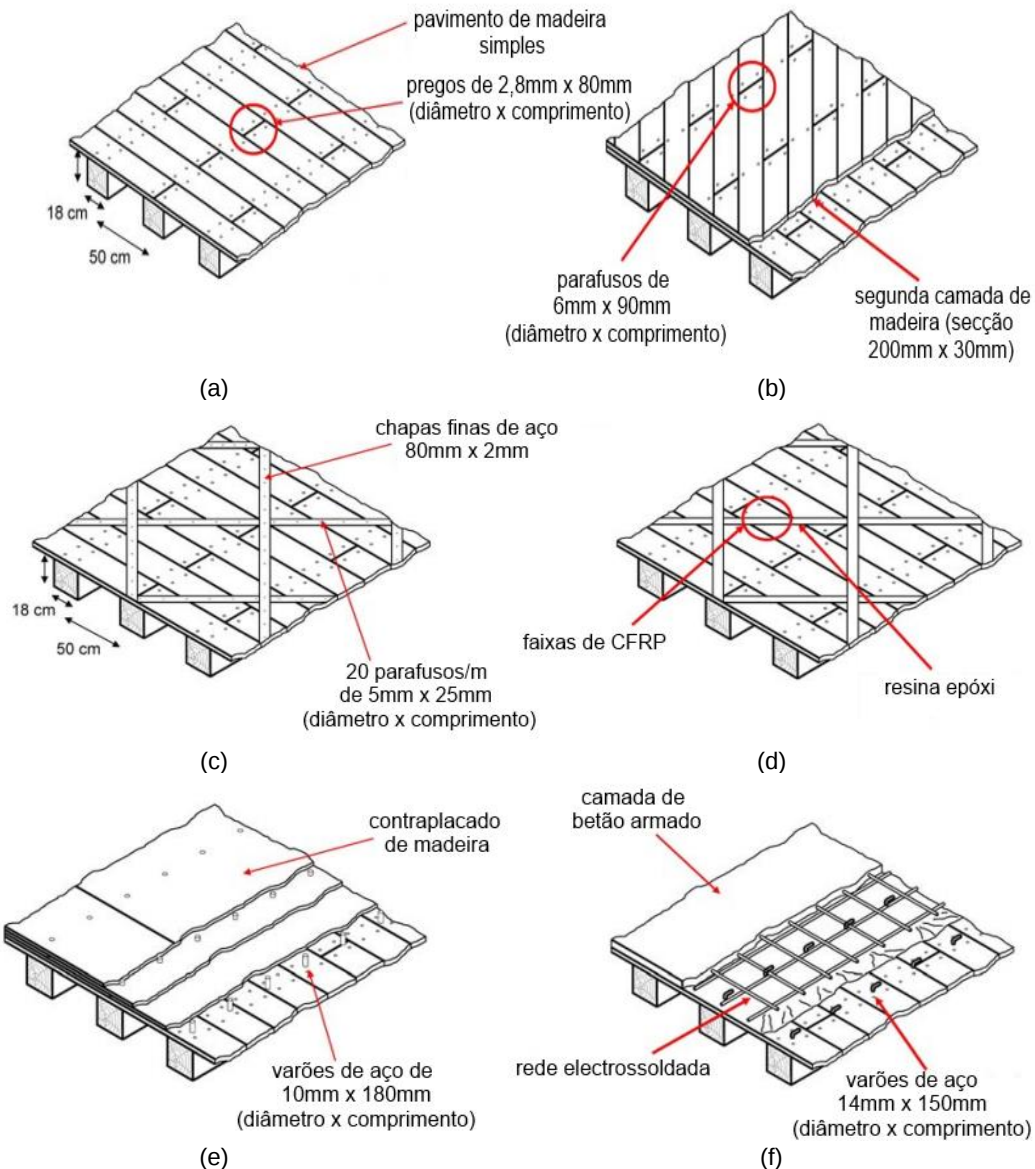
Fig. 2.26 – Reforço de ligação entre o pavimento de madeira e as paredes de alvenaria (Appleton, 2003).

Como foi referido no início do capítulo, existe a necessidade de aumentar a rigidez dos pavimentos para que estes funcionem como diafragmas rígidos e para que ocorra uma diminuição das deformações provocadas pela ação sísmica. Para melhorar o comportamento dos pavimentos deve ser evitado o aumento da massa, uma vez que isso irá aumentar a influência da ação sísmica na estrutura.

Diversas soluções têm vindo a ser preconizadas com vista a melhorar a rigidificação dos pavimentos, consistem na aplicação sobre o soalho existente, de elementos de madeira maciça ou de derivados de madeira, de tiras e chapas metálicas, de faixas de materiais compósitos de

polímero reforçado com fibras (FRP), ou ainda de camadas de betão armado, formando pavimentos mistos madeira-betão.

Na Universidade de Trento foi realizado um trabalho de investigação experimental sobre esta temática (Piazza et al., 2008), que consistiu no estudo da rigidez de diversas soluções, que podem ser observadas na Fig. 2.27.



(a) Pavimento de madeira simples – modelo base; (b) pavimento reforçado com segunda camada de tábuas sobrepostas na diagonal sobre a primeira camada, fixas às vigas com parafusos de aço de 6mm; (c) pavimento reforçado com placas leves de aço, com secção de 80mm x 2mm, aparafusadas às tábuas com 20 parafusos/m de 5mm x 24mm (diâmetro x comprimento); (d) pavimento reforçado com bandas de CFRP, com secção de 50mm x 1,4mm coladas às tábuas de madeira com resina epoxídica; (e) pavimento reforçado com três camadas de contraplacado de madeira, com 21mm de espessura, coladas às vigas com cola de poliuretano e varões de aço com diâmetro de 10mm, colados com resina epoxídica; (f) pavimento reforçado com uma camada de betão, com 50mm de espessura, com armadura de rede electrossoldada de varões de aço de 6mm e malha de 200mm x 200mm, conectada às vigas de madeira por varões, de 14mm de diâmetro, dobrados em “L”, com 150mm x 50mm, colados às vigas de madeira em furos com 90mm de profundidade.

Fig. 2.27 – Representação esquemática de diversas soluções aplicadas em trabalho experimental.
Adaptado de Piazza et al. (2008).

Neste trabalho experimental de Piazza et al. (2008) foram utilizados provetes com dois tipos de dimensões (1m x 2m e 4m x 5m). O provete com menor dimensão foi sujeito a cargas monotónicas e o de maior dimensão, a cargas cíclicas alternadas.

Seguidamente apresentam-se na Fig. 2.28 os valores de rigidez (relação entre a força aplicada e o deslocamento horizontal obtido) dos provetes de maiores e menores dimensões.

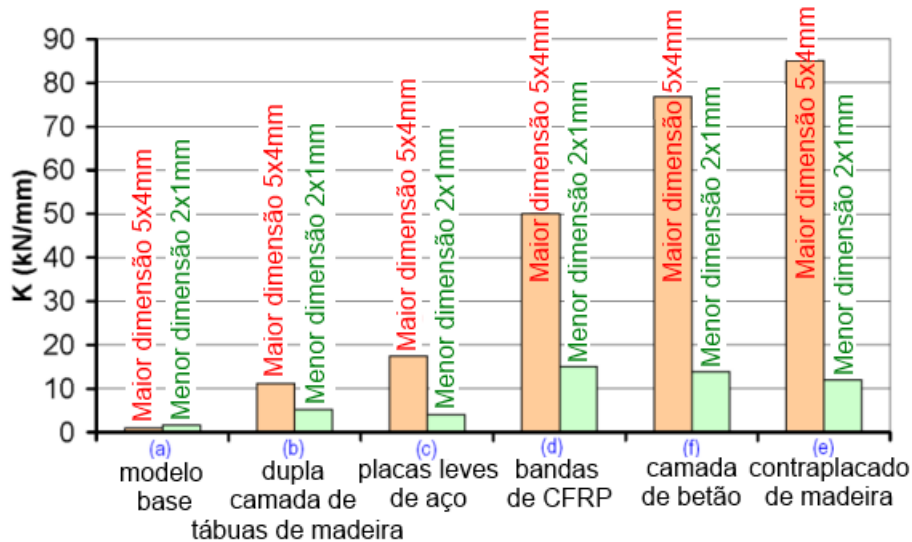


Fig. 2.28 – Valores de K dos diversos provetes. Adaptado de Piazza et al. (2008).

Neste ensaio experimental os autores concluíram que os provetes com três camadas de contraplacado de madeira apresentavam uma rigidez semelhante à rigidez dos provetes com camada de betão, e que de todas as soluções a dos provetes com segunda camada de tábuas de madeira era a que apresentava menor rigidez.

A solução do provete com três camadas de contraplacado de madeira acaba por ser a melhor solução quando comparada com a solução da camada de betão, uma vez que a colocação de betão armado sobre o pavimento de madeira existente vai provocar um aumento de peso significativo e consequentemente um enfraquecimento das paredes de alvenaria.

Capítulo 3

Ensaio experimentais de referência. Exemplo de aplicação – caso de estudo

3.1 Considerações gerais

Neste capítulo são referenciados a título demonstrativo alguns dos trabalhos de investigação que têm sido realizados nos últimos anos sobre a temática desta dissertação. Também será referenciado com destaque o trabalho experimental de Pinho (2007), uma vez que os modelos experimentais utilizados na parte prática desta dissertação surgem na sequência da tese doutoramento do mesmo.

Na Tabela 3.1 encontram-se os trabalhos experimentais que serão apresentados em maior detalhe.

Tabela 3.1 – Trabalhos de investigação analisados.

	Unidade de investigação	Trabalho desenvolvido
Nacionais	- Universidade do Minho - Grupo STAP - Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa	Estudo experimental do comportamento sísmico das ligações pavimento/parede de uma alvenaria (Lourenço et al., 2012)
	Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa	Reabilitação sísmica de edifícios históricos em alvenaria (Branco et al., 2011)
Internacionais	University of Trento, Italy	The Role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings (Piazza et al., 2008)
	- University of Pavia, Italy - European Centre for Training and Research in Earthquake	Shaking table test of a full scale stone masonry building with stiffened floor and roof diaphragms (Penna et al., 2012)
	University of Illinois, USA	Experimental structural behaviour of Wall-diaphragm connections for older masonry buildings (Lin et al., 2012)
	- University of Genoa, Italy - University of Canterbury, England	In plane stiffness of wooden floor (Brignola et al., 2008)
	- Polytechnic of Milan, Italy - University of Padova, Italy	Seismic vulnerability methods for masonry buildings in historical centres: validation and application for prediction analyses and intervention proposals (Binda et al., 2004)

A leitura destes trabalhos confere apenas uma mera indicação do tipo de modelos experimentais e sistemas de ensaios utilizados presentemente, assim como uma ordem de grandeza dos resultados obtidos. Estes resultados não são diretamente comparáveis com os resultados desta dissertação, uma vez que existem grandezas que diferem entre os ensaios, ou seja, os materiais de construção, as suas proporções e os processos construtivos.

3.2 Trabalhos experimentais

Uma vez que o trabalho experimental de Pinho (2007) não refere nenhum estudo de ligações pavimento/parede, não foi incluído na tabela onde são referenciados os restantes trabalhos experimentais. Seguidamente faz-se uma breve descrição do trabalho experimental que serviu de base para os modelos experimentais utilizados na presente dissertação.

- **Paredes de alvenaria ordinária – estudo experimental com modelos simples e reforçados (Pinho, 2007)**

Neste trabalho experimental Pinho (2007) utilizou vários modelos (muretes) constituídos por pedra calcária (75%) e uma argamassa de assentamento (25%), composta por cal aérea hidratada juntamente com areia de rio e de areeiro. Estes muretes foram dimensionados de acordo com diversos fatores: consulta bibliográfica, necessidade dos resultados representarem soluções construtivas que se relacionem com situações reais e as dimensões do laboratório do DEC da FCT-UNL onde foi realizado o ensaio experimental.

Foram construídos sessenta e dois muretes, dos quais vinte com 1,20m x 1,20m x 0,40m designados por “muretes grandes” e quarenta e dois com 0,80m x 1,20m x 0,40m designados por “muretes pequenos”. Todos eles com uma base de betão armado com 20cm de altura para facilitar o seu transporte, bem como um lintel de 15cm de altura para distribuir uniformemente as cargas verticais durante o ensaio, como mostra a Fig. 3.1.

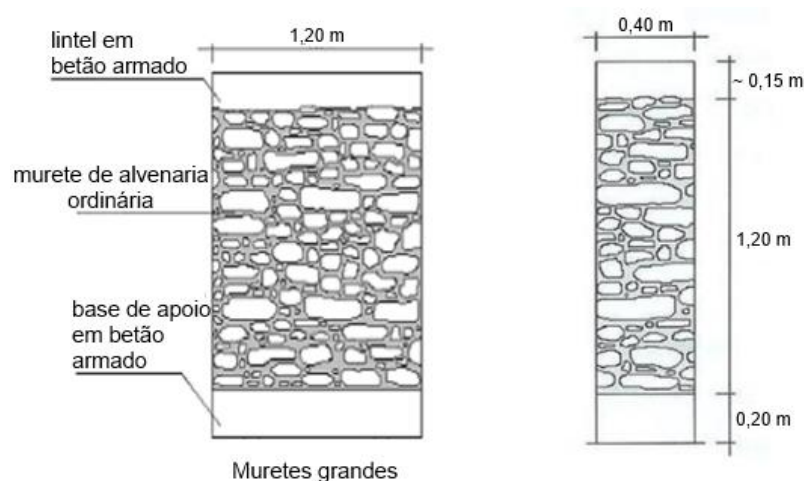


Fig. 3.1 – Modelo experimental – “muretes grandes” (Pinho, 2007).

A construção destes modelos experimentais ocorreu junto ao tardo do DEC da FCT-UNL, como se pode observar na Fig. 3.2.



Fig. 3.2 – Construção dos muretes junto ao tardo do Departamento de Engenharia Civil (Pinho, 2007).

Os muretes foram constituídos por uma argamassa de assentamento que apresentava um traço de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia, divididas da mesma forma por areia de rio e de areeiro. A argamassa foi misturada com recurso a uma misturadora mecânica.

A pedra calcária utilizada apresentava uma dimensão máxima na ordem de $D=25\text{cm}$ e apesar do seu aspeto limpo, foi lavada para possível remoção de poeiras e outras impurezas. Para garantir um melhor travamento vertical foram colocados perpianhos a $1/3$ e $2/3$ da altura de cada murete ($0,40\text{ m}$ e $0,8$ respetivamente acima das bases de betão armado).

Durante a construção dos muretes houve a preocupação de os proteger da chuva e da radiação solar, como tal foi construído um “abrigo” coberto com um pé direito de $2,40\text{m}$, permitindo assim uma boa ventilação e uma melhoria das condições de cura.

Todos os materiais e técnicas construtivas utilizadas tiveram como objetivo principal reproduzir as alvenarias existentes em edifícios antigos. É importante conhecer algumas das propriedades físicas, mecânicas e químicas dos materiais utilizados na conceção dos muretes. Para o efeito efetuaram-se alguns ensaios de caracterização a partir de amostras retiradas durante a construção dos muretes (Pinho et al., 2008).

- **Características da alvenaria dos muretes**

A massa volúmica da alvenaria dos muretes apresenta um valor médio de 1758kg/m^3 .

Tendo em conta as percentagens médias de 75% de pedra e 25% de argamassa por metro cúbico de alvenaria, estima-se para a massa volúmica aparente teórica da alvenaria dos muretes um valor de 2320kg/m^3 . Com a relação entre a massa volúmica da alvenaria e a estimativa da massa volúmica aparente obtém-se uma estimativa de volume de vazios da alvenaria, da ordem dos 23,7% (Pinho et al., 2008).

Todas as demais informações acerca da construção dos muretes, da sua constituição e dos ensaios realizados podem ser consultadas na tese de doutoramento de Pinho (2007).

Na Fig. 3.3 apresentam-se os diagramas conjuntos de força – deslocamento e tensão – deformação obtidos por Pinho (2007) nos ensaios de compressão axial realizados sobre os muretes M43, M21 e M32.

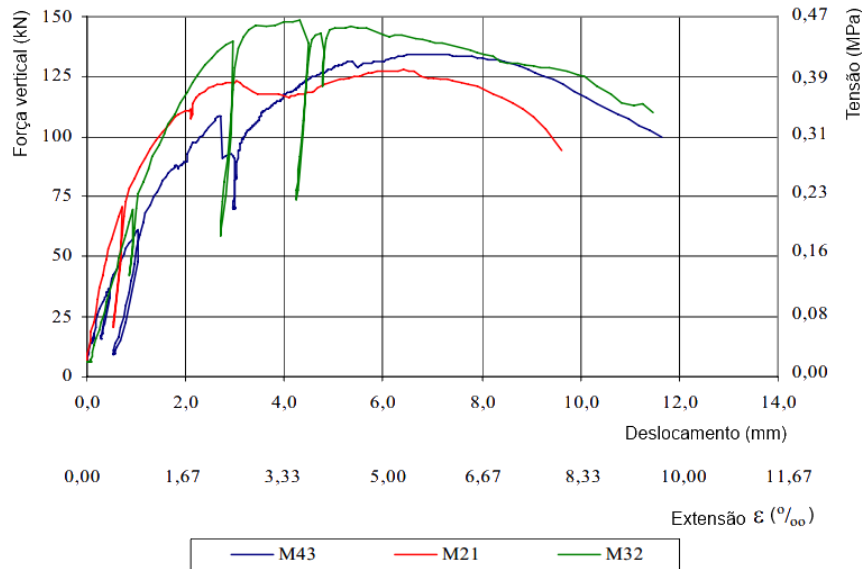


Fig. 3.3 – Diagramas conjuntos força – deslocamento e tensão – deformação dos muretes de referência (Pinho, 2007).

No capítulo 5 comparam-se os valores de compressão axial obtidos na presente dissertação com os valores de Pinho (2007).

Como se pode observar pela tabela anteriormente mencionada, esta apresentação está dividida em trabalhos nacionais e trabalhos internacionais. Primeiramente são apresentados os trabalhos nacionais.

- **Estudo experimental do comportamento sísmico das ligações pavimento/parede de uma alvenaria (Lourenço et al., 2012)**

O desempenho das estruturas de edifícios de alvenaria é influenciado pela ação sísmica devido à eficiência das ligações pavimento/parede. Como tal, os autores Lourenço et al. (2012), estudaram o comportamento destas ligações com e sem reforço quando sujeitas a ações sísmicas.

As amostras utilizadas consistiram em ligações entre uma parede de alvenaria e um pavimento de madeira, como se pode observar na Fig. 3.4.



Fig. 3.4 – Detalhe da ligação realizada em laboratório (Lourenço et al., 2012).

Para este trabalho laboratorial foram construídas três amostras com a mesma tipologia, em que duas delas foram reforçadas (A) e outra não (U). Este reforço consistiu na colocação de um tirante de ancoragem na parede que liga ao pavimento (viga), como mostra a Fig. 3.5.

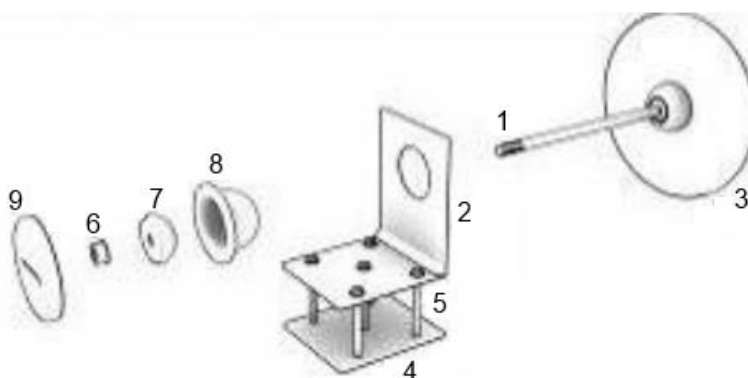


Fig. 3.5 – Representação esquemática de reforço utilizado nas amostras reforçadas (A) (Lourenço et al., 2012).

A particularidade deste reforço reside na utilização de duas dobradiças, uma em cada extremidade do tirante, o que ajuda a aplicação do tirante com um ângulo de 15°.

Na Tabela 3.2 apresentam-se as características das amostras utilizadas no ensaio experimental.

Em relação à designação das amostras, WF significa ligação parede/pavimento, 40 ou 60 refere-se à espessura da parede em cm, solução reforçada (A) e solução não reforçada (U), sendo o número 1 a numeração da amostra.

Tabela 3.2 – Características das amostras utilizadas.

Amostras	Dimensões (mm ³)	Tensão de compressão (MPa)
WF.40.A.1	2000x400x1600	0,2
WF.40.U.1	2000x400x1600	0,2
WF.60.A.1	2000x600x1600	0,5

O ensaio experimental consistiu na recriação de uma ação sísmica, aplicada perpendicularmente à parede, de modo a simular uma força sísmica horizontal.

A existência de cargas permanentes sobre a parede foi conseguida através da colocação de perfis de aço HEB200 no topo da mesma, que distribuíram a carga proveniente dos cilindros hidráulicos como mostra a Fig. 3.6. A carga vertical foi mantida constante durante todo o ensaio, sendo a carga horizontal aplicada no pavimento de madeira.

Os critérios de interrupção do ensaio tiveram por base: a diminuição de 50% na carga, o deslocamento máximo de 150mm (comprimento de fixação do pavimento (viga em madeira) no interior da parede) e a propagação de fissuras além da área prevista de danos.

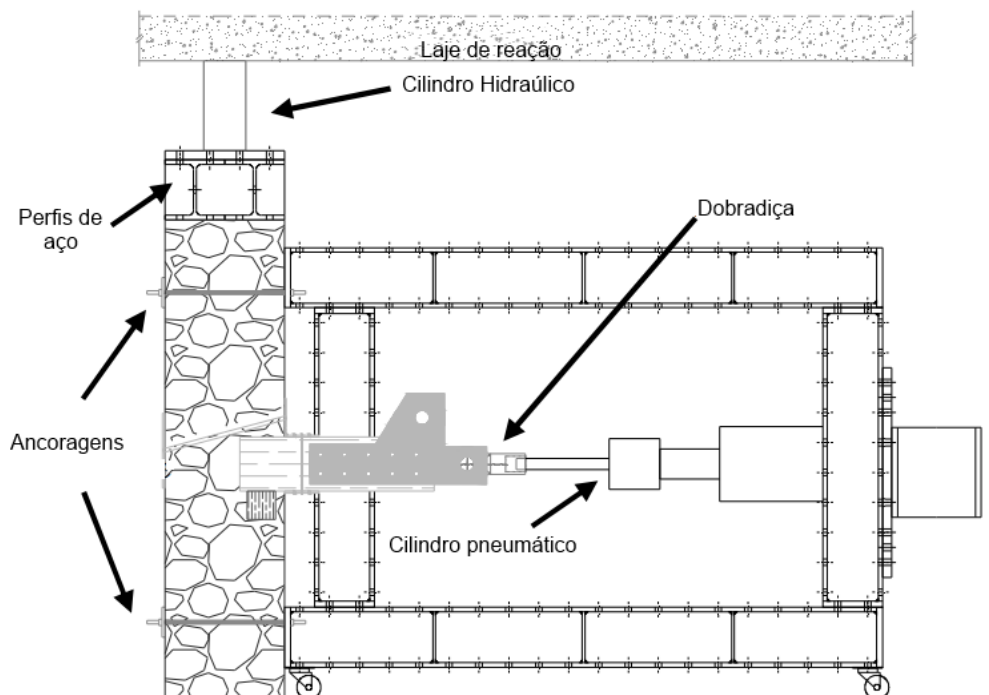


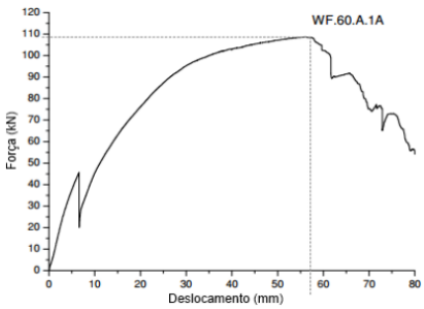
Fig. 3.6 – Representação esquemática do sistema de ensaio. Adaptado de Lourenço et al. (2012).

Na Tabela 3.3 encontram-se os resultados obtidos pelo ensaio experimental. A designação 1A e 1B correspondem respetivamente à sua localização, direita e esquerda, sendo que a designação 1C diz respeito a uma repetição do ensaio da amostra WF.40.A.1A uma vez que esta não apresentava danos visíveis.

Tabela 3.3 – Resultados do ensaio experimental. Adaptado de Lourenço et al. (2012).

Amostra	Observações	Curva força/deslocamento	Figura
WF.40.U.1A	A viga do pavimento deslizou para fora da parede, uma vez que as pregagens saltaram. Atingiu o pico de força em 10 kN para um deslocamento de 25 mm.		
WF.40.A.1A	Os parafusos ($\phi 6$) que ligavam a cantoneira de aço e a viga de madeira saltaram. Sem danos visíveis. Na curva força/deslocamento pode-se observar que cada queda corresponde à insuficiência de um parafuso.		
WF.40.A.1B	Parafusos com maior diâmetro ($\phi 10$) acoplados a um tirante apertado apenas por uma porca em cada extremidade revelaram-se insuficientes. Queda súbita da força associada a uma rotura frágil. Grandes deslocamentos associados ao deslizamento da viga.		
WF.40.A.1C	Neste ensaio o tirante foi reforçado com 3 porcas. Fissuras gerais e esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem.		

Tabela 3.3 (Continuação)

WF.60.A.1A	A ligação atingiu a rotura, esmagando a viga incorporada. Significativa rotação da viga do pavimento associada a um aumento de tensão de compressão da parede (0,5 MPa).		
------------	--	--	---

Após os ensaios experimentais, os autores observaram que pelo menos três dos testes apresentavam uma queda de carga entre 20 kN e 40 kN, possivelmente devido ao descolamento entre a cantoneira de aço e a viga de madeira. Para as amostras reforçadas, a flexão dos parafusos e o esmagamento da viga de madeira contra os parafusos estão sempre presentes no comportamento da ligação.

Visualmente os modos de rotura são muito importantes para uma boa conceção de reforço. Cada modo de rotura obtido experimentalmente associa-se um limite de resistência, bem como um tipo de dano a esperar, como se pode observar na Fig. 3.7.

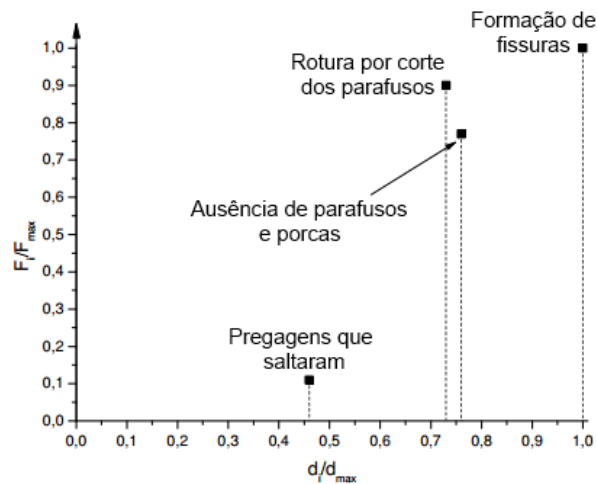


Fig. 3.7 – Relação entre os modos de rotura observados no ensaio. Adaptado de Lourenço et al. (2012).

O ensaio experimental permitiu a definição de vários modos de rotura, tendo em conta a máxima resistência e os danos observados.

- **Reabilitação sísmica de edifícios históricos em alvenaria (Branco et al., 2011)**

Este trabalho experimental realizado por Branco et al. (2011) está inserido no contexto da reabilitação de edifícios antigos na zona de Lisboa.

Os autores dividiram este trabalho em duas partes, sendo que a 1ª parte consiste em reforçar o pavimento, através de quatro técnicas diferentes para que este se comporte como um diafragma rígido, e a 2ª parte apresenta um estudo sobre o aumento da resistência sísmica do edifício utilizando três técnicas diferentes.

O edifício em estudo neste trabalho situa-se em Lisboa e é do tipo Gaioleiro, apresenta pavimentos em madeira, sendo que as vigas se encontram espaçadas de 0,40m e encaixadas perpendicularmente às paredes exteriores. Em edifícios antigos uma boa resistência dos pavimentos garante um bom comportamento de diafragma.

De acordo com este trabalho experimental, um dos principais mecanismos de rotura é o colapso das paredes exteriores dos edifícios, devido à deformação no plano do pavimento. Como tal, deve-se aumentar a rigidez dos pavimentos, de modo a minimizar os riscos de colapso.

As soluções usadas neste trabalho para aumentar a rigidez consistiram em:

- **Laje de betão**

Esta técnica consistiu em substituir o pavimento original por uma laje de betão com 0,20m de espessura, apresentando a vantagem de conferir rigidez ao diafragma e, por conseguinte distribuir as forças de forma eficaz para as paredes resistentes. Apresenta como desvantagem o aumento do peso que tem como consequências o aumento das forças de inércia durante um sismo, e por outro lado aumenta a carga nas paredes de alvenaria.

- **Placas aço-betão**

Outra solução estudada neste trabalho foi a substituição do pavimento de madeira por uma placa de aço-betão colocada sobre uma grelha de vigas de aço fixas às paredes de alvenaria. Esta solução tem a vantagem de ser mais leve que a anterior, mas mais dispendiosa devido às exigências funcionais relacionadas com a resistência ao fogo, acústica e de isolamento térmico, que são atendidas através do uso de tintas e espumas especiais.

- **Grelha metálica**

A solução de substituir o pavimento existente por uma grelha metálica colocada sobre vigas de aço é uma solução pouco adequada para edifícios de uso residencial. Em comparação com as técnicas anteriores, tem a vantagem de ser mais leve. Apresenta vários problemas funcionais, uma vez que não garante uma eficiente separação entre andares, bom isolamento térmico ou acústico.

- **Ligações em aço**

Esta técnica de reforço consiste na aplicação de ligações em aço através de vigas de madeira do pavimento existente. Cada espaço é reforçado separadamente, sendo a conexão feita ao longo das paredes interiores. Os varões de aço são ancorados nos cantos das divisões, formando uma cruz, já as vigas UPN estão dispostas paralelamente às vigas principais, como se pode observar na Fig. 3.8.

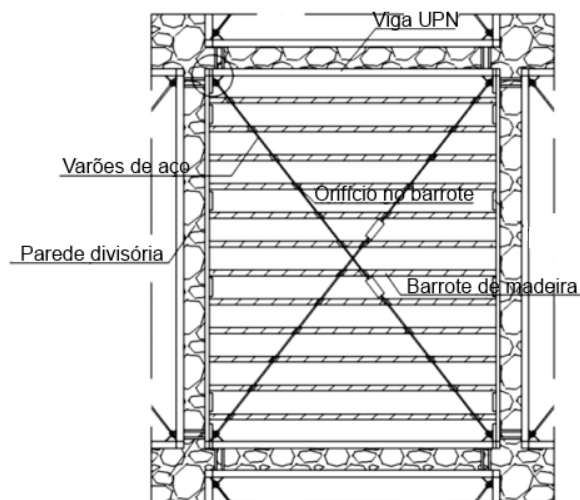


Fig. 3.8 – Representação esquemática de solução com ligações em aço. Adaptado de Branco et al. (2011).

Apresenta várias vantagens, tais como ser reversível e não contribuir para um aumento excessivo do peso da estrutura. Em relação às outras técnicas apresentadas esta permite a utilização do edifício por parte dos habitantes durante a reabilitação.

A solução que apresenta melhores resultados baseia-se em placas compostas por aço-betão. A solução composta por uma laje de betão apresenta resultados semelhantes à solução das ligações em aço, mas como a primeira aumenta a massa e consequentemente as forças de inércia, como se pode observar na Fig. 3.9.

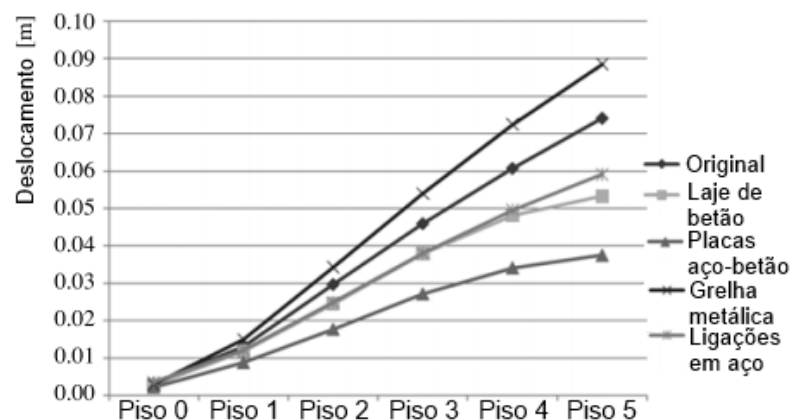


Fig. 3.9 – Gráfico do deslocamento máximo horizontal em cada piso. Adaptado de Branco et al. (2011).

Na 2ª parte deste trabalho experimental os autores apresentam um estudo sobre o aumento da resistência sísmica do edifício utilizando três técnicas diferentes. Para melhorar o desempenho destas técnicas, foi necessário reforçar o pavimento para garantir o comportamento de diafragma rígido. Como tal, foi utilizada a técnica de reforço de ligações em aço, uma vez que apresentou bons resultados em relação às outras técnicas.

As técnicas utilizadas neste trabalho experimental foram as seguintes:

➤ **Consolidação das paredes de alvenaria com uma camada de betão armado**

Esta técnica para que seja eficaz, deve assegurar que os elementos de betão armado funcionam em conjunto com a estrutura existente, portanto foram colocados elementos de aço pregados na alvenaria e ancorados na camada de betão, como mostra a Fig. 3.10. Um aspeto que deve ser tido em conta é a compatibilidade entre a alvenaria e o betão tendo em conta o módulo de elasticidade e a higroscopicidade, como tal deve ser usada uma argamassa entre estes dois materiais.

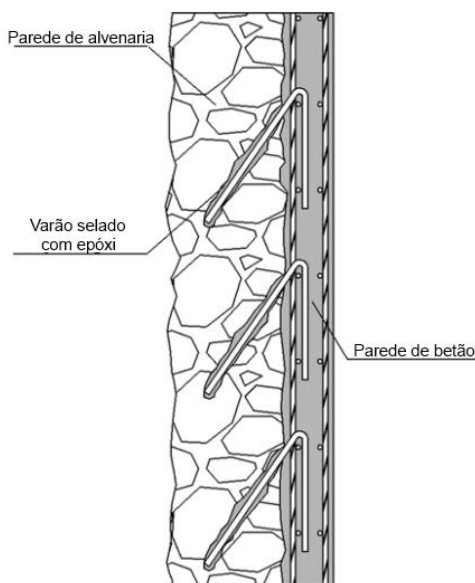


Fig. 3.10 – Representação esquemática da consolidação de paredes de alvenaria com uma camada de betão. Adaptado de Branco et al. (2011).

➤ **Sistema de isolamento da base**

Este sistema consiste em separar o edifício do solo através do uso de um sistema de rolamento, que separa o movimento da estrutura dos movimentos do solo. Com este sistema, o edifício comporta-se como um corpo rígido, concentrando os deslocamentos principais ao nível do solo, reduzindo assim os deslocamentos nos andares mais elevados.

➤ **Instalação de amortecedores viscosos**

A utilização deste tipo de sistema permite converter a energia cinética em energia térmica e consequentemente diminuir os deslocamentos horizontais devido às cargas sísmicas.

Os amortecedores viscosos têm a capacidade de mobilizar a força de atrito viscoso, que é diretamente dependente da velocidade e das características do amortecedor.

A existência de pátios interiores permitiu a construção de uma estrutura auxiliar para apoiar os amortecedores viscosos, não interferindo com a utilização do edifício. Os dispositivos foram colocados horizontalmente no plano de cada andar e ligados a uma estrutura de aço colocada no pátio central interior, como mostra a Fig. 3.11.

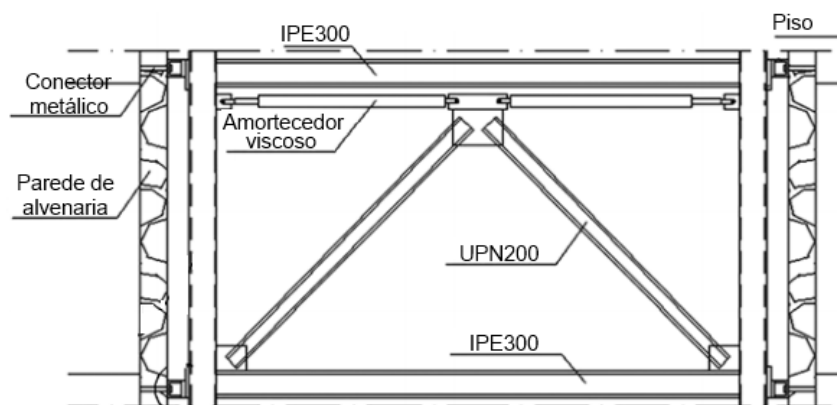


Fig. 3.11 – Representação esquemática da estrutura auxiliar para suportar os amortecedores viscosos. Adaptado de Branco et al. (2011).

Os autores após a análise de todas as técnicas concluíram que a camada de betão armado e os amortecedores viscosos apresentavam um comportamento melhor, uma vez que os deslocamentos observados eram menores.

Como tal, a solução que apresenta a melhor resposta, considerando os deslocamentos medidos, é a solução que utiliza uma camada de betão armado, embora os resultados sejam muito semelhantes aos dos amortecedores viscosos como se pode observar na Fig. 3.12.

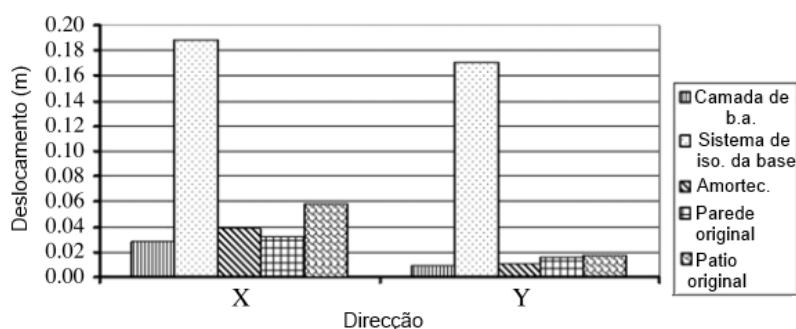


Fig. 3.12 – Gráfico dos deslocamentos máximos no topo do edifício para diferentes técnicas. Adaptado de Branco et al. (2011).

A aplicação de cada solução tem diferentes exigências, sendo uma das mais importantes a intrusividade no edifício. De acordo com esse parâmetro, a utilização de amortecedores viscosos é a única solução que apresenta reversibilidade, sendo a técnica mais fácil de instalar. O sistema de isolamento da base é a técnica que apresenta o processo de instalação mais exigente e não tem reversibilidade.

Para realizar um reforço sísmico eficiente, é necessário garantir a resistência dos elementos estruturais, incluindo paredes e fundações. É também necessário melhorar as características dos pavimentos, de modo a comportarem-se como diafragmas rígidos, permitindo uma melhor distribuição das forças.

- **The Role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings (Piazza et al., 2008)**

Este artigo internacional publicado em 2008 descreve investigações experimentais sobre a importância da rigidez dos pavimentos em relação ao comportamento de edifícios antigos face à ação sísmica. Tendo em conta que as soluções utilizadas neste artigo foram referidas no capítulo anterior como exemplo de uma melhoria do desempenho dos pavimentos face às ações sísmicas, aqui apenas se indicam os testes utilizados durante o trabalho de investigação realizado por Piazza et al. (2008).

Durante o seu trabalho de investigação foram realizados dois tipos de ensaios: monotónicos e cíclicos. Os ensaios monotónicos foram realizados em amostras de pequenas dimensões (1m x 2m), sendo que os cíclicos foram realizados em amostras de grandes dimensões (4m x 5m). O aparelho para realização dos ensaios experimentais foi concebido tendo em conta as dimensões das amostras, as condições de fronteira e a configuração da carga, como se pode observar na Fig. 3.13.

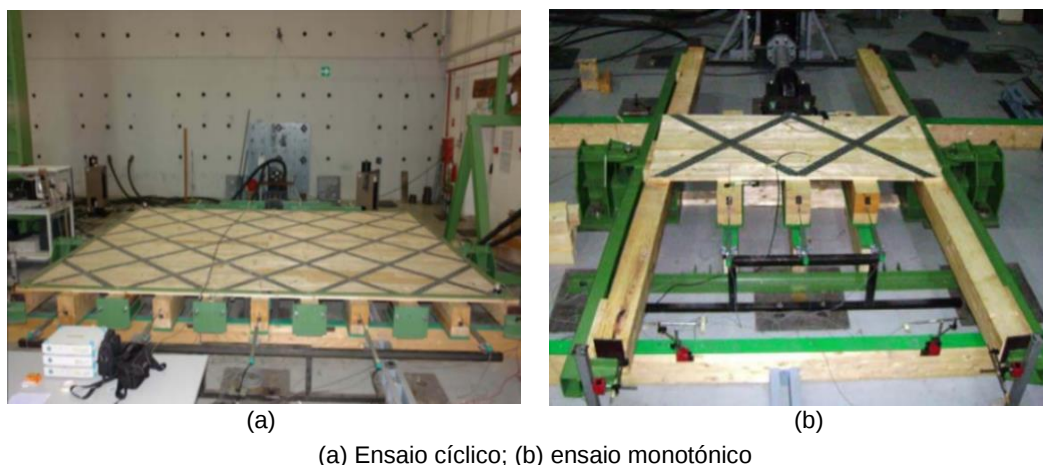


Fig. 3.13 – Sistemas experimentais adotados para os testes cíclico e monotónico (Piazza et al., 2008).

Em relação às condições de fronteira, a configuração adotada permite uma medição precisa da rigidez no plano da plataforma, sendo que a ligação à laje de reação do laboratório é feita por meio de duas dobradiças externas. Tendo em conta que as forças laterais são proporcionais à carga vertical aplica-se sobre o pavimento a configuração adotada para a transmissão dessa carga, que consiste em dois níveis de vigas transversais em aço, a fim de distribuir a carga do cilindro hidráulico para as vigas de madeira, como se pode observar na Fig. 3.14.

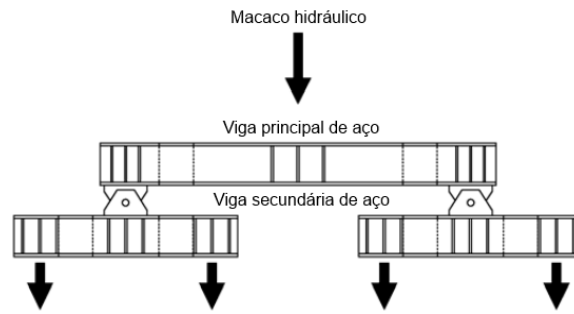


Fig. 3.14 – Esquema utilizado em laboratório. Adaptado de Piazza et al. (2008).

O aparelho constituído pelas amostras do pavimento e vigas de aço é colocado sobre suportes de madeira que posteriormente são fixos ao solo. A fim de diminuir possíveis efeitos de atrito durante os ensaios foram colocadas placas de PTFE entre as interfaces dos materiais usados no ensaio.

Como foi referido acima, os ensaios cíclicos apenas foram realizados em amostras de grandes dimensões, sendo o sistema de carregamento diferente ao do outro ensaio. O ensaio cíclico é composto por dois sensores dispostos na diagonal, quatro extensómetros, dois dos quais estão aplicados em chapas metálicas e os outros dois em placas de madeira, oito LVDTs, sendo que cinco têm a finalidade de registar as deformações no plano do pavimento e três os movimentos laterais do pavimento, como mostra a Fig. 3.15.

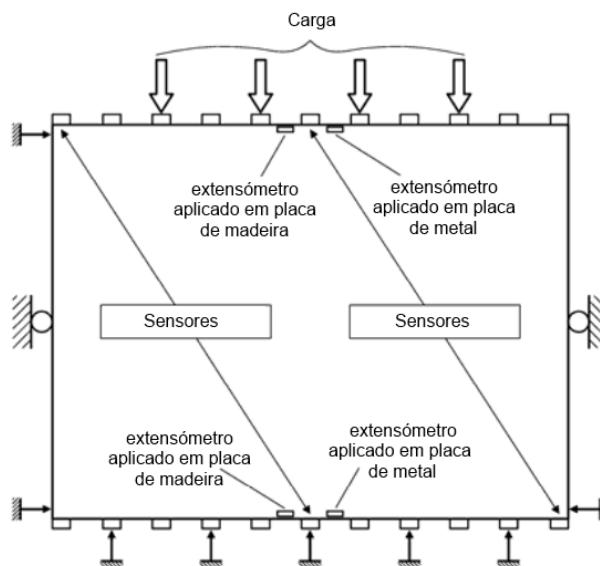
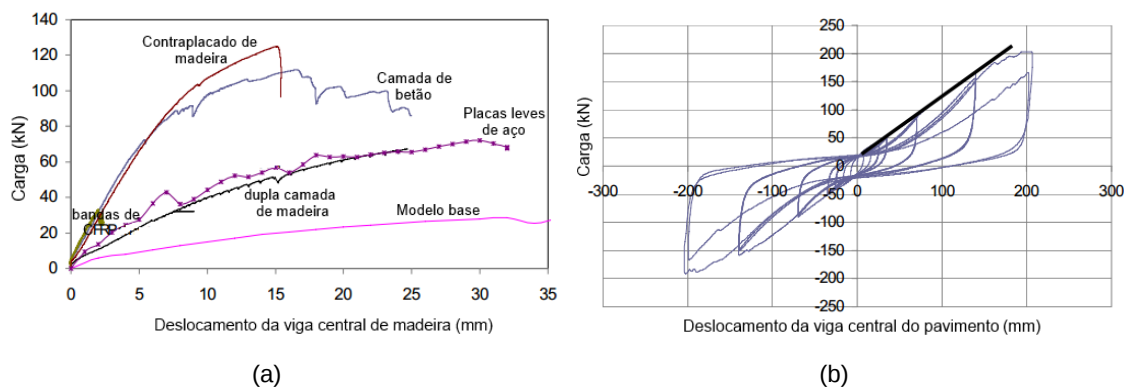


Fig. 3.15 – Representação esquemática de um sistema de carregamento adotado para o teste cíclico. Adaptado de Piazza et al. (2008).

Os resultados dos ensaios monotónicos que foram realizados para amostras de pequenas dimensões apresentam-se na Fig. 3.16 (a) relacionando a carga do cilindro hidráulico com o deslocamento da viga central do pavimento de madeira. Na Fig. 3.16 (b), apresentam-se os resultados do ensaio cíclico para uma pavimento de madeira relacionando a carga aplicada com o deslocamento da viga central do pavimento de madeira.



a) Ensaio monotónico; (b) ensaio cíclico para um pavimento de madeira.

Fig. 3.16 – Resultados experimentais dos ensaios monotónico e cíclico. Adaptado de Piazza et al. (2008).

Em relação às amostras tidas em conta neste trabalho experimental, o contraplacado de madeira e a camada de betão armado são as que apresentam melhores resultados tendo em conta o aumento da rigidez, mas como a amostra constituída por uma camada de betão armado apresenta um peso significativo, acaba por ser mais desfavorável que a do contraplacado de madeira.

- **Shaking table test of full scale stone masonry building with stiffened floor and roof diaphragms (Penna et al., 2012)**

Este trabalho experimental realizado por Penna et al. (2012) no EUCENTRE (European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering) pretende avaliar a suscetibilidade à ação sísmica das estruturas de alvenaria de pedra. Para tal, foram concebidos três modelos com a mesma configuração e materiais de construção. Os dois últimos modelos foram reforçados para melhorar as conexões de piso/parede/cobertura, usando soluções tradicionais e inovadoras.

Este artigo centra-se no terceiro modelo, em particular, nas características das intervenções de reforço e nos resultados obtidos durante os ensaios dinâmicos, como a resposta da estrutura, o mecanismo de danos e a sua evolução durante os ensaios.

A geometria do terceiro modelo tem em conta as características básicas das estruturas de alvenaria de pedra, embora limitadas em tamanho e peso devido à mesa de ensaio e ao sistema de transporte. Este apresenta dois pisos e uma cobertura inclinada como se pode observar na Fig. 3.17.

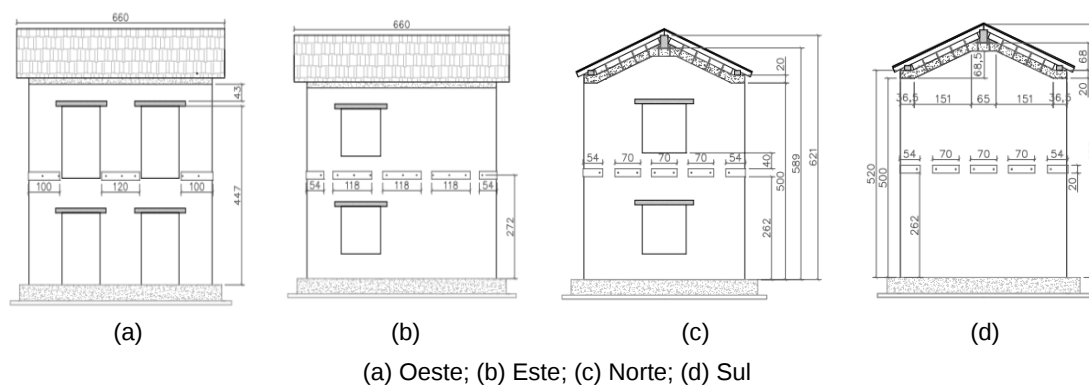


Fig. 3.17 – Representação esquemática das fachadas do edifício em estudo (Penna et al., 2012).

As paredes longitudinais do edifício, nomeadamente as fachadas este e oeste em estudo são orientadas segundo a direção do movimento. Todos os modelos do programa experimental foram construídos com dois panos de alvenaria, sendo usadas pedras de menor dimensão e argamassa para preencher as irregularidades existentes no interior da alvenaria.

As intervenções de reforço tiveram por base soluções tradicionais e inovadoras para melhorar as ligações entre paredes ortogonais, entre paredes e pavimentos/cobertura, bem como a rigidez do diafragma no plano. A escolha do tipo de reforço foi baseado nos resultados do trabalho experimental elaborado por Piazza et al (2008), onde ficou demonstrada a eficácia do aumento da rigidez do diafragma através da utilização de um contraplacado de madeira associado devidamente ao pavimento de madeira existente.

A cobertura do terceiro modelo foi retirada e posteriormente reforçada com um anel de betão constituído por 4 varões longitudinais de $\phi 16$ e por estribos de $\phi 8$ com espaçamentos de 20cm ao longo do topo do perímetro das fachadas, como mostra a Fig. 3.18.



Fig. 3.18 – Detalhe do reforço no topo da cobertura (Penna et al., 2012).

Ou seja, o reforço previsto para cobertura teve em conta melhorar a ligação da viga de madeira colocada sobre as paredes de empena através do anel de betão, sendo esta ancorada por meio de barras de aço com resina epóxi. Para reforçar o diafragma da cobertura os autores optaram por uma solução compatível com a estrutura original de madeira, que consistiu na

aplicação de 3 camadas de painéis contraplacados coladas entre elas com poliuretano e ancoradas às madres através de varões de aço, como se pode observar na Fig. 3.19.

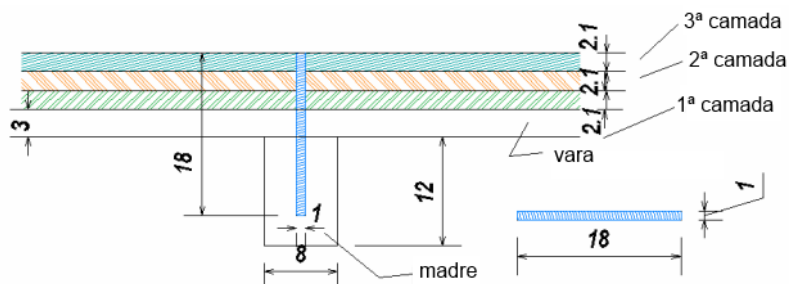


Fig. 3.19 – Constituição da cobertura após reforço. Adaptado de Penna et al. (2012).

Para melhorar o comportamento do diafragma da cobertura, colocaram-se placas de aço contínuas ao longo de todo o perímetro da cobertura. A cobertura foi finalizada com a colocação de telhas planas pregadas aos painéis contraplacados. Após o reforço da cobertura, o piso intermédio foi reforçado com o auxílio de uma camada de betão armado sobre o pavimento de madeira existente estando conectado a este através de um sistema de cavilhas. A intervenção de reforço foi concluída através de um ancoramento do pavimento às paredes periféricas, como mostra a Fig. 3.20.

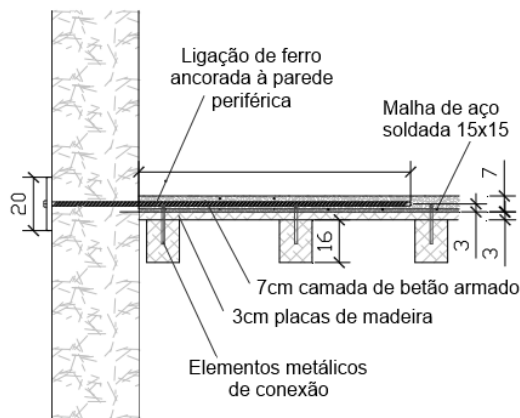


Fig. 3.20 – Representação da solução de reforço para o piso intermédio. Adaptado de Penna et al. (2012).

A instrumentação utilizada para a realização do ensaio experimental é composta por um conjunto de acelerómetros e defletómetros que controlam os deslocamentos da mesa e possíveis deslizamentos de elementos da cobertura.

O terceiro edifício foi submetido a uma excitação sísmica que aumentou gradualmente a intensidade do movimento do solo, alcançando valores de referência de aceleração de pico nominal (PGA), sendo que para um PGA de 6m/s^2 a amostra pode entrar em colapso.

Os autores optaram por utilizar o mesmo sinal em todos os testes dinâmicos do programa experimental, o que permitiu controlar os danos ocorridos nos modelos e ao mesmo tempo

comparar as respostas sísmicas dos mesmos, que apesar de semelhantes apresentam diferentes intervenções de reforço.

➤ **Danos observados durante o transporte do modelo para a mesa do ensaio**

De acordo com a Fig. 3.21, ocorrem fissuras a partir dos cantos das aberturas de todas as fachadas, sendo a largura máxima de 0,4mm. Estas fissuras pré existentes apesar de terem afetado as características dinâmicas iniciais do edifício, não afetaram o comportamento do mesmo face a ações sísmicas de intensidade mais elevada.

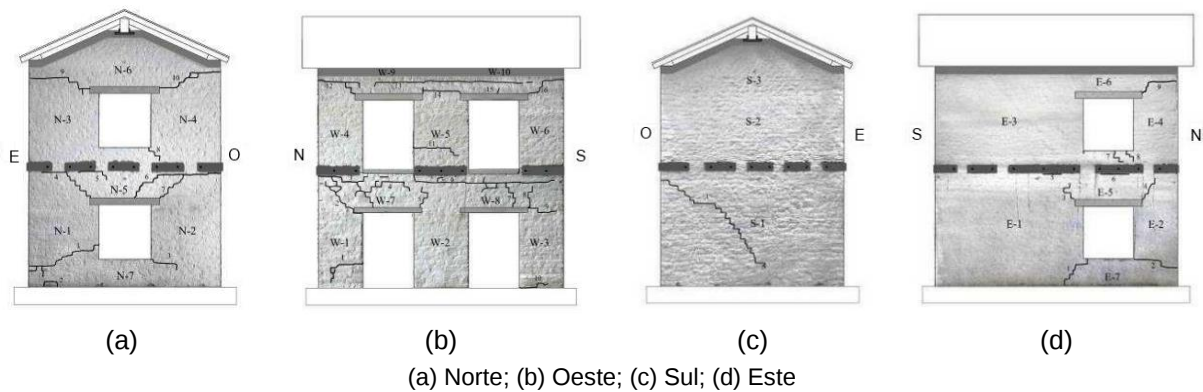


Fig. 3.21 – Representação esquemática dos danos observados nas fachadas do edifício durante o transporte. Adaptado de Penna et al. (2012).

➤ **Danos observados para um PGA de 6m/s²**

Neste caso o edifício sofreu danos entre as paredes de alvenaria e o piso intermédio e entre as paredes de alvenaria e o anel de betão armado colocado na cobertura. Na fachada Este ocorreu uma fissura diagonal desde a base do pilar até ao piso intermédio, atingindo a largura de 15mm, como se pode observar na Fig. 3.22. Devido a estas fissuras na fachada Este, os autores tomaram a decisão de não aumentar mais a vibração de modo a evitar o colapso total do modelo.

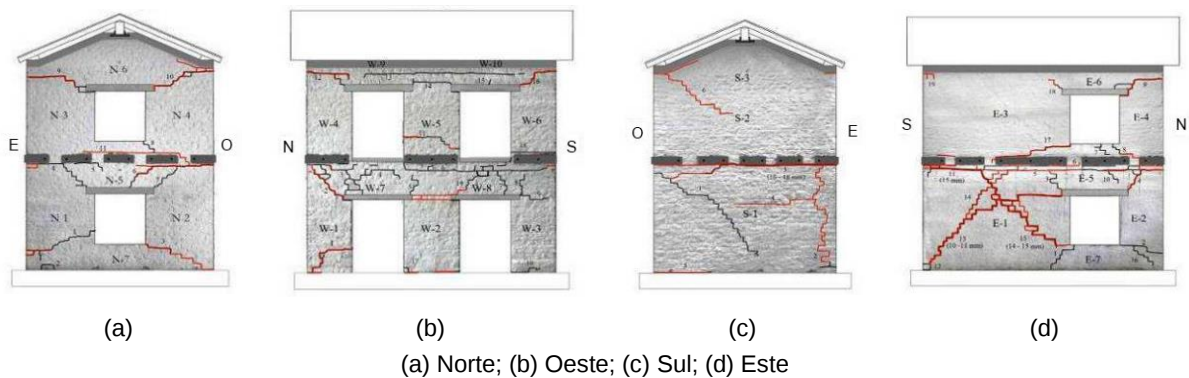


Fig. 3.22 – Representação esquemática dos danos observados nas fachadas para um PGA de 6m/s². Adaptado de Penna et al. (2012).

A presença de diafragmas suficientemente rígidos e com ligações apropriadas entre pavimentos/paredes, contribui para evitar mecanismos de colapso, como se pode observar no trabalho experimental deste artigo.

- **Experimental structural behavior of wall-diaphragm connections for older masonry buildings (Lin et al., 2012)**

Este artigo internacional foi publicado na *Construction and Building Materials* em 2011 e contribui para o estudo do melhoramento das ligações pavimento/parede de um edifício antigo, uma vez que o comportamento dessas ligações pode contribuir para melhorar o comportamento global da estrutura. Para o estudo desta situação foram realizados ensaios em dois tipos diferentes de amostras (com e sem ancoragem) através de três métodos diferentes de carga (monotónico estático (SM), bem como cíclico estático (SC) e dinâmico (DC)).

A ligação utilizada consiste em vigas de madeira que assentam sobre paredes de alvenaria de tijolo ligadas através de uma tira metálica pregada na trave que assenta na parede, como se observa no exemplo da Fig. 3.23.

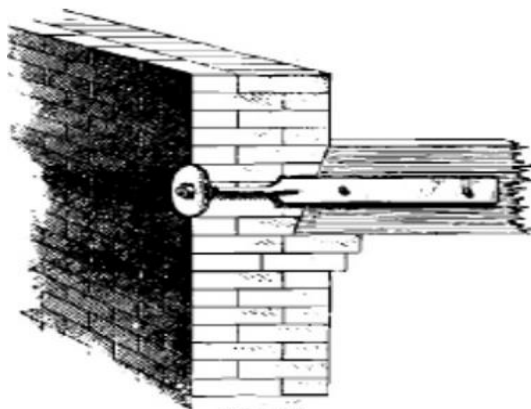
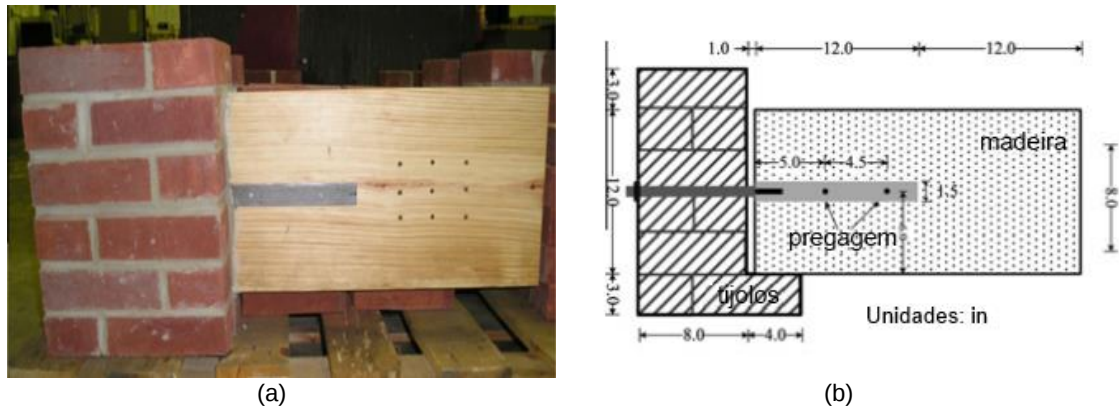


Fig. 3.23 – Ligação pavimento/parede usado neste trabalho experimental (Lin et al., 2012).

No laboratório de engenharia de estruturas Newmark (NSEL) construíram-se dezanove amostras que foram submetidas a ensaios para estudar a ligação pavimento/parede. Cada amostra consistia em uma porção de alvenaria de tijolo com a respetiva ligação a estudar como mostra a Fig. 3.24.



(a) Fotografia (Lin et al., 2012); (b) representação esquemática. Adaptado de Lin et al. (2012)

Fig. 3.24 – Amostra da ligação pavimento/parede a ser testada.

As amostras foram ensaiadas sob um carregamento uniaxial (na direção longitudinal da viga) num aparelho para a realização do ensaio.

O ensaio experimental é constituído por uma fixação inferior que evita que o conjunto de alvenaria de tijolo fracture e por uma fixação superior que serve para aplicar uma força normal de compressão, foram também utilizadas duas células de carga para medir a força na fixação superior. A extremidade livre da viga de madeira foi ligada a um cilindro pneumático através de braçadeiras em forma de U e foram usados dois defletómetros para registar os deslocamentos relativos entre a viga de madeira e a parede de alvenaria de tijolo, como mostra a Fig. 3.25.

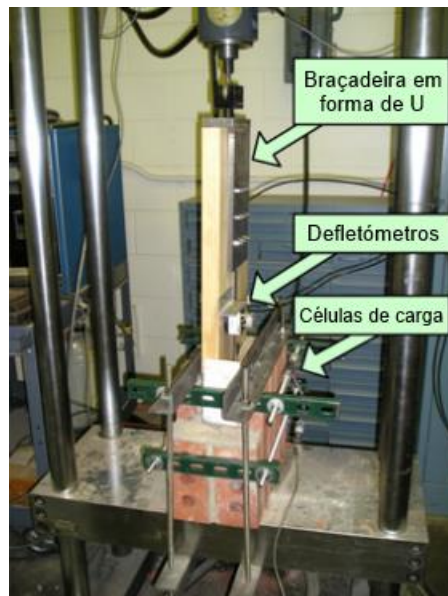


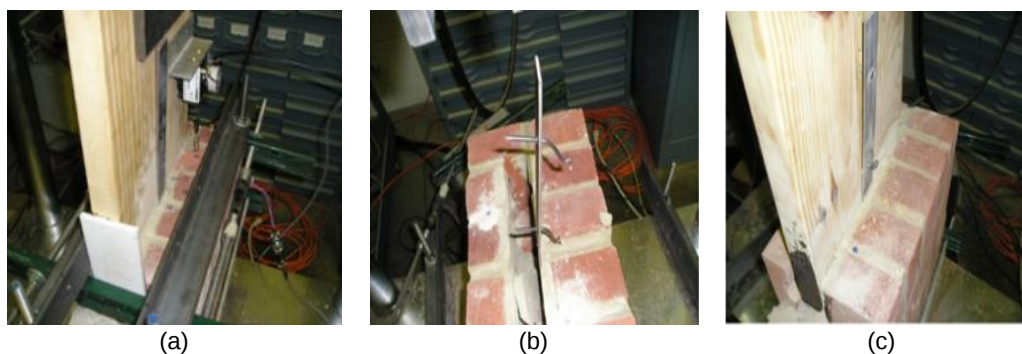
Fig. 3.25 – Esquema do ensaio experimental. Adaptado de Lin et al. (2012).

As amostras testadas foram divididas em três grupos: seis foram pregadas (N), quatro funcionaram por atrito (F) e nove com os dois mecanismos referidos atrás (NF), sendo que alguns exemplares deste último grupo foram ensaiadas apenas com atrito, após as pregagens atingirem a rotura. Os resultados experimentais das amostras podem ser observados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resultados experimentais das amostras (Lin et al., 2012).

Nome da amostra	Modo de falha	Capacidade de carga (lbs)	Deslocamentos quando duas pregagens falham (in.)
NF_SM1	2 pregagens arrancadas	1500	0,6, 1,3
NF_SM2	2 pregagens arrancadas	1850	0,4, 0,6
NF_SC1	2 pregagens arrancadas	1760	0,54, 0,57
NF_SC2	2 pregagens arrancadas	1310	0,53, 0,75
NF_SC3	2 pregagens arrancadas	1890	0,36, 0,42
NF_SC4	2 pregagens saltaram	1500	1,0–1,8
NF_SC5	1 pregagem arrancada, 1 pregagem saltou	1310	0,95–1,61
NF_DC1	1 pregagem arrancada até meio	1700	0,12, 0,18
NF_DC2	2 pregagens arrancadas	1900	0,4–0,45
N_SM1	2 pregagens saltaram	1515	1,4–2,7
N_SM2	1 pregagem arrancada, 1 pregagem saltou	1600	0,5, 1,6–2,4
N_SC1	2 pregagens arrancadas	1300	0,75, 0,92
N_SC2	2 pregagens arrancadas	1700	0,54, 0,76
N_SC3	2 pregagens arrancadas	1480	0,67, 0,88
N_DC1	2 pregagens arrancadas	1370	0,56–0,76
F_SC1	–	–	–
F_SC2	–	–	–
F_DC1	–	–	–
F_DC2	–	–	–

Os danos observados para as amostras NF_SC1, NF_SC2 e NF_SC3 encontram-se ilustrados na Fig. 3.26(a), o da amostra NF_SC4 na Fig. 3.26(b) e o da amostra NF_SC5 na Fig. 3.26(c). O comportamento das ligações (NF) sob o carregamento (SC) é semelhante, uma vez que tipos de danos apresentados são também similares.



(a) Dois pregos arrancados; (b) dois pregos saltaram; (c) um prego arrancado fez com que outro saltasse

Fig. 3.26 – Diferentes tipos de danos observados (Lin et al., 2012).

Para os edifícios antigos as pregagens que permitem a ligação pavimento/parede são elementos extremamente importantes. Nestes ensaios experimentais a deterioração da madeira e/ou a corrosão do aço não foram consideradas.

As ligações (NF) apresentaram um comportamento frágil sob carga monotônica, ao contrário do que aconteceu para cargas cíclicas, estáticas e dinâmicas. Os deslocamentos destas ligações foram semelhantes às das outras ligações (N).

Os coeficientes de atrito diminuiram quando o deslocamento relativo aumentou, sendo que os mesmos foram maiores até as pregagens falharem.

- **In-plane stiffness of wooden floor (Brignola et al., 2008)**

Este trabalho realizado por Brignola et al. (2008) tem por base o estudo da rigidez no plano dos pavimentos de madeira, bem como a qualidade das ligações entre pisos e elementos de um edifício não-reforçado. Sabe-se que uma adequada rigidez no plano e uma boa ligação proporciona uma melhor distribuição das cargas, bem como uma melhor resposta tridimensional de toda a estrutura.

A experiência de sismos no passado mostra que a resposta sísmica de edifícios existentes de alvenaria depende fortemente das características dos pavimentos de madeira, em particular da sua rigidez no plano e da qualidade das ligações pavimento/parede.

A ação de diafragma depende do tipo de material do pavimento, tendo em conta que o pavimento é de madeira interessa avaliar a sua rigidez. Diretrizes internacionais sugerem algumas opções para o reforço dos diafragmas horizontais, avaliando e controlando a rigidez dos mesmos.

As técnicas de reforço para pavimentos de madeira mais comuns e viáveis para melhorar a rigidez são as seguintes:

- Lâmina de contraplacado de madeira – sobreposição desta lâmina sobre o revestimento existente geralmente fixas com parafusos ou pregos;
- FRP – aplicação na diagonal de pranchas de FRP sobre o pavimento existente posteriormente coladas com resinas epoxídicas;
- Camada de betão armado – consiste no uso de uma camada de betão sobre o pavimento existente com ou sem conectores de aço.

Em relação às ligações pavimento/parede existentes, estas geralmente consistem num encastramento da viga de madeira na parede de alvenaria, em alguns casos foram utilizados ferrolhos. As técnicas de reforço devem ser pouco intrusivas e se possível reversíveis, sendo a cantoneira uma boa técnica, como mostra a Fig. 3.27.

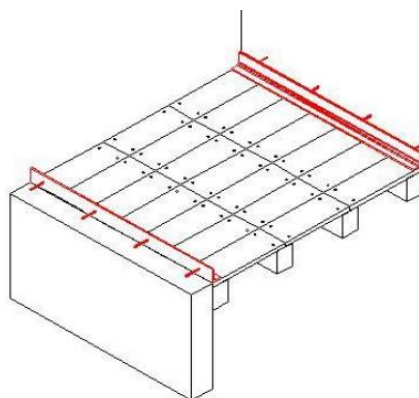


Fig. 3.27 – Representação esquemática da ligação pavimento/parede através do uso de uma cantoneira (Doglioni, 2000).

A reabilitação sísmica pode ser feita a partir da observação dos danos causados por sismos anteriores. Um diafragma excessivamente flexível e uma ligação inadequada pode causar um deslocamento excessivo ao nível do pavimento. Mesmo que o diafragma seja rígido,

se não estiver bem ligado à parede podem ocorrer mecanismos de rotura indesejáveis, como o colapso dos cunhais do edifício.

Resumindo, a presença de um diafragma rígido limita o colapso das paredes para fora do plano, mas ao mesmo tempo pode causar concentração de forças nos cunhais, provocando o colapso dos mesmos.

De modo a compreender melhor os efeitos dos diafragmas flexíveis em edifícios de alvenaria sob ações sísmicas procedeu-se a uma extensa investigação. Construiu-se um modelo à escala real (edifício de alvenaria de dois pisos), como mostra a Fig. 3.28, sendo que estes foram modelados por meio de elementos elásticos com uma rigidez definida no plano (E_{xeq} , E_{yeq} , G_{eq}).

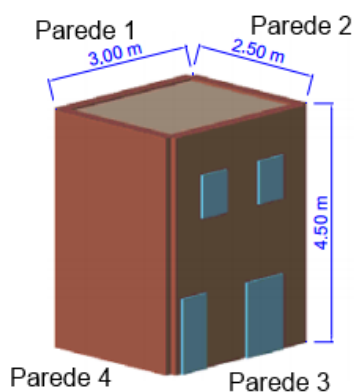
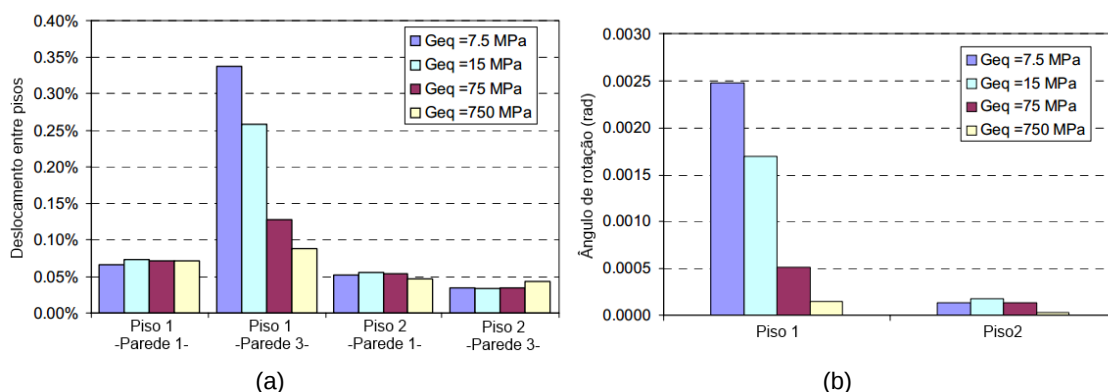


Fig. 3.28 – Representação esquemática de edifício de alvenaria utilizado no ensaio (Brignola et al., 2008).

Neste ensaio experimental foram considerados quatro tipos de rigidez no plano, o primeiro caso representa o pavimento encastrado na parede ($G_{eq}=7,5\text{MPa}$), o segundo e terceiro representam dois tipos de reforço do diafragma ($G_{eq}=15\text{MPa}$; $G_{eq}=75\text{MPa}$), o último representa um diafragma muito rígido ($G_{eq}=750\text{MPa}$).

Seguidamente na Fig. 3.29 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio experimental, sendo de notar que a Parede 3 com $G_{eq}=7,5\text{MPa}$ apresenta deslocamentos entre piso muito elevados para o Piso 1, sendo bastante mais reduzidos para $G_{eq}=750\text{MPa}$ e podendo ser quase comparáveis com os valores da Parede 1. Também se pode observar que para a piso 1, quanto maior a rigidez do diafragma menor a rotação de torção.



(a) Deslocamentos entre pisos de cada piso/parede; (b) rotação de torção em cada piso
Fig. 3.29 – Resultados obtidos no ensaio experimental. Adaptado de Brignola et al. (2008).

O procedimento proposto para avaliar a rigidez no plano de diafragmas de madeira e os efeitos de uma resposta sísmica global podem ser adotados para o projeto de novos edifícios.

- **Seismic vulnerability methods for masonry buildings in historical centres: validation and application for prediction analyses and intervention proposals (Binda et al., 2004)**

O artigo de Binda et al. (2004) pretende avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria tanto a nível global como local. Como tal, foram realizadas pesquisas em centros urbanos onde ocorreram sismos de modo a analisar as áreas danificadas e posteriormente realizar uma comparação direta entre os resultados obtidos.

Os resultados obtidos da aplicação de diferentes procedimentos para a análise sísmica de edifícios de alvenaria, contou com um estudo extensivo em três locais diferentes. Esse estudo começou com a observação de um edifício isolado muito danificado localizado em Montesanto, seguidamente foi aplicado a um edifício mais complexo localizado em Roccanolfi e por fim foram analisados edifícios geminados pouco danificados localizado em Campi.

A estabilidade dos edifícios depende de macro-elementos que são definidos por componentes isolados ou combinações estruturais (paredes, pisos e coberturas), que apresentam um comportamento sísmico individual.

O equilíbrio dos macro-elementos estuda-se através de modelos cinemáticos, que no seu plano ou fora dele, permitem calcular coeficientes de colapso. Os mecanismos de rotura no plano dizem respeito às paredes paralelas à ação sísmica. Este tipo de mecanismo é caracterizado por coeficientes de colapso maiores que o mecanismo para fora do plano. Já os mecanismos fora do plano envolvem paredes sujeitas a ações horizontais ortogonais ao seu plano.

Vários estudos baseados em observações *in situ* após a ocorrência de sismos permitiram sistematizar ábacos dos danos típicos que ocorreram nas diversas tipologias construtivas.

A análise de um edifício isolado em Montesanto mostra que os modelos cinemáticos correspondem a menores coeficientes de colapso. Em particular a mecanismos de colapso fora

do plano que correspondem ao derrubamento da fachada Este e aos cunhais do edifício. A presença de fissuras inclinadas estão relacionadas com mecanismos no plano (coeficientes de colapso elevados).

Foi aplicada uma outra avaliação baseada no método “box behavior” da estrutura que que considera apenas a força de corte no plano dos painéis de alvenaria que compõem as paredes.

A comparação deste método com os modelos cinemáticos mostra que os coeficientes de colapso são mais elevados, de modo que a avaliação com este método pode ser desfavorável para a segurança, como se pode observar a Fig. 3.30.

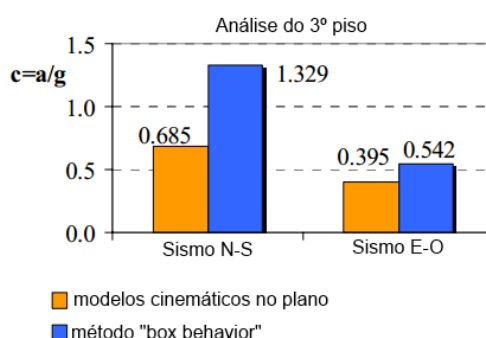


Fig. 3.30 – Gráfico de comparação entre o método e os modelos cinemáticos. Adaptado de Binda et al. (2004).

No estudo do edifício mais complexo que se situa na zona de Roccanolfi o procedimento geral para avaliar a vulnerabilidade sísmica consiste em analisar globalmente, usando o procedimento VULNUS e controlar algum aspeto local usando os modelos cinemáticos. Esta zona é composta por vários conjuntos de edifícios, sendo o conjunto C o mais danificado, como tal o estudo recaiu sobre este.

A simulação com 3 níveis de intensidade sísmica permitiu identificar as classes de vulnerabilidade relacionadas com as várias unidades do edifício, como mostra a Fig. 3.31. As unidades pertencentes às classes de vulnerabilidade alta apresentam graves danos, sendo que as pertencentes às classes de vulnerabilidade baixa apresentam danos de menor grau.

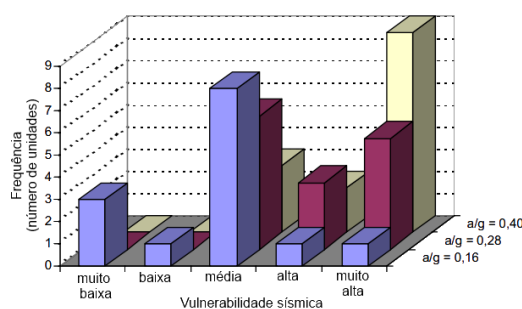


Fig. 3.31 – Gráfico de comparação entre as diferentes classes de vulnerabilidade sísmica. Adaptado de Binda et al. (2004).

Quanto aos edifícios geminados na zona de Campi, foi realizada uma análise global, usando o procedimento VULNUS.

Foram realizadas várias intervenções como o reforço das paredes de alvenaria com injeções, enchimento de possíveis aberturas junto aos cantos e a reabilitação de pavimentos de madeira e coberturas, aumentando a sua rigidez. Estas intervenções provocaram uma redução da vulnerabilidade sísmica como se pode observar na Fig. 3.32.

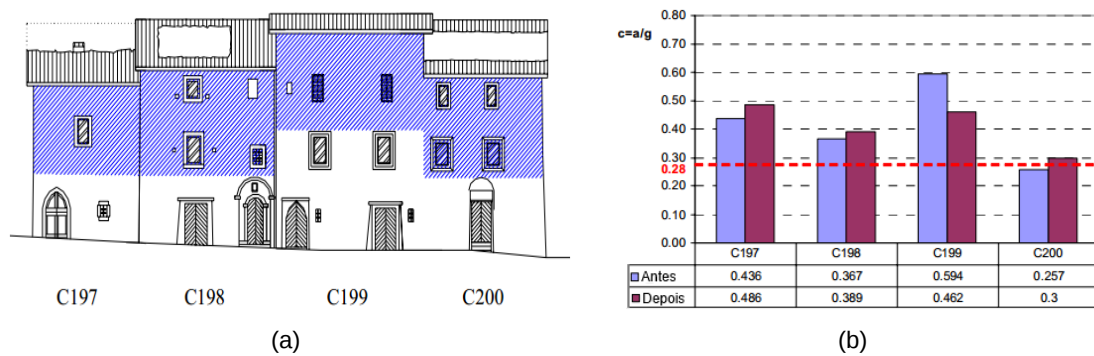


Fig. 3.32 – Resultados obtidos na zona de Campi usando o procedimento VULNUS.

A aplicação dos modelos cinemáticos simples ou combinados que envolvem o equilíbrio dos macro-elementos revelaram uma melhor concordância com as características estruturais de edifícios de alvenaria existentes.

3.3 Exemplo de aplicação – Caso de estudo

3.3.1 Considerações gerais

Neste capítulo apresenta-se também um caso prático de um edifício antigo em situação de reabilitação, situado na zona de Lisboa, onde foi possível observar as soluções construtivas desenvolvidas ao nível das ligações pavimento/parede.

O edifício em análise situa-se perto do Marquês de Pombal, mais precisamente na rua Rodrigo da Fonseca, como mostra a Fig. 3.33, nº 45 a 49, na Freguesia de São Mamede, em Lisboa.



Fig. 3.33 – Planta de localização do edifício (A2P).

Com este projeto, a empresa A2P pretende adaptar o edifício a espaços de habitação com tipologia diferente da atual. A empresa fez o aproveitamento das paredes periféricas, de fachada e empena, bem como das paredes interiores e dos pavimentos existentes, sendo que estrutura a manter foi reabilitada e reforçada quando necessário.

3.3.2 Caracterização construtiva do edifício

O edifício objeto de estudo da presente dissertação foi mandado construir por António de Castanheira de Moura, industrial radicado em Lisboa no ano de 1910, sendo o construtor responsável José Rodrigues Martinho. Trata-se de um edifício construído no decorrer do processo de urbanização das Avenidas Novas, conduzido pelo Eng. Frederico Ressano Garcia no final do séc. XIX e no início do séc. XX. A abertura das Avenidas Novas teve como função a ampliação da cidade de Lisboa para Norte.

Este edifício apresenta uma planta retangular com uma área de implantação de $27 \times 15 \text{ m}^2$, sendo que a fachada principal corresponde à rua Rodrigo da Fonseca e possui um piso térreo (rés-do-chão), 5 pisos elevados (sobre-loja, 1º andar, 2º andar, 3º andar, 4º andar), águas furtadas (sótão) e um saguão limitado por paredes de alvenaria de pedra. Verifica-se a existência de uma decoração muito cuidada onde foram adotados revestimentos azulejares, pinturas, vitrais e trabalhos de estuque.

Na Fig. 3.34 pode observar-se a fachada principal do edifício antes e durante a sua reabilitação.



(a) Antes dos trabalhos de reabilitação (A2P); (b) durante a visita à obra

Fig. 3.34 – Vista da fachada principal do edifício.

A maioria dos edifícios deste período ruíram, sendo que outros como este edifício em estudo tiveram que ser sujeitos a intervenções de reforço. Em 1953 foi realizada uma inspeção ao edifício devido às deformações detetadas nos pavimentos, que consistiram na realização de um reforço global da estrutura.

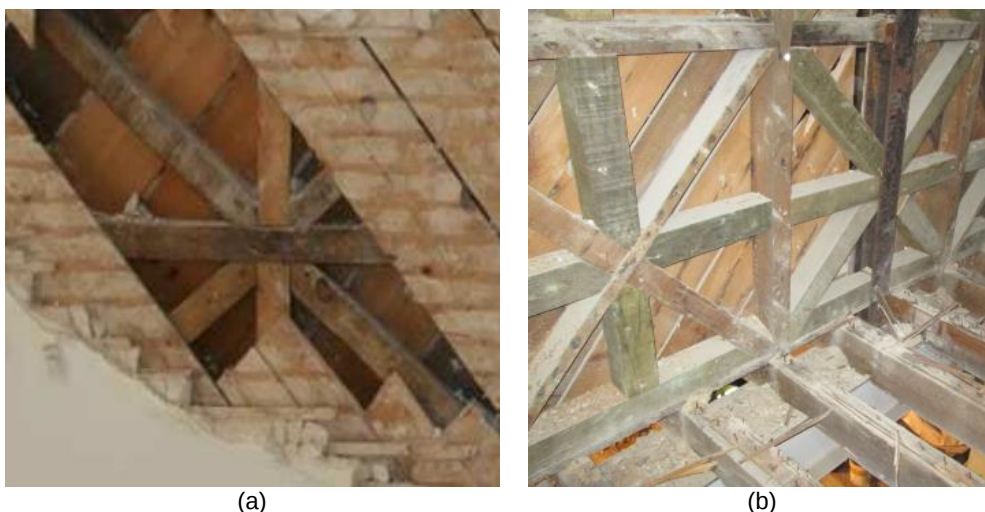
Estruturalmente o edifício é composto por alvenaria, madeira e ferro, exteriormente apresenta paredes periféricas de alvenaria de pedra, fachadas e empenas.

No interior do edifício a estrutura é constituída por paredes de frontal vazados e por alguns alinhamentos de paredes de alvenaria de tijolo. As paredes de frontal existentes são similares à solução adotada na “gaiola pombalina, com a diferença que estas apresentam módulos de madeira mais esbeltos.

Nesta situação em concreto, cada módulo apresenta as seguintes características:

- prumos com afastamento de 1,2m;
- travessas afastadas de 1,0m;
- as secções adotadas possuem na sua grande maioria 0,07x0,11m².

Neste caso os rebocos encontram-se aplicados sobre um ripado, pregado a pranchas de madeira com espessura de 2cm que revestem ambas as faces das paredes de frontal. Estas pranchas encontram-se posicionadas na diagonal, em direções opostas em cada uma das faces, como mostra a Fig. 3.35. A situação presente neste edifício em relação às paredes de frontal é pouco comum, uma vez que a maioria destas paredes se encontram preenchidas com alvenaria de pedra.



(a) Reboco aplicado sobre ripado (A2P); (b) ligação do pavimento com a parede interior

Fig. 3.35 – Paredes interiores de frontal.

Em relação às paredes interiores de alvenaria de tijolo, estas localizam-se na periferia da instalação sanitária, situada entre os núcleos de escadas (principal e de serviço), e na parede lateral do corredor, como se pode observar na Fig. 3.36. Estas paredes encontram-se rebocadas com uma argamassa de cal aérea e areia com espessura de 3cm.



Fig. 3.36 – Paredes de alvenaria de tijolo.

As restantes paredes interiores são constituídas por tabique com peças de madeira verticais com 3cm de espessura e peças oblíquas com 5cm de espessura, sendo que os rebocos apresentam cerca de 3,5cm de espessura, como ilustra a Fig. 3.37.

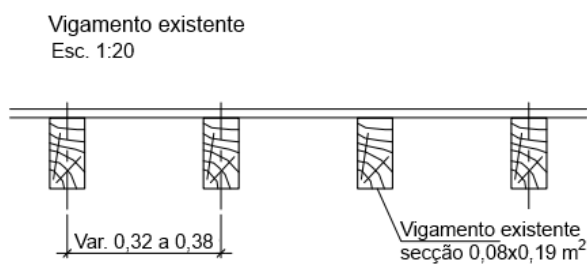


Fig. 3.37 – Paredes interiores de frontal e de tabique.

Os pavimentos do edifício em estudo são constituídos por vigas de madeira com $0,08 \times 0,19 \text{ m}^2$ afastados de 37cm e revestidos por soalho de madeira com espessura de 2,5cm, como se pode observar Fig. 3.38. Estes vigamentos estão apoiados nas paredes de fachada e em paredes interiores de frontal e tabique paralelas às fachadas.



(a)

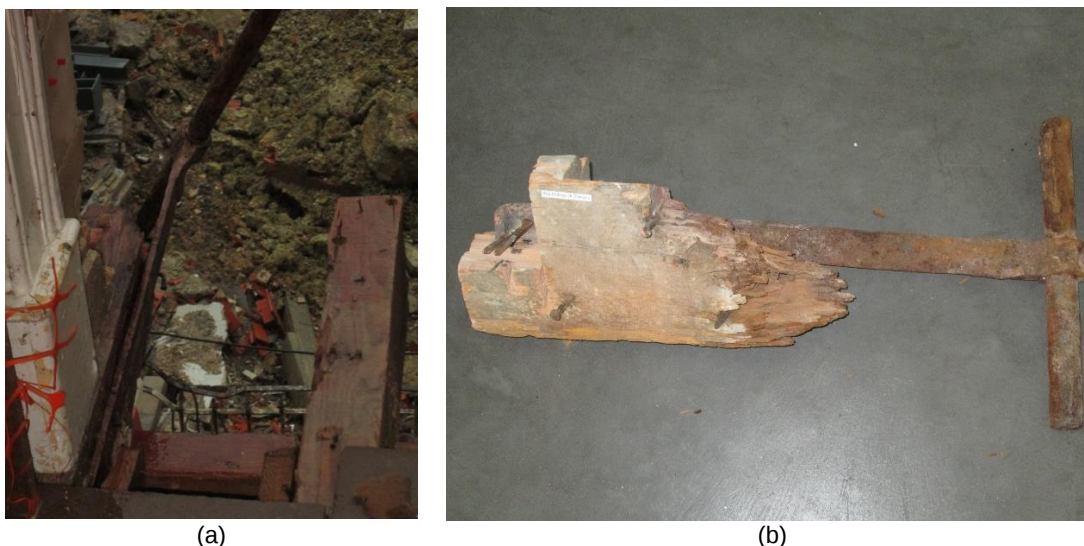


(b)

(a) Pavimento constituído por vigas de madeira; (b) pormenor construtivo do vigamento (A2P)

Fig. 3.38 – Tipo de pavimento do edifício em estudo.

As ligações entre as paredes periféricas e os respetivos pavimentos de ligação são constituídas por ferrolhos metálicos, que se encontram ancorados do lado exterior, como se pode observar na Fig. 3.39.



(a) Observação *in situ* da ligação realizada pelo ferrolho metálico; (b) ferrolho metálico

Fig. 3.39 – Ferrolhos metálicos existentes no edifício em estudo.

O pavimento do saguão difere dos restantes pavimentos, sendo constituído por uma estrutura mista de abobadilhas cerâmicas apoiadas em perfis metálicos.

Os alinhamentos estruturais das paredes interiores de frontal, ao nível do piso térreo, são apoiados numa malha de vigas e pilares metálicos, com secções diversas, como mostra a Fig. 3.40, bem como as paredes interiores do saguão sul, que são interrompidas ao nível do teto do rés-do-chão e passam a ser apoiadas em vigas metálicas duplas.



Fig. 3.40 – Apoio das paredes do saguão Sul (A2P).

Ao longo dos anos a estrutura do edifício foi sofrendo algumas intervenções de alteração e reforço tais como: reforço da estrutura interior; introdução de um ascensor e reconstrução das marquises do tardo do edifício. A estrutura foi reforçada através da introdução de pilares metálicos no interior das paredes de frontal e do rearranjo dos pilares no piso térreo, como se pode observar na Fig. 3.41.



(a)



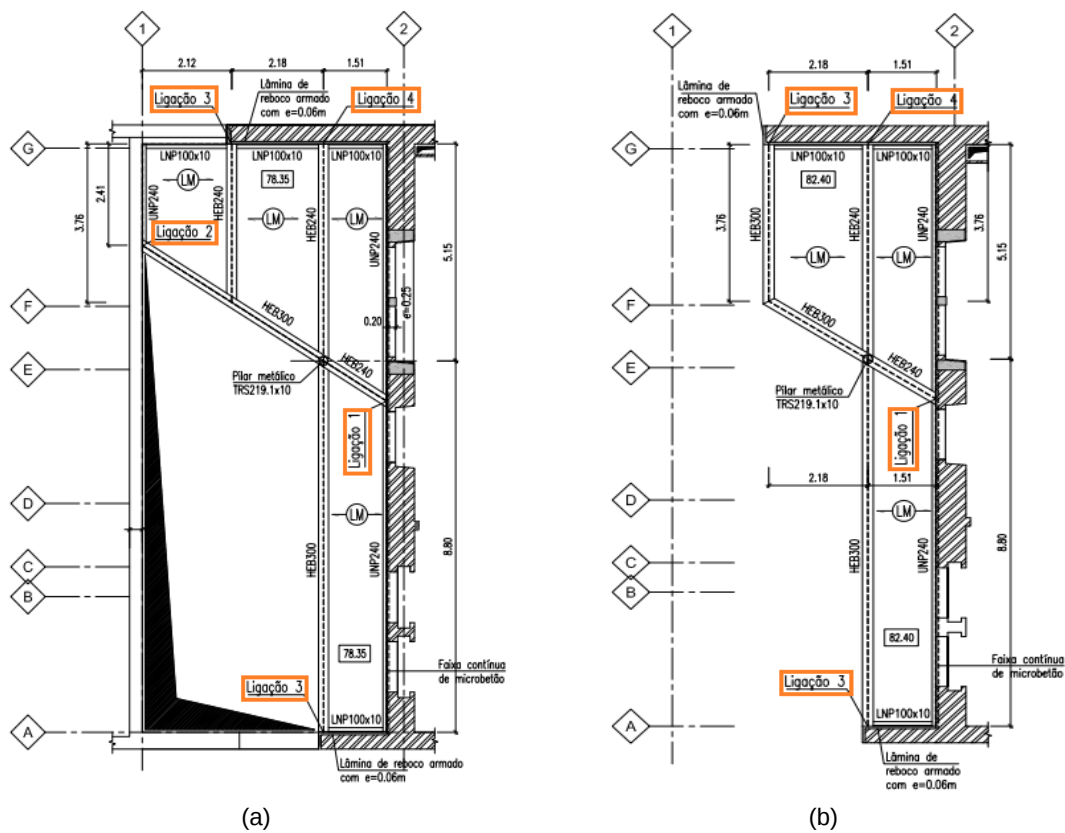
(b)

(a) Estrutura metálica no interior das paredes de frontal; (b) estrutura metálica no piso térreo (A2P)

Fig. 3.41 – Reforço estrutural do edifício em estudo.

3.3.3 Intervenção de reabilitação ao nível das ligações pavimento/parede

No contexto da presente dissertação, apresentam-se apenas algumas das soluções adotadas pela empresa A2P com vista a melhorar/reforçar as ligações pavimento/parede. Todas estas intervenções se encontram ao nível dos pisos elevados. Na Fig. 3.42 pode observar-se a planta de localização das ligações pavimento/parede do edifício em estudo.



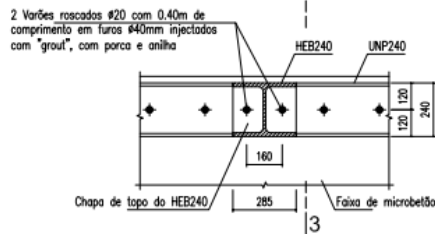
(a) Planta do piso 2; (b) planta do piso 3 a 6 (A2P)

Fig. 3.42 – Planta de localização das ligações pavimento/parede do edifício em estudo.

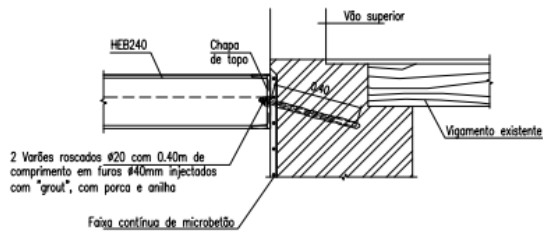
Na Fig. 3.43 ilustram-se as ligações referenciadas nas plantas dos pisos 2 a 6. Todas estas ligações são constituídas por pregagens (uma única pregagem ou dupla pregagem) realizadas com varões roscados M20 com comprimento de 0,40m, com exceção da ligação 2 que apresenta um comprimento de 0,25m. Maioritariamente as injeções nos furos são realizadas com grout, sendo que na ligação 2 é utilizada resina epoxy.

LIGAÇÃO 1
Esc. 1:20

Alçado



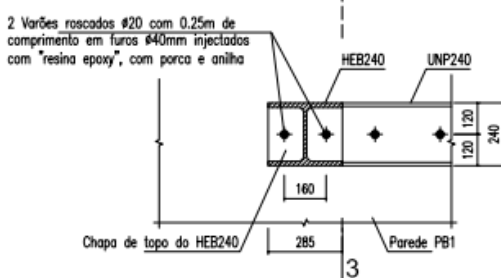
Corte 3-3



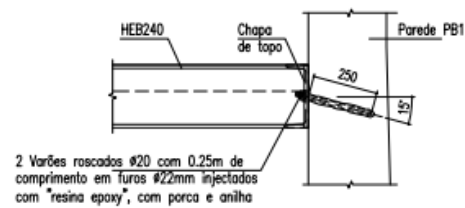
(a)

LIGAÇÃO 2
Esc. 1:20

Alçado



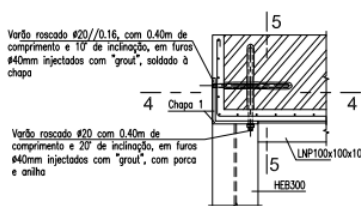
Corte 3-3



(b)

LIGAÇÃO 3
Esc. 1:20

Planta



Corte 4-4
Esc. 1:20



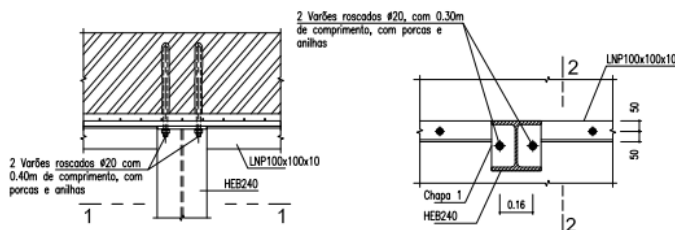
(c)

Corte 5-5
Esc. 1:20

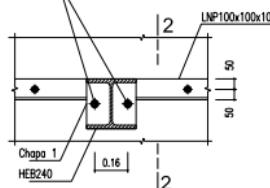


LIGAÇÃO 4
Esc. 1:20

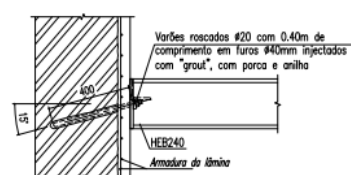
Planta



Corte 1-1
Esc. 1:20



Corte 2-2
Esc. 1:20



(d)

a) Ligação 1; (b) ligação 2; (c) ligação 3; (d) ligação 4 (A2P)

Fig. 3.43 – Ligações pavimento/parede do edifício em estudo.

Na fachada a Noroeste (fachada principal), pode observar-se um tipo de reforço que consiste na colocação de uma cantoneira onde são inseridos novos barrotes de madeira, de modo a reforçar o pavimento encastrado na parede de alvenaria, como mostra a Fig. 3.44.



Fig. 3.44 – Exemplo de reforço de uma ligação pavimento/parede do edifício em estudo.

Capítulo 4

Ensaaios experimentais

4.1 Considerações gerais

Neste capítulo descrevem-se os ensaios experimentais efetuados, incluindo trabalhos precedentes e resultados obtidos. Todos os trabalhos precedentes, bem como os ensaios foram realizados no laboratório de estruturas do DEC FCT UNL.

Os trabalhos precedentes aos ensaios dividem-se nas seguintes etapas:

- Limpeza do lintel;
- Furação do lintel e da base do murete;
- Realização de furos no murete, injeção de grout nos furos e colocação dos varões roscados;
- Regularização da face do murete e posicionamento da cantoneira;
- Colocação das vigas metálicas (simulando o pavimento) sobre a cantoneira;
- Instrumentação dos ensaios.

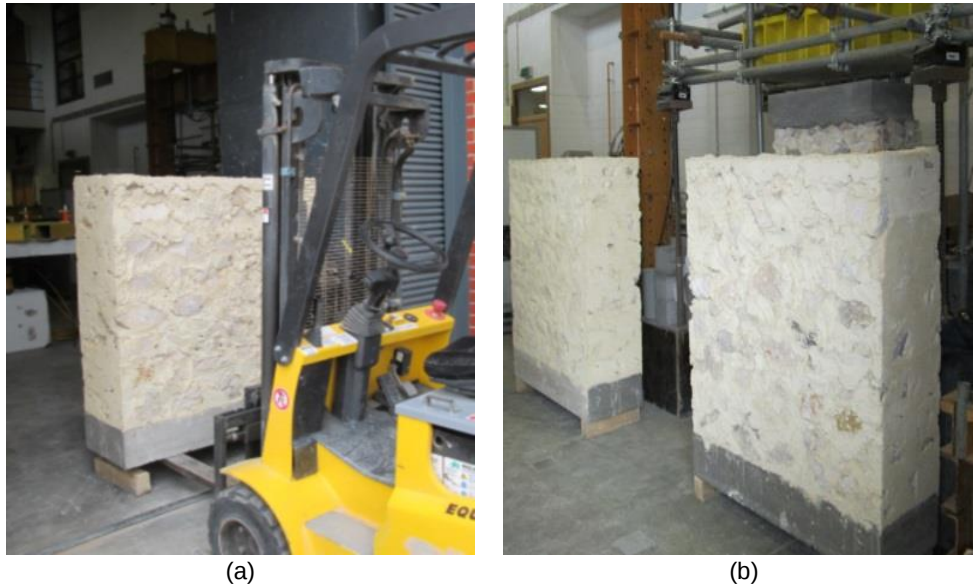
A preparação dos ensaios iniciou-se em Outubro de 2013 e finalizou-se em Fevereiro de 2014.

O presente trabalho experimental utilizou muretes construídos em 2010 na sequência da tese de doutoramento do orientador desta dissertação (Pinho, 2007).

4.1.1 Descrição dos trabalhos e caracterização do ensaio utilizado

Neste ponto apresentam-se os trabalhos precedentes aos ensaios realizados no laboratório de estruturas do DEC. Note-se que os três ensaios experimentais realizados apenas têm em comum as duas primeiras etapas e a última de instrumentação.

Os muretes encontravam-se num “abrigo” junto ao DEC, com o auxílio do equipamento adequado (porta-paletes e empilhador) foram transportados para o interior do laboratório de estruturas do DEC, como mostra a Fig. 4.1.



(a) Transporte do murete com auxílio de uma empilhadora; (b) localização inicial dos muretes no laboratório de estruturas do DEC

Fig. 4.1 – Transporte de muretes para o laboratório de estruturas do DEC.

4.1.2 Limpeza do lintel

Os muretes utilizados nos ensaios experimentais não apresentavam lintel. Como tal foi necessário utilizar um lintel com as mesmas dimensões da área superior dos muretes. A utilização do lintel serve para distribuir uniformemente a carga vertical pelo murete Fig. 4.2 (a).

Nesta fase o lintel foi posicionado sobre o murete. Inicialmente foi feita uma cofragem em madeira à volta do murete, de seguida foi colocado gesso da marca *Placo* e por fim com o auxílio de uma grua o lintel foi posicionado, garantindo a planeza necessária, Fig. 4.2 (b).

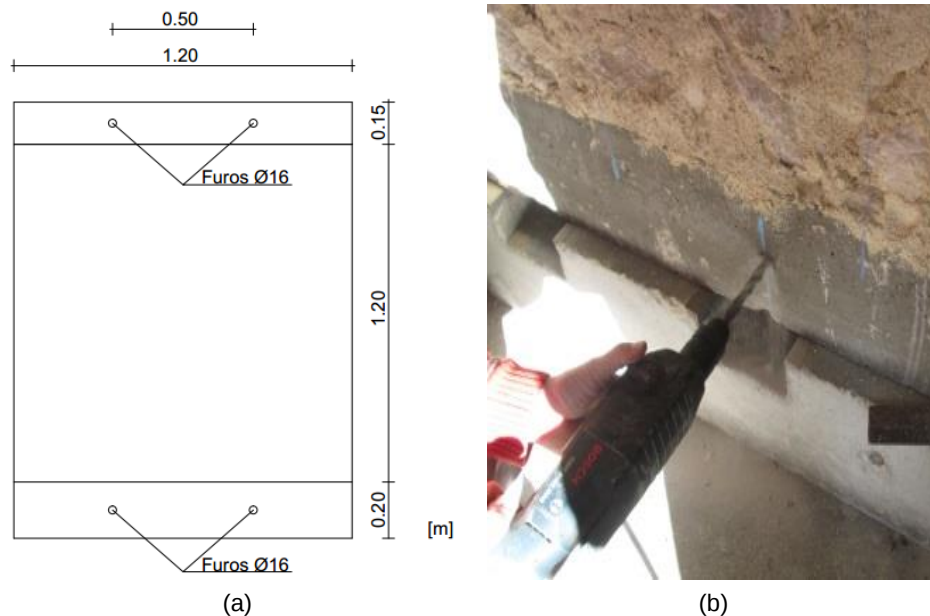


(a) Preparação do lintel pré-existente (regularização de face) para distribuição de cargas verticais; (b) aspeto final do murete

Fig. 4.2 – Preparação do lintel e aspeto final do murete.

4.1.3 Furação do lintel e da base do murete

Para evitar a queda do lintel durante o ensaio de compressão axial realizaram-se quatro furos, dois na parte frontal e dois no tardo, com 16mm de diâmetro e 100mm de profundidade, Fig. 4.3 (a). Posteriormente nesses furos foram introduzidos varões de 12mm de diâmetro, para assegurar a ligação ao pórtico do sistema de ensaio. Na base do murete foram também realizados quatro furos com a mesma disposição dos furos do lintel, Fig. 4.3 (b), com 16mm de diâmetro e 100mm de profundidade, onde se introduziram varões roscaados M12. A selagem dos varões foi efetuada com um grout de endurecimento rápido para ancoragens e enchimentos, da marca *Sika* (*Sikagrout®-213*).



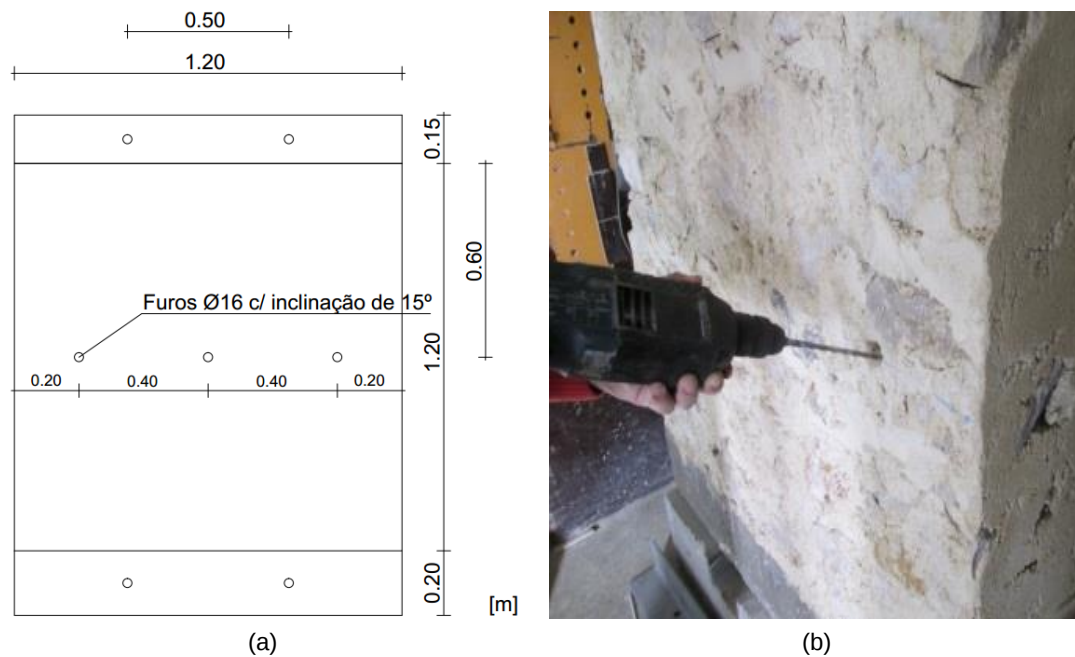
(a) Representação esquemática do posicionamento dos furos no lintel e na base do murete; (b) furação da base do murete com auxílio de um berbequim

Fig. 4.3 – Furação do lintel e da base do murete.

Após estas fases de trabalho, o murete foi transportado com o auxílio do equipamento adequado para o pórtico do sistema de ensaio, onde foi centrado de acordo com o cilindro situado sobre o murete.

4.1.4 Realização de furos no murete, injeção de grout nos furos e colocação de varões roscaados

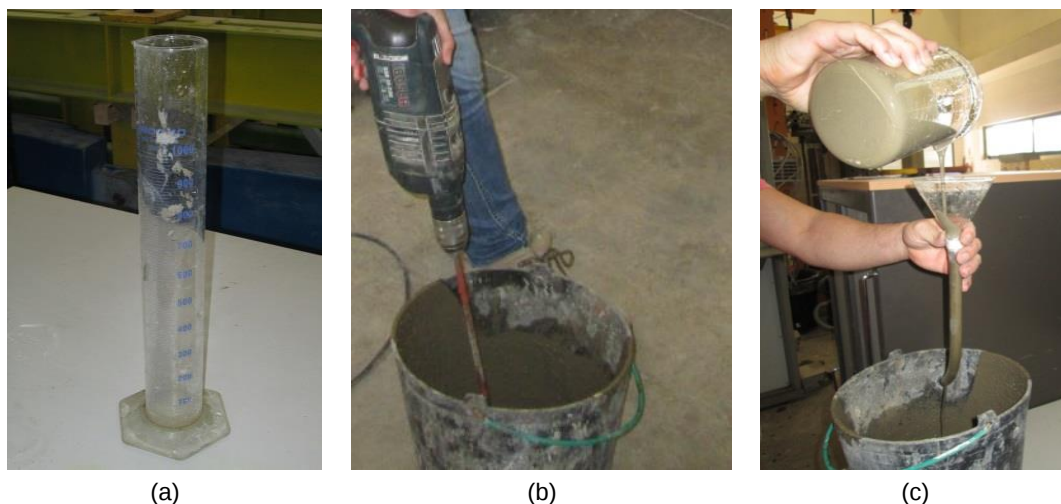
Nesta fase do trabalho marcaram-se os pontos a serem furados no murete com a ajuda de um equipamento de marcação (fio blue). Seguidamente realizaram-se três furos com 16mm de diâmetro, 300mm de profundidade e com uma inclinação aproximadamente de 15°, como se pode observar na Fig. 4.4. Esta inclinação não foi rigorosamente cumprida visto que o murete é heterogéneo, tornando a sua furação de difícil execução e precisão.



(a) Representação esquemática dos furos no murete; (b) furação com auxílio de um berbequim

Fig. 4.4 – Realização de furos no murete para a colocação da cantoneira.

Após a realização dos furos, colocaram-se os varões e preparou-se o grout a injetar. Utilizaram-se 4kg de grout da marca *Sika* (*Sikagrout®-213*) para 1000ml de água medidos pela proveta graduada, seguidamente juntaram-se as duas componentes e com o auxílio de um batedor homogeneizou-se a mistura, como mostra a Fig. 4.5 (a) e (b). Seguidamente o grout foi colocado no interior dos furos com o auxílio da técnica demonstrada na Fig. 4.5 (c), que consistiu no encaixe de um funil de vidro em uma mangueira de borracha.



(a) Medição da quantidade de água através da utilização de uma proveta graduada; (b) homogeneização da mistura com auxílio de um batedor; (c) técnica utilizada para injetar o grout para o interior do furo no murete.

Fig. 4.5 – Preparação do grout para injeção nos furos realizados no murete.

Pode observar-se na Fig. 4.6 a representação esquemática da colocação do varão roscado M12 no interior do murete.

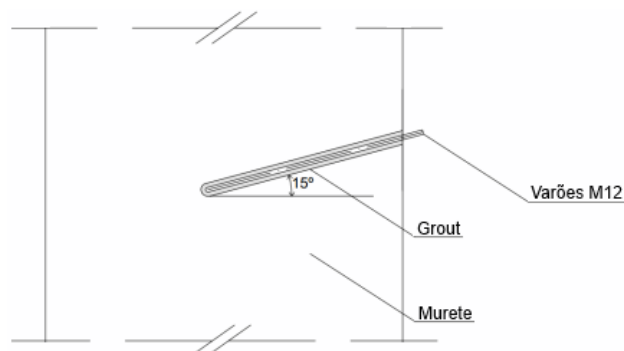
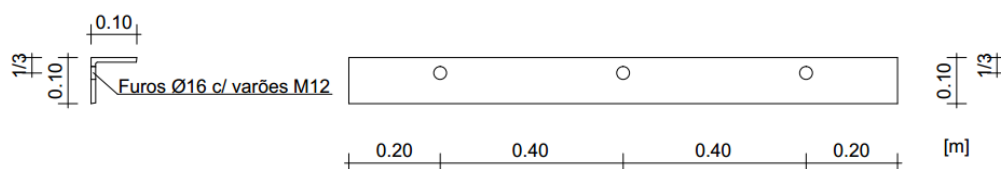


Fig. 4.6 – Representação esquemática da colocação do varão roscado M12.

4.1.5 Regularização da parede do murete e posicionamento da cantoneira

Nesta fase utilizou-se uma cantoneira com as dimensões e furações apresentadas na Fig. 4.7 (a), de modo a coincidir com os furos realizados no murete. A cantoneira foi posicionada no murete, após a parede do mesmo ter sido regularizada com auxílio de gesso da marca *Placo*. Depois do posicionamento deram-se uns últimos retoques com a colher, de modo a preencher os possíveis espaços vazios nas zonas laterais e inferiores da cantoneira, como se pode observar na Fig. 4.7 (b) e (c).



(b)



(c)

(a) Representação esquemática da cantoneira utilizada no ensaio experimental; (b) preenchimento com gesso de possíveis espaços entre a cantoneira e o murete; (c) varões roscados M12 que ligam a cantoneira ao murete

Fig. 4.7- Posicionamento da cantoneira no murete a ensaiar.

Por fim, os varões roscados foram ajustados com o auxílio de porcas e anilhas, de modo a comprimir a cantoneira contra o material de preenchimento.

Na Fig. 4.8, observa-se uma representação esquemática do posicionamento da cantoneira no murete.

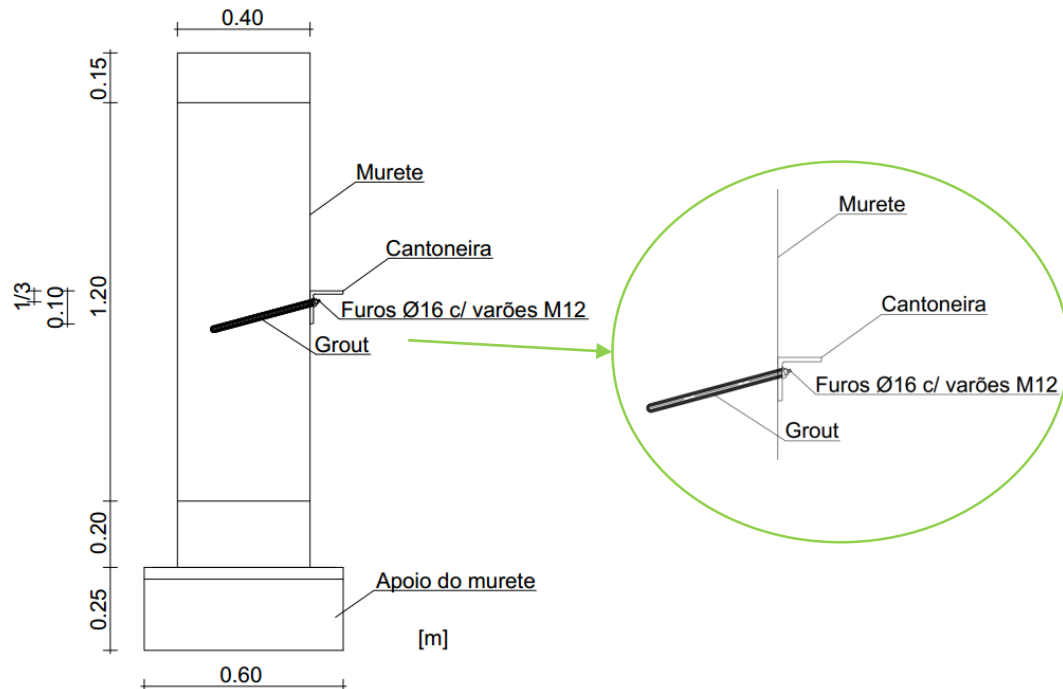
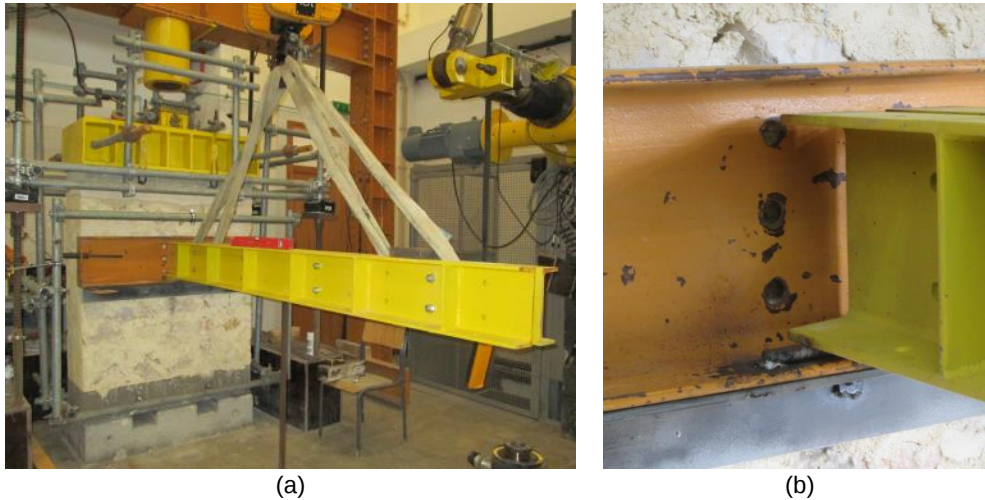


Fig. 4.8 – Representação esquemática do posicionamento da cantoneira no murete.

4.1.6 Colocação das vigas metálicas (simulando o pavimento) sobre a cantoneira

Após o posicionamento da cantoneira, foram colocadas duas vigas metálicas sobre a mesma, uma longitudinalmente e outra perpendicularmente, como se pode observar na Fig. 4.9 (a). A viga metálica colocada longitudinalmente tem como função distribuir uniformemente pela cantoneira a carga aplicada pela bomba manual associada ao cilindro hidráulico sobre a viga perpendicular. O apoio da viga metálica perpendicular à cantoneira consistiu na colocação de um varão metálico soldado, como mostra a Fig. 4.9 (b), que posteriormente foi envolvido em massa consistente para que a viga pudesse deslizar facilmente sobre o mesmo durante o carregamento.



(a) Colocação das vigas metálicas sobre a cantoneira; (b) pormenor do assentamento da viga perpendicular sobre a viga longitudinal

Fig. 4.9 – Assentamento da viga metálica sobre a cantoneira.

4.1.7 Instrumentação dos ensaios

A instrumentação do ensaio consistiu na colocação de defletómetros, cilindros hidráulico e células de carga.

O sistema de ensaio onde o murete foi posicionado é composto por um pórtico metálico formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa a oito parafusos M24 em cada extremidade. Para permitir a atuação do cilindro hidráulico em condições de segurança na aplicação da carga vertical, o pórtico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag* com 36mm de diâmetro. Além destes elementos, o sistema de ensaio apresenta um sistema de segurança que evita a queda da viga metálica bem como do lintel na fase final do ensaio. O sistema de ensaio pode ser observado na Fig. 4.10.

Este sistema de ensaio apresenta um cilindro da marca ENERPAC (modelo CLRG-3006), com capacidade de 3000kN. As cargas verticais foram medidas através de uma célula de carga (CC5) da marca TML, com capacidade de 500kN, colocada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica subjacente, como mostra a Fig. 4.11 (a). Além desta célula de carga existem outras quatro células de carga (CC1 a CC4), com capacidade de 1000kN cada, situadas nas extremidades superiores dos varões *Dywidag*.

A medição dos deslocamentos verticais no murete foi efetuada através da colocação de dois defletómetros (transdutores de deslocamento ou LVDTs), com um curso de 100mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$. Estes dispositivos foram instalados na vertical a 100mm dos pontos médios das arestas (de topo) do lintel, como mostra a Fig. 4.11 (b).

Note-se que este sistema de ensaio bem como a sua instrumentação foram utilizados nos três ensaios realizados (ensaio da ligação e ensaios de compressão axial).

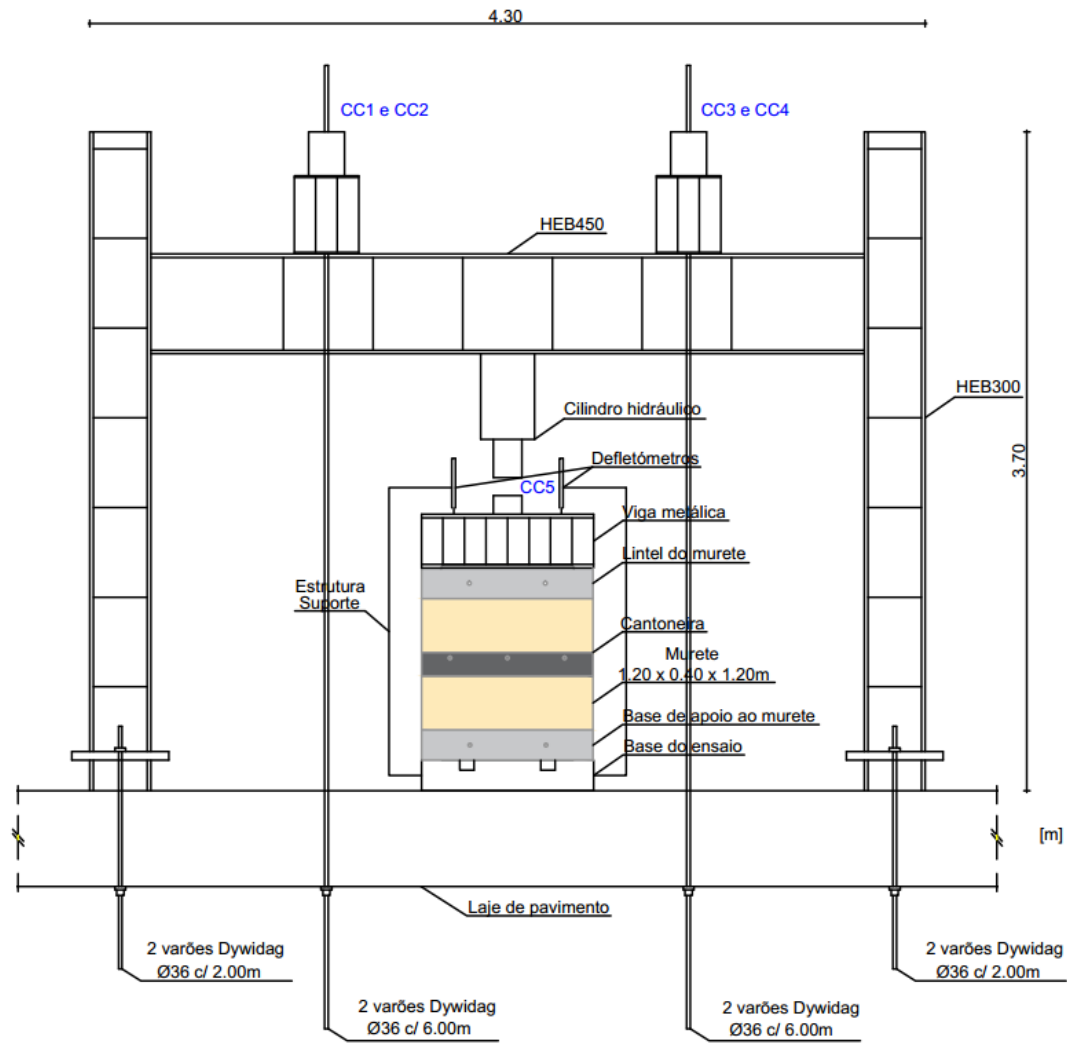
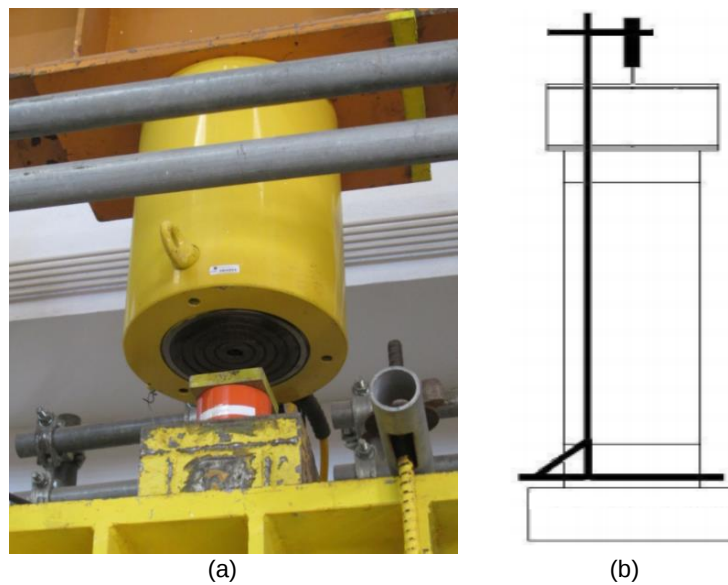


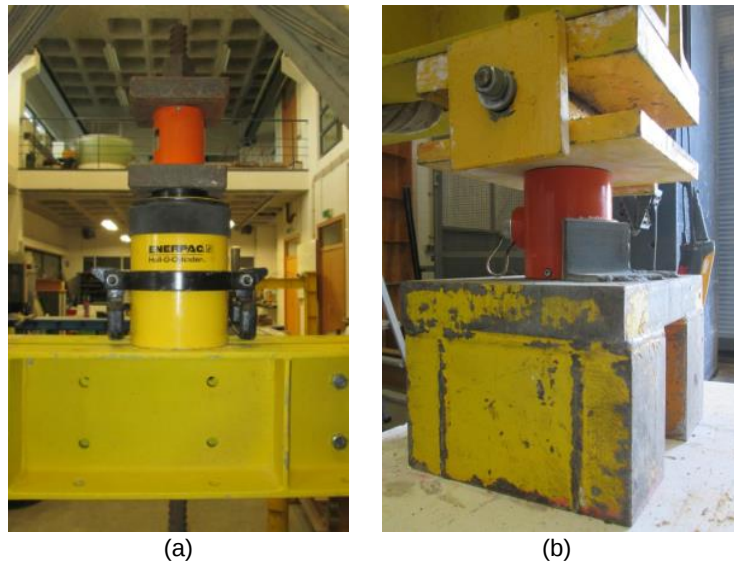
Fig. 4.10 – Representação esquemática do sistema de ensaio. Adaptado de Pinho (2007).



(a) Cilindro hidráulico e célula de carga sobre a viga metálica; (b) representação esquemática da vista lateral do posicionamento dos defletómetros. Adaptado de Moraes (2011)

Fig. 4.11 – Instrumentação do ensaio experimental (cilindro hidráulico e defletómetros).

No ensaio da ligação foi utilizado um cilindro hidráulico a meio vão da viga metálica perpendicular à cantoneira, da marca ENERPAC (modelo RCH-603), com capacidade de 600kN. Também a meio vão da mesma viga metálica sobre o cilindro hidráulico foi colocada uma célula de carga (CC6) da marca TML, com capacidade de 300kN, como ilustra a Fig. 4.12 (a). Na extremidade da viga metálica foi colocada outra célula de carga (CC7) sob uma rótula, com capacidade de 300kN, como se pode observar na Fig. 4.12 (b). Entre a viga metálica e a rótula foram colocadas placas de PTFE barradas com massa consistente para diminuir o atrito.



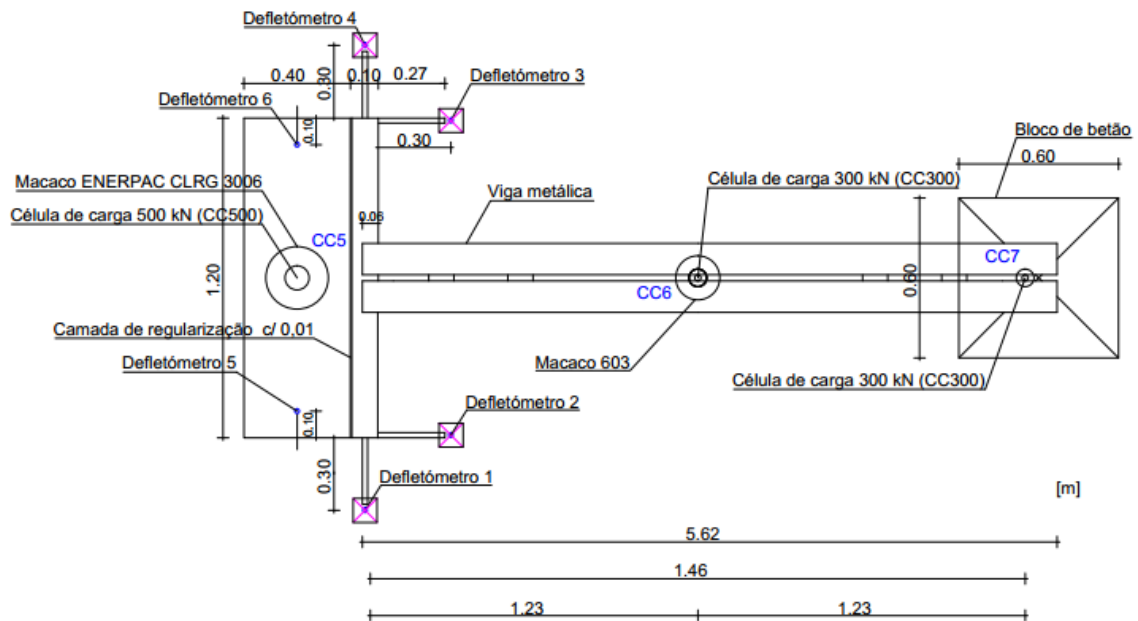
(a) Posição do cilindro hidráulico e da célula de carga (CC6) a meio vão da viga metálica; (b) posição da célula de carga (CC7) na extremidade da viga metálica

Fig. 4.12 – Instrumentação do ensaio experimental (células de carga).

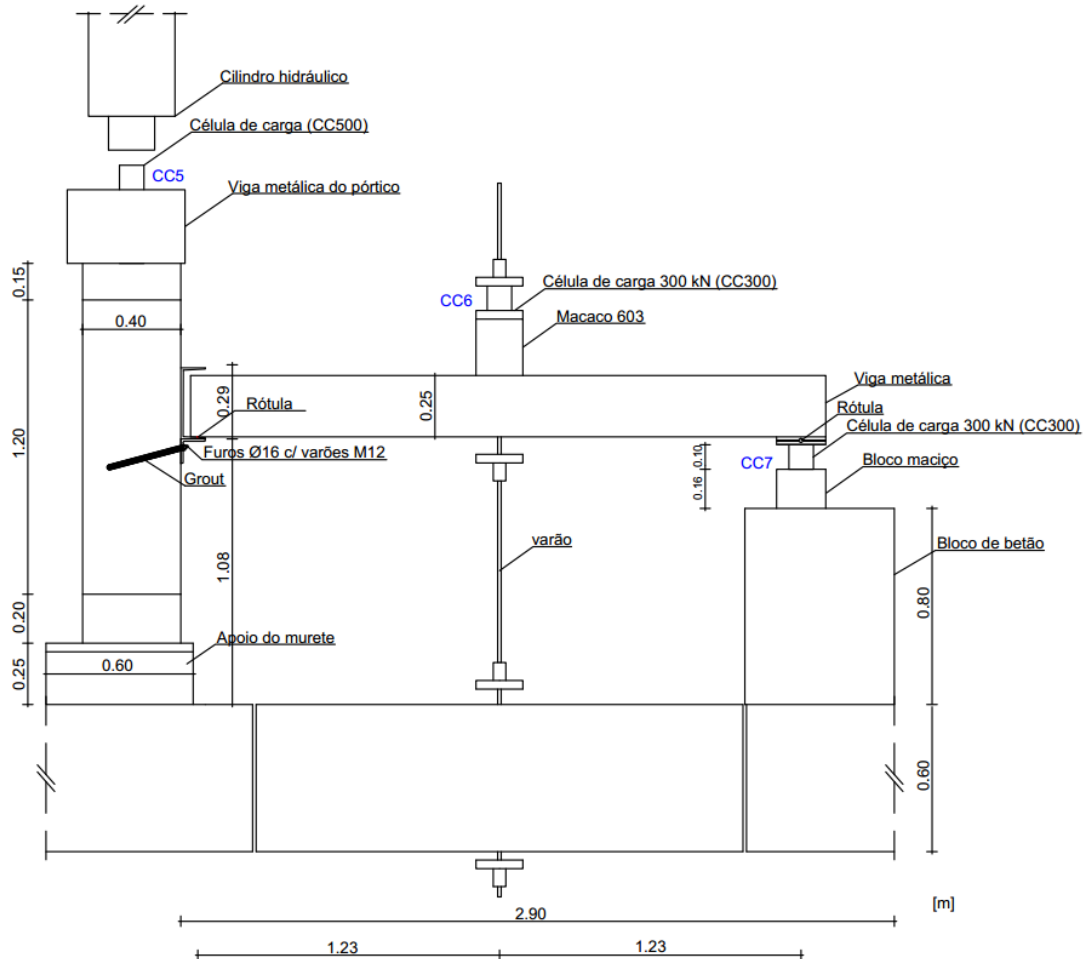
A medição dos deslocamentos na zona da cantoneira foi efetuada através da colocação de quatro defletómetros, com um curso de 100mm e sensibilidade de 100×10^{-6} /mm. Estes dispositivos foram posicionados com auxílio de chapas de ferro soldadas lateralmente e frontalmente à cantoneira, apoiando em placas acrílicas, como se pode observar na representação esquemática em planta da Fig. 4.13 (a).

A disposição dos defletómetros sobre o murete permitem medir o deslocamento do mesmo até atingir a rotura total. Os defletómetros 1 e 4 da cantoneira medem os deslocamentos nos pontos onde estão colocados e possibilitam também calcular o deslocamento central na cantoneira com base na média dos deslocamentos. Os defletómetros 2 e 3 permitem saber os deslocamentos nos pontos onde estão colocados, bem como a rotação perpendicular ao plano da cantoneira.

Pode observar-se a representação esquemática da instrumentação do ensaio experimental na Fig. 4.13.



(a)



(b)

(a) Representação esquemática em planta da disposição dos defletómetros; (b) representação esquemática em corte da disposição das células de carga e cilindros hidráulicos.

Fig. 4.13 – Representação esquemática da instrumentação do ensaio experimental.

Na Fig. 4.14, pode observar-se o aspeto geral do ensaio experimental antes do início do ensaio.



Fig. 4.14 – Aspeto geral do ensaio experimental.

4.2 Caracterização dos ensaios experimentais

Os registos de dados dos ensaios experimentais efetuaram-se através de um interface de ligação, onde foram ligados os defletómetros e as células de carga existentes. Este interface foi conectado a um data logger, que por sua vez enviava os dados registados para um computador, sendo posteriormente tratados pelo *software* “Catman 4.0”, como se pode observar na Fig. 4.15.

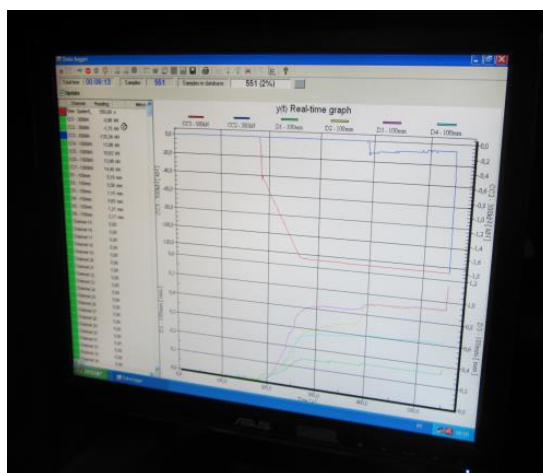


Fig. 4.15 – *Software* “Catman 4.0” utilizado no registo de dados.

Deu-se início ao primeiro ensaio experimental no murete m15 no dia 18 de Fevereiro de 2014. Este ensaio experimental consistiu em duas partes distintas: a primeira teve como objetivo observar o comportamento de uma ligação pavimento/parede composta por uma cantoneira fixa ao murete com auxílio de pregagens, onde foi apoiada perpendicularmente uma viga metálica e a segunda observar o comportamento do murete à compressão axial.

Primeiramente ligou-se a bomba hidráulica, que se encontra na Fig. 4.16, associada ao cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006), programou-se a velocidade para 0,25bar/s correspondente a 1,07kN/s e aumentou-se a carga até atingir os 0,25MPa. Esta carga foi mantida constante até ser iniciado o ensaio de compressão axial do murete.

Após a estabilização da carga a 0,25MPa, iniciou-se o aumento de carga do cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo RCH-603) colocado sobre a viga perpendicular à cantoneira, com o auxílio de uma bomba manual da marca ENERPAC, como mostra a Fig. 4.16. Note-se que a entrega inicial da viga metálica perpendicular à cantoneira era de 60mm.



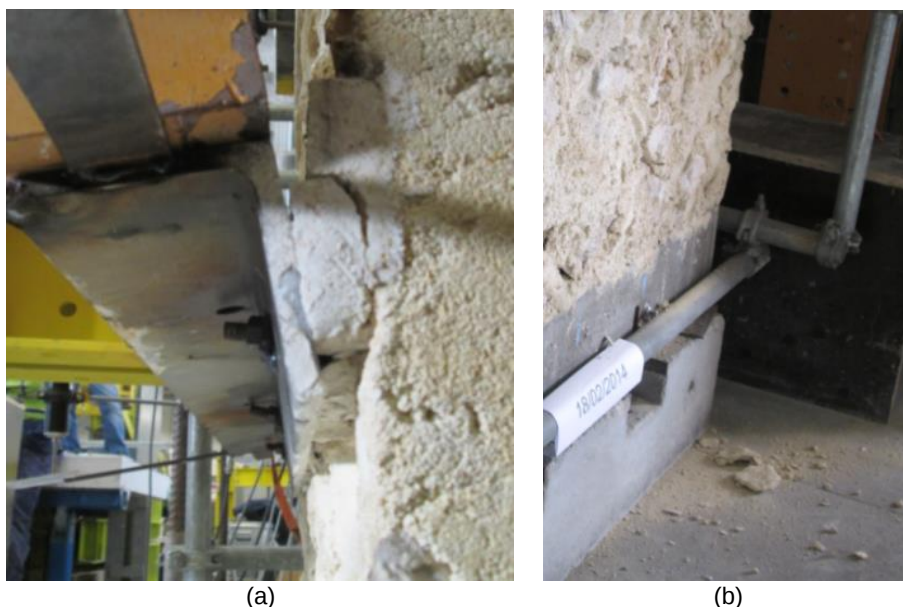
Fig. 4.16 – Bomba hidráulica associada ao cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006) e bomba manual da marca ENERPAC.

Na primeira paragem da bomba manual registou-se um valor máximo de carga na célula CC6 de 28,0kN para $t=332s$. Observou-se que a cantoneira iniciou uma ligeira rotação no sentido da carga aplicada, bem como uma desagregação entre a cantoneira e a argamassa de regularização, como se pode observar na Fig. 4.17.



Fig. 4.17 – Comportamento da ligação após a 1ª paragem da bomba manual.

Após a primeira paragem efetuou-se a 1ª recarga, sendo reposicionada a entrega da viga para 50mm. Nesta 1ª recarga, registou-se um valor máximo de carga na célula CC6 de 24,9kN para $t=1596s$. Nesta altura do ensaio observou-se a queda de fragmentos de argamassa e uma maior rotação da viga no sentido da carga, esmagando o murete na zona inferior, como se pode observar na Fig. 4.18.



(a) Esmagamento da zona sob a cantoneira; (b) queda de fragmentos de argamassa após a 1ª recarga

Fig. 4.18 – Comportamento da ligação após a 1ª recarga.

Na 2ª e última recarga, retirou-se a viga metálica que se encontrava longitudinalmente sobre a cantoneira (por motivos de segurança do ensaio) e reduziu-se a entrega da viga perpendicular para 45mm. Seguidamente efetuou-se a 2ª recarga e registou-se um valor máximo de carga na célula CC6 de 22,7kN para $t=2304s$. No decorrer da aplicação da carga, observou-

se uma ligeira rotação da cantoneira, bem como um contínuo esmagamento da argamassa de regularização e do murete na zona inferior da cantoneira, como se pode observar na Fig. 4.19.



Fig. 4.19 – Comportamento da ligação após a 2ª e última recarga.

Seguidamente na Fig. 4.20, apresenta-se o diagrama de história de carga para as três fases do ensaio da ligação. Neste diagrama pode observar-se a história de carga do ensaio da ligação desde o início do carregamento até ao fim da 2ª recarga, é notória uma decrescente imposição de carga com o passar do tempo.

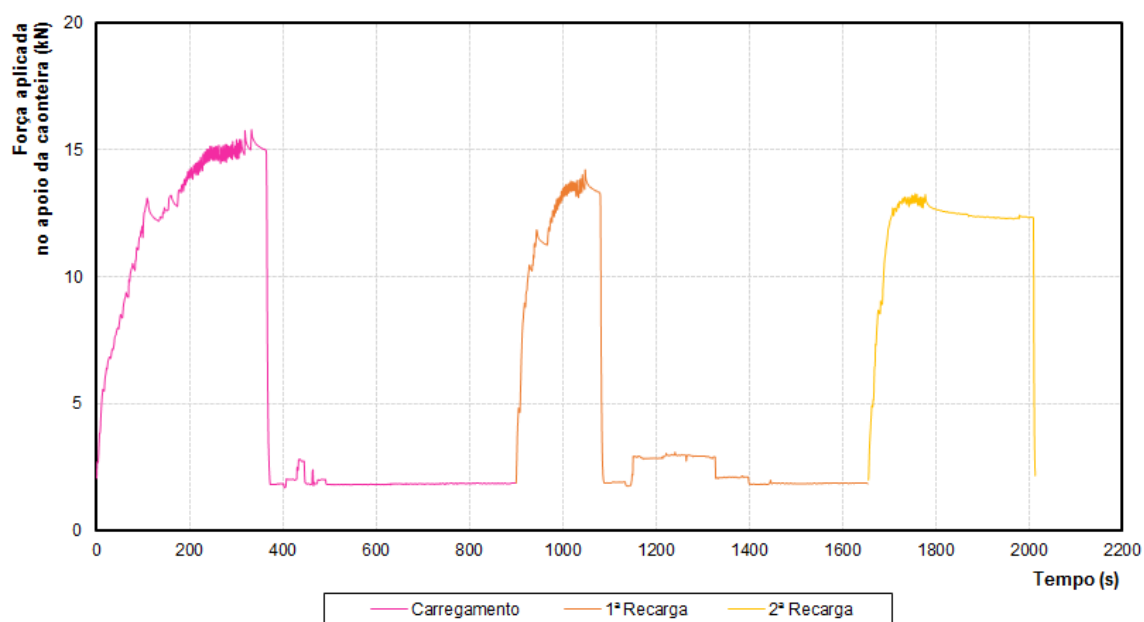


Fig. 4.20 – Diagrama de história de carga do ensaio da ligação.

Na Fig. 4.21 encontra-se representado o diagrama força-deslocamento do ensaio da ligação. A força aplicada no apoio da cantoneira durante o ensaio foi calculada através dos valores registados pelas células de carga CC6 e CC7. Também para o cálculo desta força foram

considerados os pesos das vigas metálicas e dos materiais que se encontravam a meio vão da viga perpendicular à cantoneira, sendo a carga total existente de 1,9kN.

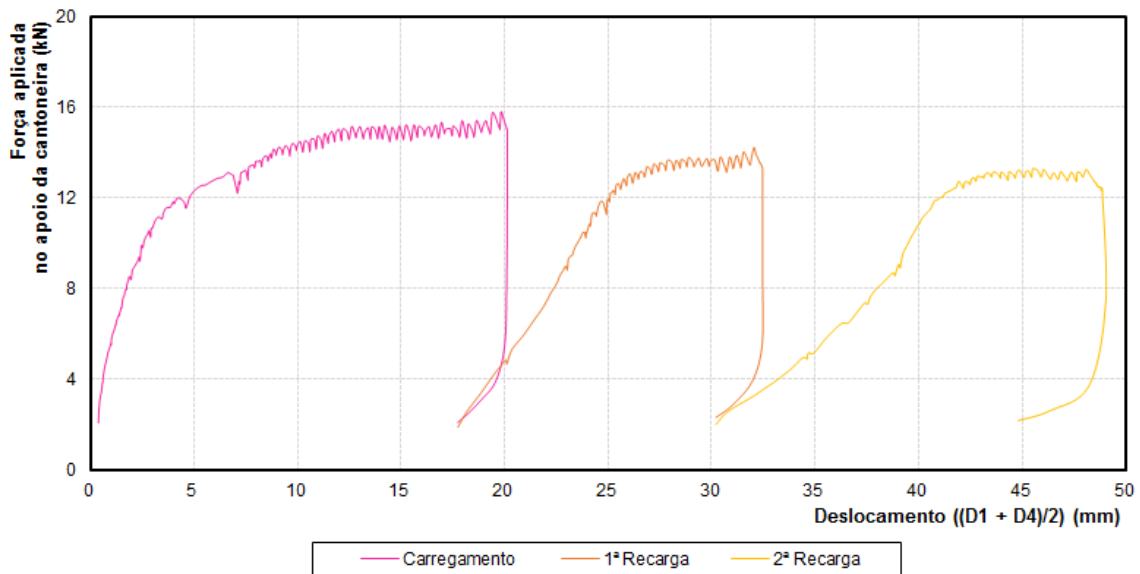


Fig. 4.21 – Diagrama força – deslocamento do ensaio da ligação.

Após o ensaio da ligação retiraram-se as vigas perpendicular e longitudinal à cantoneira, bem como todos os defletómetros junto da mesma, por motivos de segurança do equipamento e procedeu-se ao ensaio de compressão axial do murete. Iniciou-se o aumento da carga que tinha sido mantida constante a 0,25MPa durante a 1ª parte do ensaio experimental. Registaram-se as forças da célula de carga CC5 e adicionaram-se os pesos da viga metálica e do lintel do murete para se obter a força real aplicada. A CPE considerada no ensaio do murete foi de 6,4kN correspondente ao somatório de 5,2kN da viga metálica e outros equipamentos com 1,2kN do lintel de betão armado.

O comportamento do murete m15 no decorrer do ensaio de compressão axial está representado na Fig. 4.22.

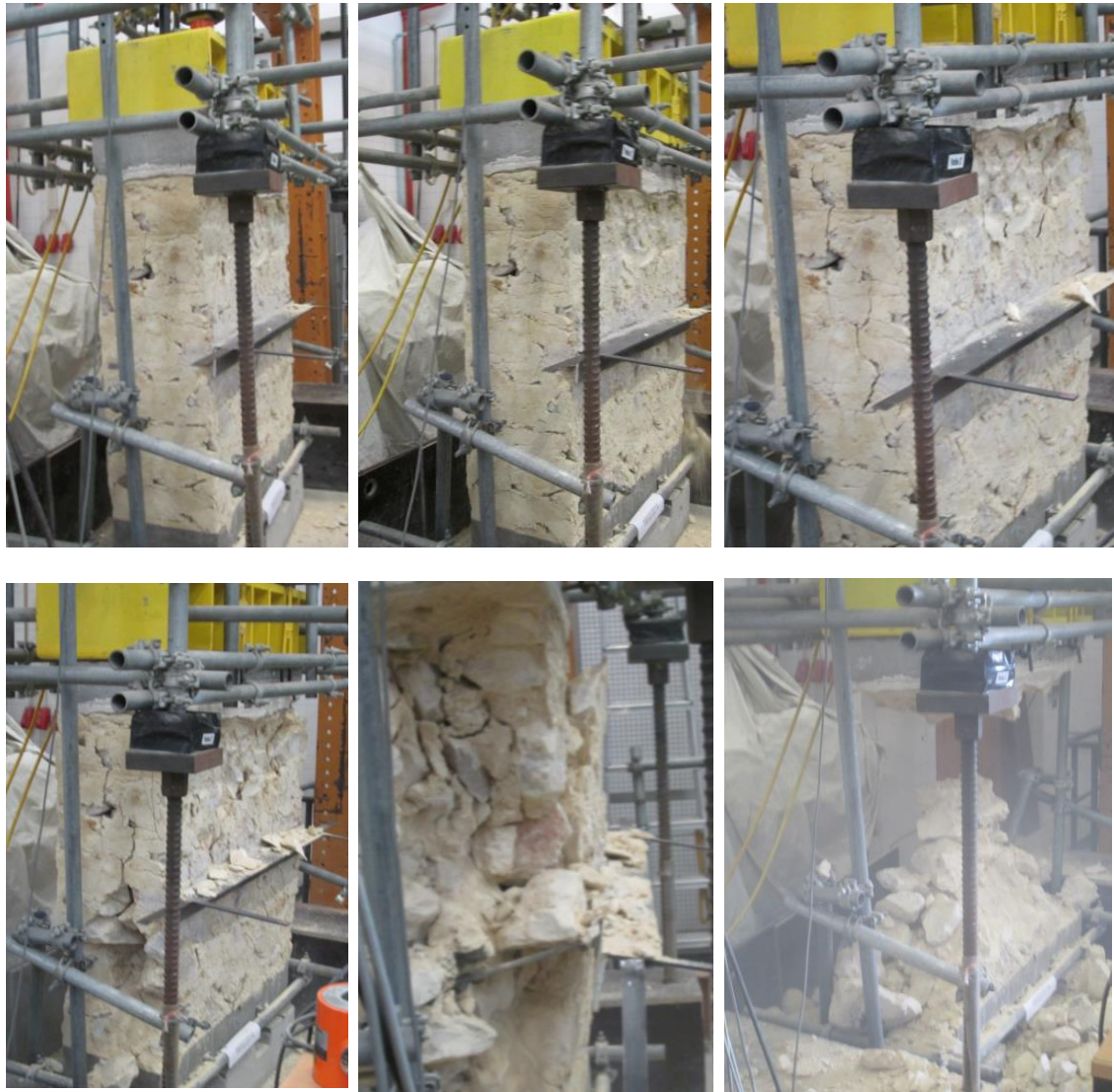


Fig. 4.22 – Ensaio de compressão sobre o murete m15.

No decorrer da aplicação da carga foram-se desenvolvendo fissuras e posteriormente fendas, inicialmente nas zonas laterais do murete e seguidamente por todo o plano. Na fase próxima do colapso do murete observou-se um aumento da desagregação do mesmo, ocorrendo desagregação de fragmentos de argamassa e pedra em maior quantidade.

A força máxima aplicada sobre o murete m15 durante o ensaio de compressão axial foi de 219,5kN ($t=3493s$), à qual corresponde uma tensão máxima de 0,46MPa.

Seguidamente na Fig. 4.23, apresenta-se o diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m15, sendo a força representada correspondente ao valor da célula de carga CC5 + CPE. Neste diagrama pode observar-se no início um aumento de carga, sendo esta mantida constante durante o ensaio de ligação, a partir do instante $t=3374s$ inicia-se o ensaio de compressão axial no murete m15.

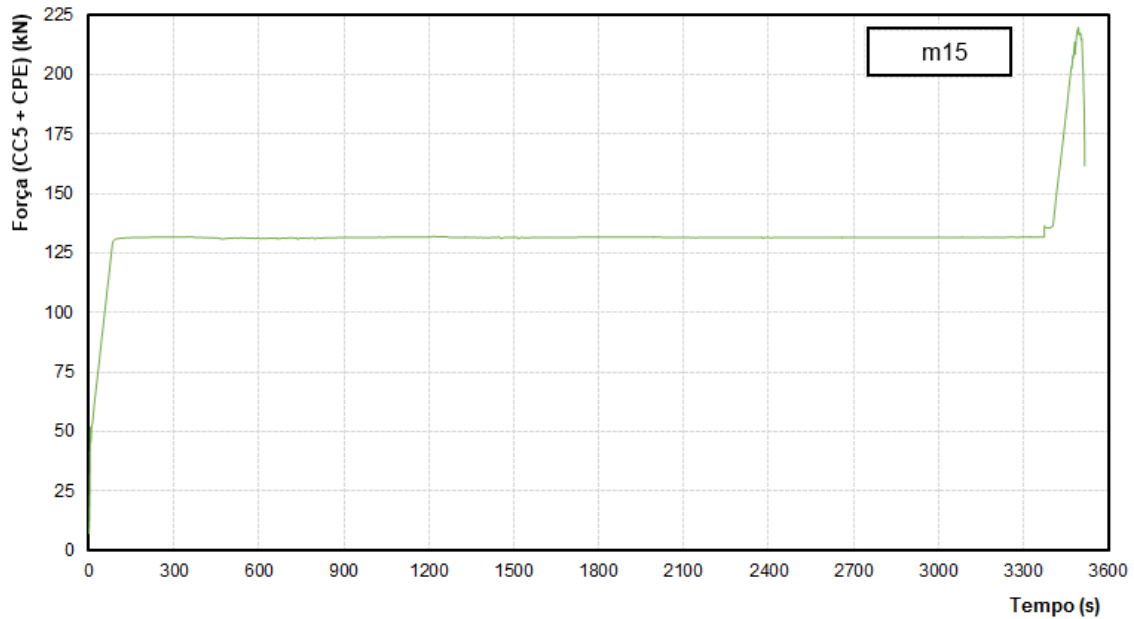


Fig. 4.23 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m15.

Na Fig. 4.24, apresenta-se o diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m15, sendo a tensão representada correspondente ao valor da célula de carga CC5 + CPE. Neste diagrama salienta-se que a tensão apesar de não ter sido constante ao longo do ensaio foi admitida como tal, para que se pudesse fazer comparações com os restantes diagramas. Os valores de deformação representados neste diagrama foram obtidos com base na relação entre a média dos deslocamentos registados pelos defletómetros (D5 e D6) posicionados sobre a viga metálica do pórtico e a altura do murete.

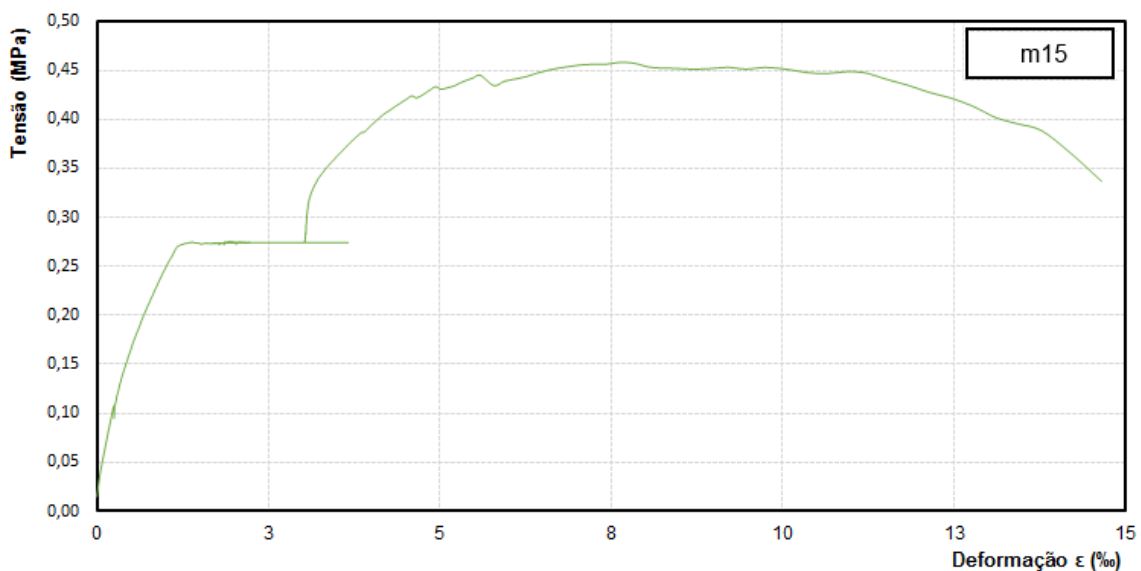


Fig. 4.24 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m15.

O segundo ensaio experimental realizou-se no dia 21 de Fevereiro de 2014 no murete m16 e teve como objetivo a observação do comportamento do murete à compressão axial.

Primeiramente ligou-se o cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006) de 3000kN a uma bomba hidráulica e programou-se o ensaio para uma velocidade de 0,15bar/s (60% da velocidade do 1º ensaio), correspondente a 0,64kN/s.

Seguidamente descrevem-se os acontecimentos que ocorreram no murete m16 durante a realização do ensaio de compressão axial, como se pode observar na Fig. 4.25.

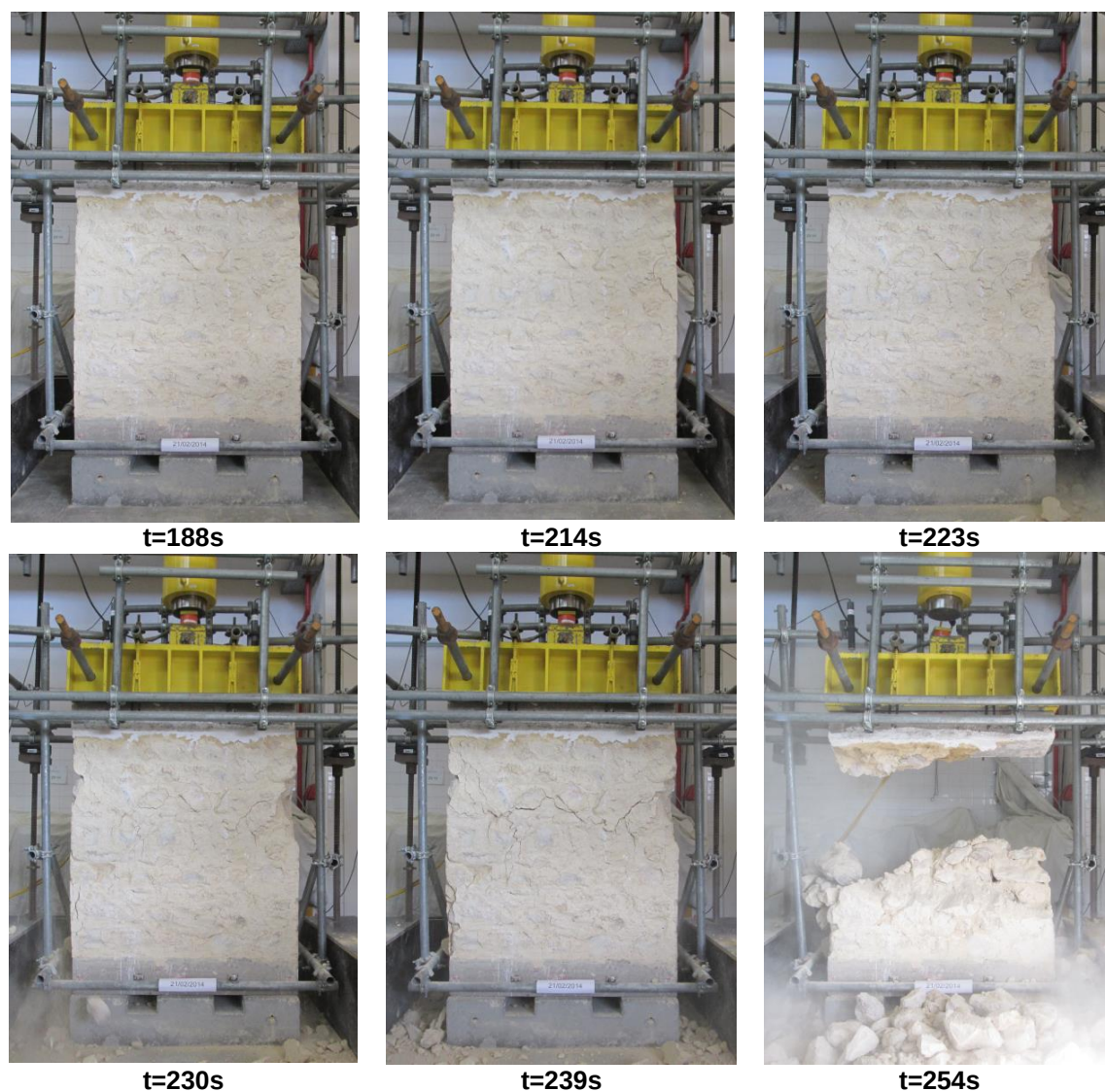


Fig. 4.25 – Ensaio de compressão axial sobre o murete m16.

Com o aumento progressivo de carga, observaram-se as primeiras fissuras generalizadas no plano do murete no instante **t=188s**, atingindo o valor máximo de força resistente, **F=151,2kN**. Para o instante t=214s (F= 145,8kN) ocorreu um acréscimo da largura das fissuras, bem como um ligeiro desprendimento do material constituinte do murete. Do lado direito do murete aos t=223s (F=109,1kN), em consequência de uma fenda, ocorreu o destacamento de uma grande porção de material. No instante t=230s (F=54,8kN) surge uma fenda ao longo de todo o comprimento do topo superior do murete, aumentando significativamente de tamanho no instante t=239s (F=21,4kN).

O desmoronamento total do murete ocorreu no instante $t=254s$, sendo que o lintel sofreu uma queda até à altura permitida pela estrutura de segurança.

A força máxima aplicada sobre o murete m16 durante o ensaio de compressão axial foi de 151,2kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,32MPa.

Seguidamente na Fig. 4.26, apresenta-se o diagrama de história de carga do murete m16 ensaiado à compressão axial. Este diagrama apenas apresenta valores até 75% da força máxima, como tal as forças e tempos das imagens referenciadas anteriormente não estão na sua grande maioria representadas neste diagrama.

Para que seja mais fácil a comparação entre este diagrama e os restantes diagramas de história de carga foi adotada uma escala de tempo até aos 900s e uma escala de força aplicada até aos 225kN. Apesar do diagrama de história de carga do murete m15 apresentar uma escala de tempo até aos 3600s considerou-se excessiva para os diagramas dos outros muretes.

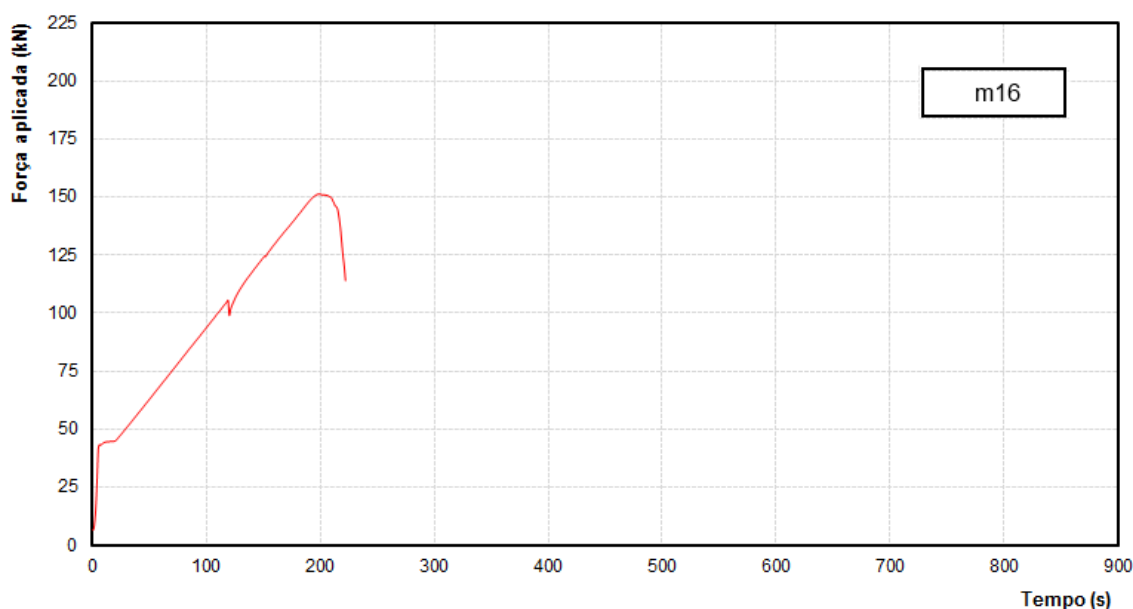


Fig. 4.26 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m16.

Na Fig. 4.27 encontra-se o diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m16, sendo a tensão representada correspondente ao valor da célula de carga CC5 + CPE. Os valores de deformação representados neste diagrama foram obtidos da mesma forma que os valores de deformação para o murete m15. Também neste diagrama apenas se apresenta a deformação até 75% da tensão máxima ($\epsilon^{75\sigma_{máx}}$).

Para que seja mais fácil a comparação entre este diagrama e os restantes diagramas de tensão-deformação foi adotada uma escala de tensão até aos 0,50MPa e uma escala de deformação até aos 15‰.

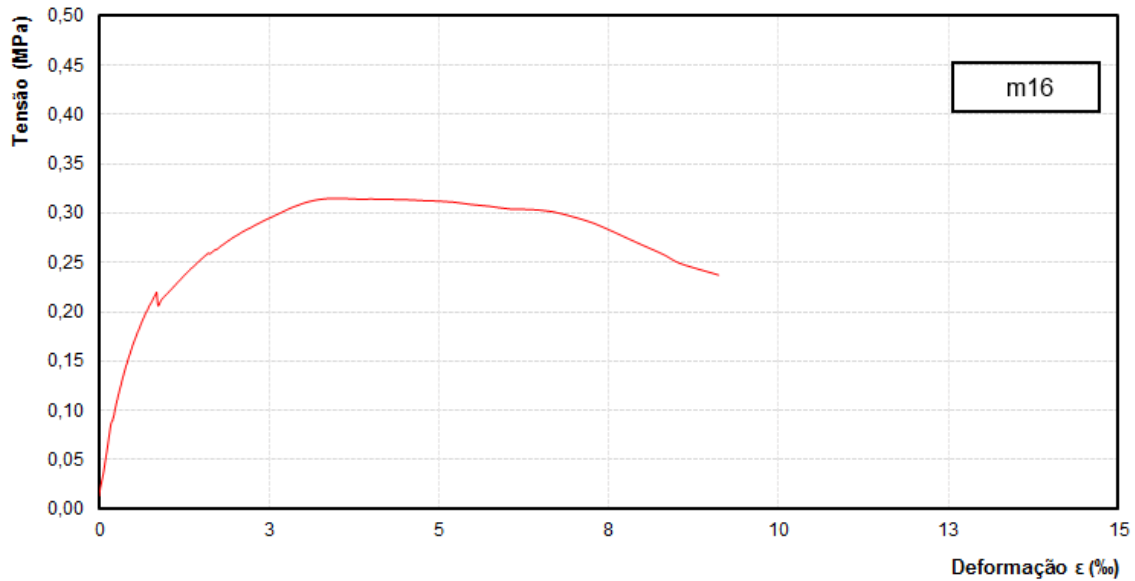


Fig. 4.27 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m16.

O terceiro ensaio experimental desta dissertação realizou-se no dia 4 de Março de 2014 no murete m11 e teve como objetivo a repetição do ensaio de compressão axial, uma vez que o ensaio de compressão axial do murete m16 foi comprometido por um erro de montagem do ensaio. O deficiente posicionamento do murete, bem como da viga metálica levou à obstrução do lintel no sistema metálico do pórtico, como se pode observar na Fig. 4.28. A viga metálica não comprimiu o murete uniformemente, como tal o valor de tensão foi bastante mais baixo do que o esperado.



Fig. 4.28 – Viga metálica obstruída pela estrutura metálica do pórtico.

Iniciou-se a ligação do cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006) de 3000kN a uma bomba hidráulica e programou-se o ensaio para uma velocidade de 0,05bar/s (20% da velocidade do 1º ensaio), correspondente a 0,21kN/s.

Seguidamente na Fig. 4.29 descrevem-se os acontecimentos que ocorreram no murete m11 durante a realização do ensaio de compressão axial.

Com o aumento de carga, observaram-se as primeiras fissuras do lado direito do murete no instante **t=830s**, atingindo o valor máximo de força resistente, **F=211,0kN**. Para o instante t=849s (F=185,7kN) ocorreu um aumento acentuado da largura das fissuras iniciais, ocorrendo um ligeiro desprendimento de material constituinte do murete ao instante t=851s (F=169,5kN). Nos instantes t=860s (F=129,9kN) e t=877s (F=31,0kN) ocorreram destacamentos de material de grande proporção de ambos os lados do murete, sendo que apenas a zona central do mesmo se manteve intacta.

O desmoronamento total do murete ocorreu aproximadamente no instante t=891s, sendo que o lintel sofreu uma queda até à altura permitida pela estrutura de segurança.

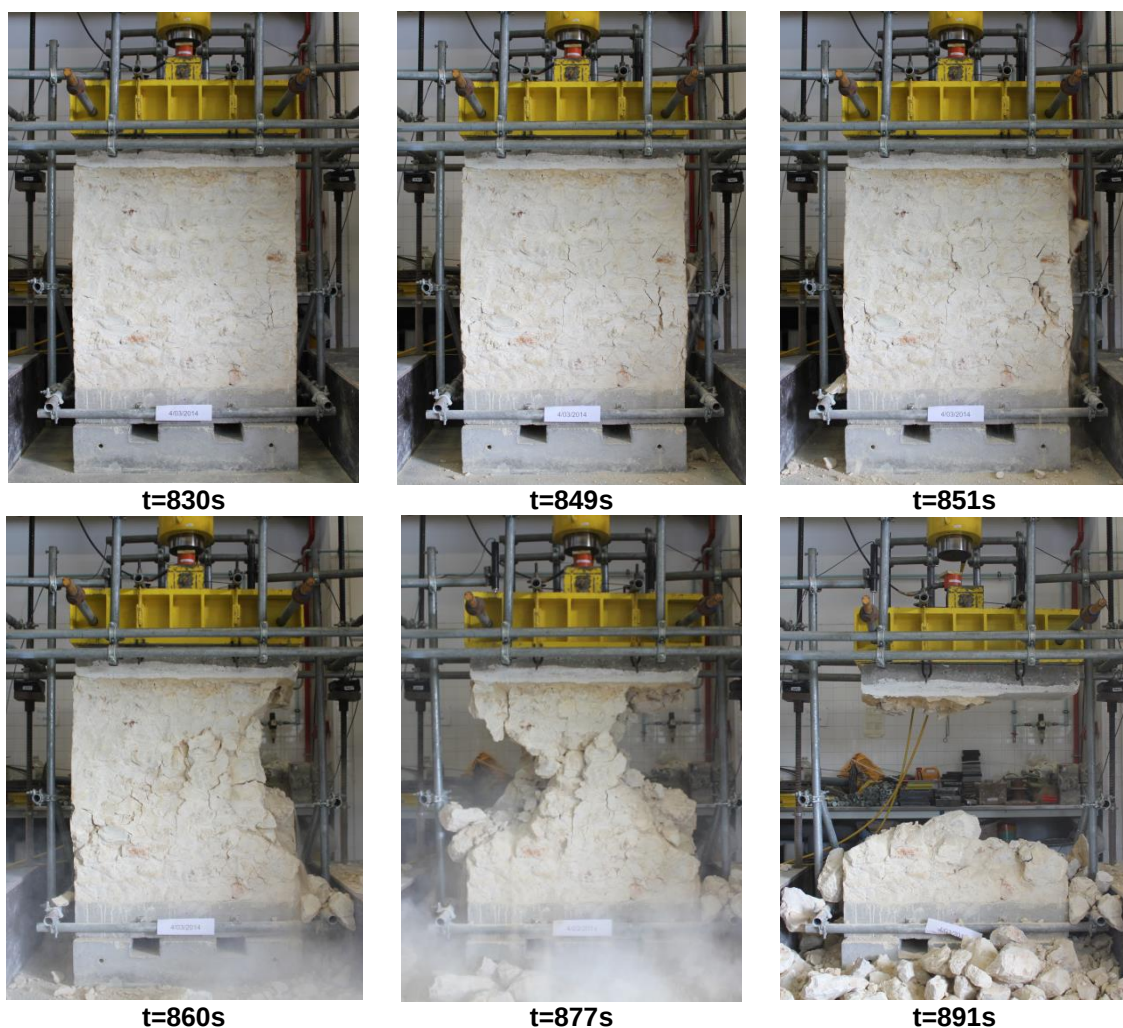


Fig. 4.29 – Ensaio de compressão axial sobre o murete m11.

A força máxima aplicada sobre o murete m11 foi de 211,0kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,44MPa.

Na Fig. 4.30, apresenta-se o diagrama de história de carga do murete m11 ensaiado à compressão axial. Este diagrama apenas apresenta valores até 75% da força máxima, como tal as forças e tempos das imagens referenciadas anteriormente não estão na sua grande maioria representadas neste diagrama.

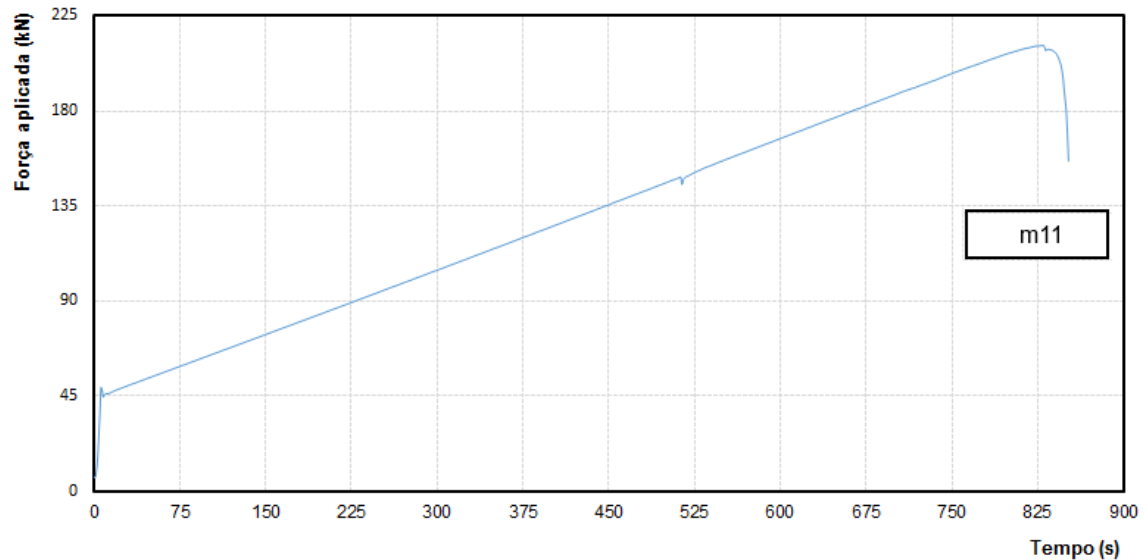


Fig. 4.30 – Diagrama história de carga do ensaio de compressão axial do murete m11.

O diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m11 pode ser observado na Fig. 4.31. Os valores de deformação representados neste diagrama foram obtidos da mesma forma que os valores de deformação para os muretes m15 e m16. Também neste diagrama apenas se apresenta a deformação até 75% da tensão máxima ($\epsilon^{75\sigma_{máx}}$).

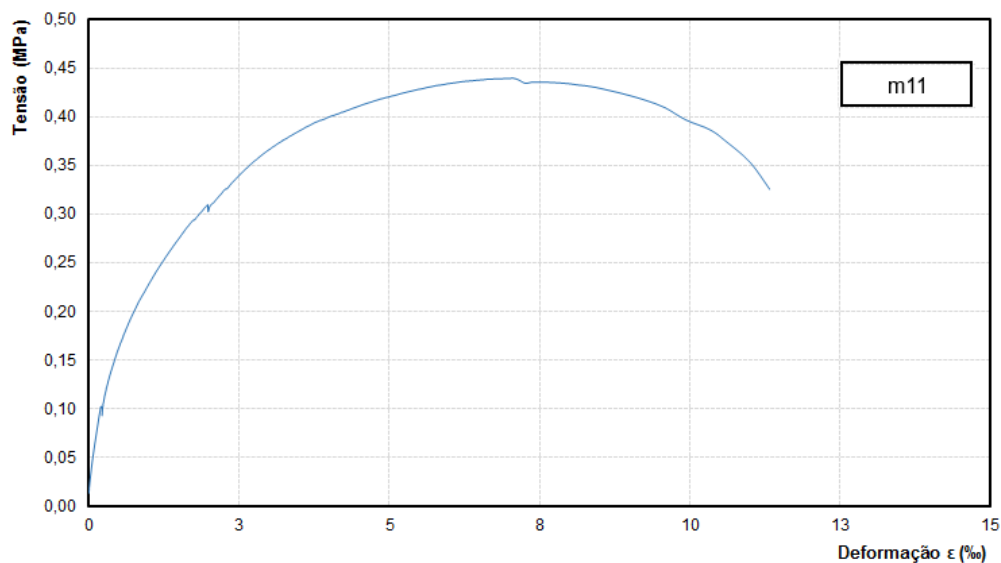


Fig. 4.31 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete m11.

4.3 Determinação da profundidade de carbonatação no murete

As argamassas à base de cal endurecem devido à carbonatação, que é uma reação química da cal hidratada $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ com o dióxido de carbono (CO_2) do ar. Esta reação faz com que o material à base de cal vá desenvolvendo a sua resistência mecânica de forma lenta e gradual, transformando-se em carbonato de cálcio (CaCO_3).

Após a realização dos ensaios referidos no ponto anterior, procedeu-se então à determinação da profundidade de carbonatação utilizando uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5% e uma fita métrica. A solução de fenolftaleína é um indicador químico que em contacto com superfícies alcalinas (argamassa não carbonatada) apresenta uma cor púrpura, enquanto em zonas ácidas ou neutras (argamassa já carbonatada) permanece incolor (Coutinho, 2006). Aquando da pulverização da solução sobre a alvenaria do murete mediu-se a profundidade de carbonatação desde a face exterior do murete até à zona que apresenta a cor púrpura utilizando uma fita métrica, como se pode observar na Fig. 4.32.



Fig. 4.32 – Medição da profundidade de carbonatação.

Seguidamente na Tabela 4.1 apresentam-se as medições da profundidade de carbonatação realizadas, assim como a sua média.

Tabela 4.1 – Medições de carbonatação realizadas à argamassa dos muretes.

Medição	Profundidade de carbonatação (mm)		
	m15	m16	m11
1	70	80	80
2	70	80	80
3	70	90	105
4	80	75	95
5	140*	80	65
Média	72,5	81,0	85,0

*Note-se que este valor não entrou para o cálculo da média

O murete estaria totalmente carbonatado caso a profundidade de carbonatação atingisse os 200mm, valor correspondente a metade da largura do murete. Na Tabela 4.2 apresentam-se alguns resultados obtidos do ensaio do estudo da profundidade e área de carbonatação.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos do estudo da profundidade de carbonatação.

Muretes	Profundidade de carbonatação média (%)	Profundidade de carbonatação média (mm)	Área carbonatada da secção transversal	
			(m ²)	(%)
m15	36,3	72,5	0,21	43,8
m16	40,5	81,0	0,23	47,9
m11	42,5	85,0	0,24	50,0

Capítulo 5

Análise e discussão de resultados

5.1 Considerações gerais

Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados. Os resultados do ensaio da ligação realizado no murete m15 são comparados com o método *dowel action* adaptado para alvenarias de pedra tradicional e cal, sendo também apresentada uma verificação de tensões dos resultados obtidos. No caso dos resultados dos ensaios de compressão axial e dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação são comparados com os resultados obtidos por Pinho (2007) na sua tese de doutoramento e por outros autores, cujos trabalhos foram realizados na sequência da tese de doutoramento de Pinho (2007).

5.2 Análise de resultados no ensaio da ligação pavimento/parede

Durante a realização do ensaio da ligação registaram-se os valores necessários ao cálculo da força resistente na cantoneira. Na Tabela 5.1 apresenta-se a força máxima aplicada no apoio da cantoneira durante o carregamento do ensaio da ligação pavimento/parede, correspondente ao carregamento inicial.

Tabela 5.1 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – Carregamento.

Ensaio m15 – Carregamento	CC6 (kN)	CC7 (kN)	Força máxima aplicada no apoio da cantoneira (kN)
	28,0	14,1	15,8

Com o auxílio de quatro defletómetros na zona da cantoneira, foram retirados os respetivos deslocamentos que se apresentam na Tabela 5.2. Estes deslocamentos dizem respeito à força máxima alcançada a meio vão da viga metálica, sendo posteriormente calculadas as rotações perpendiculares e paralelas ao plano, após medição das distâncias necessárias para o seu cálculo.

Tabela 5.2 – Valores das rotações dos deslocamentos para a força máxima – Carregamento.

Defletómetros	Deslocamento para a força máxima (mm)	Distâncias (mm)	Rotações (°)	
			Perpendiculares ao plano	Paralelas ao plano
D1	10,9	900	-	0,7
D2	47,1	410	6,6	-
D3	64,2	410	8,9	-
D4	28,7	900	-	1,8

Como se pode observar na Tabela 5.3 apresenta-se a força máxima aplicada no apoio da cantoneira durante a 1ª recarga do ensaio da ligação pavimento/parede.

Tabela 5.3 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – 1ª Recarga.

Ensaio m15 – 1ª Recarga	CC6 (kN)	CC7 (kN)	Força máxima aplicada no apoio da cantoneira (kN)
	24,9	12,5	14,2

Seguidamente para a 1ª recarga do ensaio da ligação, apresentam-se também os deslocamentos para a força máxima registados pelos defletómetros e as respetivas rotações perpendiculares e paralelas ao plano, como se pode observar na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Valores das rotações dos deslocamentos para força máxima – 1ª Recarga.

Defletómetros	Deslocamento para a força máxima (mm)	Distâncias (mm)	Rotações (°)	
			Perpendiculares ao plano	Paralelas ao plano
D1	16,2	900	-	1,0
D2	19,8	410	2,8	-
D3	39,8	410	5,5	-
D4	38,5	900	-	2,5

Na Tabela 5.5 apresenta-se a força máxima aplicada no apoio da cantoneira para a 2ª recarga do ensaio da ligação pavimento/parede.

Tabela 5.5 – Valor da força máxima aplicada no apoio da cantoneira – 2ª Recarga.

Ensaio m15 – 2ª Recarga	CC6 (kN)	CC7 (kN)	Força máxima aplicada no apoio da cantoneira (kN)
	22,7	11,3	13,3

Seguidamente para a 2ª recarga do ensaio da ligação, apresentam-se também os deslocamentos para a força máxima registados pelos defletómetros e as respetivas rotações perpendiculares e paralelas ao plano, como se pode observar na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores das rotações dos deslocamentos para a força máxima – 2ª Recarga.

Defletómetros	Deslocamento para a força máxima (mm)	Distâncias (mm)	Rotações (°)	
			Perpendiculares ao plano	Paralelas ao plano
D1	12,8	900	-	0,8
D2	35,4	410	4,9	-
D3	55,6	410	7,7	-
D4	44,1	900	-	2,8

Constata-se que quanto menor forem as rotações, mais rígido é o comportamento da ligação, logo a deformação na zona da cantoneira é menor, ou seja, a deformação é inversamente proporcional à rigidez da ligação.

5.2.1 Mecanismo de ferrolho (*dowel action*)

O método *dowel action* (*Model Code* 1990) utilizado em estruturas de betão foi adaptado para alvenarias para determinar a resistência ao corte de uma pregagem numa alvenaria de pedra tradicional e cal aérea. Apesar de a fórmula não ter sido desenvolvida com esse intuito, admitiu-se um mecanismo de rotura baseado no mesmo princípio.

Para o cálculo desse esforço máximo de corte foram utilizadas as fórmulas enunciadas no *Model Code* 1990 (1993) que se apresentam de seguida:

$$F_{ud} = \frac{1,30}{\gamma_{Rd}} \cdot \phi_b^2 \cdot \left[\sqrt{1 + (1,30 \cdot \varepsilon)^2} - 1,30 \cdot \varepsilon \right] \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd} \cdot (1 - \xi^2)} < \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon = 3 \cdot \frac{e}{\phi_b} \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \quad (5.2)$$

$$\xi = \frac{\sigma}{f_{yd}} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{F_{TR}}{A_s} \quad (5.4)$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad (5.5)$$

Os valores adotados nestas fórmulas tiveram em conta o facto de estarmos perante uma alvenaria de pedra tradicional. As grandezas f_{yd} e f_{cd} passaram a ter a designação $f_{ym} \approx f_{yk}$ e $f_{cm,alvenarias}$ respetivamente. O valor considerado para f_{yk} teve em conta o aço dos varões (M12 – classe 4.6) utilizados nas pregagens, tomando o valor de 240MPa. O valor f_{cm} adotado diz

respeito ao valor médio da resistência à compressão dos muretes ensaios nesta dissertação, tomando o valor de 0,45MPa. Para o coeficiente parcial γ_{Rd} adotou-se 1, uma vez que se está a comparar com resultados de ensaios experimentais.

A fórmula final com as devidas alterações adotadas para o cálculo da resistência ao corte de uma pregagem numa alvenaria é a seguinte:

$$F_{um} = \frac{130}{\gamma_{Rd}} \cdot \phi_b^2 \cdot \left[\sqrt{1 + (130 \cdot \varepsilon)^2} - 130 \cdot \varepsilon \right] \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ym} \cdot (1 - \xi^2)} < \frac{A_d \cdot f_{ym}}{\sqrt{3}} \quad (5.6)$$

Na Fig. 5.1, pode observar-se uma representação esquemática da ligação e do tipo de apoio utilizados no ensaio experimental, de modo a ilustrar os restantes valores utilizados no cálculo.

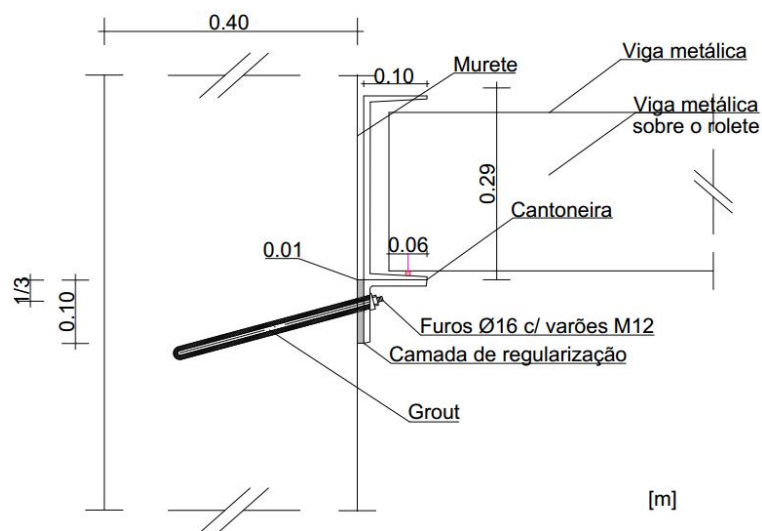


Fig. 5.1 – Representação esquemática da ligação e do apoio no ensaio experimental.

A força de tração (F_{TR}) foi calculada de acordo com a representação esquemática que se pode observar na Fig. 5.2.

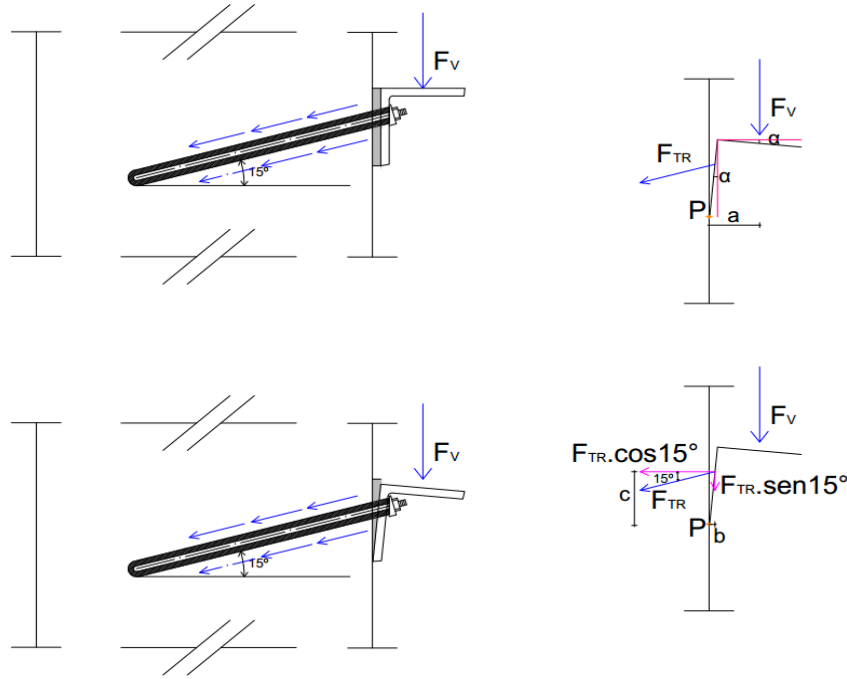


Fig. 5.2 – Representação esquemática do cálculo da força de tração (F_{TR}).

No cálculo da força de tração da pregagem, o valor da força (F_v) tem em conta o facto da fórmula do mecanismo de ferrolho ser válida apenas para deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro do varão (*Model Code* 1990, 1993). Uma vez que os deslocamentos obtidos para a força máxima foram da ordem dos 20mm (grandes deslocamentos), considerou-se uma força correspondente a um deslocamento de 1,2mm, sendo posteriormente dividida pelo número de pregagens existentes. Considerou-se então um valor de 2,1kN para a força aplicada no apoio da cantoneira, sendo uma força de início dos grandes deslocamentos.

A força de tração é resultante do momento (equação 5.7) em torno do ponto P indicado na Fig. 5.2.

$$\sum M_P = 0 \Leftrightarrow F_{TR} \cdot \cos 15^\circ \cdot c - F_{TR} \cdot \sin 15^\circ \cdot b = F_v \cdot a \quad (5.7)$$

Após o cálculo da força de tração, calculou-se a tensão e os valores de ξ e ε . Os valores finais para o cálculo do esforço máximo de corte em uma pregagem encontram-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Resumo dos valores utilizados e das equações aplicadas pelo mecanismo de ferrolho.

ϕ varão (mm)	e (mm)	F_{TR} (kN)	ξ	ε	F_{um} (kN)
12	10	2,1	0,1	0,11	1,7

Posteriormente verificou-se se $F_{um} < \frac{A_d \cdot f_{ym}}{\sqrt{3}}$, para tal considerou-se um A_d tabelado de 84,3mm², sendo a altura da nervura de 0,8mm, obtendo-se o valor final de 11,7kN. Concluiu-se

que a resistência ao corte da pregagem é muito menor (na ordem dos 15%) do que a resistência ao corte do varão, o que significa que a resistência máxima não se deu por corte dos varões.

O valor obtido pelas fórmulas do mecanismo de ferrolho diz respeito ao esforço máximo de corte de apenas uma pregagem. Os valores obtidos a partir do ensaio experimental dizem respeito às três pregagens que fixam a cantoneira ao murete, como tal a força é sempre dividida pelo número das pregagens existentes. O valor da resistência ao corte de uma pregagem pela fórmula do mecanismo de ferrolho é de 1,7kN. Comparou-se o valor estimado pela fórmula do mecanismo de ferrolho com o valor obtido experimentalmente de 2,1kN, correspondente a um deslocamento de 1,2mm (10% do diâmetro do varão) (*Model Code* 1990, 1993).

Uma vez que a fórmula do mecanismo de ferrolho (*Model Code* 1990, 1993) não foi desenvolvida para estruturas de alvenaria mas sim para estruturas de betão, era de se esperar que os resultados não fossem muito bons (erro na ordem dos 24%). Como tal, a utilização deste modelo em alvenarias necessita de mais ensaios de modo a ser validada cientificamente.

5.2.2 Verificação de tensões

Neste ponto da dissertação é apresentada uma breve verificação das tensões existentes no ensaio da ligação. Esta análise pretende verificar se existem apenas compressões a atuarem no murete. Na Fig. 5.3 pode observar-se uma representação esquemática dos diagramas obtidos e do cálculo das tensões.

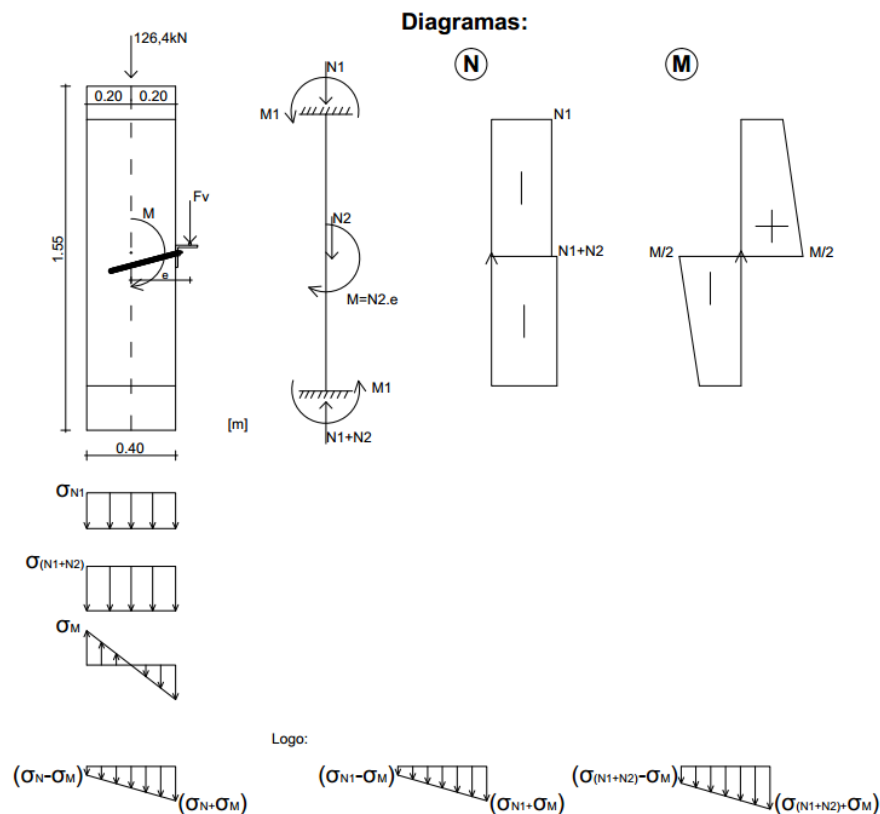


Fig. 5.3 – Representação esquemática do cálculo das tensões no ensaio da ligação pavimento/parede.

Seguidamente na Tabela 5.8 apresentam-se os valores necessários para o cálculo das tensões. Em relação às tensões calculadas, σ_{N1} corresponde às tensões existentes na zona superior da cantoneira e $\sigma_{(N1+N2)}$ corresponde às tensões que se encontram na zona inferior da cantoneira.

Tabela 5.8 – Valores obtidos no cálculo das tensões.

Ensaio da ligação	N1 (kN)	N2 (kN)	M (kN.m)	σ_{N1} (MPa)	$\sigma_{(N1+N2)}$ (MPa)	σ_M (MPa)
Carregamento	126,4	15,8	4,4	0,26	0,30	0,07
1ª Recarga		14,2	4,0		0,29	0,06
2ª Recarga		13,3	3,7		0,29	0,06

Os valores que verificaram a existência de compressões no ensaio da ligação podem ser consultados na Tabela 5.9. era esperado a não existência de trações durante o ensaio experimental da ligação pavimento/parede.

Tabela 5.9 – Verificação da existência de compressões.

Ensaio da ligação	$\sigma_{N1} - \sigma_M$ (MPa)	$\sigma_{N1} + \sigma_M$ (MPa)	$\sigma_{(N1+N2)} - \sigma_M$ (MPa)	$\sigma_{(N1+N2)} + \sigma_M$ (MPa)	Compressões
Carregamento	0,19	0,33	0,23	0,37	✓
1ª Recarga	0,20	0,32	0,23	0,35	✓
2ª Recarga	0,20	0,32	0,23	0,35	✓

5.3 Análise de resultados dos ensaios de compressão axial e da profundidade de carbonatação

No capítulo anterior apresentaram-se os diagramas individualizados de cada ensaio de compressão axial, neste capítulo a Fig. 5.4 apresenta o diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial (m15 e m11) realizados na presente dissertação. Pode observar-se que entre os três muretes ensaiados, o murete m15 é o que apresenta maior tensão ($\sigma=0,46\text{MPa}$) para uma deformação de 7,8‰.

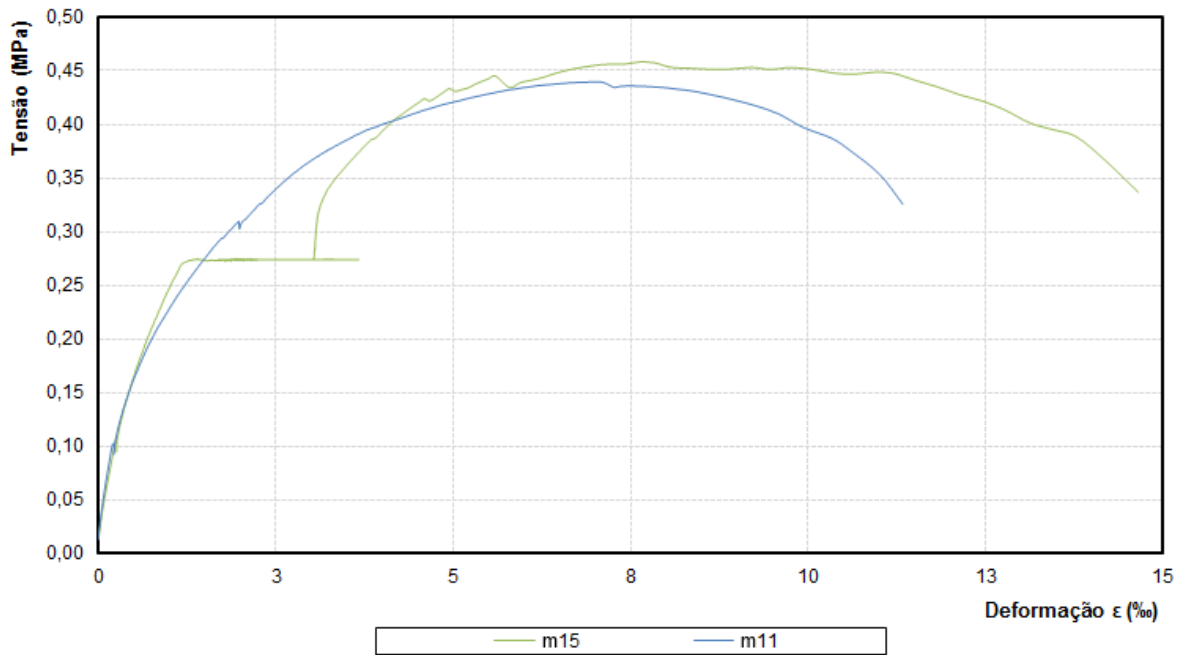


Fig. 5.4 – Diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial realizados.

De acordo com o diagrama tensão-deformação pode observar-se que o murete m15 apresenta no início do ensaio um acréscimo de tensão, mantendo-se constante ao longo do ensaio da ligação. Durante o ensaio da ligação o murete está sujeito a uma tensão constante, ou seja a alvenaria está sujeita a efeitos de fluência que provocam um aumento da deformação. Após o ensaio da ligação ao retirarem-se as vigas metálicas que se encontravam sobre a cantoneira (descarga), a deformação diminui ligeiramente.

Relativamente aos resultados dos ensaios de compressão axial realizados nesta dissertação, apresenta-se na Tabela 5.10 um resumo geral dos valores relevantes.

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios de compressão axial obtidos nesta dissertação.

Muretes	Força máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Deslocamento (mm)	Deformação máxima (‰)
m15	219,5	0,46	9,4	7,8
m11	211,0	0,44	8,5	7,1
Média	215,3	0,45	8,9	7,5

5.3.1 Comparação dos ensaios de compressão axial com trabalho de referência

Os resultados dos ensaios de compressão axial são agora comparados com os obtidos por Pinho (2007) na sua tese de doutoramento.

Relativamente aos muretes de referência os valores relevantes de comparação estão indicados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios de compressão axial do trabalho de referência (Pinho, 2007).

Muretes de referência	Força máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Deslocamento (mm)	Deformação máxima (‰)
M43	134,2	0,42	6,8	5,7
M21	127,7	0,40	6,4	5,3
M32	148,5	0,46	4,3	3,6
Média	136,8	0,43	5,8	4,9

Pode observar-se que o valor de tensão máxima está associado ao murete M32, sendo este de 0,46MPa e o valor de tensão mínima está associado ao murete M21, que apresenta um valor de 0,40MPa. Em relação às deformações o murete M32 apresenta um valor de deformação de aproximadamente 3,6‰, enquanto o murete M21 tem um valor de 5,3‰.

Na Fig. 5.5 apresenta-se um diagrama que indica as tensões máximas (médias) entre os ensaios realizados na presente dissertação (m15 e m11) e os ensaios dos muretes (M43, M21 e M32) do trabalho de referência (Pinho, 2007).

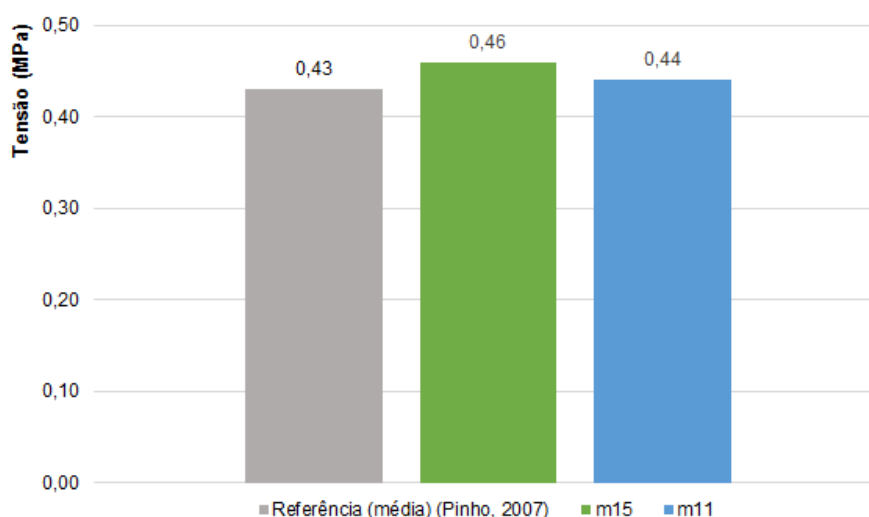


Fig. 5.5 – Diagrama comparativo dos resultados obtidos nos muretes m15 e m11 com os valores de referência de Pinho (2007).

Os resultados apresentados no diagrama mostram que os valores obtidos na presente dissertação apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores de Pinho (2007), uma vez que os muretes utilizados têm em comum os materiais, as técnicas construtivas e as dimensões.

5.3.2 Comparação dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação com trabalhos de referência

Seguidamente na Tabela 5.12 apresentam-se as medições da profundidade de carbonatação obtidas na presente dissertação. Em anexo, nas Tabela 8.1 e Tabela 8.2 encontram-se os valores dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação em trabalhos de referência anteriores.

Tabela 5.12 – Medições da profundidade de carbonatação obtidas na presente dissertação.

Muretes	Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação (mm)	Profundidade de carbonatação (%)
m15	1509	72,5	36,3
m16	1512	81,0	40,5
m11	1523	85,0	42,5
Média	-	79,5	39,8

Com estes valores foi possível obter um diagrama do comportamento da profundidade de carbonatação ao longo do tempo para os muretes em estudo, Fig. 5.6.

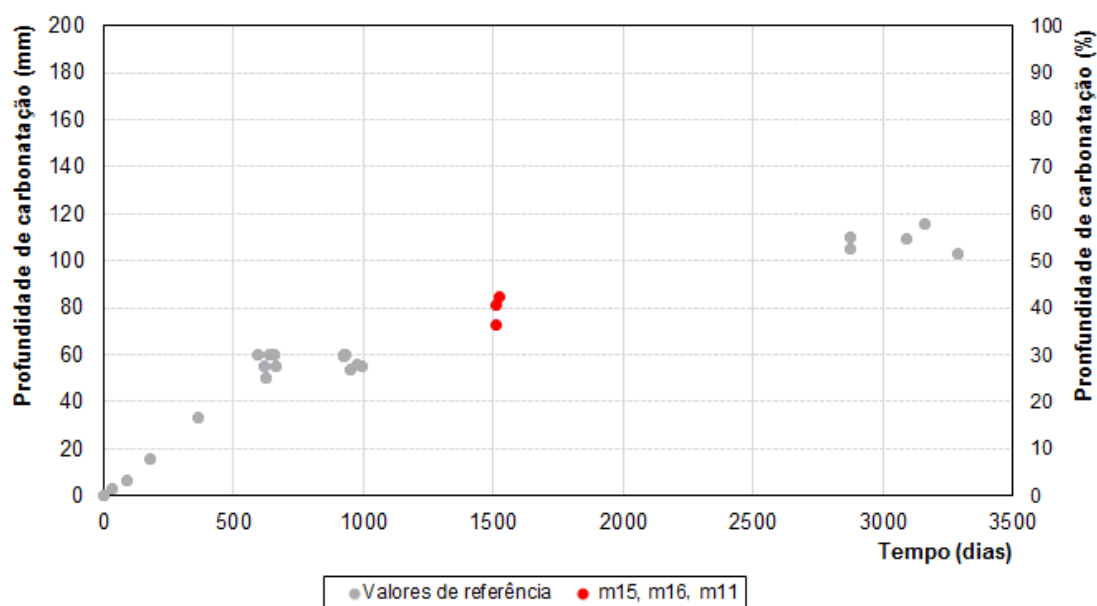


Fig. 5.6 – Diagrama da profundidade de carbonatação-tempo.

Apesar dos muretes ensaiados nesta dissertação não terem sido construídos na mesma altura dos construídos para a tese de doutoramento de Pinho (2007), apresentam uma evolução da profundidade de carbonatação semelhante. Esta ocorrência era esperada uma vez que os materiais de construção, as suas proporções e processos construtivos foram semelhantes em ambas as situações.

Capítulo 6

Conclusões e comentários finais. Desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões e comentários finais

A presente dissertação teve como principal objetivo o estudo da simulação de uma ligação entre um pavimento e uma alvenaria de pedra. Para a realização do ensaio utilizou-se um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional (murete) construído na sequência da tese de doutoramento de Pinho (2007) e uma viga metálica apoiada numa cantoneira ligada ao murete com auxílio de pregagens. O ensaio da ligação consistiu na aplicação de um carregamento e de dois posteriores recarregamentos sobre o meio vão da viga metálica com o auxílio de uma bomba manual. De seguida realizou-se o ensaio de compressão axial do mesmo murete.

Para que se pudesse comparar a resistência à compressão entre muretes, realizou-se um ensaio de compressão axial em outro murete. Este ensaio foi comprometido por um erro de montagem, originado pelo deficiente posicionamento do murete, bem como da viga metálica, o que levou à obstrução do lintel no sistema metálico do pórtico. Uma vez que este valor foi desprezado realizou-se um novo ensaio de compressão axial.

Após os ensaios de compressão axial procedeu-se ao estudo da profundidade de carbonatação nos três muretes.

Os resultados experimentalmente obtidos na presente dissertação foram posteriormente analisados e comparados com resultados alcançados por outros autores.

O resultado do ensaio da ligação pavimento/parede (2,1kN) foi comparado com o valor do método do mecanismo de ferrolho (*dowel action*) (1,7kN), após as devidas adaptações da fórmula. Tendo em conta que o método do mecanismo de ferrolho é utilizado em estruturas de betão, era expectável que os valores obtidos não fossem os melhores (erro de 24%), como tal esta fórmula necessita ser validada através da realização de mais ensaios do mesmo género. Apesar das dificuldades de utilização da fórmula, foi quantificada a resistência ao corte de uma pregagem e comparada com o valor obtido experimentalmente.

Seguidamente foi também realizada uma verificação de tensões para que se pudesse verificar a existência de compressões a atuarem no murete

Em relação aos ensaios de compressão axial foi estudada a resistência mecânica dos muretes e comparada com os valores de referência de Pinho (2007). Constatou-se que os valores obtidos na presente dissertação, 0,45MPa (7,5‰), apresentavam uma ordem de

grandeza semelhante à dos valores de Pinho (2007), 0,43MPa (4,9‰). Esta constatação era previsível, uma vez que os muretes utilizados na presente dissertação foram construídos no seguimento da tese de doutoramento de Pinho (2007), ou seja as técnicas construtivas, as suas proporções e os materiais utilizados foram os mesmos.

Na sequência dos ensaios de compressão axial realizaram-se também ensaios de determinação da profundidade de carbonatação nos modelos experimentais. Os valores obtidos nos ensaios de determinação da profundidade de carbonatação, 79,5mm (39,8%), foram comparados com trabalhos de referência anteriores e concluiu-se mais uma vez que apesar dos muretes ensaiados na presente dissertação não terem sido construídos na mesma altura dos construídos para a tese de doutoramento de Pinho (2007), apresentam uma evolução da profundidade de carbonatação semelhante. Esta ocorrência era esperada uma vez que os materiais de construção, as suas proporções e processos construtivos foram semelhantes em ambas as situações.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do trabalho experimental realizado apresentam-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- estudar outras ligações, utilizando o mesmo modelo experimental (murete) e submetendo-as aos mesmos ensaios realizados;
- substituir a viga metálica utilizada na presente dissertação por um pavimento em madeira;
- continuar a análise da profundidade de carbonatação;
- ensaiar modelos experimentais tridimensionais com a carga centrada no pavimento;
- desenvolver a fórmula do mecanismo de ferrolho para paredes de alvenaria, realizando mais ensaios para esta ser validada cientificamente.

Referências Bibliográficas

Appleton, J. (2003). *Reabilitação de edifícios antigos – Patologias e tecnologias de intervenção* (1ª Edição). Amadora: Edições Orion.

Arriaga, F., Peraza, F., Esteban, M., Bobadilla, I., & Garcia, F. (2002). *Intervencion en estructuras de madera*. Asociación de investigación técnica de las industrias de la madera (AITIM). Madrid.

Baião, M., e Appleton, J. (1994). Pavimentos de madeira de edifícios antigos. *Constituição, patologia e reabilitação, Comunicação ao 2º encare*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Baião, M., Pinho, F., Lúcio, V., e Coelho, A. (2012). Aspetos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria* (CIREA). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Binda, L., Valluzzi, M., Cardani, G., e Modena, C. (2004). Seismic vulnerability methods for masonry buildings in historical centres: validation and application for prediction analyses and intervention proposals. *The 13th World Conference on Earthquake Engineering* (WCEE). Canada, Vancouver.

Branco, M., e Guerreiro, L. (2011). Seismic rehabilitation of historical masonry buildings. *Engineering Structures*, 33, 1626-1634.

Brignola, A., Podestà, S., e Pampanin, S. (2008). In-plane stiffness of wooden floor. *Engineering an earthquake resilient New Zealand, New Zealand society for earthquake engineering* (NZSEE) Conference. New Zealand.

Carta de Veneza – Carta internacional sobre a conservação e o restauro de monumentos e sítios. (1964). *II Congresso Internacional de arquitetos e técnicos de monumentos históricos*. Itália, Veneza.

CEN. (2004). “EC6: Design of masonry structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures.” Office for Official Publications of the European Communities. Brussels, Belgium.

Cóias, V. (2007). *Reabilitação estrutural de edifícios antigos – Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas* (2ª Edição). Lisboa: Argumentum e GECORPA.

Comité euro-international du béton (CEB-FIP) – Model Code 1990 (1993). London: Thomas Telford.

Correia, J. (2011). *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Costa, F. (1971). *Tetos diversos, enciclopédia prática da construção civil* (3ª Edição). Portugal: Editora.

Coutinho, A. (2006). *Fabrico e Propriedades do Betão* (Vol. I, 4ª edição). Lisboa: LNEC.

Dias, T. (2008). *Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Doglioni, F. (2000). *Handbook (guidelines) for the design of adjustment interventions, seismic strengthening and renewal of architectural treasures damaged during the Umbria-Marche earthquake in 1997*. Official Bulletin of Marche Region, Italy, Ancona.

Feio, A., Lourenço, P., e Branco, J. (2004). Cobertura da sala do relicário do mosteiro de Santa Cruz – da inspeção e diagnóstico ao projeto. *I Congresso Ibérico (CIMAD): a madeira na construção* (839-852). Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Ferreira, N. (2009). *Técnicas de ligação pavimentos/paredes em reabilitação de edifícios antigos*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Fonseca, M. (2010). *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Freire, P. (2011). *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal anelas por fitas metálicas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Gattesco, N., Macorini, L., e Benussi, F. (2007). Retrofit of wooden floors for the seismic adjustment of historical buildings with high reversible techniques. *Seismic Engineering in Italy; Proc. of the XII National Conference*. Italy, Pisa.

Ilharco, T., Guedes, J., Costa, A., Paupério, E., e Arêde, A. (2008). Análise de pavimentos de madeira através de ensaios *in situ*. O caso dos edifícios antigos do Porto. *4º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas (CINPAR)*. Portugal, Aveiro.

Leitão, L. (1896). *Arma de engenharia – Curso elementar de construções*. Lisboa: Imprensa Nacional.

Lin, T., e LaFave, J. (2012). Experimental structural behavior of Wall-diaphragm connections for older masonry buildings. *Construction and Buildings Materials*, 26, 180-189.

Lourenço, P., Ramos, L., Oliveira, D., Moreira, S., Fernandes, R., e Guerreiro, J. (2012). Experimental study on the seismic behavior of masonry wall-to-floor connections. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Portugal, Lisboa.

Mascarenhas, J. (2003). *Sistemas de construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. III – Paredes e Materiais Básicos*. Lisboa: Livros Horizonte.

Morais, H. (2011). *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Penna, A., Magenes, G., Rota, M., Galasco, A., e Senaldi, I. (2012). Shaking table test of full scale stone masonry building with stiffened floor and roof diaphragms. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Portugal, Lisboa.

Piazza, M., Baldessari, C., e Tomasi, R. (2008). The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. China, Beijing.

Pinho, F. (2000). *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal* (2ª edição). Coleção Edifícios, Laboratório de Engenharia Civil (LNEC).

Pinho, F. (2007). *Paredes de alvenaria ordinária – estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Pinho, F., Baião, M., Lúcio, V., e Faria, P. (2008). *Experimental research on rubble stone masonry*. Universidade Nova de Lisboa - FCT/Laboratório de Engenharia Civil (LNEC), Portugal, Lisboa.

Rodrigues, P. (2011). *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Segurado, J. (1942). *Trabalhos de carpintaria civil. Biblioteca de instrução profissional*. Lisboa: Bertrand.

Sousa, H. (2006). *Referência às soluções tradicionais de construção de edifícios em Portugal*. Apontamentos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Varum, H., Costa, A., Pereira, H., Almeida, J., e Rodrigues, H. (2008). Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe. *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de tensões*, ISSN 1646-7078, 15, 33-32.

Outros

A2P Consult, Estudos e Projetos Lda. – Projeto de reabilitação do edifício estudo de caso.

ANEXO
PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM
TRABALHOS ANTERIORES

Na Tabela 8.1 apresentam-se as medições de profundidade de carbonatação realizadas em trabalho de referência realizado por Pinho (2007).

Tabela 8.1 – Profundidade de carbonatação em trabalho de referência (Pinho, 2007).

Muretes		Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação	
(Solução de reforço)	Designação		(mm)	(%)
--	M14, M20, M27, M37, M49, M50, M57, M60	30	3,2	1,6
		90	6,3	3,2
		180	15,4	7,7
		365	33,3	16,7
Muretes de referência	M20	593	60,0	30,0
	M43	618	55,0	27,5
	M21	626	50,0	25,0
	M32	638	60,0	30,0
	M5	654	60,0	30,0
	M12	662	55,0	27,5
Solução de reforço I	M41	925	59,0	29,5
	M44	927	60,0	30,0
	M28	931	60,0	30,0
	M10	952	54,0	27,0
	M13	974	56,0	28,0
	M17	992	55,0	27,5

Na Tabela 8.2 apresentam-se as medições de profundidade de carbonatação realizadas por Moraes (2011), Fonseca (2010), Correia (2011), Rodrigues (2011) e Freire (2011), todos estes trabalhos se desenvolveram no âmbito da tese de doutoramento de Pinho (2007).

Tabela 8.2 – Profundidade de carbonatação em trabalhos anteriores.

Outros autores	Muretes	Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação	
			(mm)	(%)
Moraes (2011)	M36	2870	110,0	55,0
Fonseca (2010)	M45	2876	105,0	52,5
Correia (2011)	M9	3087	109,0	54,5
Rodrigues (2011)	M8	3158	116,0	58,0
Freire (2011)	M40	3285	103,0	51,5