



Licinia Alves Simões

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

**Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos.
Ensaio e verificações de projeto.**

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

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Arguente: Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues
Vogal: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho 2015

Copyright 2015, Lúcia Alves Simões, FCT/UNL e UNL

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

Agradecimentos

Os meus sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram para a realização deste trabalho.

Um agradecimento especial ao meu orientador, Professor Fernando Pinho e ao meu coorientador, Professor Válder Lúcio, pela orientação, auxílio e disponibilidade cruciais para a realização desta dissertação.

Ao Engenheiro Hugo Fernandes, pela sua disponibilidade no auxílio à montagem dos ensaios e durante os próprios ensaios.

Ao Engenheiro Victor Silva, que, com o seu conhecimento e prática com matérias, muito contribuiu para a realização do presente trabalho.

À Engenheira Sílvia Martins, pela ajuda que tem dado na realização desta dissertação.

Ao Dr. Jorge Silvério e Sr. José Gaspar, técnicos do laboratório da DEC, pela grande disponibilidade para ajudar na preparação do ensaio, nomeadamente no manuseamento dos equipamentos.

À empresa Sobrisul, pelo fornecimento de brita fina.

À minha colega Ana Mafalda Romão, pela companhia, amizade e apoio durante o mestrado e, especialmente, nesta última fase.

Ao Luís, pela sua grande amizade com a qual posso sempre contar.

Aos meus pais, pelo carinho, apoio moral e sacrifícios que têm feito por mim ao longo destes anos.

Resumo

Esta dissertação foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (UNL). Tem como objetivo estudar o comportamento da ligação pavimento/parede de edifícios antigos.

Primeiramente, foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre alvenaria de pedra, pavimentos de madeira e ligações pavimento/parede em alvenarias antigas. De seguida, foram analisados alguns trabalhos de investigação relacionados com o tema da presente dissertação, sobre alvenarias de pedra, pavimentos de madeira e respetivas ligações.

A parte experimental desta dissertação foi desenvolvida no laboratório de estruturas do DEC da FCT da UNL. Teve como objetivo estudar a simulação de duas ligações pavimento/parede: uma, entre um pavimento e o murete de alvenaria de pedra sem reforço; e, outra, entre um pavimento e um murete de alvenaria de pedra reforçado com uma camada de microbetão e rede metálica. Posteriormente aos ensaios de simulação da ligação, foram efetuados ensaios de compressão axial nos dois muretes. A seguir foi determinada a profundidade de carbonatação.

A partir dos resultados obtidos foi estudado o mecanismo de ferrolho para alvenaria de pedra e feita a verificação das tensões nos dois muretes.

Os resultados obtidos nesta dissertação foram comparados com os resultados de trabalhos anteriormente realizados por outros autores, em especial, com a dissertação anterior a esta (Martins, 2014), a qual deu origem à presente linha de investigação.

Uma das principais conclusões do estudo mostrou que, as ligações pavimento/parede realizadas no murete de alvenaria reforçado com lâmina de microbetão resistiu aproximadamente o dobro da resistência que as ligações realizadas no murete de alvenaria não reforçado.

Palavra-chave: Edifícios antigos, ligação pavimento/parede, compressão axial, carbonatação, mecanismo de ferrolho.

Abstract

This MSc thesis has been developed in the Civil Engineering Department (DEC) of the Science and Technology Faculty (FCT) of Lisbon's Nova University (UNL). Its main purpose is to study the behavior of floor/wall connection in ancient buildings.

Initially, a bibliographic research on stone masonry, wood flooring and floor/wall connections in ancient masonries was carried out. Then, an analysis on some research works relating to this paper's theme - stone masonry, wood floorings and their respective connections - was performed.

The experimental part of this paper was carried out inside the structures' laboratory of the DEC of the FCT/UNL. It aimed at studying the simulation of two floor/wall connections: one, between a pavement and an unreinforced stone masonry low wall; and, the other, between a pavement and a masonry low wall reinforced with a layer of micro concrete and wire mesh. Axial compression tests were performed on both low walls, following the connection's simulation tests. Afterwards, the carbonation depth was determined.

From the carbonation results, a study of the dowel action for stone masonry was carried out and the tensions on both low walls, verified.

Results obtained in this MSc thesis were compared against those of previous works carried out by other authors, in particular, against those of the thesis released prior to this one (Martins, 2014), and which initiated this line of research.

One of this study's main conclusions was that the floor/wall connections, performed on the stone masonry low wall reinforced with a layer of micro concrete, presented double the resistance than those performed on the unreinforced stone masonry low wall.

Keywords: Ancient buildings, floor/wall connection, axial compression, carbonation, bolt mechanism.

Capítulo 1 - Introdução

1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização da dissertação	2

Capítulo 2 - Pesquisa Bibliográfica

2.1	Considerações iniciais.....	5
2.2	Classificação das paredes de edifícios antigos	6
2.2.1	Paredes-mestras ou resistentes	7
2.2.2	Paredes de compartimentação ou divisórias	8
2.3	Pavimentos.....	9
2.4	Anomalias em pavimentos de madeira	10
2.5	Ligações pavimento/parede	13
2.6	Técnicas de reforço.....	15
2.6.1	Melhoria do desempenho face às ações verticais	16
2.6.2	Melhoria do desempenho face às ações sísmicas	23
2.7	Trabalhos de investigação no domínio da ligação pavimento/parede	25

Capítulo 3 - Trabalho experimental

3.1	Considerações iniciais.....	63
3.2	Descrição dos muretes.....	63
3.3	Preparação dos muretes	64
3.3.1	Lâmina de microbetão no murete M213	64
3.3.2	Colocação do lintel	66
3.3.3	Furação nos muretes	66
3.3.4	Posicionamento das vigas metálicas	68
3.3.5	Sistema de ensaio.....	69
3.4	Ensaio.....	72
3.4.1	Ensaio de ligação pavimento/parede	72
3.4.2	Ensaio de compressão axial	84
3.5	Carbonatação.....	88

3.6	Camada de regularização de argamassa de cimento	89
3.7	Camada de microbetão	90
Capítulo 4 - Análise e discussão de resultados		
4.1	Considerações iniciais.....	91
4.2	Análise dos resultados do ensaio de ligação pavimento/parede	91
4.3	Mecanismo de ferrolho (<i>dowel action</i>)	92
4.4	Verificação de tensões	95
4.4.1	Murete M209	95
4.4.2	Murete M213	97
4.5	Análise de resultados dos ensaios.....	101
4.5.1	Comparação dos ensaios de ligação pavimento/parede com trabalho de Martins.....	101
4.5.2	Comparação dos resultados dos ensaios de ligação pavimento/parede da presente dissertação	101
4.5.3	Comparação dos ensaios de compressão axial com os trabalhos de referência	103
4.5.4	Comparação dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação com trabalhos anteriormente realizados na FCT/UNL	106
Capítulo 5 - Conclusões e comentários finais. Desenvolvimentos futuros		
5.1	Considerações iniciais.....	109
5.2	Comentários finais.....	109
5.3	Desenvolvimentos futuros	110
Bibliografia		111
Anexo		115

Índice de figuras

Fig. 2.1 - Edifício de alvenaria de pedra (em Agroal, concelho de Vila Nova de Ourém).	5
Fig. 2.2 - Representação esquemática de alguns tipos de parede de alvenaria de pedra existentes.....	6
Fig. 2.3 - Exemplos de paredes resistentes.....	7
Fig. 2.4 - Exemplos de paredes divisórias (Tabique).....	8
Fig. 2.5 - Pavimentos de madeira	10
Fig. 2.6 - Apodrecimento e fragilização (infiltrações).....	11
Fig. 2.7 - Representação esquemática de alguns exemplos de derrubamento de paredes	11
Fig. 2.8 - Representação esquemática do diafragma flexível e rígido.....	12
Fig. 2.9 - Representação esquemática do movimento do pavimento para diferentes tipos de rigidez.....	12
Fig. 2.10 - Representação esquemática de duas ligações pavimento/parede.....	13
Fig. 2.11 - Exemplos de cachorro	14
Fig. 2.12 - Representação esquemática de dois tipos de ferrolhos.....	14
Fig. 2.13 - Representação esquemática de apoios com elementos de ferro	15
Fig. 2.14 - Representação esquemática da ligação pavimento/parede através de cantoneira..	15
Fig. 2.15 - Representação esquemática de soluções de reforço com novas vigas de madeira paralelas às existentes e chapas e perfis metálicos	17
Fig. 2.16 - Representação esquemática de soluções de reforço através de introdução de vigas transversais às vigas existentes.....	17
Fig. 2.17 - Representação esquemática de reforço com novas peças de madeira.....	18
Fig. 2.18 - Representação esquemática de soluções de reforço com introdução de novos elementos de madeira- samblagem com corte oblíquo.....	19
Fig. 2.19 - Representação esquemática de reconstrução de um troço degradado com resina epóxi.....	20
Fig. 2.20 - Representação esquemática de soluções com entalhe na face superior e lateral ...	20
Fig. 2.21 - Representação esquemática de uma solução de reforço com placas e resina epoxídica.....	21
Fig. 2.22 - Representação esquemática de samblagens coladas com caixa e espiga reta e com corte oblíquo	21
Fig. 2.23 - Representação esquemática de reforço por substituição de um troço degradado por um são	22
Fig. 2.24 - Representação esquemática da fixação de elementos metálicos à viga existente ..	22
Fig. 2.25 - Representação esquemática de Reforço de ligação da viga à parede com barra de aço	23
Fig. 2.26 - Representação esquemática do reforço de ligação entre o pavimento de madeira e as paredes transversais.....	23

Fig. 2.27 - Representação esquemática de piso de madeira tradicional e de três tipos de reforço para o pavimento de madeira.....	24
Fig. 2.28 - Representação esquemática de injeção na alvenaria	26
Fig. 2.29 - Representação esquemática das pregagens transversais	27
Fig. 2.30 - Representação esquemática de intervenções diferenciadas de desmonte e reconstrução em alvenarias de pedra ordinária, em função da sua qualidade construtiva.....	27
Fig. 2.31 - Reboco armado. Pormenores da fixação da malha de reforço	28
Fig. 2.32 - Representação esquemática do alçado e planta dos quatro edifícios em estudo	28
Fig. 2.33 - Fachadas dos quatro edifícios em estudo	29
Fig. 2.34 - Detalhes construtivos típicos de habitação antiga em Coimbra	29
Fig. 2.35 - Representação esquemática das soluções de reforço.....	30
Fig. 2.36 - Pontos onde foram estudados os deslocamentos.....	31
Fig. 2.37 - Eficiência do reforço versus custo do reforço.....	32
Fig. 2.38 - Fachadas principais de edifícios do Porto do séc. XIX.....	33
Fig. 2.39 - Vigamento e tarugos de um pavimento, Edifício São Domingos, séc. XIX (1856), Porto.....	33
Fig. 2.40- Deformações dos pavimentos de um edifício do largo de São Domingos devido à remoção de caixa de escadas, séc. XIX (1856), Porto	34
Fig. 2.41 - Representação esquemática do edifício de alvenaria, e a sua vista em planta, utilizado nos ensaios.....	35
Fig. 2.42 - Diagramas de deslocamento e de rotação de cada piso.....	36
Fig. 2.43 - Diferentes tipos de ligações aparafusadas.....	37
Fig. 2.44- Diversas soluções de pavimento	38
Fig. 2.45 - Resultados experimentais dos ensaios monotómico e cíclico.....	39
Fig. 2.46 - Os resultados experimentais para modelos de maior dimensão e menor dimensão em termos de um parâmetro k, rigidez	39
Fig. 2.47 - Representação esquemática da ligação pavimento/parede (Biblioteca Internacional de Tecnologia de 1923)	40
Fig. 2.48 - Testes de ligação pavimento/parede	41
Fig. 2.49 - Dispositivos de aperto, medidores de deslocamento, e células de carga.....	42
Fig. 2.50 - Diferentes tipos de falhas observados.....	43
Fig. 2.51 - Ligação pavimento/parede.....	44
Fig. 2.52 - Diagrama de força-deslocamento para ligação pavimento/parede	45
Fig. 2.53 - Fachadas do protótipo do edifício 2 com indicação de dimensões.	46
Fig. 2.54 - Ligação entre paredes através de perfis em forma de “L”	47
Fig. 2.55 - Placas de ancoragem ao canto e ao nível do pavimento	47
Fig. 2.56 - Representação esquemática das fendas, que ocorreu durante a fase de transporte de Edifício 2	48

Fig. 2.57 - Representação esquemática das fendas que ocorreram após o ensaio, com PGA nominal de 0,50 g	48
Fig. 2.58 - Representação esquemática das fendas após o ensaio, com PGA nominal de 0,60 g	49
Fig. 2.59 - Representação esquemática das fendas após o teste com PGA nominal de 0,70 g ..	49
Fig. 2.60 - Representação esquemática que mostra os instantes de abertura máxima das fissuras para PGA nominal de 0,70 g na fachada Este	50
Fig. 2.61 - Representação esquemática de um murete simples.....	51
Fig. 2.62 - Representação esquemática do murete reforçado numa das faces	52
Fig. 2.63 - Diagrama de conjuntos força-deslocamento e tensão-deformação relativos aos ensaios dos três muretes de referência.....	52
Fig. 2.64- Diagramas força-deslocamento dos muretes M53, M51, M42, M30 (rotura e pós rotura).....	53
Fig. 2.65 - Muretes usados neste trabalho experimental.....	53
Fig. 2.66 - Representação esquemática do murete com os furos	54
Fig. 2.67 - Representação esquemática da cantoneira e do seu posicionamento no murete....	55
Fig. 2.68 - Ensaio geral experimental.	56
Fig. 2.69 - Diagrama força-tempo do ensaio de ligação.	57
Fig. 2.70 - Diagrama força-deslocamento do ensaio de ligação.....	57
Fig. 2.71 - Diagrama Força -Tempo do ensaio de compressão axial do murete M215.....	58
Fig. 2.72 - Diagrama Força-tempo do ensaio de compressão axial do murete M211.....	59
Fig. 2.73 - Diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial dos muretes M215 e M211	59
Fig. 2.74 - Diagrama comparativo dos valores dos muretes M215 e M211 com os valores de referência de Pinho.....	60
Fig. 3.1 - Representação esquemática de um murete.....	63
Fig. 3.2 - Transporte do murete para o laboratório.	64
Fig. 3.3 - Camada de microbetão no murete M213.	65
Fig. 3.4 - Representação esquemática do sistema estrutural do murete M213.	65
Fig. 3.5 - Murete M209 com o lintel.....	66
Fig. 3.6 - Furação e colocação dos varões no murete M209.....	67
Fig. 3.7 - Representação esquemática do posicionamento dos varões nos muretes.	67
Fig. 3.8 - Posicionamento da cantoneira.....	68
Fig. 3.9 - Murete M209 com as vigas metálicas que simulam o pavimento.	69
Fig. 3.10 - Sistema de segurança que impede a queda da viga metálica e do lintel.....	69
Fig. 3.11 - Representação esquemática do sistema de ensaio.	70
Fig. 3.12 - Representação esquemática da disposição dos instrumentos do ensaio experimental.....	71
Fig. 3.13 - Representação esquemática da disposição dos defletómetros no murete M213.....	72

Fig. 3.14 - Posicionamento dos instrumentos de ensaio a meio vão e na extremidade da viga.....	73
Fig. 3.15 - Posicionamento dos defletómetros.....	73
Fig. 3.16 - Aspeto geral dos quatro ensaios.....	74
Fig. 3.17 - Computador, bomba hidráulica e bomba manual.....	75
Fig. 3.18 - Vista frontal da rotação da cantoneira após a primeira paragem da bomba manual	76
Fig. 3.19 - Comportamento da ligação após a primeira recarga.....	76
Fig. 3.20 - Comportamento da ligação após a segunda recarga.....	77
Fig. 3.21 - Diagrama de história de carga da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.....	78
Fig. 3.22 - Diagrama força-deslocamento da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.....	78
Fig. 3.23 - Diagrama força-rotação da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.....	78
Fig. 3.24 - Comportamento da ligação com camada de regularização com argamassa de cimento.....	79
Fig. 3.25 - Diagrama de história de carga da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	79
Fig. 3.26 - Diagrama força-deslocamento da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	80
Fig. 3.27 - Diagrama força-rotação da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	80
Fig. 3.28 - Comportamento da ligação superior no murete M213	81
Fig. 3.29 - Diagrama de história de carga da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	81
Fig. 3.30 - Diagrama força-deslocamento da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	82
Fig. 3.31 - Diagrama força-rotação da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	82
Fig. 3.32 - Comportamento da ligação inferior do murete M213	83
Fig. 3.33 - Diagrama de história de carga da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	83
Fig. 3.34 - Diagrama força-deslocamento da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	83
Fig. 3.35 - Diagrama força-rotação da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento.....	84
Fig. 3.36 - Ensaio de compressão axial do murete M209.....	85
Fig. 3.37 – Visualização da zona onde ocorreu o colapso e dos varões do ensaio de ligação superior	85
Fig. 3.38 - Diagrama histórico da carga do ensaio de compressão axial do murete M109.....	86

Fig. 3.39 - Diagrama da tensão-deformação do ensaio de compressão axial do murete M209.	86
Fig. 3.40 - Ensaio de compressão axial do murete M213.....	87
Fig. 3.41 - Diagrama histórico da carga do ensaio de compressão axial do murete M213.....	88
Fig. 3.42 - Medição da carbonatação do murete M209	89
Fig. 4.1 - Representação esquemática do cálculo da força de tração (F_{TR}).....	93
Fig. 4.2 - Representação esquemática do murete M209 e dos diagramas de esforço.	95
Fig. 4.3 - Diagramas de tensões para a ligação superior no murete M209	96
Fig. 4.4 - Diagramas de tensões para a ligação inferior no murete M209	97
Fig. 4.5 - Representação esquemática do murete M213 e dos dos diagramas de esforço.	97
Fig. 4.6 - Representação esquemática do murete M213 em planta	98
Fig. 4.7 - Representação esquemática para calcular a inércia do murete M213	98
Fig. 4.8 – Diagramas de tensões para a ligação superior no murete M213	100
Fig. 4.9 – Diagramas de tensões para a ligação inferior no murete M213	101
Fig. 4.10 - Diagrama força-deslocamento δ_{14} dos quatro ensaios de ligação.....	102
Fig. 4.11 - Diagrama força-rotação Θ_{14} dos quatro ensaios de ligação	102
Fig. 4.12 - Diagrama força-deslocamento δ_{23} dos quatro ensaios de ligação.....	103
Fig. 4.13 - Diagrama força-rotação Θ_{23} dos quatro ensaios de ligação	103
Fig. 4.14- Diagrama comparativo de tensões (médias) do murete M209 com os muretes de Pinho (2007) e de Martins (2014).	104
Fig. 4.15 - Diagrama comparativo de tensões (médias) dos muretes de Pinho (2007) com o murete M213.....	105
Fig. 4.16 - Diagrama comparativo de tensões (médias) dos muretes com solução de reforço, com os muretes sem solução de reforço	105
Fig. 4.17 - Diagrama da profundidade de carbonatação-tempo	106

Índice de Quadros

Quadro 2.1 - Trabalhos de investigação	25
Quadro 2.2 - Custo da solução de reforço em relação ao valor original do edifício	31
Quadro 2.3 - Resultados experimentais das amostras	42
Quadro 2.4 - Resultados da experiência da ligação pavimento/parede	45
Quadro 2.5 - Resumo dos resultados dos ensaios de compressão axial.....	60
Quadro 2.6 - Medições da profundidade de carbonatação dos muretes M215, M216 e M211 .	60
Quadro 2.7 - Apresentação da profundidade média e a área de carbonatação.....	61
Quadro 3.1 - Composição do microbetão aplicado no murete M213	64
Quadro 3.2 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – Carregamento (Ligação superior no murete M209)	75
Quadro 3.3 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 - 1ª Recarga (Ligação superior no murete M209).....	76
Quadro 3.4 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 - 2ª Recarga (Ligação superior no murete M209).....	77
Quadro 3.5 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – Carregamento (Ligação inferior no murete M209).	79
Quadro 3.6 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – carregamento (Ligação superior no murete M213).	81
Quadro 3.7 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – carregamento (Ligação inferior no murete M213).	82
Quadro 3.8 - Medição da profundidade de carbonatação realizados à argamassa dos muretes	89
Quadro 3.9 - Resultados obtidos do estudo da profundidade de carbonatação	89
Quadro 3.10 - Valores da tensão de rotura à tração por flexão de primas 16 cm x 4 cm x 4cm.	90
Quadro 3.11 - Valores da tensão de rotura à tração por compressão de primas 16 cm x 4 cm x 4cm.....	90
Quadro 3.12 - Valores da tensão de compressão dos cubos 15 cm x 15 cm x 15 cm.....	90
Quadro 4.1 - Resultados obtidos dos ensaios de ligação.....	92
Quadro 4.2 - Força vertical de uma pregagem para o deslocamento na ordem do 10% do diâmetro do varão.	94
Quadro 4.3 - Valores das equações aplicadas pelo mecanismo de ferrolho.	94
Quadro 4.4 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação superior no murete M209	95
Quadro 4.5 - Valores das tensões calculadas para a ligação superior no murete M209	96
Quadro 4.6 - Verificação da compressão para a ligação superior no murete M209	96

Quadro 4.7 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação inferior no murete M209.....	96
Quadro 4.8 - Valores das tensões calculadas para a ligação inferior no murete M209	96
Quadro 4.9 - Verificação da compressão para a ligação inferior no murete M209	97
Quadro 4.10 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação superior no murete M213.....	99
Quadro 4.11 - Valores das tensões calculadas para a ligação superior no murete M213	99
Quadro 4.12 - Verificação da compressão para a ligação superior no murete M213	99
Quadro 4.13 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação inferior no murete M213.....	100
Quadro 4.14 - Valores das tensões calculadas para a ligação inferior no murete M213	100
Quadro 4.15 - Verificação da compressão para a ligação inferior no murete M213	100
Quadro 4.16 - Resultados do ensaio de ligação do trabalho de referência (Martins, 2014) e do murete M209 – ligação superior	101
Quadro 4.17 - Resultados dos ensaios de compressão axial dos muretes de referência (não reforçados) e desta dissertação	104
Quadro 4.18 - Resultados da força máxima e da tensão dos muretes reforçados com microbetão numa das faces.....	105
Quadro 4.19 - Medições de profundidade de carbonatação obtidas nesta dissertação.....	106
Quadro A.1 - Profundidade de carbonatação do trabalho de Pinho, (2007)	117
Quadro A.2 - Profundidade de carbonatação do trabalho de referência (Martins, 2014) e de trabalhos anteriores	117

Lista de abreviaturas e símbolos

Abreviaturas:

CC - célula de carga

CEN – Comité Europeu de Normalização

CFRP - *Carbon fiber reinforced polymer* (Polímero reforçado com fibra de carbono)

CPE - carga pré-existente

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EC2 - Eurocódigo 2

EUCENTRE - *European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering* (Centro Europeu de Formação e Investigação em Engenharia Sísmica)

FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia

FRP- *fibre reinforced polymer* (Polímero reforçados com fibras)

LVDT - *linear voltage displacement transducer* (transdutor de deslocação de voltagem linear)

NSEL - *Newmark Structural Engineering Laboratory* (Laboratório de Engenharia Estrutural de Newmark)

PGA - *peak ground acceleration* (aceleração do pico no terreno)

UNESCO - *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization* (Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura)

UNL - Universidade Nova de Lisboa

Símbolos:

A_s - área da secção transversal do ferrolho

$\epsilon^{0,75\sigma_{\max}}$ - deformação correspondente a 75 % σ^{\max} , após a rotura

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

e - excentricidade da carga aplicada

E_{xeq} , E_{yeq} , G_{eq} - elementos elásticos com uma rigidez definida no plano

f_{cd} e f_{yd} - valores de cálculo de resistência à compressão do betão e da tensão de cedência do aço de ferrolho

F_{TR} - força de tração no ferrolho

F_{ud} - valor da resistência ao corte de uma pregagem

F_v - valor da força aplicada no apoio da cantoneira para o deslocamento da ordem de 10% do diâmetro do varão

k – rigidez do pavimento

γ_{rd} - coeficiente de segurança

\varnothing_b - diâmetro do ferrolho

ξ - razão entre a tensão de tração no ferrolho (σ) e o valor de cálculo da tensão de cedência

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

A reabilitação dos edifícios tem tido uma crescente importância devido ao elevado número de edifícios antigos existentes em Portugal e à importância que se tem vindo a dar à conservação do património construído. Este património engloba não só edifícios monumentais, como também edifícios habitacionais, industriais e comerciais (Appleton, 2011). Segundo os censos 2001 (INE, 2001), existiam em Portugal 598 816 edifícios construídos, no período anterior a 1945 utilizando, sobretudo, a alvenaria de pedra e a madeira.

Segundo Appleton (2011), “Edifício antigo é aquele que foi construído antes do advento do betão armado como material estrutural dominante, ou seja, antes do aparecimento do cimento Portland, recorrendo portanto a materiais e tecnologias tradicionais para a construção dos diferentes elementos construtivos, materiais e técnicas que tem origem quase perdida no tempo, mas que foi herdada, e nem sempre bem compreendida e aplicada, da tradição romana de construir.”

A madeira, a pedra, a areia, o barro e a cal foram os materiais mais utilizados ao longo do tempo. Os edifícios com, no mínimo, 70 anos e que só tiveram alterações pouco significativas, têm as mesmas características genéricas que os edifícios construídos até, nomeadamente, ao século XVI (Appleton, 2011).

A maioria dos edifícios apresenta uma insuficiência estrutural devido aos critérios instituídos hoje em dia quanto à verificação da segurança, principalmente nas várias zonas sísmicas do País, como por exemplo, em Lisboa (Cóias, 2007)

De acordo com Appleton (2011), para realizar intervenções em edifícios antigos deve-se centrar a ação em três vertentes:

- Conhecimento das características dos edifícios e dos seus materiais e elementos constituintes;
- Conhecimento de materiais e tecnologias de intervenção em edifícios, quer ao nível das técnicas tradicionais como das inovadoras;
- Conhecimento das características dos edifícios, após a concretização de ações de intervenção, incluindo programas de observação do seu comportamento ao longo do tempo.

A maioria dos edifícios antigos é constituída por paredes resistentes de alvenaria de pedra, com argamassa de cal aérea e areia e pavimentos elevados de madeira. Um dos maiores problemas estruturais associados ao comportamento mecânico diz respeito às forças horizontais (sismos), já que as paredes resistentes podem colapsar se houver uma má ligação pavimento/parede. Estas ligações devem, sempre que possível, ser reforçadas através de técnicas pouco intrusivas, de modo a não comprometer a autenticidade histórica do edifício.

1.2 Objetivos

As ligações pavimentos/paredes em edifícios antigos constituídas por pavimento de madeira e alvenaria de pedra tradicional são de extrema importância, uma vez que, se forem mal executadas, podem pôr em causa as condições de segurança dos pavimentos e da estrutura global.

Desta forma, a presente dissertação tem como objetivo estudar soluções de reforço para a ligação pavimento/parede, tendo em conta as ações horizontais associadas à ação sísmica e as ações verticais decorrentes da função atual do edifício.

Em primeiro lugar, foi realizada a pesquisa bibliográfica sobre alvenarias de pedra, pavimentos de madeira e ligação entre estes.

Em segundo lugar, na parte experimental foram realizados, nos dois muretes a ensaiar, três tipos de ensaios: a) um ensaio de ligação para estudar o comportamento da ligação entre o murete de alvenaria tradicional de pedra e uma cantoneira metálica; b) um ensaio de compressão axial, para estudar a resistência do murete; e c) um ensaio de carbonatação para determinar a profundidade de carbonatação e da respetiva área carbonatada do murete.

Em terceiro lugar, com os resultados obtidos na parte experimental, pretende-se estudar o mecanismo de ferrolho, adaptando a expressão (4.3) utilizada em betão armado para alvenaria de pedra.

Em quarto lugar, tenciona-se estudar as tensões, para verificar se estas excediam as tensões resistentes dos materiais alvenaria e microbetão

Por último, comparar-se-ão os resultados obtidos no ensaio de ligação, e o mecanismo de ferrolho, com o trabalho de Martins; os resultados obtidos no ensaio de compressão com o trabalho de Pinho (2007) e Martins (2014); e o ensaio de carbonatação com o trabalho de Pinho (2007), Martins (2014) e com outros trabalhos realizados na FCT-UNL, para daí retirar algumas ilações em relação ao objetivo principal.

1.3 Organização da dissertação

Para a realização da presente investigação o trabalho foi dividido em diferentes fases.

O **Capítulo 1** inclui as considerações iniciais, os objetivos e a organização da dissertação.

No **Capítulo 2** é feita uma abordagem geral às paredes de alvenaria de pedra e pavimentos de madeira em edifícios antigos. Nele são descritas as possíveis anomalias dos pavimentos (plano horizontal) e das paredes de alvenaria de pedra. Posteriormente, são descritas técnicas de reforço de pavimentos de madeira e melhoria no desempenho face às ações verticais e ações horizontais. Neste mesmo capítulo, são referidos alguns ensaios experimentais realizados noutras unidades de investigação nacionais e internacionais, sobre o comportamento de ligações pavimento/parede. No fim do Capítulo, encontra-se uma breve descrição do trabalho experimental de Pinho, 2007 que serviu de base aos modelos experimentais utilizados na presente dissertação e um resumo com os resultados registados no trabalho de referência desta dissertação (Martins, 2014).

No **Capítulo 3** são descritos os trabalhos preparatórios precedentes aos ensaios experimentais. Descrevem-se ainda os ensaios realizados e apresentam-se os resultados obtidos.

No **Capítulo 4** são analisados e discutidos os resultados da presente dissertação e comparados com os obtidos nos trabalhos de referência (Pinho, 2007; Martins, 2014) e noutros anteriormente realizados na FCT/UNL.

No **Capítulo 5** apresentam-se conclusões retiradas do capítulo 4, os comentários finais desta dissertação e sugestões para trabalhos futuros.

Em **Anexo**, são apresentados valores de referência da profundidade de carbonatação.

As figuras e quadros apresentados sem referências bibliográficas foram produzidos/obtidos pela autora.

Capítulo 2

Análise Bibliográfica

2.1 Considerações iniciais

Os edifícios antigos encontram-se por toda a Europa, nomeadamente em centros históricos e urbanos. O valor patrimonial, cultural e arquitetónico que representam faz com que a sua conservação e manutenção sejam importantes (Roque J, 2002), fig. 2.1.



Fig. 2.1 - Edifício de alvenaria de pedra (em Agroal, concelho de Vila Nova de Ourém).

É importante conhecer quer os materiais utilizados quer as técnicas construtivas para que possa haver uma boa intervenção. A maioria dos edifícios antigos tem paredes-mestras, ou resistentes, de pedra (geralmente, da região) e paredes de compartimentação, ou divisórias, em tabique. Os pavimentos, normalmente de madeira, contribuem para o travamento do edifício e, também, ao nível do conforto e da compartimentação, já que têm a capacidade de criar uma barreira física entre diferentes pisos, garantindo assim a estanquidade e o isolamento sonoro (Ferreira, 2009). Uma das maiores dificuldades na reabilitação dos pavimentos de edifícios antigos prende-se com a escolha da solução a adotar, devido à capacidade que tem de satisfazer as exigências ao nível da segurança.

Em geral, a intervenção nos pavimentos cinge-se a duas soluções:

- demolição total e substituição por outra solução;
- manutenção integral da estrutura dos pavimentos com recurso a técnicas de reforço.

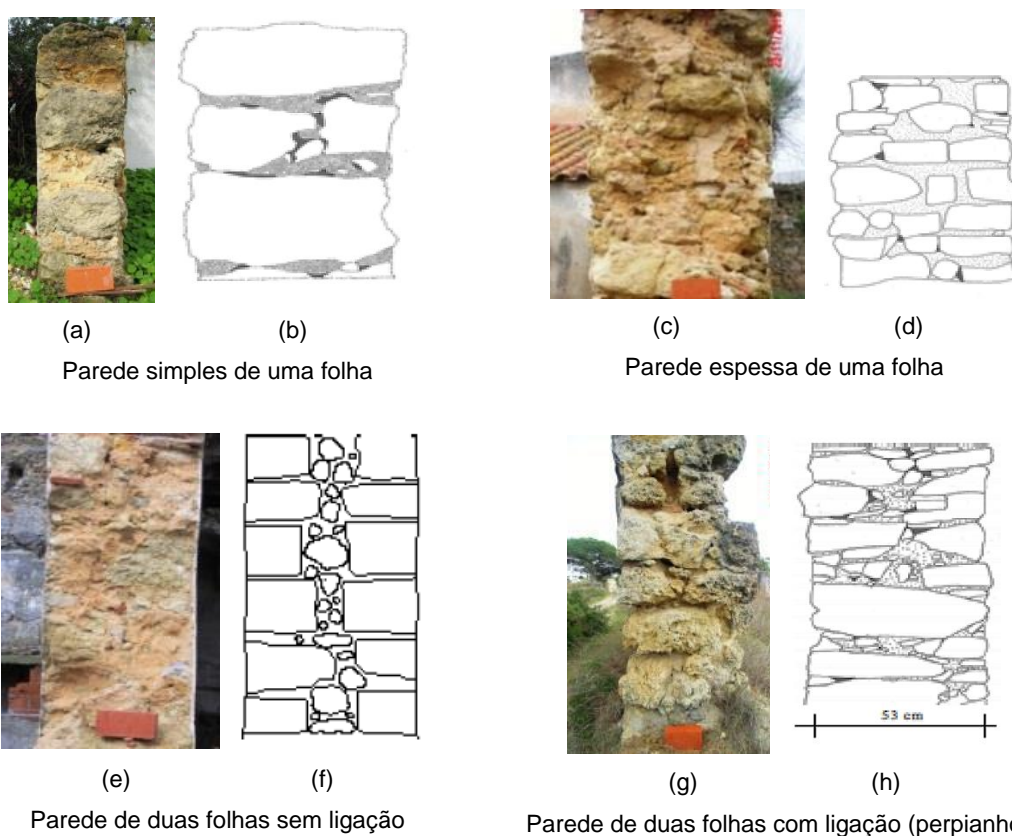
Para além da escolha da solução da reabilitação do pavimento, acresce a dificuldade existente na reabilitação da ligação do pavimento à parede resistente. Esta deve ser bem dimensionada e bem executada para que haja uma correta transmissão de esforços, evitando-se assim o aparecimento de anomalias.

2.2 Classificação das paredes de edifícios antigos

As paredes dos edifícios antigos são maciços ou elementos construtivos de alvenaria ou cantaria, nos quais a altura e o comprimento excedem a espessura da parede. As que desempenham funções resistentes podem ser exteriores (fachada – frente e tardo, laterais - empenas) e interiores (frontais) (Pinho, 2008).

As paredes interiores não resistentes são designadas por paredes de compartimentação ou divisórias. As alvenarias podem ser de pedra natural, com forma irregular ou regular, de taipa ou adobe, ou de tijolos, com ou sem furação. Também podem ser, simplesmente, pedras unidas entre si – alvenaria de pedra seca. As juntas podem ser preenchidas com argamassas à base de cal ou cimento, barro, gesso, betume, entre outros materiais (Lourenço, et al., 2010).

As alvenarias de pedra irregulares são maioritariamente heterogêneas na sua espessura e podem ser constituídas por uma só folha, ou por duas folhas e uma camada de enchimento. Esta camada de enchimento pode ter muito ou pouco agregado e a sua espessura também varia consoante a situação, (Baião, et al., 2012). Na fig. 2.2 exemplificam-se algumas seções transversais de parede de alvenaria de pedra. O tijolo cerâmico que aparece nas fotos é usado para dar uma perspectiva de escala.



(a), (c), (e) e (f) - Fotos de paredes de alvenaria de pedra (extraídas de Rosa, 2013); (b), (d), (h) - Representação esquemática de vários tipos de alvenarias (extraídas de Binda, 2009); (f) – extraído de Roque, 2002).

Fig. 2.2 - Representação esquemática de alguns tipos de parede de alvenaria de pedra existentes.

Os materiais utilizados na composição das alvenarias e as técnicas para a sua aplicação variam consoante a região geográfica. Por exemplo, em Trás-os-Montes, Beirais, Douro Litoral usava-se muito o granito; no Douro, o xisto; em Lisboa, e em certas zonas do Alentejo e da Beira litoral, os calcários, (Appleton, 2011).

2.2.1 Paredes-mestras ou resistentes

Paredes-mestras ou resistentes são aquelas que desempenham um papel fundamental na segurança estrutural, especialmente no que se refere à resistência às cargas verticais (forças gravíticas) e às forças horizontais (ventos e sismos) (Appleton, 2011).

Qualquer que seja a sua constituição, todas as alvenarias apresentam: baixa resistência à tração, baixa a moderada resistência ao corte e elevada resistência à compressão (Lourenço, et al., 2010).

As paredes de alvenaria de pedra irregular têm uma espessura que pode atingir 1,00 a 1,50 m e são constituídas por materiais heterogéneos (Pinho, 2008). As argamassas de assentamento utilizadas são à base de cal aérea e areia (ou saibro) aos traços volumétricos 1:2 a 1:3 (Appleton, 2011). A elevada espessura das paredes de alvenaria tem várias razões de ser. Quanto mais larga a espessura, mais pesada é a parede, logo, a compressão que daí resulta funciona como uma força estabilizadora que equilibra as forças horizontais deslizantes e derrubantes (por exemplo: sismo). Por outro lado, quanto maior a espessura, menor é o risco de instabilidade por encurvadura. Relacionando as duas questões anteriores, o aumento do peso dá-se em simultâneo com o aumento da espessura que corresponde ao alargamento do núcleo central, aumentando assim a capacidade de resistência às forças de derrubamento sem que ocorra a tensão de tração, o que levaria à fendilhação do material (Appleton, 2011).

Para além destas razões, existem outros motivos para a espessura “excessiva” das paredes, entre os quais, a proteção contra os agentes atmosféricos (ação do vento e da água da chuva). A grande espessura significa um grande percurso que a água terá de percorrer até ao interior da habitação. Assim, na época de chuvas, o tempo que a água leva a percorrer a espessura da parede é suficientemente grande para o proteger até à época do tempo seco. Nesta altura, a água infiltrada passa a fazer o percurso inverso, dando-se assim a secagem da parede, até à época húmida (Appleton, 2011).



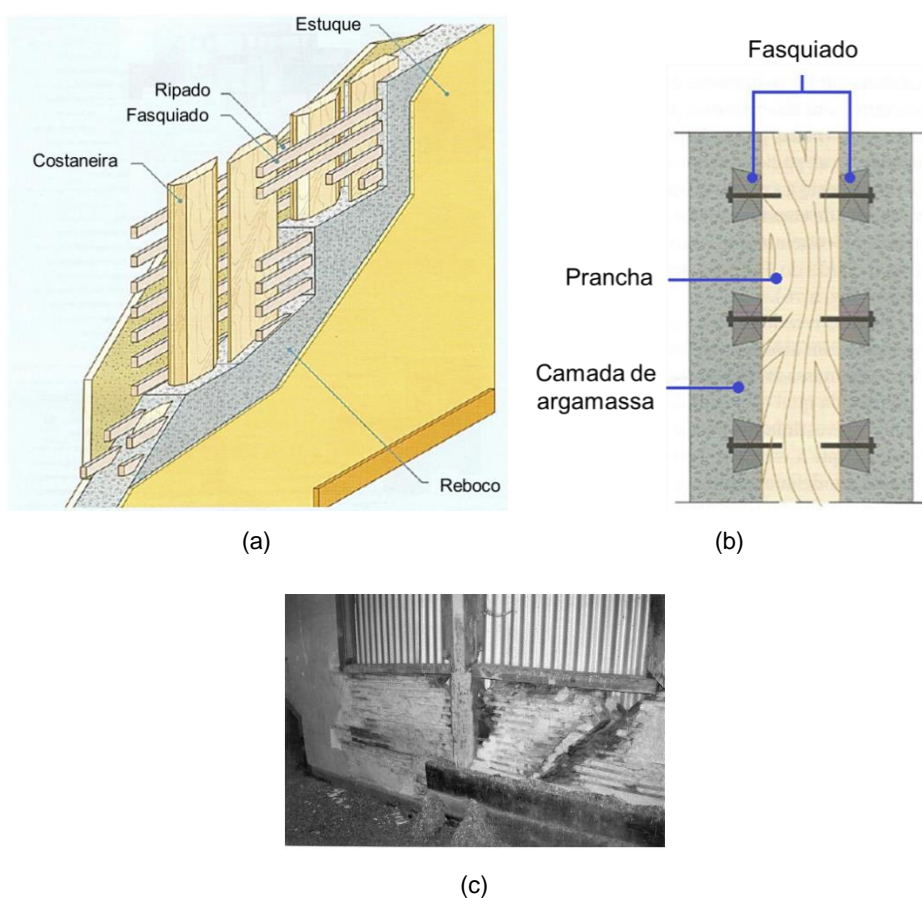
(a) – Edifício em São João de Brito; (b) – Extraído de Pinho (2008).

Fig. 2.3 - Exemplos de paredes resistentes

2.2.2 Paredes de compartimentação ou divisórias

Paredes de compartimentação, ou divisórias, são paredes interiores que fazem a divisão entre espaços. Em edifícios antigos, estas paredes podem ser de pedra ou de tabique. De forma simplificada, o tabique é um elemento construtivo constituído por uma estrutura de madeira (tábuas verticais ligadas entre si por ripas de madeira horizontais, designadas por fasquio, e pregadas com pregos de aço) que, por sua vez, é preenchida e revestida em ambas as faces com material terroso (terra simples ou argamassa bastarda de terra e cal) (Pinto, et al., 2011) e tem uma espessura de aproximadamente 0,10 m (fig. 2.4). Também existem, em alguns edifícios de melhor qualidade, tabiques construídos com alvenaria, mas que, devido à reduzida espessura, têm uma capacidade de carga mais limitada (Pinho, 2008).

O tabique, apesar de não ser uma parede resistente, é do ponto de vista estrutural importante pois tem um papel de travamento estrutural, especialmente em caso de sismo, resultante da ligação que faz com os pavimentos e as paredes-mestras. E, uma vez que apresentam um comportamento elástico, os tabiques apresentam resistência em casos de degradação profunda do edifício (Appleton, 2011).



(a) - Representação esquemática do sistema estrutural de madeira de uma parede divisória de tabique (adaptado de Zacarias, 2012); (b) - Representação esquemática do corte do tabique de madeira (extraído de Appleton, 2011); (c) - parede de tabique (extraído de Sousa, 2010)

Fig. 2.4 - Exemplos de paredes divisórias (Tabique)

2.3 Pavimentos

Os pavimentos dos edifícios antigos, geralmente, são estruturas de madeira, cuja escolha era feita tendo em conta a função pretendida, o tipo de edifício em que era aplicada e, principalmente, as espécies de árvores que existiam na zona de construção (Appleton, 2011).

Os pavimentos térreos são constituídos por pedra aparelhada ou terra batida, em que a camada de revestimento e desgaste é de pedra, sobrados de madeira, ladrilhos ou tijoleira cerâmicas (Appleton, 2011; Baião, et al., 2012).

Os pavimentos elevados são predominantemente de madeira (Appleton, 2011; Baião, et al., 2012).

A estrutura do pavimento consiste num sistema de vigas colocadas paralelamente entre si a uma distância de 0,20 m a 0,40 m, e apoiadas nas paredes resistentes de alvenaria (Appleton, 2011). Nos edifícios de melhor qualidade, e também em edifícios pombalinos, as vigas têm cerca de 0,15 m de largura e a distância entre os eixos é de 0,30 m (Baião, et al., 2012).

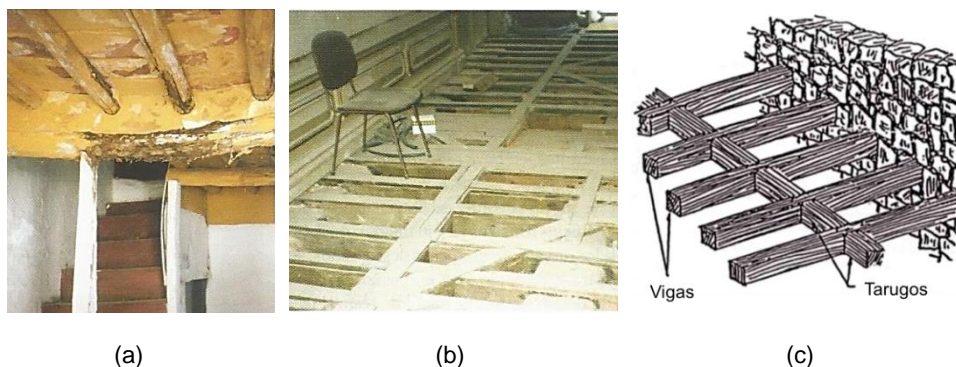
Nas construções rurais e urbanas de menor qualidade, encontram-se perfis redondos, isto é, peças apenas descascadas, sem qualquer tipo de corte, com exceção da zona de fixação de revestimentos de teto e pisos, ver fig. 2.5 (a) (Appleton, 2011).

A altura dos perfis dos vigamentos depende de vários fatores, nomeadamente: dos vãos a vencer, das distâncias entre vigas, da espécie de madeira e das cargas que vão suportar.

Até meados do séc. XX, as espécies de madeira mais utilizadas no vigamento eram: o castanheiro, carvalho, a casquinha e o pitespaine. Mais recentemente, passaram a ser utilizados o pinho e o eucalipto (Appleton, 2011).

Uma vez que as espécies florestais têm limitações, os perfis atingiam uma altura igual ou inferior a 0,20 m limitando, desta forma, o comprimento do vão a 4 m. Por esta razão, quando eram necessários vãos maiores, criavam-se vigas principais de maior secção (ou seja, um conjunto de perfis elementares) nas quais se apoiavam as vigas transversais (Appleton, 2011; Baião, et al., 2012).

Para minimizar o risco de empenamento do vigamento, fazia-se o tarugamento como se vê na fig. 2.5 (b). Resumidamente, o tarugo é uma pequena peça de madeira cujo comprimento é igual ao espaçamento entre as vigas, sendo que a sua secção deve ser igual à da viga, o qual é fixado a estas com pregos (Dias, 2008).



(a) - Pavimentos de madeiras com vigas de perfis arredondados (extraído de Appleton, 2011); (b) - Pavimento corrente de madeira, Tarugado (extraído de Appleton, 2011); (c) - Representação esquemática das vigas e dos tarugos (extraído de Guerreiro, 2010)

Fig. 2.5 - Pavimentos de madeira

2.4 Anomalias em pavimentos de madeira

As anomalias dos pavimentos podem ocorrer devido a vários fatores, sendo que as mais frequentes estão associadas à própria natureza dos materiais constituintes (Appleton, 2011).

O desempenho da estrutura pode ser deficiente devido à deformação excessiva, quer face às ações sísmicas horizontais no seu plano, quer às ações verticais para fora do plano (Baião, et al., 2012).

A deformação excessiva das vigas pode advir da técnica de execução, do excesso de cargas não previstas no edifício, do envelhecimento, de ataques de agentes xilófagos e da fluência do material que, mais tarde, pode ser agravada por fissuras, empenos e outras deteriorações (Baião, et al., 2012; Appleton, 2011).

As vibrações excessivas podem ser causadas pela insuficiência de tarugamento, pelo espaçamento excessivo entre as vigas ou pela existência de seções reduzidas (Dias, et al., 2008).

As deformações excessivas dos pavimentos associadas às ações verticais podem ter várias origens, nomeadamente (Baião, et al., 2012):

- fluência da madeira;
- secção da viga, que pode não ser suficiente por erro ou por falha na previsão de cargas;
- aumento das cargas em relação ao previsto para a utilização do edifício;
- devido à humidade, pode ocorrer a deterioração na ligação entre o pavimento e a parede resistente, em especial, na zona de apoios das vigas dos pavimentos.

Em relação a este último ponto, a presença de humidade num edifício pode ser devida à precipitação que se infiltra através da cobertura das paredes e caixilharia exterior – humidade

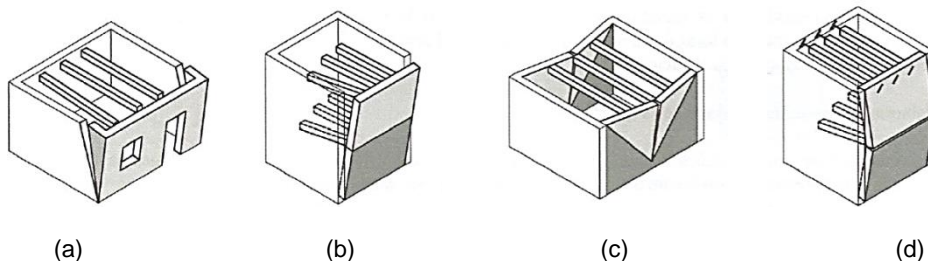
de precipitação – e, neste caso, a zona mais afetada do pavimento é a da entrega das vigas na parede resistente (fig. 2.6); ou derivar de trabalhos de construção (obras de manutenção, reparação ou alteração – humidade de construção. Com as condições propícias para a deterioração causada pela humidade, dá-se a redução da secção útil das peças até à destruição total dos apoios, ocorrendo rotações e deslocamentos verticais que seguem a redistribuição de esforços dos pavimentos (Appleton, 2011).



Fig. 2.6 - Apodrecimento e fragilização (infiltrações) (extraído de Vicent, et al., 2008)

O colapso total do pavimento raramente acontece, uma vez que o efeito estrutural alcançado pelo teto, pelo tarugamento e pelo solho pregado pode ser predominante para a mobilização do efeito de membrana e de um comportamento bidirecional (Appleton, 2011).

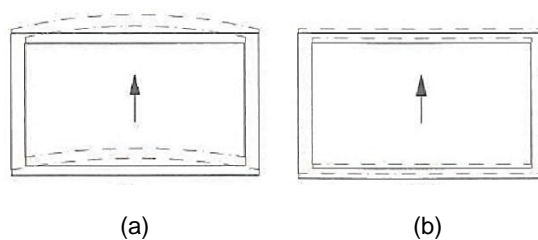
Quando o edifício é sujeito a ações sísmicas, a distribuição das forças de inércia horizontais dos pavimentos é feita pelos elementos verticais (isto é, as paredes, no caso de edifícios antigos). Essa capacidade de distribuição pode ser maior ou menor consoante a deformabilidade do pavimento e das ligações pavimento/parede, e dependendo desta deformação, o pavimento pode funcionar como diafragma ou membrana (Baião, et al., 2012). Como, na maioria dos casos, a ligação entre o pavimento e as paredes adjacentes não é satisfatória ou a rigidez no plano é inadequada, podem ocorrer diferentes modos de colapso que envolvem o derrubamento das paredes perpendiculares à direção do sismo, como esquematizado na fig. 2.7 (Piazza, et al., 2008).



(a) e (b) - Rotação da parede: falta de ligação do pavimento às paredes paralelas à ação sísmica; (c) - Rotura em flexão de parede: devido a impulso de pavimento demasiado flexível; (d) - Instabilidade de parede: devido a impulso do pavimento intermédio com falta de ligação às paredes laterais

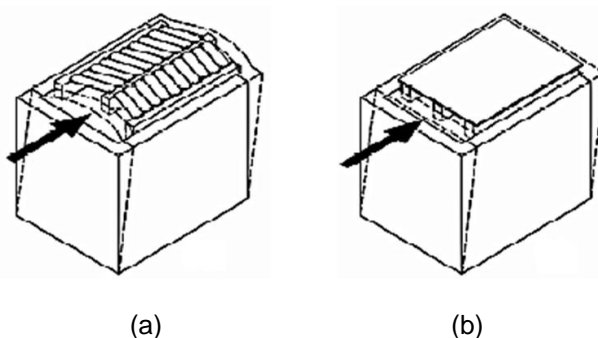
Fig. 2.7 - Representação esquemática de alguns exemplos de derrubamento de paredes (adaptado de Baião, et al., 2012).

Nos edifícios antigos, os pavimentos de madeira podem funcionar como diafragmas mais flexíveis ou mais rígidos (fig. 2.8). Considerando que o diafragma horizontal é perfeitamente rígido, e as ligações entre as paredes e diafragma estão corretamente asseguradas, a carga sísmica lateral pode ser totalmente transmitida às paredes paralelas à ação horizontal, permitindo à alvenaria uma resistência muito mais elevada (fig. 2.8 (b) e 2.9 (b)). Já os diafragmas mais flexíveis forçarão maiores deslocamentos nas paredes perpendiculares à direção dos sismos e maiores esforços para fora do plano (fig. 2.8 (a) e 2.9 (a)).



(a) – Diafragma flexível; (b) – Diafragma rígido

Fig. 2.8 - Representação esquemática do diafragma flexível e rígido (extraído de Baião, et al., 2012)



(a) - Rigidez insuficiente no plano do piso causa derrube das paredes perpendicular à ação sísmica; (b) - um diafragma rígido permite que as forças sejam transmitidas às paredes paralelas à ação sísmica

Fig. 2.9 - Representação esquemática do movimento do pavimento para diferentes tipos de rigidez (adaptado de Piazza, et al., 2008)

As características dos diafragmas flexíveis dependem de vários fatores, nomeadamente (Baião, et al., 2012):

- espécie da madeira;
- dimensão do pavimento em planta;
- tamanho da secção transversal dos vigamentos;
- distância entre vigas;
- existência ou não de tarugamento;
- tipo de ligação das tábuas do soalho, (com encaixe macho-fêmea ou por tábuas justapostas);

- estado de conservação da madeira do pavimento, em especial na zona de apoio, que é a zona com maior risco de degradação;
- ligação entre o pavimento e a parede, incluindo a entrega das vigas na parede ou a existência de dispositivos metálicos de contraventamento.

2.5 Ligações pavimento/parede

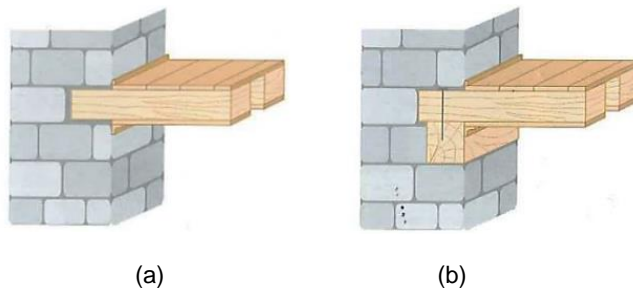
A ligação entre o pavimento e a parede é feita de forma bastante variável (pois cada ligação apresenta particularidades), o que gera diferentes problemas tanto a nível das soluções de reabilitação a ser adotadas, como a nível das anomalias (Ferreira, 2009).

A entrega das vigas pode ser efetuada de duas maneiras: encastrada na parede ou apoiada noutros elementos (frechais ou cachorros).

As extremidades das vigas devem apoiar pelo menos até 2/3 da espessura da parede.

É de salientar que a ligação mais simples é a que é realizada através do encastramento da viga diretamente na parede e consiste no encaixe da viga de madeira numa abertura existente nesta que esteja na posição pretendida e tenha dimensões convenientes (fig. 2.10 (a)). Na parede de alvenaria de pedra irregular, é usado um bloco de pedra com a face superior aparelhada e horizontal de modo a criar uma base de apoio para cada viga, evitando-se a concentração de tensões de compressão (Appleton, 2011).

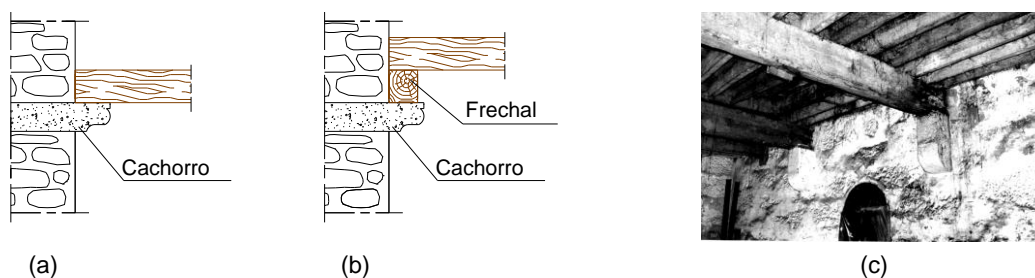
O frechal é uma peça de madeira embutida e corrida na parede que faz a ligação entre esta última e o pavimento (fig. 2.10 (b)). Esta peça permite uma melhor distribuição das cargas verticais e das cargas horizontais.



(a) - Ligação pavimento/parede através do encastramento das vigas directamente nas paredes; (b) - Ligação pavimento/parede através do frechal inserido na parede

Fig. 2.10 - Representação esquemática de duas ligações pavimento/parede (extraído de Appleton, 2011).

O cachorro é uma peça de pedra que se destaca da parede. Esta peça serve para apoiar a viga ou o frechal, que, por sua vez, apoia a viga, como mostra a fig. 2.11.



(a) e (b) – Representação esquemática do cachorro (adaptado de Segurado, 1942); (c) - Apoio de viga em cachorro de pedra (extraído de Sousa, 2010);

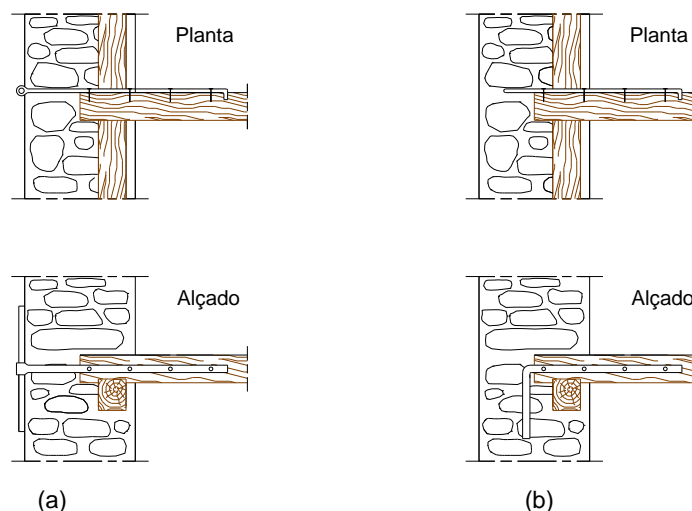
Fig. 2.11 - Exemplos de cachorro

Para reforçar a ligação entre o pavimento e a parede resistente em alvenaria de pedra, são usados, muitas vezes, ferrolhos - peças de ferro achatadas e com furos, para pregá-las ou aparafusá-las às vigas, e que são colocadas na mesma direção da viga.

Existem dois tipos de ferrolhos:

O primeiro tipo é aquele que penetra a parede até a face exterior, onde é travado com uma peça, denominada chaveta, que pode ser uma simples barra de ferro ou uma peça mais elaborada e ornamental (fig. 2.12 (a)). Este tem um papel importante na mobilização de possíveis forças de atrito e de compressão (Ferreira, 2009).

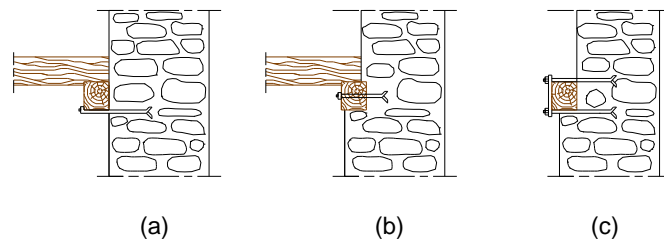
O segundo tipo de ferrolho é o ferrolho de esquadro. Este era usado quando não se queria ou não se podia usar a chaveta do ferrolho, como se pode ver na fig. 2.12 (b).



(a) - Ferrolho embutido na parede de alvenaria até ao exterior da parede de alvenaria; (b) - Ferrolho de esquadro embutido na parede

Fig. 2.12 - Representação esquemática de dois tipos de ferrolhos (adaptado de Segurado, 1942)

Para além dos tipos de ligações referidos anteriormente, existe um outro tipo de ligação, que se baseia num sistema de apoios com elementos de ferro, como mostram as fig. 2.13 (a), (b) e (c).



Apoio com elementos de ferro: (a) - Elementos metálicos em consola, (b) - Ferrolho chumbado à parede, (c) - Duas cavilhas e chapas de ferro

Fig. 2.13 - Representação esquemática de apoios com elementos de ferro (adaptado de segurado, 1942).

As técnicas de reforço na ligação pavimento/parede, referidas anteriormente, são técnicas bastante intrusivas. Existem, no entanto, outras técnicas, menos intrusivas e reversíveis, como por exemplo a utilização de cantoneiras, como se pode ver na fig. 2.14 (Brignola, et al., 2008).

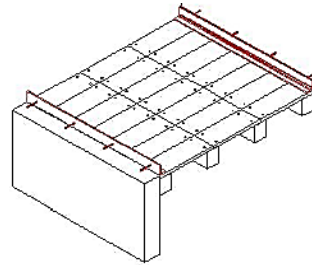


Fig. 2.14 - Representação esquemática da ligação pavimento/parede através de cantoneira (adaptado de Doglioni, 2000)

2.6 Técnicas de reforço

Para que qualquer estrutura consiga manter o estado de segurança ao longo do tempo, necessita de manutenção e reparações periódicas.

A escolha da solução a adotar para melhorar as condições estruturais deve ser analisada e escolhida de acordo com vários aspetos (Wheeler & Hutchinson, 1998), nomeadamente:

1. Zona de reparação na estrutura.
2. Reparação a ser feita no interior ou no exterior do edifício.
3. Requisitos estruturais da peça a ser reparada.
4. Exigências de resistência ao fogo na zona reparada.
5. Condições de acesso ao local da reparação.
6. Implicações das medidas de intervenção na alteração do traçado original.
7. Custo da intervenção.

As estruturas de madeira necessitam de maior vigilância que os outros materiais, uma vez que a madeira é um material natural que pode ser afetado pela deterioração biológica, levando assim a uma diminuição das suas propriedades mecânicas.

Através de observações feitas a sismos ocorridos recentemente, percebemos que, para que aja uma diminuição das deformações excessivas, os pavimentos devem ser dimensionados adequadamente e reforçados e endurecidos para mobilizar as paredes de alvenaria na absorção das ações sísmicas. Por sua vez, os movimentos sísmicos devem ser considerados nas duas direções principais (pois, como se sabe, o sismo não atua somente numa ou noutra direção principal) (Baião, et al., 2012).

As soluções de intervenção sobre os pavimentos devem satisfazer as condições de segurança estrutural e as condições de segurança global da estrutura do edifício. Elas devem, portanto, ter em conta os seguintes aspetos:

- melhorar o desempenho face às ações verticais ou melhorar o desempenho local dos pavimentos;
- melhorar o desempenho face às ações sísmicas ou melhorar o desempenho global dos edifícios (Baião, et al., 2012).

2.6.1 Melhoria do desempenho face às ações verticais

A deformação excessiva dos pavimentos face às ações verticais pode ser resultante do excesso de carga ou da deficiente execução do pavimento (Baião, et al., 2012).

Quando a deformação resulta do excesso de carga, deve-se proceder ao rearranjo das cargas, transferindo-as para outras zonas do edifício ou deslocando-as da zona de meio vão para a zona dos apoios (Appleton, 2011).

Se a deformabilidade resultar da execução deficiente, então deve-se reforçar o pavimento através de soluções como as apresentadas nos pontos seguintes:

- Colocação de novas vigas ou reforço das existentes.
- Introdução de novos elementos de madeira.
- Introdução de elementos metálicos.

Todas estas soluções têm como objetivos reduzir a deformabilidade, reforçar a sua capacidade resistente e aumentar a rigidez.

- **Colocação de novas vigas ou reforço das existentes**

Uma solução será a colocação de novas vigas de madeira, paralelas às existentes, ou a colocação de perfis ou chapas de aço nas vigas existentes (vigas mistas), como se pode ver na fig. 2.15.

Quando o reforço é feito através da aplicação de novas vigas, paralelas às existentes, o material e a geometria devem ser escolhidos de forma a obter o controlo pretendido da deformação do pavimento. Em geral, as novas vigas são de madeira e de altura igual à das existentes (fig. 2.15 (a)).

O reforço com perfis ou chapas metálicas nas vigas existentes é feito tendo em conta a relação entre o módulo da elasticidade do aço e da madeira, de forma a homogeneizar a secção composta pelos dois materiais e, em função disso, determinar a altura e a espessura dos perfis ou chapas, como se pode ver na fig. 2.15 (b) (Appleton, 2011).

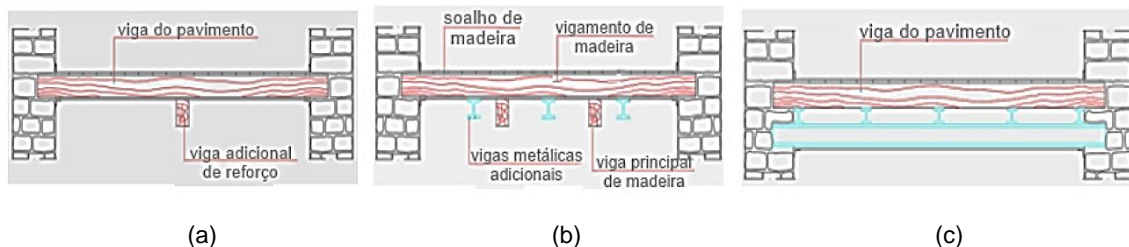
Para estas soluções, é necessário remover os tetos e/ou revestimentos de pisos; adaptar os tarugos (se estes existirem); e, executar aberturas nas paredes para apoiar as novas vigas.



(a) - Vigas adicionais de reforço paralelas às existentes; (b) - Vigas existentes com reforço de chapas metálicas.

Fig. 2.15 - Representação esquemática de soluções de reforço com novas vigas de madeira paralelas às existentes e chapas e perfis metálicos (adaptado de Appleton, 2011).

Outra solução é colocar elementos transversais de madeira e/ou metálicos sob o pavimento, que vão apoiar as paredes laterais (fig. 2.16 (a) e (b)). Se as paredes não puderem suportar o apoio das vigas transversais, então devem colocar-se vigas longitudinais para as apoiar (fig. 2.16 (c)). As desvantagens desta solução são o facto de o pé direito reduzir e o não poder ser aplicada em tetos falsos e em tetos com elementos decorativos (Baião, et al., 2012).



(a) Introdução de vigas transversais de madeira, a meio vão, sob o pavimento; (b) introdução de vigas metálicas intercaladas com as vigas de madeira existentes; (c) Introdução de vigas transversais e longitudinais sob o pavimento

Fig. 2.16 - Representação esquemática de soluções de reforço através de introdução de vigas transversais às vigas existentes (adaptado de Baião, et al., 2012).

- **Introdução de novos elementos de madeira**

O método de reforço com novos elementos de madeira é uma solução muito utilizada devido à variedade de técnicas que podem ser aplicadas e adaptadas a diferentes situações.

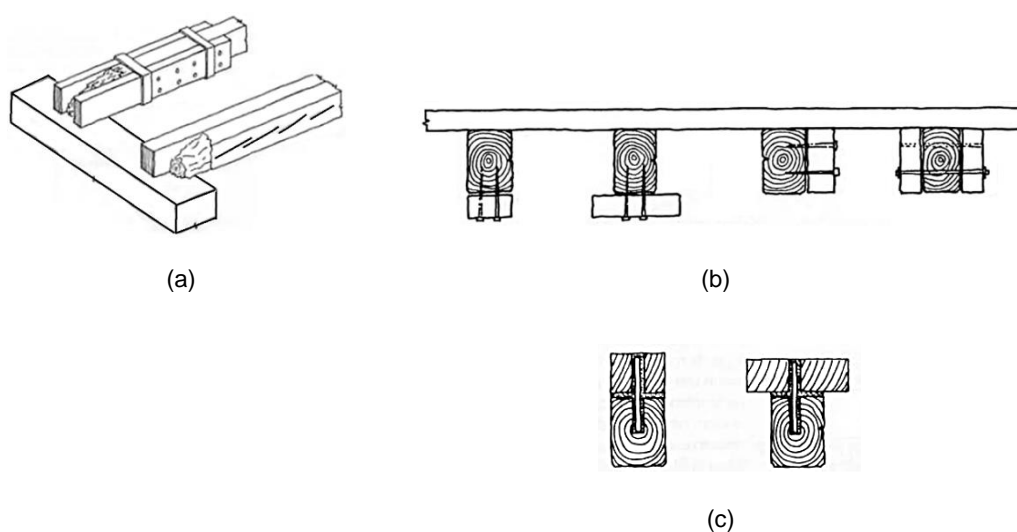
Estas técnicas são:

- A. Acoplamento de novas peças de madeira às antigas.
- B. Substituição de troços degradados de vigas:
 - 1. utilizando ligadores metálicos e de madeira;
 - 2. utilizando resina epoxídica e colas de união;
 - 3. por novas peças de madeira através de elementos metálicos.

A. Acoplamento de novas peças de madeira às antigas

A solução de acoplamento de novas peças de madeira de um ou de ambos os lados das peças antigas é uma solução simples de aplicar. A união é feita com a ajuda de pernos, pregos, parafusos de porca, chapas ou cintas metálicas (fig. 2.17) (Baião, et al., 2012).

Esta técnica permite recuperar a capacidade resistente das vigas que sofreram ataques de fungos, de podridão, fendilhação e/ou roturas localizadas. Pode ser usada também para aumentar a inércia. As vantagens desta solução são: a) poder ser utilizada nas zonas de apoio e ao longo do vão das vigas; e b) não envolver operações de remoção que podem ser demoradas e implicam o escoramento do pavimento (Baião, et al., 2012). As desvantagens são a difícil aplicação em vigas de secção não retangular e a estética é afetada (Ferreira, 2009).



(a) - Reforço com novas peças de madeira fixadas às degradadas; (b) e (c) - Reforço com novas peças de madeira fixadas às existentes.

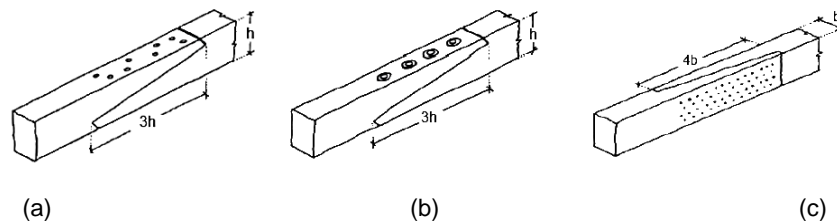
Fig. 2.17 - Representação esquemática de reforço com novas peças de madeira (adaptado de Arriaga, et al., 2002)

B.1. Substituição de troços degradados de vigas utilizando ligadores metálicos e madeira

A madeira a utilizar na substituição dos troços degradados deve ser da mesma espécie, compatível com o teor de água e, se possível, com a mesma coloração. A zona degradada deve ser removida até à parte sã da peça (Ferreira, 2009).

Para esta solução existem três tipos de ligações: empalme com corte oblíquo na face lateral e espigas de madeira (fig. 2.18 (a)); empalme com corte oblíquo na face lateral e parafusos metálicos (fig. 2.18 (b)); e, empalme com corte oblíquo na face superior e pregos metálicos (fig. 2.18 (c)).

Esta solução não pode ser usada a meio vão porque a flexão é bastante reduzida, sendo por isso indicada para utilizar nas zonas de apoio.



(a) - Empalme com corte oblíquo na face lateral e espigas de madeira; (b) - Empalme com corte oblíquo na face lateral e parafusos metálicos; (c) - Empalme com corte oblíquo na face superior e pregos metálicos.

Fig. 2.18 - Representação esquemática de soluções de reforço com introdução de novos elementos de madeira- samblagem com corte oblíquo (adaptado de Arriaga, et al., 2002)

Apesar destas soluções serem distintas, todas apresentam as mesmas vantagens e desvantagens: as vantagens são que o aspeto e a estética visual não se alteram; as desvantagens são a baixa eficiência à flexão e à rigidez, a necessidade de mão-de-obra especializada e a dificuldade de aplicá-las em vigas de secção não retangular (Ferreira, 2009).

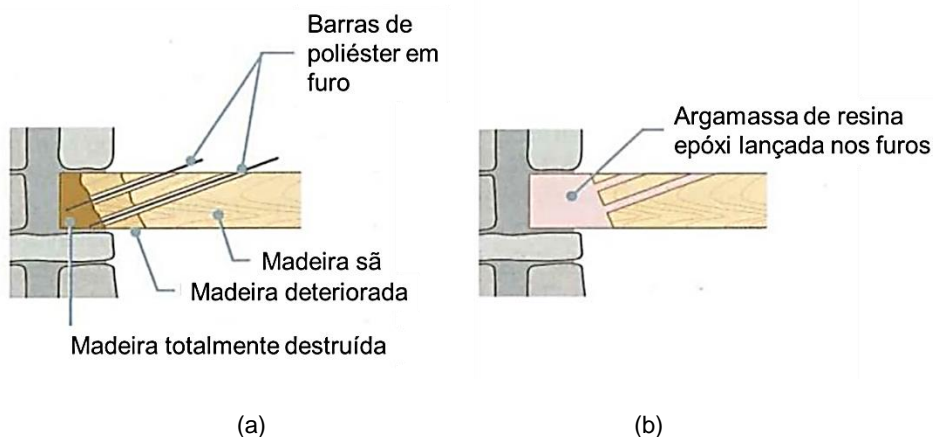
B.2. Substituição de troços degradados de vigas utilizando resina epoxídica e colas de união

Esta solução consiste na reconstrução de troços degradados pelos fungos de podridão ou pelos ataques de insetos. A resina epoxídica pode ser utilizada como uma argamassa, uma vez que ela sofre um processo de endurecimento térmico que a molda às formas pretendidas.

Quando é moldada no interior da peça de madeira, esta funciona como cofragem perdida e, simultaneamente, como proteção contra o fogo (fig. 2.19) (Baião, et al., 2012).

As vantagens desta técnica são grandes devido às propriedades intrínsecas das resinas, a sua facilidade em preencher cavidades, o facto de não retraírem após o endurecimento, a sua capacidade de aderir a quase todos os materiais, nomeadamente à madeira, aos metais e aos materiais compósitos, e ao aumento da capacidade de resistência da ligação (Ferreira, 2009).

As desvantagens são a necessidade de mão-de-obra especializada e a difícil aplicação nas vigas de secção não retangular.



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

Fig. 2.19 - Representação esquemática de reconstrução de um trecho degradado com resina epóxi. (adaptado de Appleton, 2011)

Ainda outra solução consiste na colocação de barras de reforço em entalhe superior e em entalhe na face lateral, sendo a ligação feita por resinas epoxídicas, como se pode ver na fig. 2.21 (Cóias, 2007).

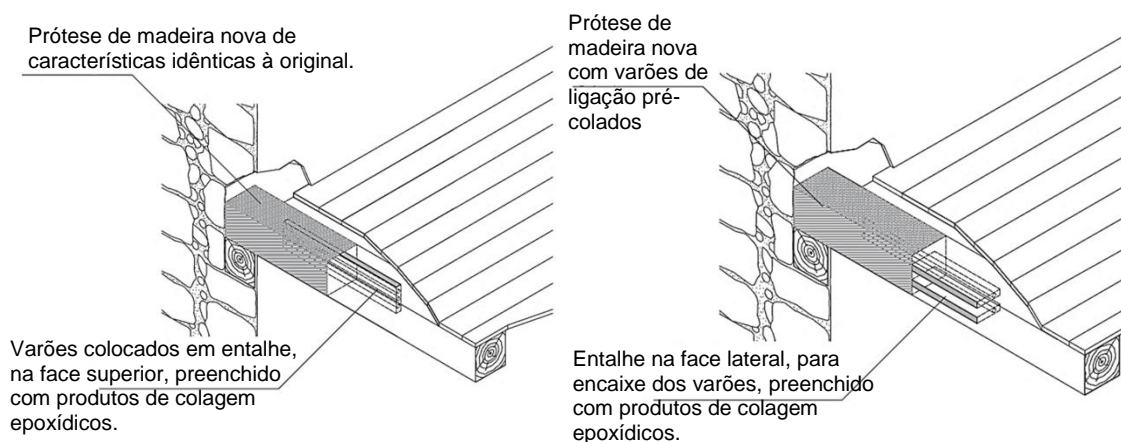


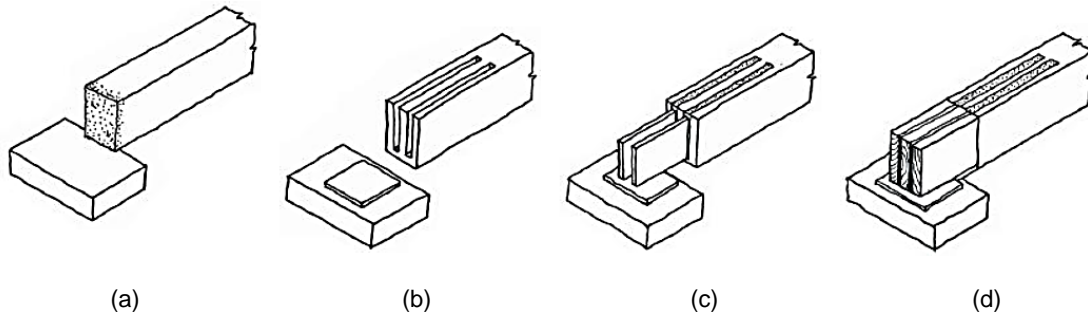
Fig. 2.20 - Representação esquemática de soluções com entalhe na face superior e lateral (extraído de Cóias, 2007)

Por fim, uma das soluções possíveis consiste ainda na remoção da parte degradada da viga e sua substituição por nova peça de madeira, ligando-as com placas de reforço e resina, fig. 2.21.

A placa de apoio no muro tem como objetivo a distribuição das cargas localizadas transmitidas pelas placas de reforço para evitar o corte ou esmagamento do muro.

As suas vantagens são a restituição, ou possível aumento da capacidade resistente da ligação, e o seu baixo impacto visual e estético. As suas principais desvantagens são a necessidade de

mão-de-obra especializada e a dificuldade de aplicá-la em vigas de secção não retangular (Ferreira, 2009).

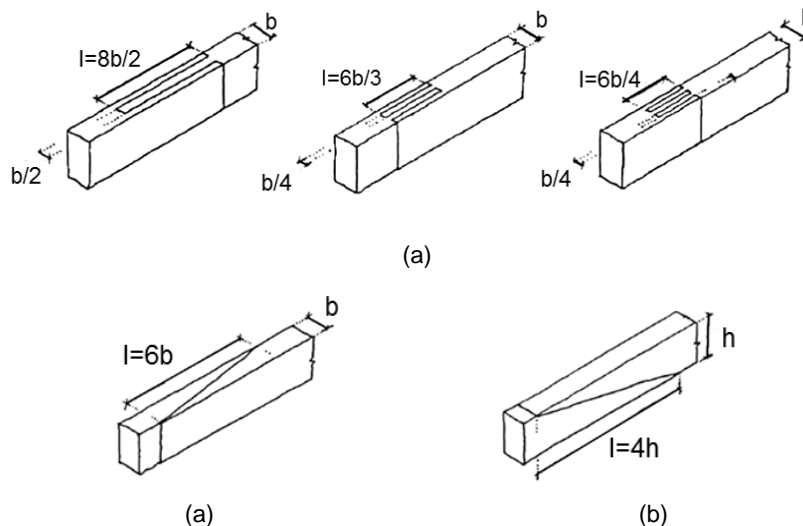


(a) Corte das cabeças da viga; (b) Realização das Guias; (c) Colocação das placas; (d) Acabamentos

Fig. 2.21 - Representação esquemática de uma solução de reforço com placas e resina epoxídica (adaptado de Arriaga, et al., 2002)

A solução da substituição de troços degradados utilizando colas de união e cavilhas de madeira, consiste em três técnicas distintas: empalme colado com caixa e espiga reta (fig. 2.22 (a)), empalme colado com corte oblíquo na face lateral (fig. 2.22 (b)) e empalme colado com corte oblíquo na face superior (fig. 2.22 (c)).

As vantagens desta solução são uma maior eficiência à flexão e à rigidez que a solução - de substituição de troços degradados de vigas utilizando ligadores metálicos e de madeira (fig. 2.18) especialmente os dois últimos casos (fig. 2.22 (b) e (c)), e o facto de que o aspeto visual e estético não se altera. As suas desvantagens são a necessidade de mão-de-obra especializada e a dificuldade de aplicá-la em vigas de secção não retangular (Ferreira, 2009).



(a) - Empalme colado com caixa e espiga reta; (b) - Empalme colado com corte oblíquo na face superior; (c) - Empalme colado com corte oblíquo na face lateral.

Fig. 2.22 - Representação esquemática de samblagens coladas com caixa e espiga reta e com corte oblíquo (adaptado de Arriaga, et al., 2002)

B.3. Substituição de troços degradados por novas peças de madeira através de elementos metálicos

A ligação entre a peça existente e a peça nova é feita através de elementos metálicos, tais como chapas de aço aplicadas em cada uma das faces. Recomenda-se um comprimento mínimo de sobreposição 0,20 m, com altura e espessura compatíveis com a resistência pretendida, Estas chapas metálicas devem ser aparafusadas à viga de madeira e entre si com o auxílio de parafusos de aço que atravessam a viga, como mostra a fig. 2.23 (Appleton, 2011).



Fig. 2.23 - Representação esquemática de reforço por substituição de um troço degradado por um são (adaptado de Appleton, 2011).

- **Introdução de elementos de metálicos**

Esta solução de reforço consiste na aplicação de elementos metálicos, tais como chapas e perfis. É muito utilizada devido à elevada resistência e rigidez dos elementos metálicos. Estes são fixados através de pernos ou parafusos de porcas à parte sã do elemento de madeira. A sobreposição do perfil sobre a madeira sã deve ser na ordem dos 50 a 80 cm de comprimento (fig. 2.24).

Tem a vantagem de não ser necessário remover a parte degradada. As desvantagens são: o facto de a madeira suportar melhor as temperaturas para as quais as peças metálicas apresentam uma diminuição da capacidade resistente e uma adição de esforços subsequentes das variações dimensionais, (Baião, et al., 2012); as peças metálicas terem baixa resistência à corrosão; a difícil aplicação em vigas de secção não retangular; e, o impacto visual que advém do acréscimo dos perfis.

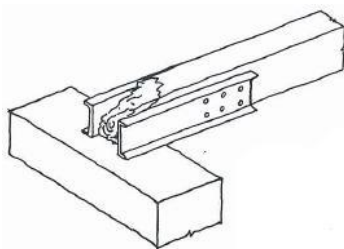


Fig. 2.24 - Representação esquemática da fixação de elementos metálicos à viga existente (adaptado de Arriaga, et al., 2002)

2.6.2 Melhoria do desempenho face às ações sísmicas

Os pavimentos de madeira funcionam como elementos de contraventamento perante a ação dos sismos.

As técnicas anteriormente abordadas no desempenho face às ações verticais que, muitas vezes, são utilizadas para resolver danos locais, também contribuem para o reforço global dos edifícios.

A utilização de técnicas tradicionais, tais como a ligação através de ferrolhos pregados às vigas dos pavimentos nas suas faces laterais ou superiores e ancorados nas paredes de alvenaria, destinam-se a reforçar a zona de apoios das vigas e, conseqüentemente, também reforçam as ligações pavimento/parede, como se pode ver na fig. 2.25 (Baião, et al., 2012)

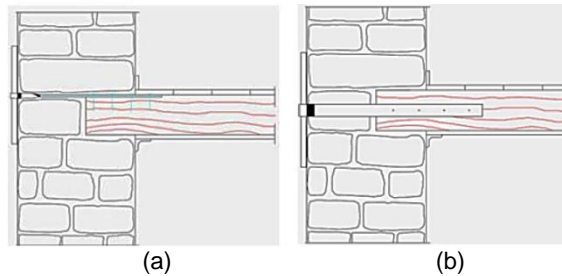


Fig. 2.25 - Representação esquemática de Reforço de ligação da viga à parede com barra de aço (adaptado de Baião, et al., 2012)

Outra técnica consiste na aplicação de vergalhões ou chapas de aço, fixadas na diagonal em relação às vigas sob o soalho e ancoradas às paredes transversais que são paralelas às vigas de madeira. Esta solução permite a solidarização das paredes divisórias para além do bom comportamento a ação sísmica.

Aconselha-se que as barras de ligação sejam colocadas a 45°, tenham um comprimento que chegue pelo menos até três vigas de madeira, como se pode ver na fig.2.26 (Baião, et al., 2012).

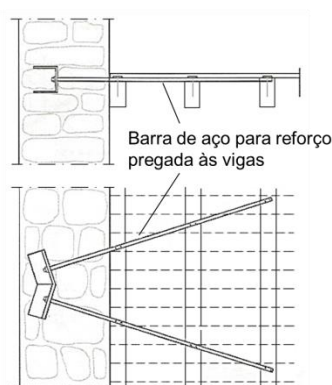


Fig. 2.26 - Representação esquemática do reforço de ligação entre o pavimento de madeira e as paredes transversais (adaptado de Baião, et al., 2012)

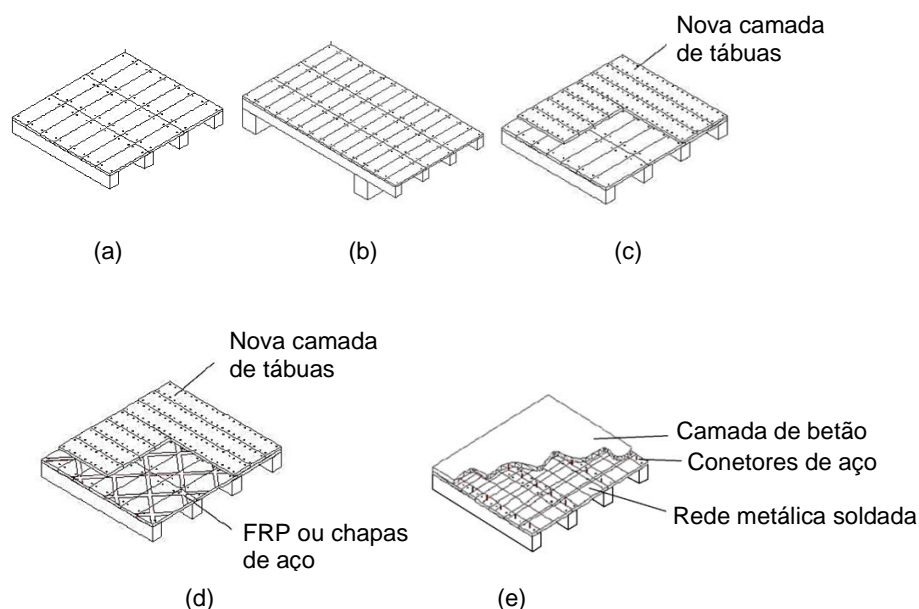
Os pisos de madeira, normalmente adotados em edifícios não reforçados, são estruturas muito simples que consistem em vigas unidirecionais, ou, quando é necessária uma maior amplitude, nas duas direções (fig. 2.27 (a) e (b)), e placas de madeira pregadas aos principais elementos.

Como já foi anteriormente referido, o aumento da rigidez do pavimento no seu plano é muito importante para garantir que os pavimentos funcionem como diafragmas.

Para melhorar o comportamento dos pavimentos deve-se evitar o aumento da massa, já que esta iria aumentar a influência da ação sísmica.

As técnicas de reforço para pavimentos de madeira, adotadas como solução viável, são:

- Lâmina de contraplacado de madeira: que consiste na sobreposição de uma nova camada de tábuas de madeira ou painéis de madeira sobre o revestimento existente fixado com parafusos ou pregos (fig. 2.27 (c));
- Reforço com fibra de Polímeros (FRP) ou de placas aço: que consiste na aplicação na diagonal sobre pavimento de madeira existente e colagem com resina à base de epoxídicas ou adoção de placas de aço leve, pregadas às tábuas (fig. 2.27 (d));
- Camada de betão armado: um método muito comum e tradicional, que consiste no uso de uma cobertura de betão leve (40-50 cm de espessura), com ou sem conectores de aço. O reforço da laje é geralmente composto por rede de armadura soldada (5-6 mm de diâmetro) (fig. 2.27 (e)). A ligação entre as vigas de madeira e da laje de betão pode ser obtida através de diferentes tipos de conectores (Brignola, et al., 2008).



(a) - Piso de madeira tradicional numa direção; (b) - Piso de madeira tradicional nas duas direções; (c) – Reforço com nova camada de tábuas de madeira; (d) – Reforço com materiais compósitos (FRP) colocados na diagonal; (e) – Reforço com camada de betão

Fig. 2.27 - Representação esquemática de piso de madeira tradicional e de três tipos de reforço para o pavimento de madeira (adaptado de Brignola, et al., 2008).

2.7 Trabalhos de investigação no domínio da ligação pavimento/parede

Neste ponto vão ser referidos alguns trabalhos de investigação realizados nos últimos anos sobre a temática desta dissertação.

Também é aqui apresentado um breve resumo do trabalho experimental de Pinho (2007), que serviu de base para os modelos experimentais utilizados na presente dissertação.

Uma vez que esta dissertação dá continuidade ao trabalho de Martins (2014), também é aqui feito um breve resumo da mesma.

No quadro 2.1 identificam-se outros trabalhos experimentais no âmbito da presente dissertação e sintetizados em seguida.

Quadro 2.1 - Trabalhos de investigação

Autor(es) e Instituições	Data	Trabalhos de investigação
Roque, J., <i>et al</i> Universidade do Minho	2003	Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria
Varum, H., <i>et al</i> Universidade de Aveiro	2006	Avaliação sísmica de Edifícios de Alvenaria Antiga: desempenho e reforço.
Dias, T., <i>et al</i> Universidade do Porto	2008	Análise de pavimentos de madeira através de ensaios <i>in situ</i> . O caso dos edifícios antigos do Porto
Brignola, A., <i>et al</i> University of Canterbury.	2008	A rigidez no plano dos pavimentos de madeira.
Barros, R., <i>et al</i> Universidade de Aveiro	2008	Reforço sísmico de estruturas de alvenaria com recurso a elementos metálicos
Piazza, M., <i>et al</i> Universidade de Trento	2008	A importância da rigidez no plano dos pavimentos no comportamento sísmico dos edifícios tradicionais.
Lin, T., <i>et al</i> Universidade de Illions	2012	Comportamento estrutural experimental de ligações parede-diafragma nos edifícios de alvenaria mais antigos.
Moreira, S., <i>et al</i> Universidade do Minho	2014	Parâmetros de design para alvenaria readaptada a ligações de madeira
Magenes, G., <i>et al</i> Universidade de Pavia European Centre for training and Research in earthquake	2014	Teste de mesa sísmica de um edifício de alvenaria de pedra reforçada, à escala, com diafragmas flexíveis.

- **Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria** (Roque, J., *et al*, 2003)

Neste trabalho de investigação foram estudadas algumas técnicas de reabilitação estrutural, entre as quais, as mais utilizadas na reabilitação de estruturas de alvenaria de pedra, que são: injeções, pregagens, desmonte e reconstrução, rebocos armados e encamisamentos.

De seguida, é feita uma breve abordagem dos mesmos.

A primeira técnica aqui abordada é a das injeções. Esta solução consiste em fazer furos, convenientemente distribuídos por toda a parede, nos quais é aplicada uma calda (cimentícia,

hidráulica ou de resinas orgânicas) que tem a função de preencher as cavidades interiores (vazios ou fissuras), como se pode ver na fig. 2.28.

Esta calda, por regra, é um ligante com água sem areia. Mas se os vazios forem de grande dimensão, então, é melhor usar uma argamassa ou um betão de consistência fluida. A granulometria da calda depende da dimensão dos vazios ou fendas. Para definir a calda deve-se ter em conta a resistência, a penetrabilidade e a compatibilidade na alvenaria.

A eficácia desta técnica é bem-sucedida para um índice de vazios compreendido entre os 2% e os 15%. Se a percentagem de vazios for abaixo de 2% os resultados são fracos, exceto se esta percentagem corresponder à presença de vazios de grande dimensão. Se for maior que 15% então deve-se recorrer a técnicas combinadas ou alternativas.

As injeções são uma solução de reforço irreversível, preservam o aspeto original exterior das paredes e melhoram as características mecânicas das alvenarias.

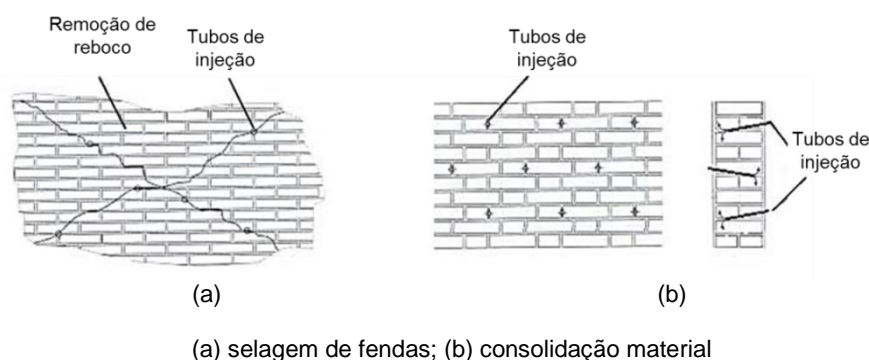


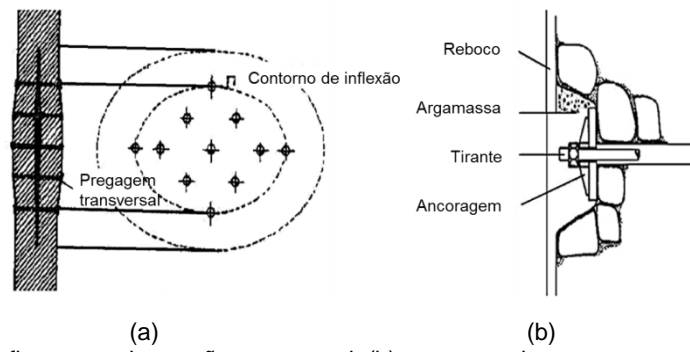
Fig. 2.28 - Representação esquemática de injeção na alvenaria (adaptado de Roque & Lourenço, 2003).

A técnica seguinte são as pregagens. Esta solução é frequentemente combinada com outras técnicas. É uma solução mecânica para reforçar ou promover a ligação entre elementos.

Esta técnica consiste em fazer furos de pequeno diâmetro na alvenaria, para a colocação de barras metálicas, com proteção anticorrosão. Após a colocação, os furos são selados com caldas de injeção apropriadas.

As pregagens podem ser utilizadas para reforço da alvenaria como material para melhorar ligações estruturais (pregagens transversais) e ainda para melhorar a integridade global da estrutura.

As pregagens transversais, como se pode ver na fig. 2.29, constituem uma solução utilizada para o confinamento transversal de paredes de secção composta. As juntas em faces opostas da parede têm que corresponder para se poderem instalar e ancorar as barras. A sua aplicação em paredes de alvenaria de pedra irregular apresenta alguns problemas devido à grande falta de correspondência das juntas. Esta técnica é, no entanto, mais eficiente que as injeções.

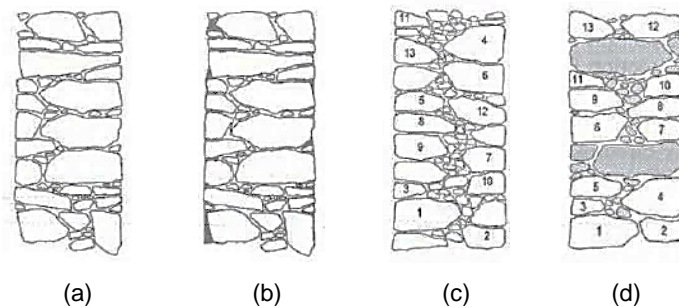


(a) confinamento da secção transversal; (b) pormenor de ancoragem mecânica

Fig. 2.29 - Representação esquemática das pregagens transversais (adaptado de Roque & Lourenço, 2003).

A técnica de desmonte e reconstrução é usada na substituição de elementos, ou de partes de elementos, nas alvenarias antigas. Na substituição são utilizados materiais originais, ou novos, e argamassas pouco retrácteis tais como, por exemplo, argamassas gordas de cal e areia ou de cimento, cal e areia. As vantagens desta técnica são: melhorar a capacidade mecânica das alvenarias, corrigir fendilhações e degradações localizadas, e/ou melhorar a qualidade construtiva das alvenarias. A desvantagem é ser um processo trabalhoso e, além disso, no caso de desmonte completo de elementos estruturais em alvenarias de pedra, recomenda-se a numeração prévia das peças e cuidado na sua reposição, durante a reconstrução.

Na fig. 2.30, está esquematizada a intervenção de desmonte e reconstrução de alvenaria de pedra ordinária em função da qualidade construtiva.



(a) e (b) - Alvenaria de boa qualidade – colocação de pequenas pedras e refechamento das juntas; (c) e (d) Alvenaria de fraca qualidade – desmonte e reconstrução completa

Fig. 2.30 - Representação esquemática de intervenções diferenciadas de desmonte e reconstrução em alvenarias de pedra ordinária, em função da sua qualidade construtiva (adaptado de Roque & Lourenço, 2003).

A técnica seguinte a ser aqui brevemente mencionada é a dos rebocos armados, esquematizada na fig. 2.31. Esta destina-se a paredes que tenham uma acentuada degradação, mas apenas ao nível da superfície. A execução do reboco armado consiste na colocação de uma malha de aço, fixada à parede através de pequenas pregagens (pontos de fixação), sobre a qual se aplica uma camada de argamassa de revestimento com espessuras de 2 a 3 cm.

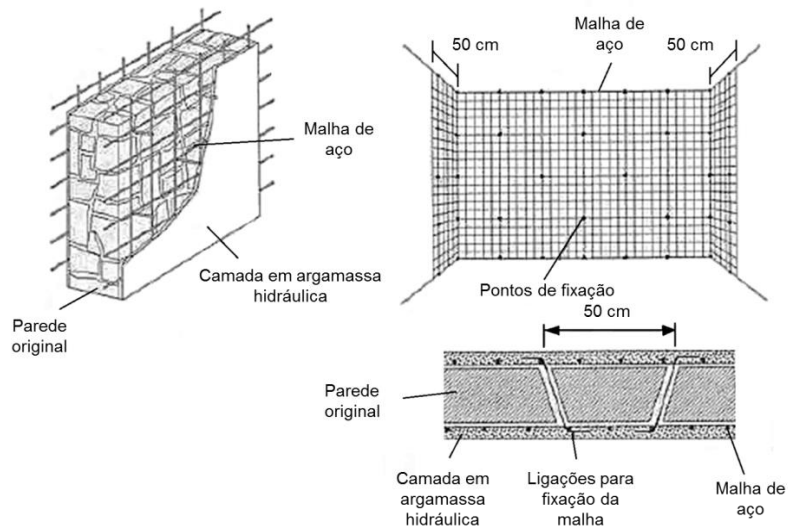


Fig. 2.31 - Reboco armado. Pormenores da fixação da malha de reforço (adaptado de Roque & Lourenço, 2003)

Por último, a técnica de encamisamento, que é semelhante à dos rebocos armados mas é feita com betão armado. É uma técnica muito invasiva, com espessuras aproximadamente de 10 cm, e com maiores requisitos de desempenho mecânico. Só deve ser usada nos casos em que não se possam usar as soluções anteriormente mencionadas.

- **Avaliação sísmica de Edifícios de Alvenaria Antiga: desempenho e reforço.** (Varum, H., et al., 2006)

Este trabalho de investigação consiste em estudar três soluções de reforço e o seu custo no conjunto dos quatro edifícios. Estes, tratam-se de edifícios antigos, típicos de Coimbra, Portugal, localizados na zona mais antiga do centro histórico da cidade (fig. 2.32).

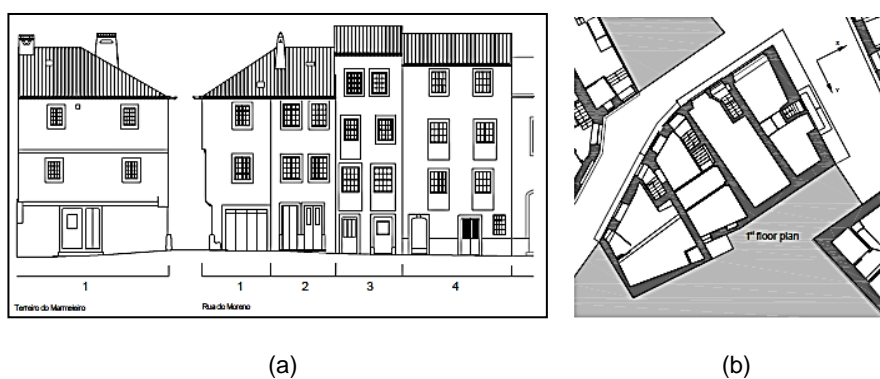


Fig. 2.32 - Representação esquemática do alçado e planta dos quatro edifícios em estudo (adaptado de Varum, et al., 2006)



(a), (b), (c) e (d) – fachadas dos edifícios

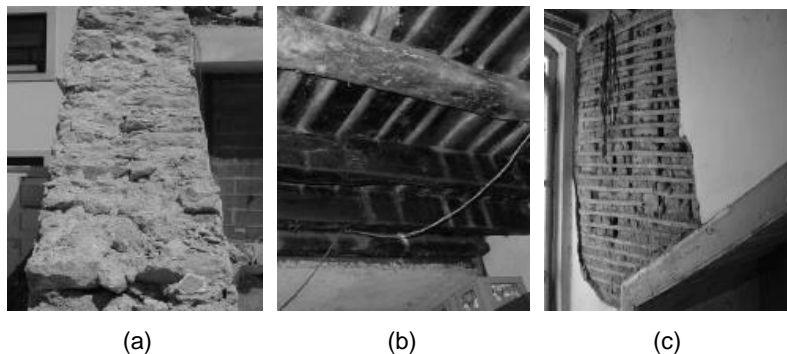
Fig. 2.33 - Fachadas dos quatro edifícios em estudo (adaptado de Varum, et al., 2006)

Estes edifícios não constituem unidades independentes, já que eles compartilham a parede do edifício adjacente.

A sua constituição é a seguinte: os edifícios 1 e 2 (no quadrante SE) são constituídos por piso térreo, dois andares e um sótão; os edifícios 3 e 4 são compostos por piso térreo, três andares e um sótão.

As paredes exteriores são de alvenaria de pedra, constituída por pedras calcárias dolomíticas, de pequena e média dimensão e ligadas com argamassa de cal e argila, e espessuras de 50 cm ao nível do pavimento térreo e 26 cm ao nível da cobertura. As paredes divisórias interiores são de tabique. As alvenarias perto da zona de aberturas e estruturas de escada são finas e incorporam elementos de madeira.

Os pavimentos são de madeira e considerados diafragmas flexíveis com pequenas vigas de seções $0.10 \times 0.20 \text{ m}^2$, A madeira utilizada é de pinheiro português e, em alguns casos, carvalhos e castanheiros (fig. 2.34).



(a) - Tipos de paredes de alvenaria de suporte de carga; (b) - Pisos de madeira; (c) - Paredes divisórias interiores (ripado com argamassa, Tabique).

Fig. 2.34 - Detalhes construtivos típicos de habitação antiga em Coimbra (adaptado de Varum, et al., 2006).

As três soluções de reforço têm como objetivo reduzir a vulnerabilidade sísmica do edifício, e são: introdução de tirantes (solução A), reforço do pavimento (solução B) e reforço da alvenaria (solução C).

Na Solução A, esquematizada na fig. 2.35, a introdução de tirantes permite evitar que o mecanismo vá para fora do plano. Esta técnica é a menos invasiva na reabilitação.

Na solução B, esquematizada na fig. 2.35, o reforço do pavimento foi feito através da introdução de barras diagonais e ortogonais de madeira, com características semelhantes à estrutura de pavimento de madeira original.

Na solução C, esquematizada na fig. 2.35, o reforço da alvenaria foi feito através de ligações transversais entre as faces da parede, reposição de argamassa na junta, enchimento de vazios e confinação de rede de aço inoxidável embutido na camada de reboco.

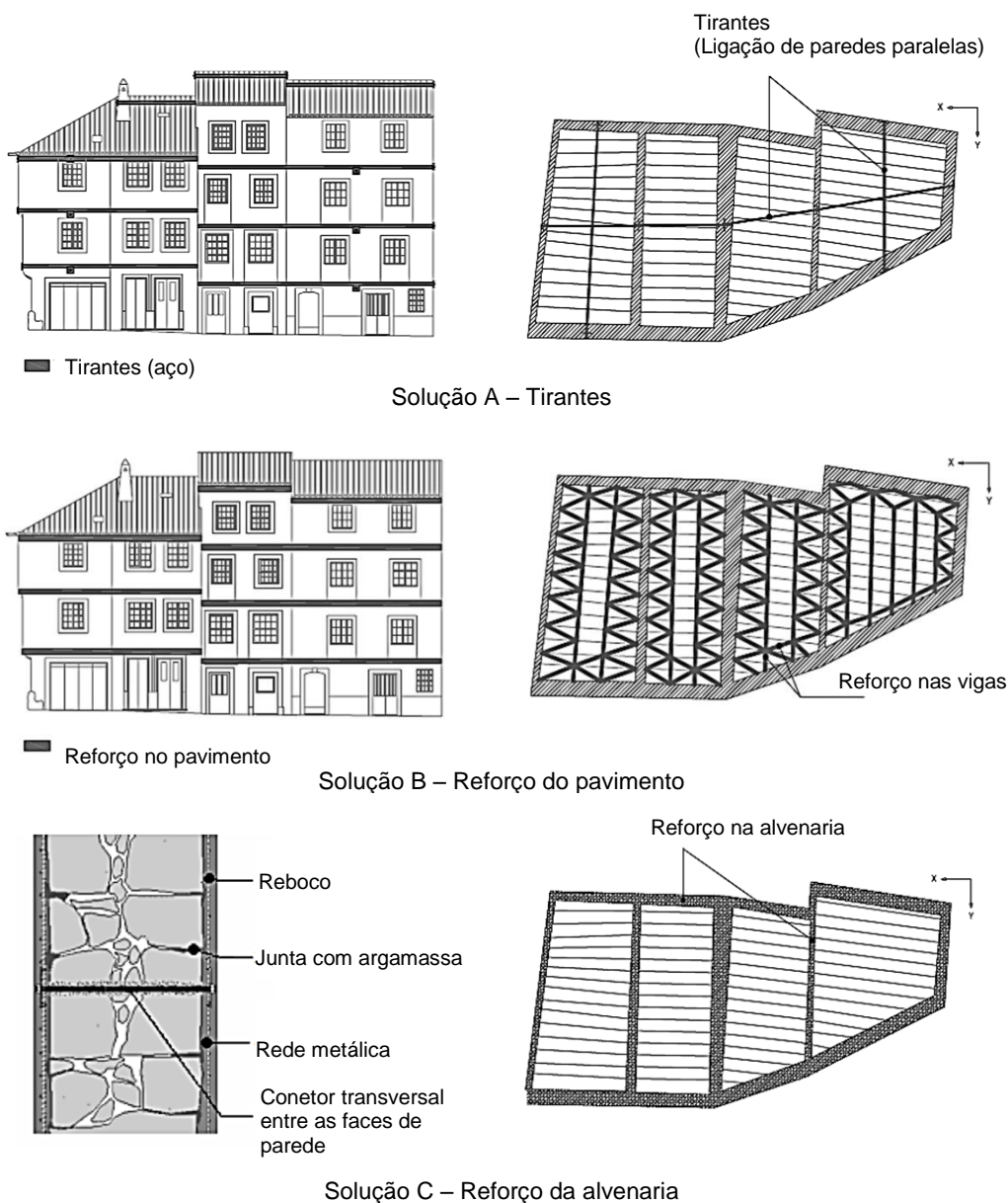


Fig. 2.35 - Representação esquemática das soluções de reforço (Adaptado de Varum, et al., 2006)

Para avaliar a eficiência das soluções propostas, foram avaliados os máximos deslocamentos nos pontos P2, P3, P7 e P10, esquematizados na fig. 2.36, relativamente à redução da deformação com o custo de reforço.

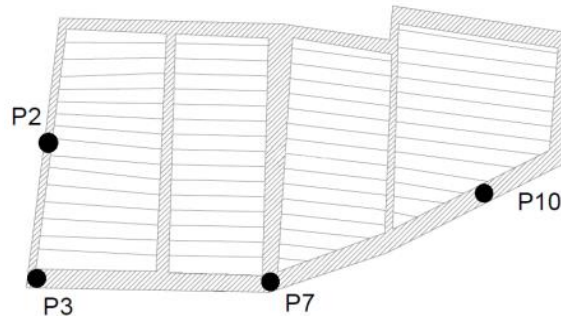


Fig. 2.36 - Pontos onde foram estudados os deslocamentos (Adaptado de Varum, et al., 2006)

Analisando o quadro 2.2 e a fig. 2.37, pode-se ver que a solução A (tirante) é uma ação de muito baixo custo, que representa apenas 2 % do valor de construção global, mas tem uma baixa eficiência para todos os pontos estudados em termos de redução de deformação para fora, e para dentro, do plano.

O reforço de alvenaria (solução C) é a solução mais eficaz, mas é a que tem um custo mais elevado (cerca de 20 % do valor original edifício). Comparando esta solução com a técnica de reforço do pavimento (solução B), pode-se verificar que o custo é muito mais elevado para a redução da deformação para fora do plano ser aproximadamente semelhante. Geralmente, para dentro do plano, o máximo deslocamento é muito baixo.

Quadro 2.2 - Custo da solução de reforço em relação ao valor original do edifício (Adaptado de Varum, et al., 2006)

Valor original agregado ao edifício		400,000.00€
Soluções de Reforço	Custo	% em relação ao valor edifício
Solução A: Tirantes	8,000.00€	2%
Solução B: Reforço do pavimento	48,000.00€	12%
Solução C: Reforço na alvenaria	80,000.00€	20%

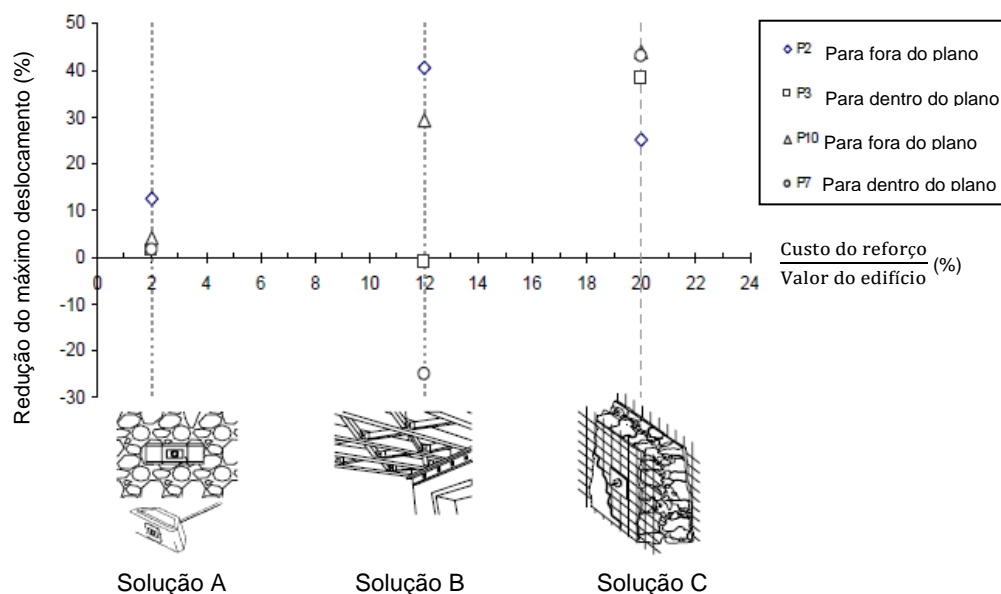


Fig. 2.37 - Eficiência do reforço versus custo do reforço (Adaptado de Varum, et al., 2006)

Assim, apesar de o reforço da alvenaria ser a técnica mais eficiente para reduzir deformações (para fora do plano e dentro do plano), a solução mais viável em termos de custo-benefício é o reforço do pavimento.

No entanto, se fosse feita uma combinação das três soluções, o esquema de reforço seria muito mais eficaz. Por exemplo, podia-se mandar reforçar todos os pavimentos, colocar tirantes na cobertura e reforçar a alvenaria no piso térreo.

- **Análise de pavimentos de madeira através de ensaios *in situ*. O caso dos edifícios antigos do Porto** (Dias, T., et al., 2008)

Em 1996 o Centro Histórico da cidade do Porto foi considerado Património Mundial da Humanidade, pela UNESCO. Infelizmente, inúmeros edifícios da parte antiga da cidade apresentam problemas de degradação significativos.

A grande maioria dos edifícios da parte antiga da cidade e, em particular, do Centro Histórico foram construídos entre os séculos XVII e XIX. Estes edifícios apresentam uma planta retangular com profundidade frontal elevada e estreita com uma média de 3 a 4 andares, podendo chegar aos 7, resultante normalmente de acrescentos, fig. 2.38.



Fig. 2.38 - Fachadas principais de edifícios do Porto do séc. XIX (extraído Dias, et al., 2008)

A parte estrutural resistente do edifício é composta por quatro paredes principais de alvenaria de granito, em que duas são fachadas e as outras duas são empenas. As paredes interiores são de tabique, por vezes reforçadas com sistemas de escora-tirante. Este reforço melhora as ligações pavimento/parede e o seu comportamento no plano. É importante assegurar uma boa ligação entre as paredes interiores com os pavimentos e coberturas de madeiras, uma vez que estes melhoram muito o comportamento dos edifícios face às ações verticais e, em especial, face às ações horizontais.

Os pavimentos são de madeira e consistem em vigas de secção circular (diâmetros variáveis entre 0,15 m e 0,40 m), espaçadas a cerca de 0,60 m e tarugadas (fig. 2.39), normalmente apoiadas nas empenas e orientadas paralelamente à fachada principal.



Fig. 2.39 - Vigamento e tarugos de um pavimento, Edifício São Domingos, séc. XIX (1856), Porto. (extraído de Dias, et al., 2008)

Nos pavimentos de madeira existem, essencialmente, dois tipos de rotura:

- rotura por corte na zona de ligação pavimento/parede, em consequência da redução da secção por ataque de agentes bióticos (caruncho, fungos e térmitas), presentes por causa do elevado teor de humidade;
- rotura por flexão a meio vão das vigas, que pode ser devida a excesso de carga causada pelas mudanças de uso, pela redução da secção útil resultante de ataques de agentes bióticos ou pela presença de defeitos e nós.

A remoção das escadas de madeira ao nível do rés-do-chão, que foram feitas em meados do séc. XX, também causa danos no edifício. Esta alteração originou um aumento de carga nos pavimentos dos vários pisos. Na fig. 2.40, pode-se observar a deformação de dois pavimentos.

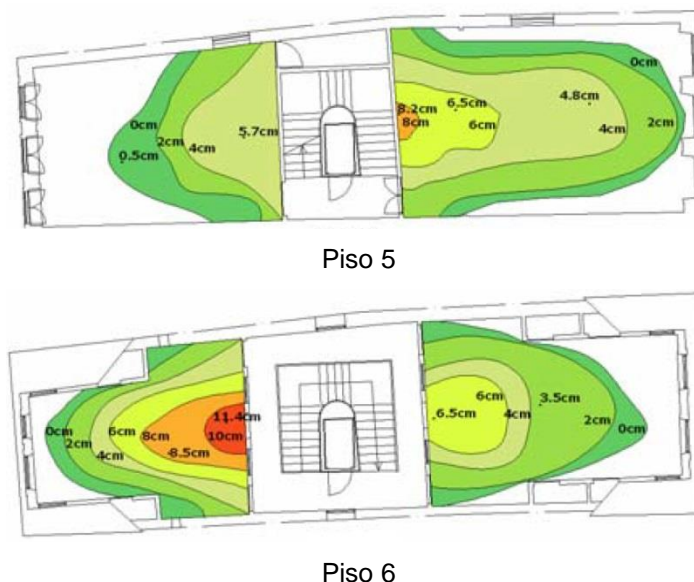


Fig. 2.40- Deformações dos pavimentos de um edifício do largo de São Domingos devido à remoção de caixa de escadas, séc. XIX (1856), Porto (extraído de Dias, et al., 2008).

Atualmente, existem inúmeros equipamentos de diagnóstico para realização de ensaios não destrutivos, que permitem determinar o estado de conservação dos elementos estruturais de madeira e chegar à obtenção dos valores das características mecânicas ou físicas do material. Os equipamentos em questão são:

- martelo - permite perceber a existência de partes degradadas através da comparação entre o som originado pelo embate numa peça de madeira sã e numa deteriorada;
- formão - permite perceber a dureza superficial da madeira, avaliando a sua integridade;
- higrómetro - mede o valor do teor de humidade da madeira, dando uma perspetiva de futuros ataques de agentes bióticos;
- videoscópio - permite observar zonas que não são de visibilidade direta ou zonas de difícil acesso, por exemplo, estruturas dos pavimentos de madeira através de pequenos buracos, aberturas ou falhas nos soalhos;
- *Resistograph* (modelo E300) - um instrumento que relaciona a energia despendida pela penetração de uma agulha com a resistência da madeira à perfuração. Esta agulha permite realizar perfurações quase impercetíveis e sem qualquer influência na resistência mecânica da peça;

- *Pilodyn* - mede a profundidade de penetração de uma agulha disparada contra a madeira através de uma mola. O objetivo é medir a densidade a partir de correlações com a dureza superficial, ou seja, com a resistência à penetração superficial da madeira;
 - sismógrafos - são usados para estimar a rigidez dos pavimentos. São efetuadas leituras em vários locais do pavimento, obtendo-se as frequências próprias de vibração, e, através dos registros de aceleração, são calculadas as densidades espectrais de potência.
 - ensaio de carga - permite avaliar a capacidade resistente e a deformabilidade dos pavimentos e das coberturas, uma vez que simulam cargas reais.
- **A rigidez no plano dos pavimentos de madeira** (Brignola, A., et al., 2008)

A fim de obter uma melhor compreensão dos efeitos dos diafragmas flexíveis no comportamento dos edifícios de alvenaria sob ações sísmicas, foi feita uma investigação sob uma série de edifícios protótipos como, por exemplo e à escala 2:3, um edifício simples de dois andares, não reforçado, colocado numa mesa de agitação, fig. 2.41.

O sistema de piso foi modelado por meio de elementos elásticos com uma rigidez definida pelo utilizador no plano (E_{xeq} , E_{yeq} , G_{eq}).

Nesta experiência, foram considerados quatro diferentes tipos de rigidez no plano: o primeiro caso é representativo da configuração como piso construído ($G_{eq} = 7,5$ MPa); o segundo e o terceiro, representam pisos mais rígidos como resultado de duas intervenções adaptáveis no diafragma ($G_{eq} = 15$ MPa; $G_{eq} = 75$ MPa); e, o último, representa um diafragma infinitamente rígido ($G_{eq} = 750$ MPa).

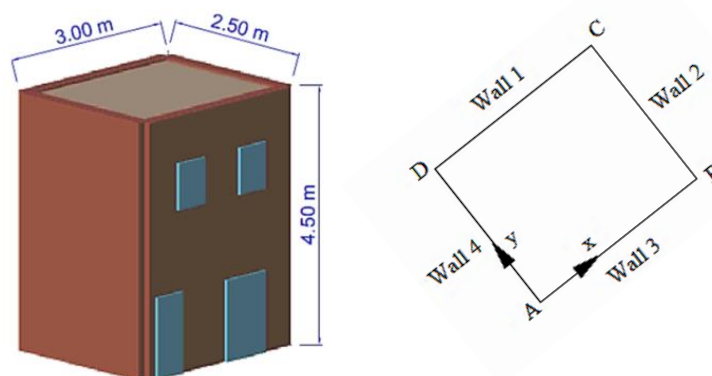
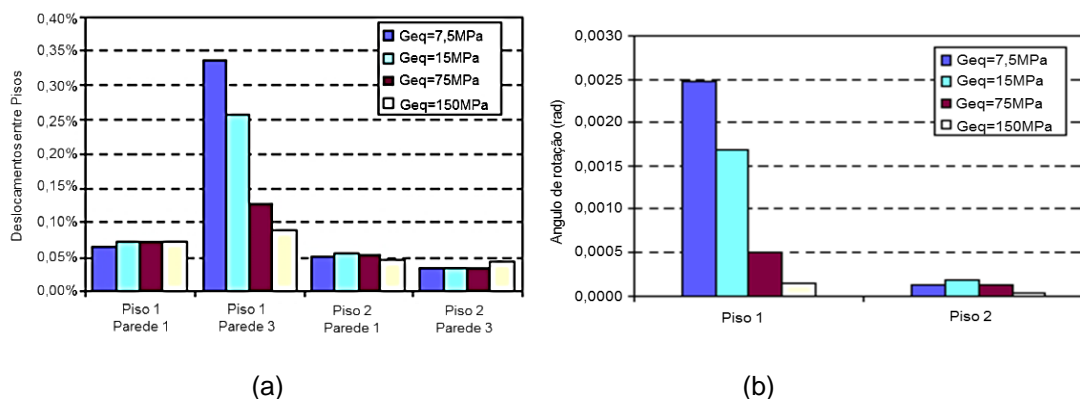


Fig. 2.41 - Representação esquemática do edifício de alvenaria, e a sua vista em planta, utilizado nos ensaios (adaptado de Brignola, et al., 2008)



(a) - deslocamentos entre pisos de cada piso/parede; (b) - rotação de torção para cada piso

Fig. 2.42 - Diagramas de deslocamento e de rotação de cada piso (extraído de Brignola, et al., 2008)

Através dos resultados obtidos no ensaio experimental pode-se ver (fig. 2.42) que a parede 3 no piso 1 apresenta um deslocamento muito elevado para $G_{eq}=7,5$ MPa, sendo muito mais reduzida para $G_{eq}=750$ MPa, quase comparável com os valores da parede 1. É possível observar que, para o piso 1, quanto maior a rotação de torção, menor é a rigidez do diagrama.

- **Reforço sísmico de estruturas de alvenaria com recurso a elementos metálicos** (Barros, R., et al., 2008)

O reforço sísmico com recurso a elementos metálicos permite, com rigor, simplicidade e eficácia, reduzir a vulnerabilidade sísmica das estruturas de alvenaria de pedra face à ação sísmica, resolvendo globalmente o problema da estabilidade e da resistência, com base no recurso a elementos metálicos.

Apesar de os elementos metálicos terem um custo elevado, estes permitem intervenções pouco intrusivas quando existe a necessidade de preservar o valor patrimonial das construções.

Esta análise deve ser feita para cada elemento separadamente, mas num projeto é necessário analisar o funcionamento conjunto, visto que se pretende que o edifício tenha um comportamento global adequado. A análise da estabilidade das partes, por si só, não garante o bom funcionamento do conjunto.

Existem várias estratégias de reforço sísmico, nomeadamente: cinta de coroamento, treliça metálica, chapas, vigas metálicas e tirantes.

- cinta de coroamento é uma barra metálica que é aplicada no topo dos edifícios, que permite ligar as quatro fachadas e ao mesmo tempo fazer a união com a cobertura;
- treliças metálicas são constituídas por perfis metálicos, de secção retangular oca, e são, normalmente, pré-fabricadas;

- chapa quinada é um dos tipos mais utilizados no reforço sísmico. Outro tipo utilizado são as chapas que permitem o reforço das vigas existentes, normalmente de madeira, através da aplicação de chapas de aço pregadas às vigas, constituindo vigas mistas aço/madeira. Para além destes dois métodos mais usuais, existem variadas formas de utilizar chapas metálicas, pois é possível criar chapas apropriadas a cada situação.
- vigas metálicas servem para substituir as peças em mau estado, ou para reforçar zonas debilitadas dos edifícios.
- tirante é uma componente de reforço estrutural de aço, normalmente aço inox, semelhante a cabos de pré-esforço que trabalham à tração. Esta aplicação permite resistir à atuação das forças sísmicas horizontais.

A ligação entre paredes e pavimentos/cobertura é efetuada por parafusos metálicos, que permitem ligar os elementos metálicos com a estrutura existente do edifício. Estas ligações permitem garantir o bom funcionamento e a segurança dos restantes elementos metálicos utilizados no reforço sísmico do edifício, fig. 2.43.



Fig. 2.43 - Diferentes tipos de ligações aparafusadas (adaptado de Barros, et al., 2008)

- **A importância da rigidez no plano dos pavimentos no comportamento sísmico dos edifícios tradicionais** (Piazza, M., et al., 2008)

O comportamento estrutural de um edifício de alvenaria existente quando submetido a ação sísmica é fortemente afetado pela rigidez dos pavimentos e pelas ligações pavimentos/paredes. O objetivo da pesquisa é avaliar experimentalmente o comportamento do pavimento de madeira remodelado utilizando diferentes técnicas, com especial atenção para a rigidez no plano. O tamanho adotado para as amostras (5 m de vão e 4 m de largura) é semelhante às dimensões normais de pavimentos de madeira em edifícios históricos de Itália.

Na fig. 2.44, podemos ver diversas soluções; nomeadamente, um pavimento de madeira simples, não reforçado, como na fig. 2.44 (a), e cinco técnicas de reforço a fim de aumentar a rigidez no plano e, por conseguinte, a robustez da construção, como na fig. 2.44 (b), (c), (d), (e) e (f):

- Modelo base – pavimento de madeira simplesmente apoiado, as vigas têm uma secção de 18 x 18 cm com espaçamento de 50 cm, as tábuas de madeira têm 3 cm de espessura e são fixadas nas vigas de madeira por 4 pregos, fig. 2.44 (a);

- Dupla camada de tábuas de madeira - pavimento reforçado com uma segunda camada de tábuas de madeira sobreposta na diagonal a 45 ° sobre a primeira camada e fixada às vigas com parafusos de aço de 6 mm, fig. 2.44 (b);
- Chapas finas de aço - pavimento reforçado com chapas finas de aço (80 mm de largura e 2 mm de espessura) a 45 ° sobre as tábuas de madeira existentes, aparafusadas com 20 parafusos por m (ø5 mm x 25 mm de comprimento), fig. 2.44 (c).
- Faixas de CFRP - Pavimento reforçado com faixas de CFRP (secção de 50 mm de largura e 1,4 mm de espessura), coladas à madeira com resina epoxídica, fig. 2.44 (d);
- Derivados de madeira - pavimento reforçado com três camadas de painéis de derivados de madeira (com 21 mm de espessura), dispostas sobre a camada de madeira existente, e coladas a vigas de madeira com cola de poliuretano e varões de aço, de ø=10 mm, colados com resina epoxídica, fig. 2.44 (e);
- Camada de betão - pavimento reforçado com camada de betão armado (50 mm de espessura) com malha de aço soldada (varões de 6 mm de diâmetro, malha 200 mm x 200 mm) ligada às vigas. A ligação é feita por varões dobrados em forma de "L" (16 mm de diâmetro, com 150 mm x 50 mm) colados às vigas de madeira em furos de 90 mm de profundidade, fig. 2.44 (f).

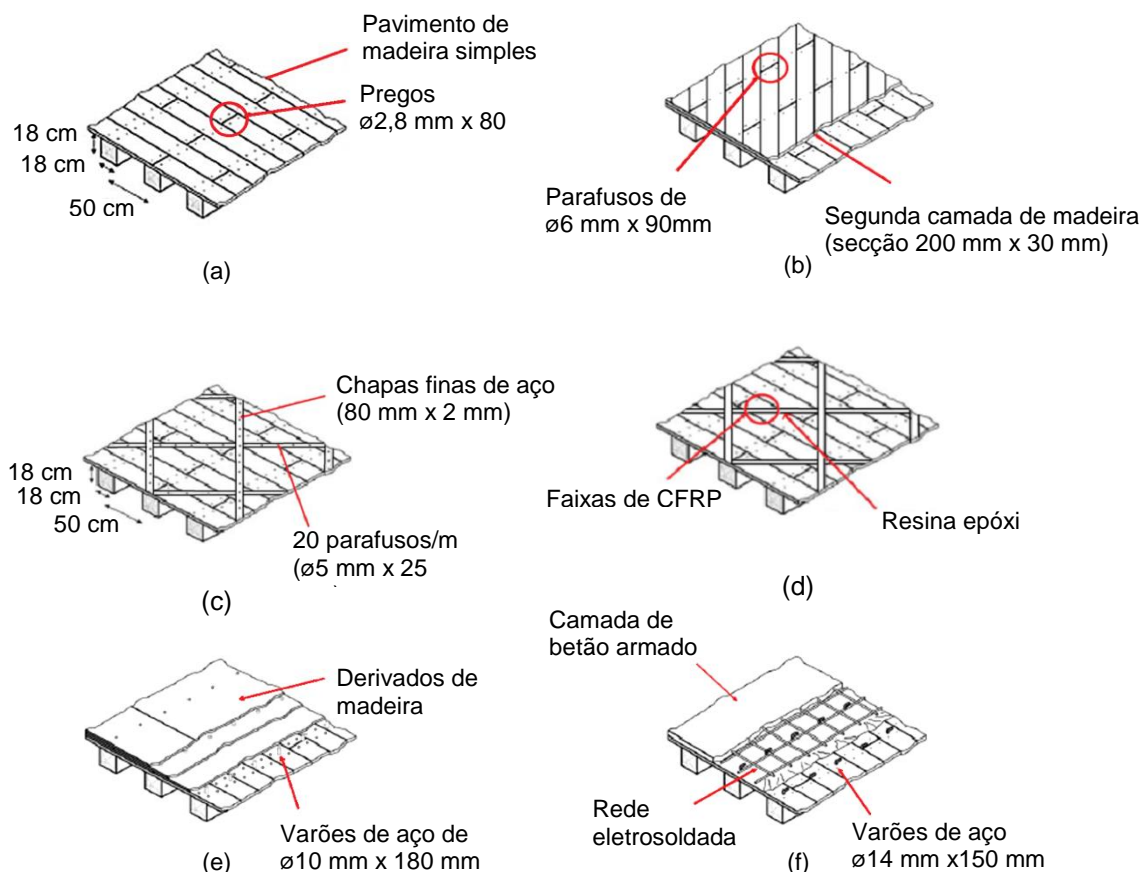


Fig. 2.44- Diversas soluções de pavimento (adaptado de Piazza, et al., 2008)

Os resultados dos testes preliminares monotônicos, realizados em amostras de pequena dimensão (1 x 2 m), são relatados no diagrama da fig. 2.45 (a) relacionando a carga do cilindro hidráulico com o deslocamento da viga central de madeira, para as diferentes técnicas de análises.

O ensaio cíclico apenas para o pavimento de madeira simples é relatado na fig. 2.45 (b), que também relaciona a carga do cilindro hidráulico com o deslocamento viga central de madeira. Para o ensaio cíclico, todos os modelos são de tamanho real (4 x 5 m).

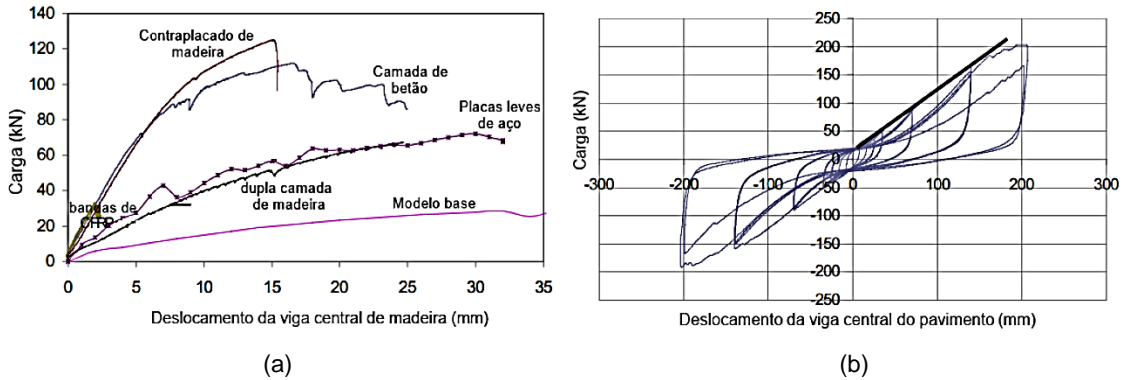


Fig. 2.45 - Resultados experimentais dos ensaios monotômico e cíclico (adaptado de Piazza, et al., 2008)

O tamanho real utilizado nos modelos mostrou ser muito importante, permitindo determinar a rigidez no plano do pavimento e simular adequadamente a contribuição real dos elementos secundários (pranchas e dos elementos de reforço).

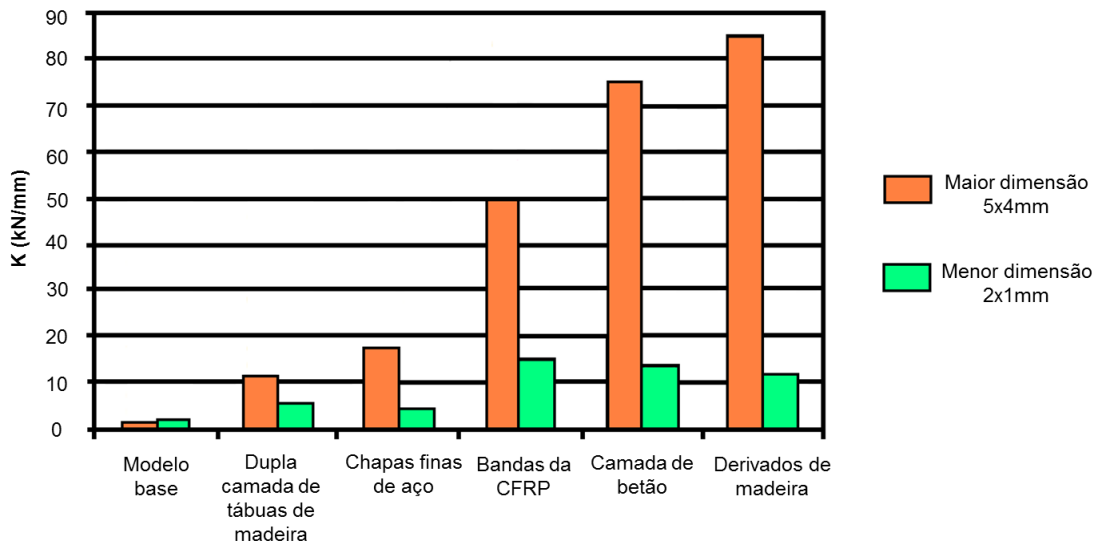


Fig. 2.46 - Resultados experimentais para modelos de maior dimensão e menor dimensão em função do parâmetro k, rigidez (adaptado de Piazza, et al., 2008)

Pelos ensaios realizados e através do diagrama da fig. 2.46, concluiu-se que os modelos de maior dimensão fornecem valores mais elevados em termos de rigidez para as seguintes técnicas de remodelação: chapas finas de aço, bandas de CFRP, derivados de madeira e camada de betão.

.Concluiu-se que o reforço com derivado de madeira apresenta a maior uma rigidez e é semelhante ao reforço com a camada de betão. A solução de dupla camada de tábuas de madeira apresenta a menor rigidez.

A solução de derivados de madeira é melhor que a solução de camada de betão sobre o pavimento existente, pois esta provoca um aumento de peso significativo e, consequentemente, um enfraquecimento das paredes de alvenaria.

- **Comportamento estrutural experimental de ligações parede-diafragma nos edifícios de alvenaria mais antigos** (Lin, T., et al, 2012)

Este trabalho de investigação é um estudo experimental desenvolvido para avaliar o comportamento da ligação pavimento/parede (fig. 2.47). Os testes foram realizados em dois tipos diferentes de amostras de componente (com e sem âncoras), por meio de três métodos diferentes de carga estática (monótonas, estáticas cíclicas e dinâmicas cíclicas).

O efeito da deterioração no desempenho estrutural é desconhecido e está fora do âmbito do trabalho experimental apresentado neste artigo.

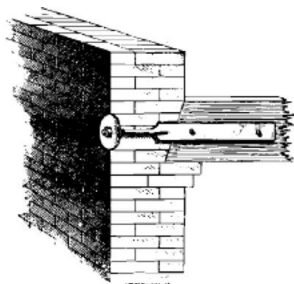
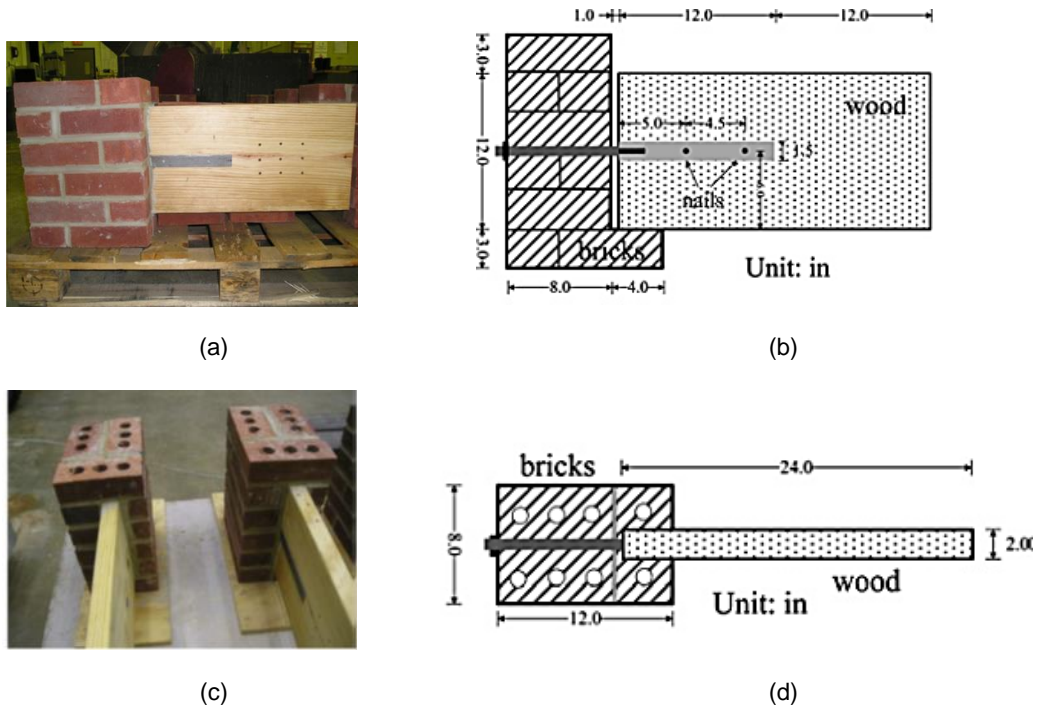


Fig. 2.47 - Representação esquemática da ligação pavimento/parede (Biblioteca Internacional de Tecnologia de 1923) (adaptado de Lin & LaFave, 2012)

No Laboratório de Engenharia Estrutural da Newmark (NSEL) da Universidade de Illinois foram feitas dezanove amostras para testar a ligação pavimento/parede. Cada amostra consistia numa pequena porção de alvenaria de tijolo com ligação a viga de madeira, como mostrado na fig. 2.48.



(a) e (c) - amostra para teste de conexão de parede diafragma; (b) - representação esquemática do tamanho da âncora de parede, viga de madeira e alvenaria, vista do plano; (d) - representação esquemática do tamanho da âncora de parede, viga de madeira e alvenaria, vista lateral.

Fig. 2.48 - Testes de ligação pavimento/parede (extraído de Lin & LaFave, 2012)

As amostras foram testadas sob carregamento uniaxial (na direção longitudinal da viga) na máquina de ensaio. Foram usados dois grampos de aço horizontais - uma braçadeira inferior para evitar que o conjunto de alvenaria de tijolo frature e um grampo superior para aplicar uma força de compressão axial, entre a viga e a parede de tijolo, como mostrado na fig. 2.49 (a). Duas células de carga foram utilizadas para medir a força no grampo superior. A extremidade livre da viga de madeira foi ligada a um cilindro pneumático através de uma braçadeira em forma de U, como mostrado na fig. 2.49 (b).

Dois defletômetros foram utilizados para registrar o deslocamento relativo entre a viga de madeira e a parede de alvenaria de tijolo.

As amostras foram testadas da seguinte forma: 6 amostras foram pregadas (N), 4 amostras com algum atrito (F), e 9 amostras com ambos os mecanismos (NF) referidos atrás. Meia dúzia de exemplares deste último grupo foram também testados, mas apenas com atrito após as pregagens terem atingido a rotura.

Nos testes realizados foram utilizados três métodos diferentes para o caso de NF sob carga monotónico (SM), a tensão estática, cíclica quase estática (SC) e cargas cíclicas dinâmicas (DC). Também foram feitas algumas comparações adicionais ao comportamento N e F. Uma lista de todas as amostras testadas, incluindo o seu tipo de carga, e modo de falha / carga, é apresentada no quadro 2.3.

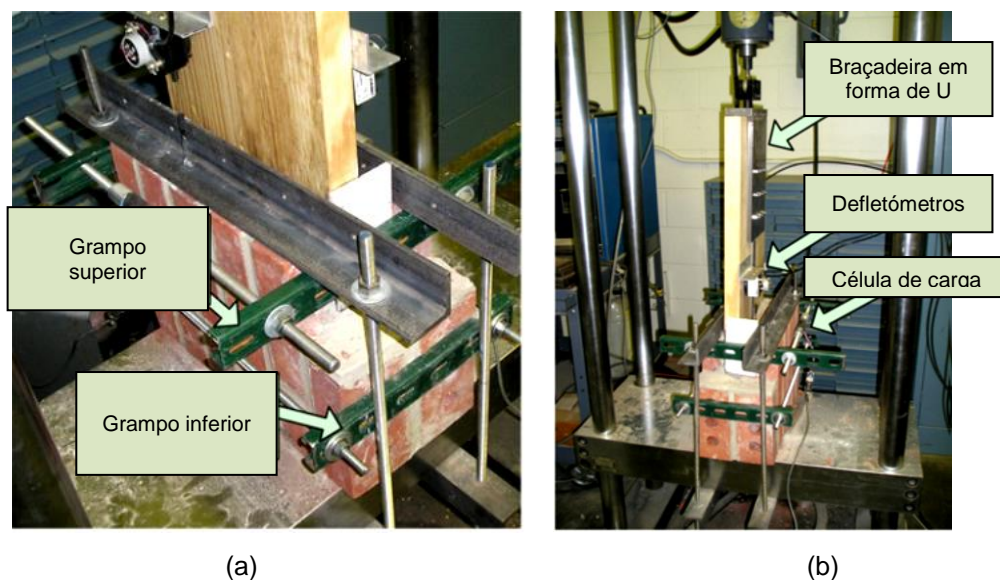


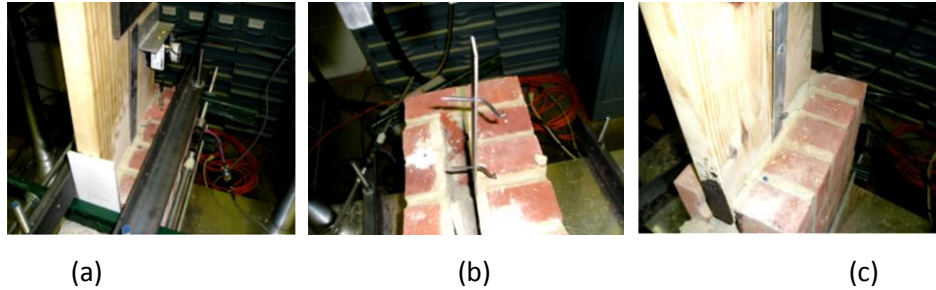
Fig. 2.49 - Dispositivos de aperto, medidores de deslocamento, e células de carga (extraído de Lin & LaFave, 2012)

A força normal (a qual foi aplicada por um grampo superior) entre a viga e a base da cavidade da parede de tijolo foi igual a 900 libras nas experiências de amostra (NF).

Quadro 2.3 - Resultados experimentais das amostras (adaptado de Lin & LaFave, 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_DC1	-	-	-

As falhas das amostras NF_SC1, NF_SC2, e NF_SC3 estão representadas na fig. 2.50 (a), a da amostra NF_SC4 está representada na fig. 2.50 (b) e a amostra NF_SC5 está representada na fig. 2.50 (c).



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

Fig. 2.50 - Diferentes tipos de falhas observados (extraído de Lin & LaFave, 2012)

Para os edifícios mais antigos, as pregagens que fazem a ligação pavimento/parede são elementos importantes. Eventuais efeitos de deterioração da madeira e / ou corrosão do aço não foram considerados.

Os coeficientes de atrito diminuíram com o aumento relativo do deslocamento. Os coeficientes de atrito, medidos após as pregagens falharem, foram maiores nas pregagens que foram arrancadas em comparação com as pregagens que saltaram.

- **Parâmetros de design para alvenaria readaptada a ligações de madeira** (Moreira, S., et al., 2014)

A vulnerabilidade sísmica de alvenaria não reforçada em edifícios antigos é bem reconhecida, bem como a importância das ligações pavimentos/paredes ou paredes.

Estas ligações (entre paredes de alvenaria e o pavimento de madeira) através do uso de âncoras podem prevenir a ocorrência de mecanismos para fora de plano e garantir a distribuição de cargas sísmicas.

Nesta investigação, foram realizados ensaios de ligações pavimento/parede com âncoras de injeção na parte superior da alvenaria, em duas alvenarias de espessura diferente (0,4 m e 0,6 m).

As alvenarias são constituídas por pedra calcária de dimensões diferentes (dimensão máxima de 0,20 m), com juntas de argamassa pobre, no máximo com 0,05 m de espessura. As alvenarias têm 2,0 m de comprimento e 1,6 m de altura.

A ligação pavimento/parede é feita através de uma vigota de madeira com uma secção transversal de 0,13 x 0,18 m², colocada perpendicularmente à parede e pregada ao frechal (tábua de madeira com secção de 0,095 x 0,095 x 1,000 m² construído ao longo da parede). A vigota do pavimento de madeira tem uma entrega de 0,15 m na parede e a tábua está colocada a 0,03 m a partir da face interior da mesma.

Cada parede tinha dois conjuntos de vigas de madeira e portanto, foram realizados dois ensaios de ligação por alvenaria. A solução de reforço consistiu numa ancoragem à parede por um tirante com uma placa quadrada, fig. 2.51 (a). Em cada extremidade do tirante havia uma

semiesfera de aço inoxidável. O tirante era em aço da classe 8.8, tinha um diâmetro $\varnothing 16$ mm e aplicou-se com um ângulo de 15° . A placa de ancoragem era quadrada, com dimensões de $0,175 \times 0,175 \times 0,020 \text{ m}^3$ para a parede de espessura $0,60 \text{ m}$, e $0,175 \times 0,175 \times 0,006 \text{ m}^3$ para a parede de espessura $0,40 \text{ m}$, fig. 2.51.

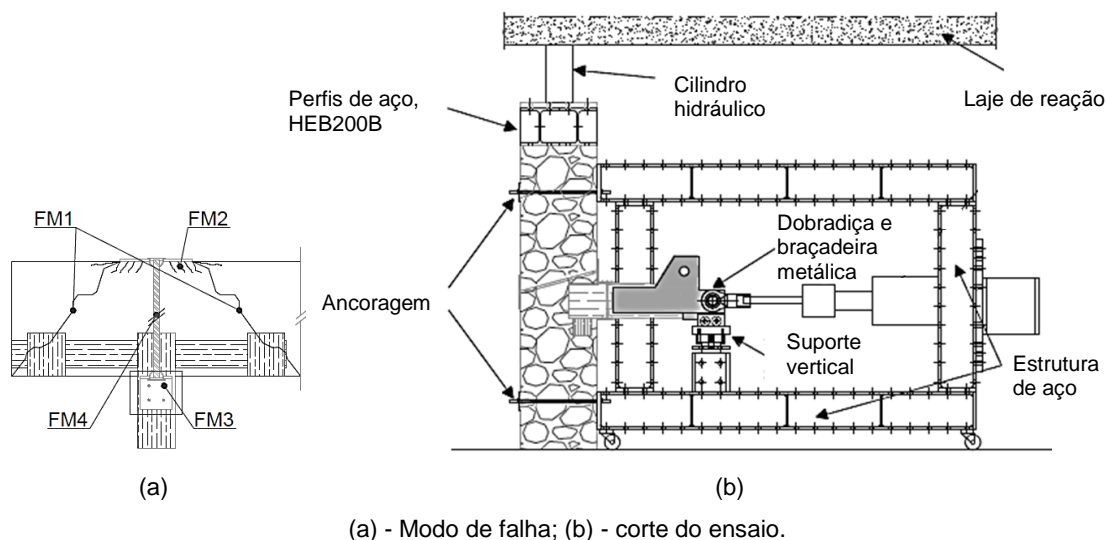


Fig. 2.51 - Ligação pavimento/parede (adaptado de Moreira, et al., 2014)

Como mostrado na fig. 2.51 (a), as falhas ocorreram como o esperado: a alvenaria teve uma falha em forma de cone (FM1), deu-se o esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem (FM2), insuficiência da ligação aparafusada entre a ancoragem e a vigota de chão de madeira (FM3), dando a cedência de aço (FM4). FM3 é uma falha muito complexa porque é o resultado dos efeitos combinados que ocorrem na ligação aparafusada. É composto por esmagamento da vigota de madeira, flexão e rutura por corte dos parafusos, e da ancoragem.

Considerando as limitações do laboratório em termos de espaço, bem como o tamanho das amostras, foi possível desenvolver um aparelho de teste de autoequilibrado, capaz de reorientar a força de arrancamento de volta para a amostra, tal como mostrado pela fig.2.51 (b). A fim de simular o estado de compressão das paredes resultante de cargas permanentes, foram colocados quatro cilindros hidráulicos sobre perfis de aço na sua parte superior. O estado de compressão na parede foi mantido constante através de um controlo manual da pressão. As tensões de compressão de $0,2 \text{ MPa}$ e $0,4 \text{ MPa}$ correspondem, respetivamente, às espessuras de $0,4 \text{ m}$ e $0,6 \text{ m}$.

Os principais resultados de oito testes quase-estáticos cíclicos, na parede fortalecida, para ligação pavimento/parede estão apresentados no quadro 2.4.

Em relação à amostra, os 40 e 60 refere-se à espessura da parede em cm, e 2 A, 3 A, 3B, 4D a identificação da amostra.

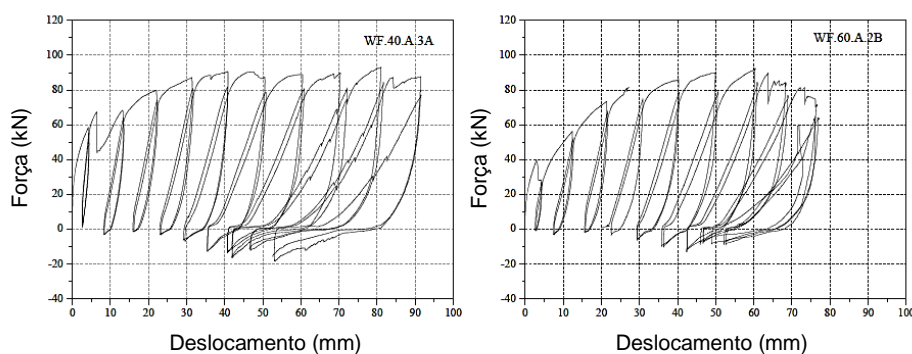
O deslocamento-cedência (Δy) e o deslocamento final (Δu) da ligação de reforço, estimaram-se com base na viga da ligação pavimento/parede, que se trata do deslocamento relativo entre a viga do pavimento de madeira e a face frontal da parede. O rácio entre Δu e Δy consiste no fator de ductilidade do deslocamento, μ , o qual expressa a capacidade de dissipação de energia da ligação reforçada e coeficiente de variação (CoV (%))

Quadro 2.4 - Resultados da experiência da ligação pavimento/parede (adaptado de Moreira, et al., 2014)

Amostra	F (kN)	Δy (mm)	Δu (mm)	μ
40.3A	93,09	0,98	91,47	93,71
40.3B	105,38	-	-	-
40.4A	94,50	0,80	84,32	105,90
40.4B	94,07	0,93	88,04	95,03
Média	96,8	0,9	87,9	98,2
CoV (%)	5,2	8,4	3,3	5,6
60.2B	92,42	2,97	74,59	25,11
60.3A	82,67	2,61	41,18	15,76
60.3B	100,65	4,59	107,78	23,47
60.4B	90,02	2,26	59,19	26,19
Média	91,4	3,1	70,7	22,6
CoV (%)	7,0	28,7	34,6	18,0

Os valores médios das forças de arrancamento (F) das duas espessuras de paredes são muito próximos, sendo a das paredes de 0,4 m ligeiramente maior, ao contrário do que era esperado. Isto é, possivelmente, devido ao facto de que, para as paredes de 0,6 m, não ocorreu a falha na alvenaria em forma de cone. Para as paredes de 0,4 m de espessura, a força de arrancamento resultou da combinação da falha em forma de cone na alvenaria com a rotura da ligação aparafusada (FM1 + FM3). As paredes de 0,6 m de espessura apresentaram principalmente modos de falha FM3 e FM4.

Na fig. 2.52 é apresentado um diagrama de força-deslocamento para as amostras WF.40.A.3A e WF.60.A.2B, em que WF é a designação para ligação pavimento/parede.



(a) – Parede de espessura 0,4 m; (b) - Parede de espessura 0,6 m.

Fig. 2.52 - Diagrama de força-deslocamento para ligação pavimento/parede (extraído de Moreira, et al., 2014)

Em ambas as alvenarias (0,4 m e 0,6 m de espessura), a maior parte da energia foi dissipada através da ripagem das vigas de madeira, não havendo, conseqüentemente, uma grande diferença entre elas.

- **Teste de mesa sísmica de um edifício de alvenaria de pedra reforçada, à escala, com diafragmas flexíveis** (Magenes, G., et al., 2014)

No EUCENTRE, foram realizados testes na mesa sísmica para entender o comportamento dinâmico de estruturas de alvenaria de pedra e avaliar o desempenho sísmico de estratégias de fortalecimento, visando a melhoria das ligações pavimento/parede e o plano rigidez do pavimento. Estes testes foram realizados a grande escala. Os edifícios usados nos testes são edifícios de dois andares, constituídos por alvenaria de dois panos, com uma espessura nominal de 32 cm próximas umas das outras, com algumas pedras pequenas e argamassa, pavimento de madeira e telhado inclinado. O primeiro edifício (Edifício 1) representa um edifício vulnerável sem “antissismo”, as características e desempenho sísmico do protótipo são apresentados em Magenes et al. (2010a). No segundo edifício estudado neste artigo (Edifício 2), as ligações de pavimento/parede foram melhoradas, fornecendo apenas um endurecimento moderado no pavimento e teto de madeira.

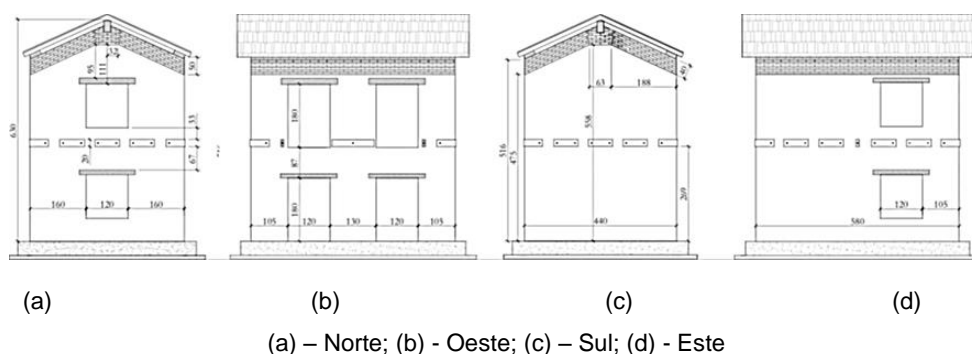
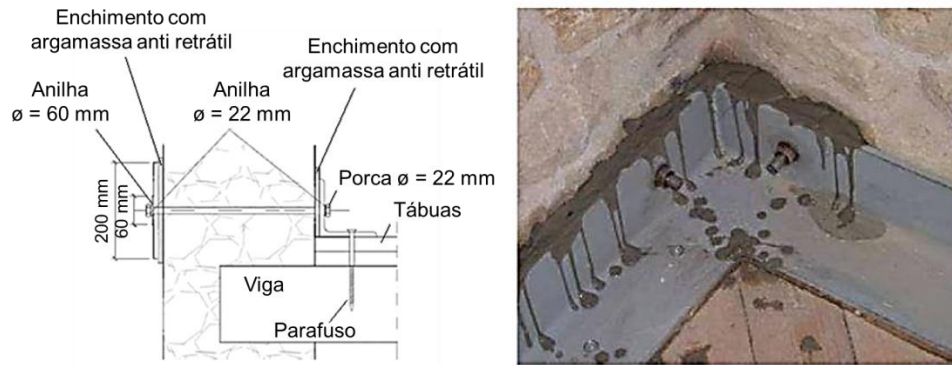


Fig. 2.53 - Fachadas do protótipo do edifício 2 com indicação de dimensões (extraído de Magenes, et al., 2014).

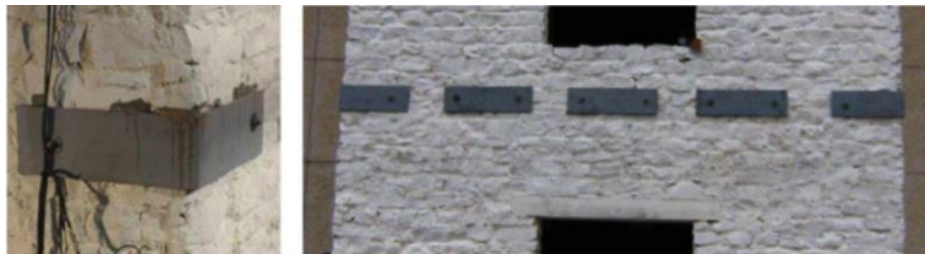
As paredes longitudinais, nomeadamente as fachadas leste e oeste, são orientados na direção do movimento da mesa vibratória.

A ligação entre as paredes é melhorada através de perfis em forma de L de aço contínuo (140 mm x 140 mm x 10 mm, de aço S235) posicionados acima do pavimento de madeira, colocados no lado interior das paredes e ancorados, com roscas de $\varnothing 14$ mm, às placas de aço nas fachadas, como se pode ver nas figuras 2.54 (a) e 2.55. Também são soldados nos cantos para garantir a continuidade da viga em anel, fig. 2.54 (b). De modo a criar uma interface eficaz para uma distribuição uniforme da carga a partir das placas de aço, a superfície de contacto foi regularizada com uma camada de argamassa de anti-encolhimento, fig. 2.54 (b).



(a) - Representação esquemática do diagrama da ligação da viga para o anel de aço de parede de alvenaria; (b) - Detalhe do feixe de anel de aço no canto.

Fig. 2.54 - Ligação entre paredes através de perfis em forma de "L" (extraído de Magenes, et al., 2014)



(a) - Placas de ancoragem de aço no canto sudeste do Edifício 2; (b) - Nível do pavimento na fachada norte

Fig. 2.55 - Placas de ancoragem ao canto e ao nível do pavimento (extraído de Magenes, et al., 2014)

Para reforçar o pavimento e o teto foi colocada uma segunda camada de tábuas (30 mm de espessura), orientada a 45 ° em relação à primeira e fixa com parafusos às traves de baixo.

A fim de detetar e monitorizar a resposta estrutural sob diferentes níveis de movimento, foram colocados instrumentos como os acelerómetros e os defletómetros, que controlam os deslocamentos do edifício protótipo após o transporte e fixação da estrutura na mesa vibratória.

Cada teste dinâmico consistiu em submeter o protótipo a um valor selecionado de aceleração de pico do solo nominal (PGA). A intensidade do movimento do solo (ou seja, o fator de escala) foi gradualmente aumentada em cada ensaio, até um PGA nominal de 0,70 g, no qual quase atingiu o colapso. Na fig. 2.56 está representado o esquema das fendas que ocorreram durante o transporte.

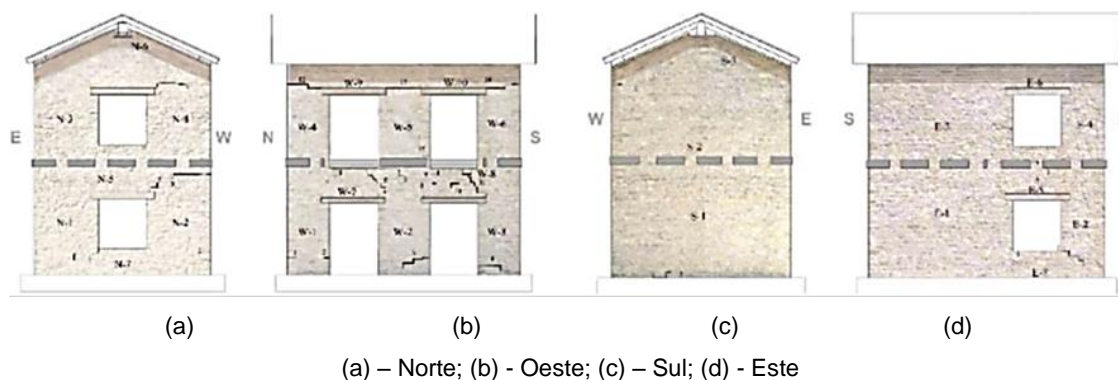


Fig. 2.56 - Representação esquemática das fendas, que ocorreu durante a fase de transporte de Edifício 2 (extraído de Magenes, et al., 2014)

– **Danos observados durante o ensaio com PGA nominal entre 0,05 g e 0,50 g**

Após os testes realizados, a um PGA nominal compreendido entre 0,05 g e 0,40 g, o protótipo apenas experimentou um ligeiro alongamento (na ordem de poucos centímetros) de um limitado número de fissuras. O ensaio realizado a 0,50 g foi caracterizado por uma resposta global da estrutura, que determinou o alongamento de fissuras pré-existentes na interface entre os pilares de alvenaria e a placa de aço, em particular na fachada oeste do segundo piso, fig. 2.57. No primeiro piso, as paredes longitudinais também foram afetadas pela maior intensidade de tremores, com um padrão típico dos danos induzidos pela flexão (fendas horizontais prevalentes).

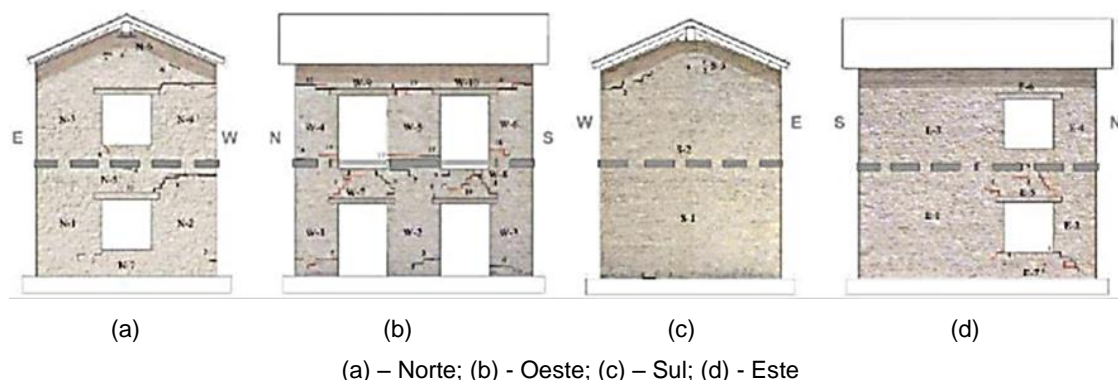


Fig. 2.57 - Representação esquemática das fendas que ocorreram após o ensaio, com PGA nominal de 0,50 g (extraído de Magenes, et al., 2014)

As fendas vermelhas são induzidas a 0,50 g e as pretas são pré-existentes.

– **Observação de danos após o teste com PGA nominal de 0,60 g**

Há uma continuidade das fendas ao longo dos cantos das fachadas e, conseqüentemente, fissuras horizontais próximas da base de cada parede, ao longo de todo o perímetro (fig. 2.58).

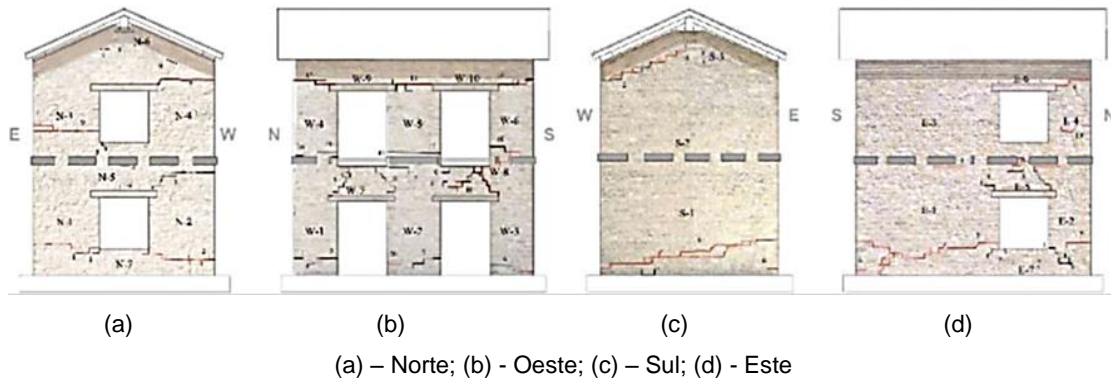


Fig. 2.58 - Representação esquemática das fendas após o ensaio, com PGA nominal de 0,60 g (extraído de Magenes, et al., 2014)

As fendas vermelhas são induzidas a 0,60 g e as pretas, pré-existentes.

– **Danos observados após o ensaio com PGA nominal de 0,70 g**

No teste realizado a uma PGA nominal de 0,70 g (correspondendo a um PGA real de 1,16 g), a estrutura quase atingiu o colapso. Vê-se um alargamento geral (variando até uma largura máxima de, aproximadamente, 1 cm) e do alongamento das fissuras existentes que se propagam ao longo de toda a estrutura.

No que diz respeito ao comportamento da fachada oeste, foi observado um aumento generalizado das fissuras existentes, em especial, das localizadas na interface entre a alvenaria e a placa de aço, na parte superior do “pilar” central (fig. 2.59).

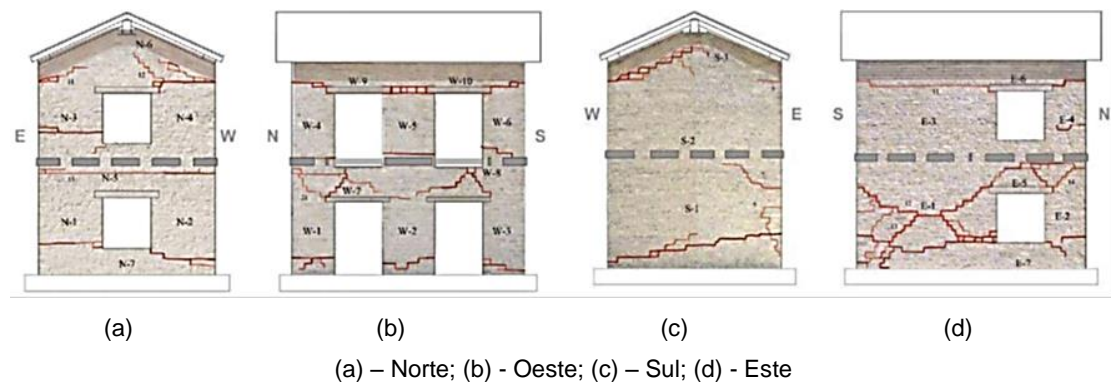


Fig. 2.59 - Representação esquemática das fendas após o teste com PGA nominal de 0,70 g (extraído de Magenes, et al., 2014)

Fendas vermelhas são as induzidas em 0,70 g e as pretas, as pré-existentes.

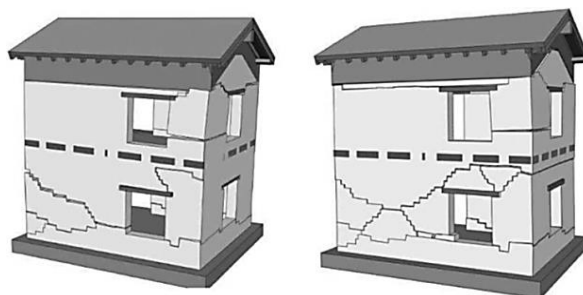


Fig. 2.60 - Representação esquemática que mostra os instantes de abertura máxima das fissuras para PGA nominal de 0,70 g na fachada Este (extraído de Magenes, et al., 2014)

Devido às soluções de reforço aplicadas e, mais especificamente, à melhoria do pavimento e da ligação pavimento/parede, o Edifício 2 foi capaz de resistir a uma vibração muito maior do que a configuração inicial não fortalecida do Edifício 1. A intensidade de agitação suportada pelo Edifício 2 chega a ser de 64 % a 84 % maior que no Edifício 1 (dependendo da medida escalar de agitação de intensidade considerada).

De seguida, é feita uma breve descrição do trabalho experimental de Pinho, 2007, que serviu de base para os modelos experimentais utilizados na presente dissertação e um breve resumo da dissertação da Eng^a. Sílvia Martins – “Ligação pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos” - trabalho ao qual a presente dissertação dá continuidade.

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

Neste trabalho de investigação foi feito o estudo de compressão axial em muretes simples e reforçados, de dimensões 0,80 m x 1,20 m x 0,40 m, como se pode ver na fig. 2.61.

Os muretes são constituídos por 75 % de pedra calcária e 25 % de argamassa de cal aérea hidratada e areia (de rio e de areeiro), produzida ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia (sendo as areias de areeiro e de rio utilizadas em partes iguais).

A argamassa foi misturada numa betoneira e a ordem de entrada dos materiais foi água, cal e areia.

A pedra calcária tinha uma dimensão máxima da ordem de D=25 cm e, apesar de parecer ter um aspeto limpo, foi lavada para a remoção de pós e outras impurezas.

Para melhorar o travamento vertical da alvenaria dos muretes foram colocados perpianhos a 1/3 e 2/3 da altura de cada murete (a 0,40 m e a 0,80 m acima das bases de apoio).

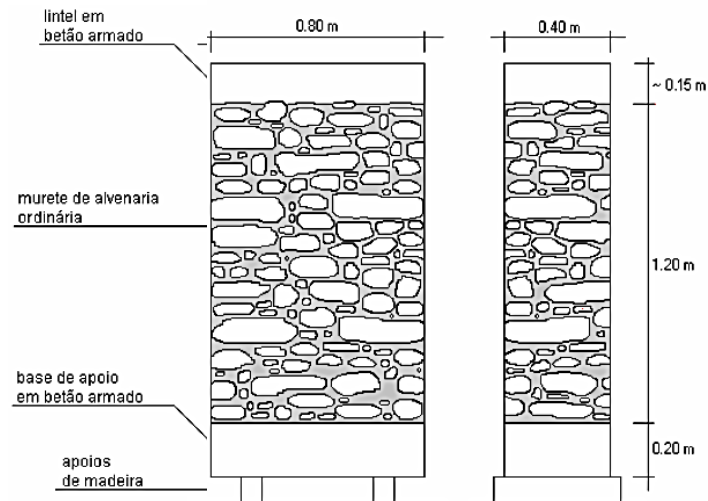


Fig. 2.61 - Representação esquemática de um muro simples (extraído de Pinho, 2007)

Para proteger os muretes da chuva e da radiação solar foi construído o “abrigo” com um pé-direito de 2,40 m, que permitiu uma boa ventilação e melhores condições para uma cura.

A massa volúmica média da alvenaria dos muretes é, aproximadamente, 1758 kg/m^3 . A massa volúmica aparente “teórica” da alvenaria dos muretes é, aproximadamente, 2304 kg/m^3 , e relacionando as duas massas, o volume de vazios dá, aproximadamente, 23,7 %.

– Muretes com reforço

A solução de reforço aqui abordada vai ser a solução IIB, que é constituída por uma lâmina de microbetão armado, com espessura média de 5 cm, aplicada mecanicamente numa face, com confinamento transversal por pregagens, cujas faces inferiores da lâmina de microbetão não contactam com a base de ensaio.

As lâminas de microbetão foram aplicadas com recurso a equipamentos mecânicos “pesados”.

A composição do microbetão aplicado encontra-se apresentada no quadro 3.1, sendo a mistura seca dos agregados cerca de 55 % de areia de rio e 45 % de brita fina (traço volumétrico).

A camada de reforço foi executada da seguinte forma:

A primeira camada de microbetão foi projetada mecanicamente, com uma espessura média de cerca de 2,5 cm, logo após o humedecimento da superfície.

De seguida, foram feitos furos com uma inclinação de 30 % até meia espessura dos muretes (20 cm). Esta inclinação tinha como objetivo facilitar a entrada da calda (por gravidade) para o seu preenchimento de forma a envolver totalmente os varões roscados e, assim, melhorar a ligação das pregagens à alvenaria.

Após a selagem dos varões metálicos com calda de cimento à alvenaria, foi fixada a rede metálica à superfície do microbetão com a ajuda de chapas de 100 x 100 mm² e porcas. Estas foram apertadas, com uma “chave dinamométrica”, com um momento torsor de 1 kg/m.

A seguir à aplicação da rede, foi aplicada a segunda camada de microbetão de 2,5 cm. O aspeto final do murete reforçado está esquematizado na fig. 2.62.

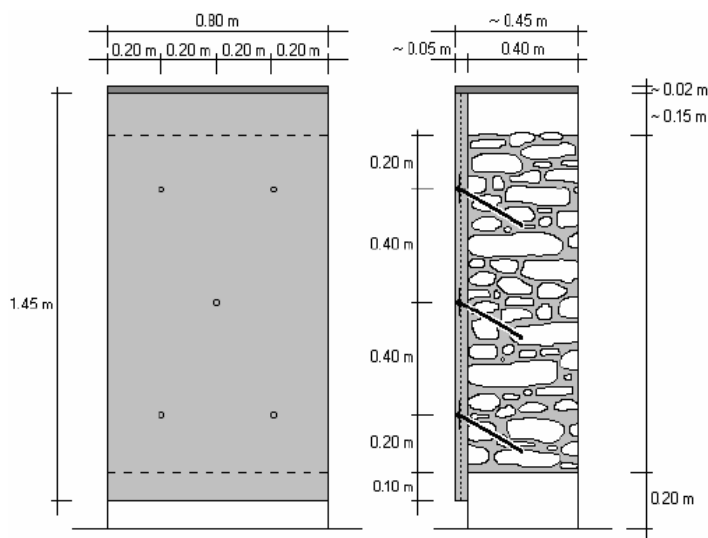


Fig. 2.62 - Representação esquemática do murete reforçado numa das faces (extraído de Pinho, 2007)

– Ensaio de compressão dos muretes

Os resultados do ensaio de compressão dos muretes simples (M43,M21,M32) estão apresentados no conjunto dos diagramas de força – deslocamento e tensão - deformação da fig. 2.63.

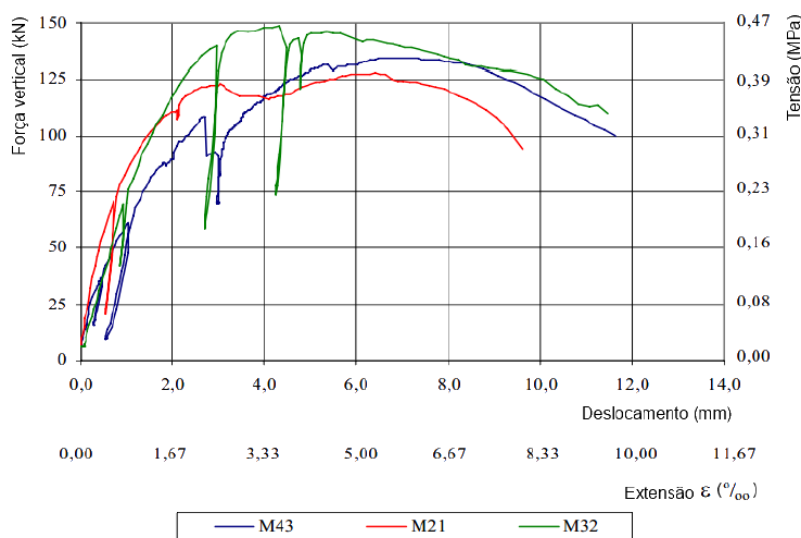


Fig. 2.63 - Diagrama de conjuntos força-deslocamento e tensão-deformação relativos aos ensaios dos três muretes de referência (extraído de Pinho, 2007)

Os resultados do ensaio de compressão dos muretes reforçados (M53, M51, M42, M30) estão apresentados no diagrama da força – deslocamento da fig. 2.64.

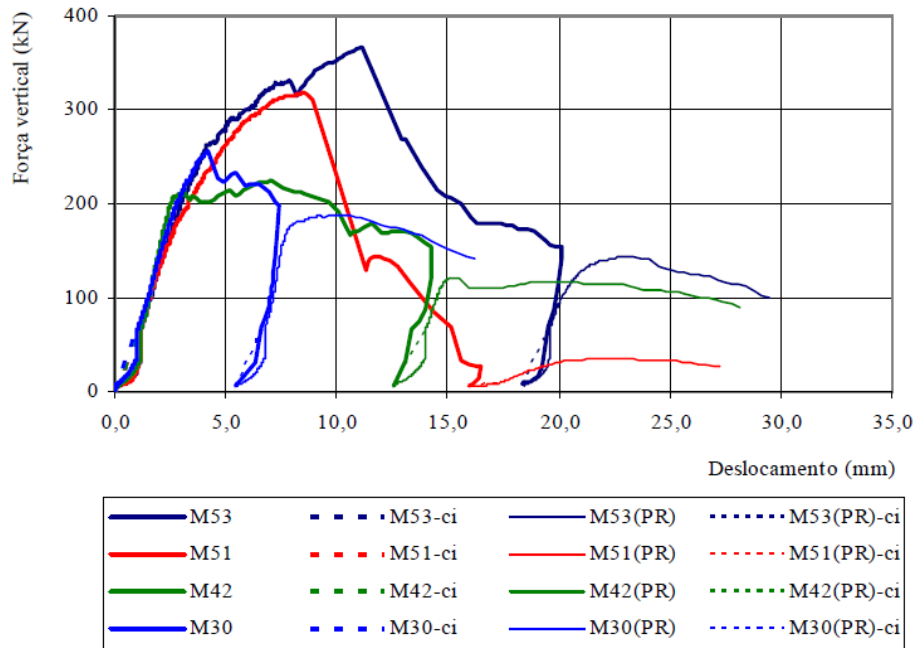


Fig. 2.64- Diagramas força-deslocamento dos muretes M53, M51, M42, M30 (rotura e pós rotura) (extraído de Pinho, 2007)

- **Ligação pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos** (Martins, S., 2014)

Na dissertação sobre ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos foram realizados três ensaios experimentais com muretes construídos em 2010, no seguimento da tese de doutoramento do orientador da dissertação em questão (Pinho, 2007). Na fig. 2.65, estão apresentados os dois muretes utilizados neste trabalho.



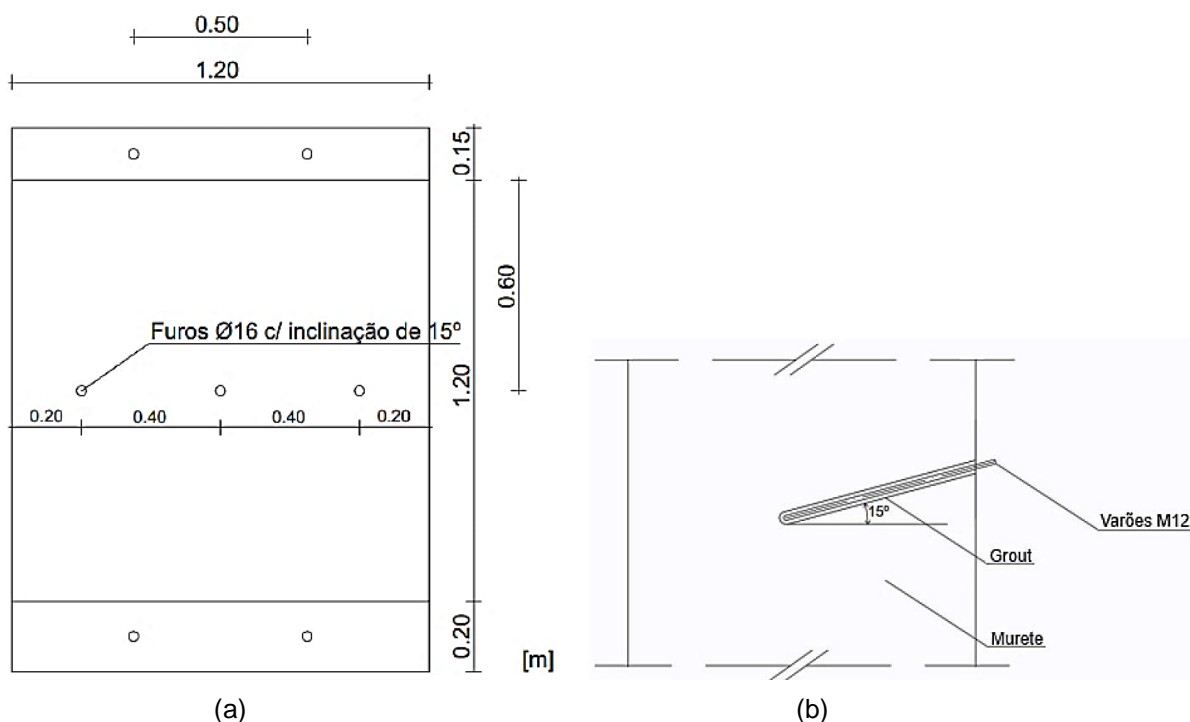
Fig. 2.65 - Muretes usados neste trabalho experimental (extraído de Martins, 2014)

Como os muretes não apresentavam lintel, foi necessário construir um para que houvesse uma distribuição uniforme das cargas verticais. Para regular a superfície do murete e garantir a ligação ao lintel, foi usado o gesso.

Na base quer do murete quer do lintel foram feitos quatro furos com 16 mm de diâmetro e 100 mm de profundidade, nos quais foram colocados varões de 12 mm de diâmetro, selados com grout de endurecimento rápido para assegurar a ligação ao pórtico do sistema de ensaio.

De seguida, o murete foi colocado no pórtico do sistema de ensaio, de forma a que o cilindro hidráulico ficasse centrado no murete.

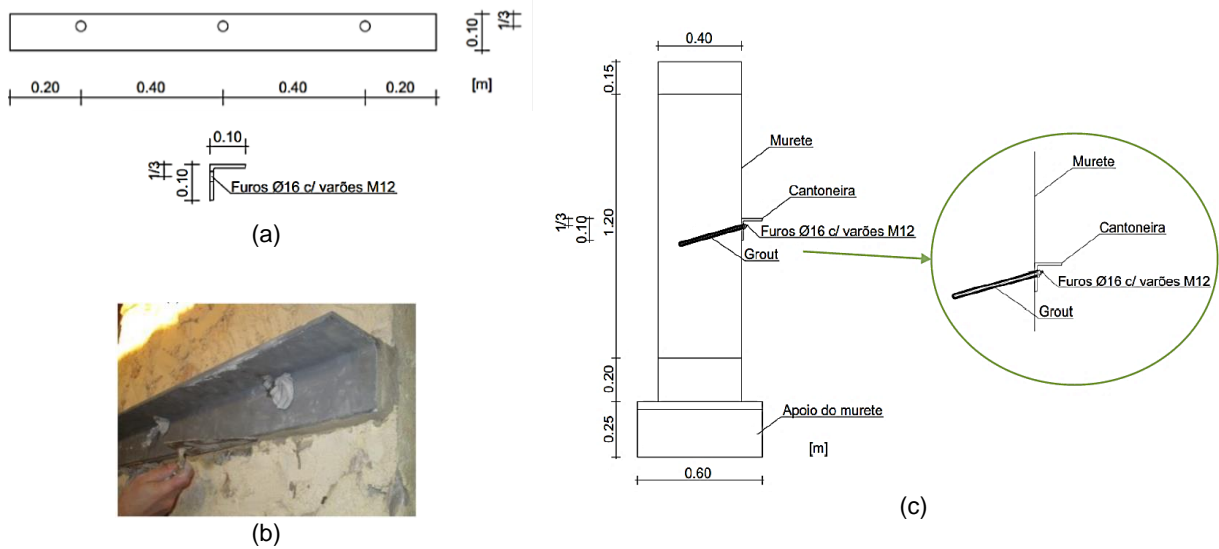
Posteriormente foram feitos 3 furos com 16 mm de diâmetro, 300 mm de profundidade e inclinação de aproximadamente 15° . Foram colocados varões e injetou-se grout. Na fig. 2.66 pode-se ver a representação esquemática dos furos e dos varões de aço. A furação coincide com os furos da cantoneira.



(a) - representação esquemática dos furos no murete;(b) - representação esquemática da colocação dos varões M12

Fig. 2.66 - Representação esquemática do murete com os furos (extraído de Martins, 2014)

Depois da colocação dos varões, foi então posicionada a cantoneira (fig. 2.67) a qual, na zona em contato com a alvenaria, foi regularizada com gesso, como se pode ver na fig. 2.67 (b).



(a) - Representação esquemática da cantoneira; (b) - Colocação da cantoneira e regularização com gesso; (c) - Representação esquemática do posicionamento da cantoneira no murete.

Fig. 2.67 - Representação esquemática da cantoneira e do seu posicionamento no murete, (extraído de Martins, 2014).

Para simular o pavimento foram colocadas duas vigas metálicas sobre a cantoneira. Uma, na posição longitudinal e outra, na perpendicular. A que foi posicionada longitudinalmente tinha como função distribuir uniformemente a carga aplicada pela cantoneira. Carga essa que foi aplicada por uma bomba manual associada ao cilíndrico hidráulico sobre a viga na perpendicular, como se pode ver na fig. 2.68.

A instrumentação utilizada no ensaio experimental foi: o defletómetro, o cilíndrico hidráulico e célula de carga.

O sistema de ensaio, onde foi colocado o murete, era composto por um pórtico metálico constituído por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa por 8 parafusos M24 em cada extremidade. O pórtico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço, para o cilindro hidráulico poder atuar em segurança. Além disso, o sistema de ensaio tinha um sistema de segurança para evitar a queda do lintel e da viga metálica na fase final do ensaio.

A instrumentação e o sistema de ensaio foram utilizados nos três ensaios experimentais, no ensaio de ligação e no ensaio de compressão axial.



Fig. 2.68 - Ensaio geral experimental (extraído de Martins, 2014).

– **Primeiro ensaio experimental:**

O primeiro ensaio experimental realizado foi no murete M215. A primeira parte do ensaio serviu para estudar o comportamento da ligação pavimento/parede composta por uma cantoneira fixa ao murete com o auxílio de pregagens e por duas vigas metálicas: uma, paralela a cantoneira e outra, perpendicular a cantoneira, como se pode ver na fig. 2.68. A segunda parte do ensaio serviu para estudar o comportamento do murete face à compressão axial.

Para estudar o comportamento da ligação pavimento/parede, a bomba hidráulica que estava associada ao cilíndrico hidráulico foi programada a uma velocidade de 0,25 bar/s, correspondente a 1,07 kN/s, e aumentou-se a carga até atingir os 0,25 MPa. Esta carga foi constante até ao início do ensaio à compressão axial.

Depois da carga 0,25 MPa ter estabilizado, iniciou-se o aumento da carga do cilindro hidráulico colocado sobre a viga perpendicular à cantoneira, com o auxílio da bomba manual.

Na primeira paragem da bomba manual foi registado um valor máximo de carga na célula de 28 kN para $t=332$ s, para uma entrega da viga metálica perpendicular à cantoneira de 60 mm. Foi observado que a cantoneira deu início a uma ligeira rotação no sentido da carga aplicada e a uma degradação entre a cantoneira e a argamassa de regularização.

Após a primeira paragem foi efetuada a 1ª recarga e a entrega da viga foi reposicionada para 50 mm. Registou-se um valor máximo de carga na célula de 24,9 kN para $t=1596$ s. Aqui, a rotação da viga foi mais acentuada, esmagando o murete na zona inferior e provocando uma queda de fragmentos de argamassa de regularização.

Após a primeira recarga foi efetuada a 2ª e última recarga. A entrega da viga passou para 45 mm e a viga, colocada longitudinalmente sobre a cantoneira, foi retirada por questões de segurança. O valor máximo registado de carga na célula foi de 22,7 kN para $t=2304$ s. Houve uma contínua e ligeira rotação da cantoneira, assim como um contínuo esmagamento do murete (na zona inferior) e da argamassa de regularização.

Na fig. 2.69 foi feito um diagrama da força aplicada em relação ao tempo, para as três fases ensaiadas.

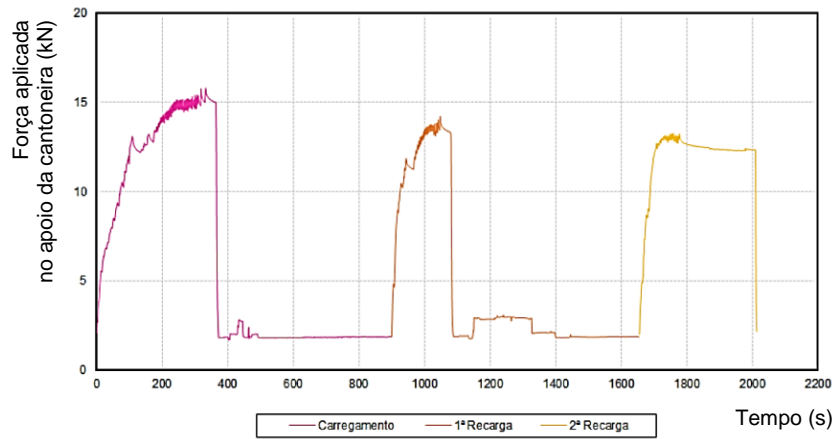


Fig. 2.69 - Diagrama força-tempo do ensaio de ligação (adaptado de Martins, 2014).

No diagrama força-tempo é possível verificar que existe uma decrescente imposição de carga com o passar do tempo.

A fig. 2.70 apresenta um diagrama força-deslocamento. Para o cálculo da força foram considerados os pesos das vigas metálicas e dos materiais que se encontravam a meio vão da viga perpendicular à cantoneira, representando uma carga total de 1,87 kN.

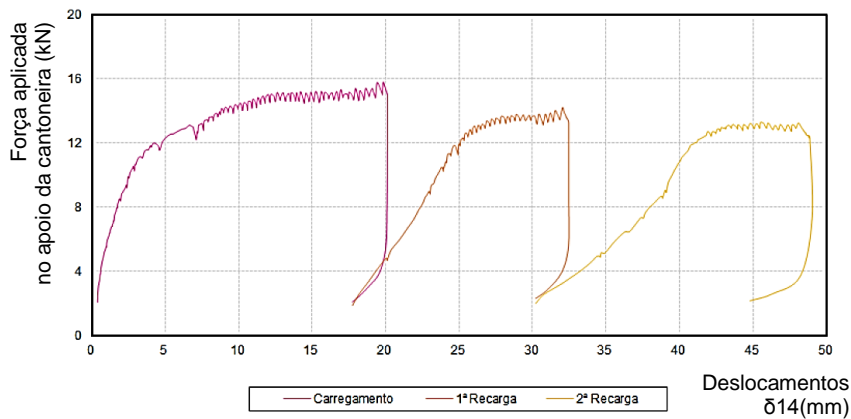


Fig. 2.70 - Diagrama força-deslocamento do ensaio de ligação (adaptado de Martins, 2014).

Para o ensaio à compressão axial foram retiradas as duas vigas metálicas. A carga de 0,25 MPa que tinha sido mantida constante até este ponto, a partir daqui foi aumentada.

As forças aplicadas correspondem à da célula de carga (CC5) somada à das cargas pré-existentes (CPE), no valor de 6,4 kN, que corresponde ao somatório de 5,2 kN, da viga metálica e pesos das vigas mais outros equipamentos, com 1,2 kN, do lintel de betão armado.

No murete M215, a força máxima aplicada durante o ensaio foi de 219,5 kN aos $t=3493$ s, que pode ser vista no diagrama da fig. 2.71 e que corresponde a uma tensão máxima de 0,46 MPa.

Durante a aplicação da carga, desenvolveram-se fissuras e fendas, primeiro nas zonas laterais do murete e, posteriormente, ao longo de todo o plano. Na eminência do colapso, foi observado um aumento de degradação, nomeadamente uma grande quantidade de degradação das pedras e dos fragmentos de argamassa.

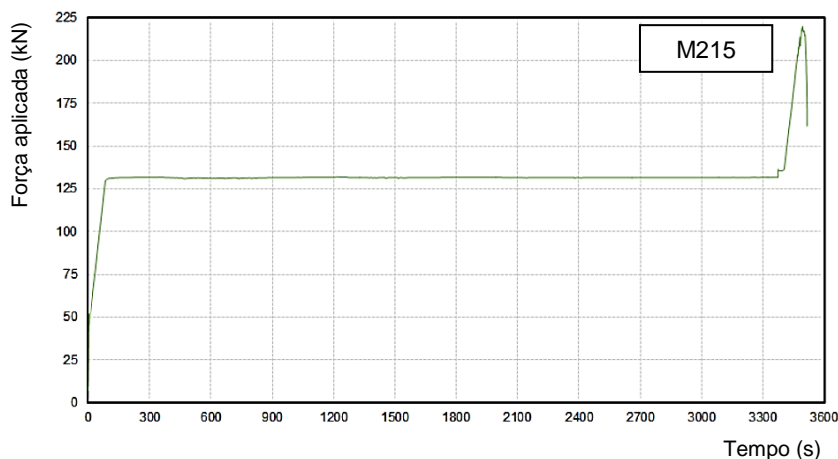


Fig. 2.71 - Diagrama Força -Tempo do ensaio de compressão axial do murete M215 (extraído de Martins, 2014).

– **Segundo ensaio experimental:**

O segundo ensaio experimental foi realizado no murete M216. Teve como objetivo observar o comportamento do murete ao ensaio de compressão axial. Devido ao deficiente posicionamento do murete e da viga metálica, ocorreu a obstrução do lintel no sistema do pórtico. A viga metálica não comprimiu o murete uniformemente, provocando uma tensão muito mais baixa do que era o esperado. Deste modo, este ensaio não foi considerado válido para comparar valores de tensão com os restantes muretes.

– **Terceiro ensaio experimental:**

O terceiro ensaio experimental foi realizado no murete M211 e consistiu numa repetição do ensaio de compressão axial uma vez que, no segundo ensaio, houve um erro de montagem.

A bomba hidráulica que estava associada ao cilíndrico hidráulico foi programada a uma velocidade de 0,05 bar/s, correspondente a 0,21 kN/s.

Com o aumento da carga, as primeiras fissurações apareceram no lado direito do murete. A força máxima aplicada foi de 211,0 kN aos $t=830$ s, que corresponde à tensão máxima de 0,44 Mpa.

O colapso total do murete deu-se aos $t=891$ s.

No diagrama força-tempo do murete M211, que está representado na fig. 2.72, os valores apresentados representam apenas 75 % da força máxima.

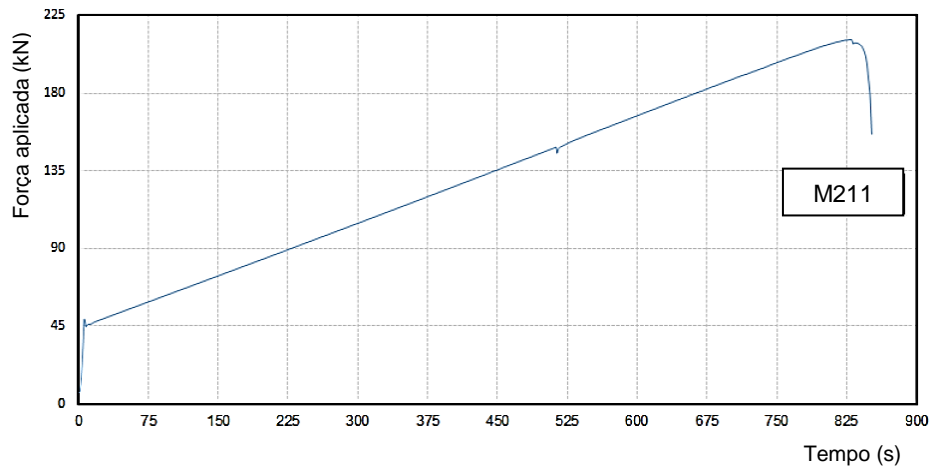


Fig. 2.72 - Diagrama Força-tempo do ensaio de compressão axial do murete M211 (adaptado de Martins, 2014).

No diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão axial do murete M211, os valores apresentados representavam apenas 75 % da tensão máxima.

Comparando os ensaios de compressão axial dos muretes M215 e M211, verificou-se que o murete M215 apresentava maior tensão - 0,46 MPa, para uma deformação de 7,8 ‰. Isto pode ser verificado no diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial da fig. 2.73.

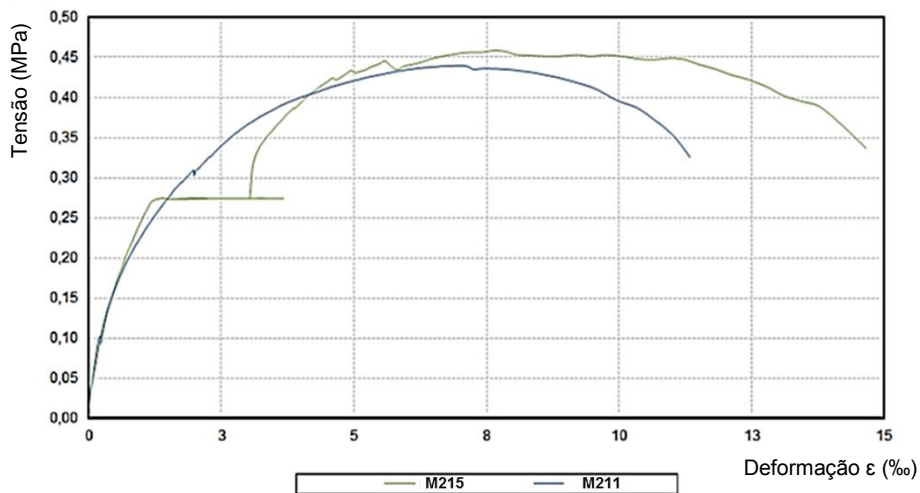


Fig. 2.73 - Diagrama tensão – deformação dos ensaios de compressão axial dos muretes M215 e M211 (adaptado de Martins, 2014).

No quadro 2.5, é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios de compressão axial.

Quadro 2.5 - Resumo dos resultados dos ensaios de compressão axial (adaptado de Martins, 2014).

Muretes	Força máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Deslocamentos (mm)	Deformação máxima (‰)
M115	219,5	0,46	9,4	7,8
M111	211,0	0,44	8,5	7,1
Média	25,3	0,45	8,9	7,5

Comparando também os resultados obtidos nos muretes M215 e M211 com o trabalho de referência de Pinho, (2007), podemos ver que os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza (fig. 2.74), o que era de esperar, uma vez que os muretes foram construídos com a mesma técnica construtiva, as mesmas dimensões e os mesmos materiais.

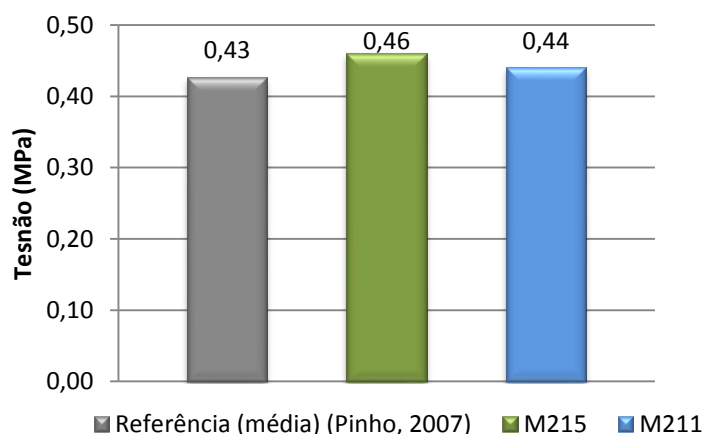


Fig. 2.74 - Diagrama comparativo dos valores dos muretes M215 e M211 com os valores de referência de Pinho (adaptado de Martins, 2014).

Nos três muretes estudados também foram feitas medições de carbonatação.

No quadro 2.6 são apresentadas as medições realizadas em relação à profundidade de carbonatação. O murete estaria totalmente carbonatado caso atingisse uma profundidade de 200 mm, que corresponde a metade da largura do murete.

Quadro 2.6 - Medições da profundidade de carbonatação dos muretes M215, M216 e M211 (adaptado de Martins, 2014)

Medições	Profundidade de Carbonatação (mm)		
	M215	M216	M211
Média	72,5	81,0	85,0

No quadro 2.7 apresentam-se a média da profundidade e a área de carbonatação.

Quadro 2.7 - Apresentação da profundidade média e a área de carbonatação (adaptado de Martins, 2014).

Muretes	Profundidade de carbonatação média (%)	Profundidade de carbonatação média (mm)	Área carbonatada da secção transversal	
			(m ²)	(%)
M215	36,3	72,5	0,21	43,8
M216	40,5	81,0	0,23	47,9
M211	42,5	85,0	0,24	50,0

Para determinar a resistência ao corte numa alvenaria de pedra e cal aérea foram adaptadas as fórmulas enunciadas no *Model Code* 1990 (1993) para betão armado.

Adaptando os valores para grandezas de alvenaria de pedra tradicional, a fórmula passa a ser:

$$F_{um} = \frac{1,30}{\gamma_{Rd}} \phi_b^2 \left[\sqrt{1 + (1,30\varepsilon)^2} - 1,30\varepsilon \right] \sqrt{f_{cm} f_{ym} (1 - \xi^2)} < \frac{A_s f_{ym}}{\sqrt{3}} \quad (2.1)$$

O valor da resistência ao corte de uma pregagem pela fórmula do mecanismo de ferrolho é de 1,7 kN. Comparando com o valor obtido pelos valores experimentais, a resistência ao mecanismo de ferrolho é de 2,1 kN, o que dá um erro na ordem de 24 %. Este erro já era esperado uma vez que não se esperavam valores muito positivos.

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são descritos os trabalhos preparatórios, os ensaios experimentais efetuados e os resultados obtidos. Os trabalhos preparatórios e os ensaios foram realizados no laboratório de estruturas de DEC FCT UNL.

Os preparativos para a realização dos ensaios seguiram as seguintes etapas: colocação do lintel no murete de alvenaria; furação da base e do lintel do murete; realização dos furos para a colocação dos varões roscados e da cantoneira; colocação dos varões roscados; regularização na zona de colocação da cantoneira; colocação da cantoneira; colocação das vigas metálicas, que simulam o pavimento, sobre a cantoneira; e, por fim, posicionamento dos instrumentos de ensaios.

A duração da preparação e dos ensaios foi de quatro meses (novembro de 2014 a fevereiro de 2015).

Os muretes de alvenaria utilizados nesta dissertação foram construídos em 2010, no seguimento do trabalho referido de Pinho (2007).

3.2 Descrição dos muretes

Na presente dissertação foram utilizados dois muretes com a designação M209 e M213. Ambos tinham as mesmas dimensões e eram constituídos por pedra calcária assente em argamassa de cal aérea hidratada e areia.

Na fig. 3.1, encontra-se representado o esquema de um dos muretes.

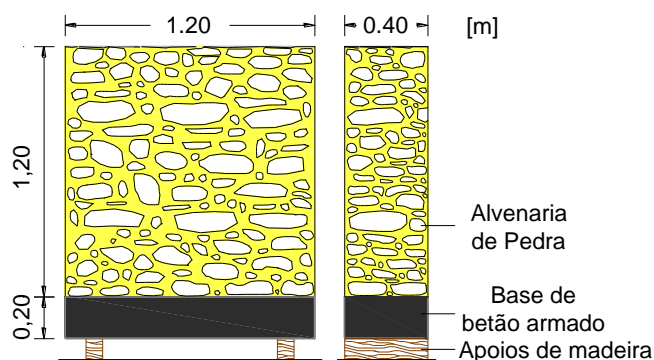


Fig. 3.1 - Representação esquemática de um murete.

Os muretes encontravam-se num abrigo ao lado do DEC e a sua retirada foi feita com o auxílio de equipamento adequado, nomeadamente: empilhador e porta-paletes (fig. 3.2).



(a)

(b)

(a) - murete a ser carregado pelo porta-paletes; (b) - murete a ser transportado pelo empilhador.

Fig. 3.2 - Transporte do murete para o laboratório.

3.3 Preparação dos muretes

3.3.1 Lâmina de microbetão no murete M213

Na superfície frontal do murete M213 foram feitas duas camadas de microbetão de 2,5 cm, com uma rede metálica de 1,05 m de altura e 1,20 m de largura entre as duas camadas de microbetão. A sua composição, que foi a mesma usada por Pinho (2007), está referida no quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Composição do microbetão aplicado no murete M213 (Pinho, 2007)

Componentes	Dosagens
Cimento	400kg/m ³
Areia de rio	980kg/m ³
Brita fina (diâmetro médio: 4 a 8mm)	820kg/m ³
Relação A/C	0,48

A aplicação da camada de microbetão na superfície do murete foi feita da seguinte maneira:

- Colocação de uma cantoneira L50 x 50 na base do murete, para garantir a espessura final de 5 cm;
- Humedecimento da superfície do murete;
- Projeção manual do material para fazer a primeira camada de microbetão (cuja execução se dividiu em dois dias e aplicada até 1,10 m altura), realizada nos dias 5 e 8 de dezembro de 2014, fig. 3.3 (a));
- Colocação da rede metálica 1,05 m x 1,20 m na primeira camada de microbetão, realizada no dia 15 de dezembro de 2014, fig. 3.3 (b) e (c);

- Projeção manual do material para fazer a segunda camada de microbetão (cuja execução se dividiu em dois dias e aplicada até 1,10 m de altura), realizada nos dias 16 e dia 17 de dezembro de 2014, fig. 3.3 (d) e (e);
- Projeção do material aplicado na zona do murete que ainda estava descoberto, realizada nos dias 17 e 18 de dezembro de 2014, fig. 3.3 (f).

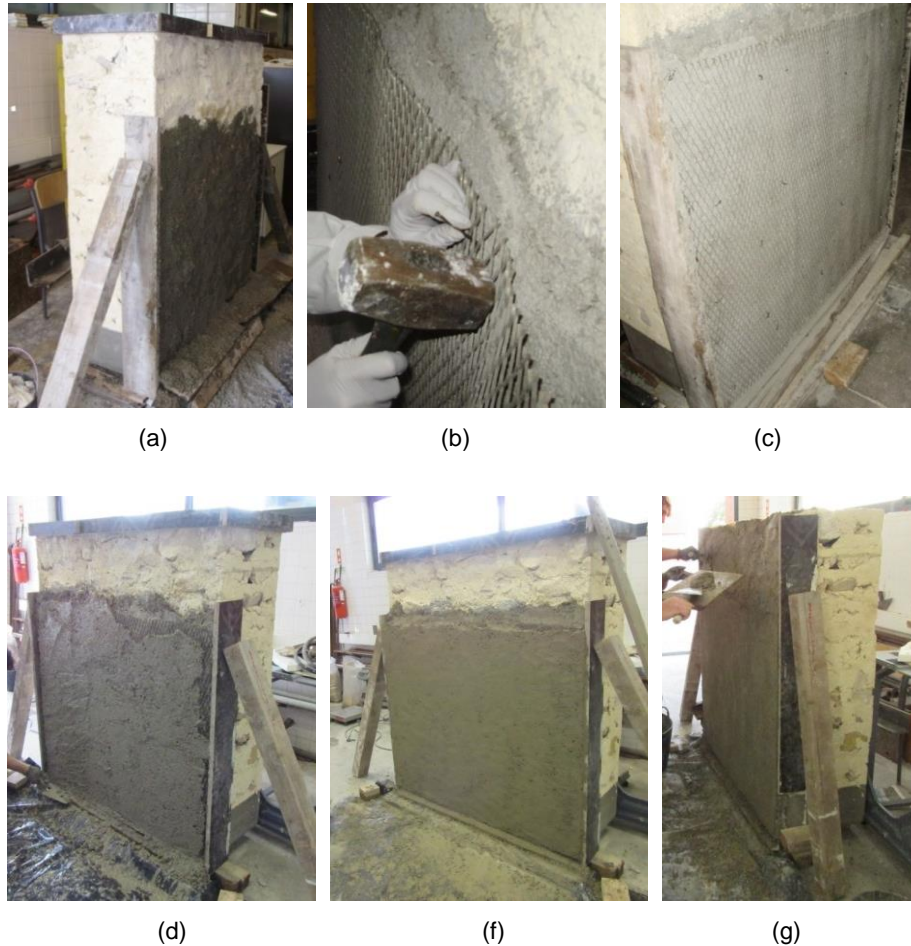
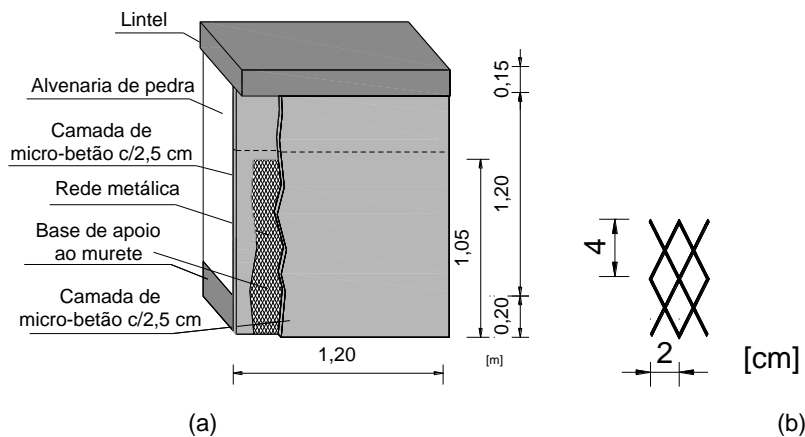


Fig. 3.3 - Camada de microbetão no murete M213.



(a) - Sistema estrutural da camada existente na parte frontal do murete M213; (b) - Pormenor da rede metálica com espessura de 1 mm e profundidade de 3 mm

Fig. 3.4 - Representação esquemática do sistema estrutural do murete M213.

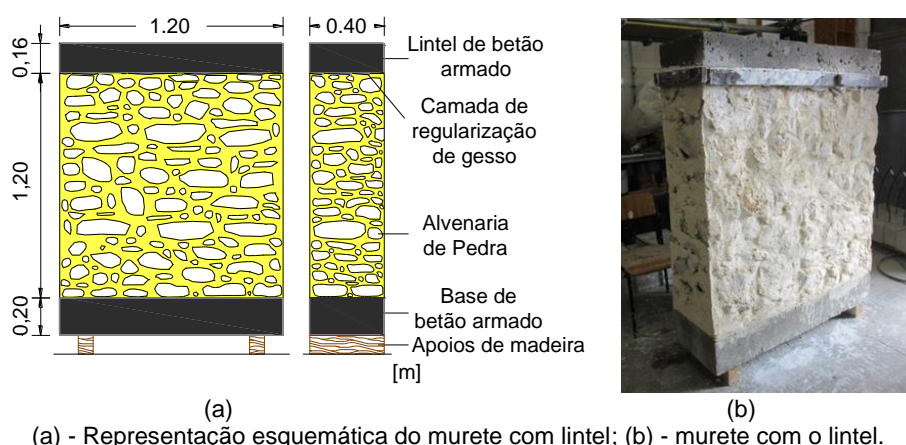
Na fase inicial da concepção deste ensaio, considerou-se suficiente a altura da rede metálica utilizada como armadura de microbetão. Mais tarde, já na fase de preparação do ensaio, percebeu-se que seria conveniente prolongar o reboco entre a rede metálica e o lintel para a realização do ensaio de compressão do murete.

3.3.2 Colocação do lintel

Os muretes utilizados nos ensaios experimentais não tinham lintel. Como tal, foi necessário colocar um, uma vez que o lintel tem como função distribuir as cargas verticais pelo murete.

Inicialmente, foi feita uma cofragem em madeira à volta do murete, colocando-se gesso da marca *SILVAL* e, com a ajuda da grua, posicionou-se o lintel. Na fig. 3.5 está a representação esquemática do murete M209 com o lintel e na fig. 3.4, a do murete M213 com o lintel.

O lintel do murete M209 tinha as dimensões 0,40 m x 1,20 m x 0,16 m e o lintel do murete M213, as dimensões 0,50 m x 1,19 m x 0,15 m.



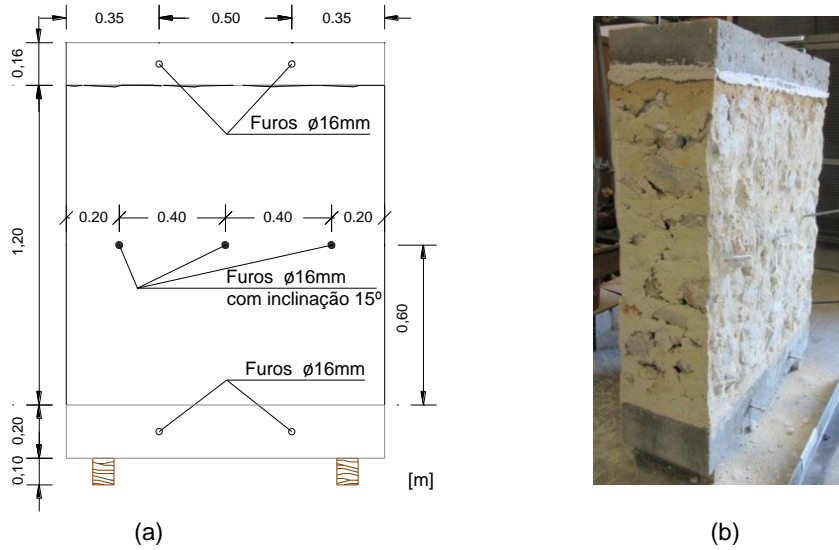
(a) - Representação esquemática do murete com lintel; (b) - murete com o lintel.

Fig. 3.5 - Murete M209 com o lintel

3.3.3 Furação nos muretes

No lintel e na base foram feitos quatro furos, dois no tardo e dois na parte frontal, de 16 mm de diâmetro e 100 mm de profundidade. Após os furos serem feitos, foram colocados varões. No lintel foram colocados varões de 12 mm de diâmetro e na base foram colocados varões roscados M12, selados com grout de endurecimento rápido (marca Sikagrout®-213). Na fig. 3.6 pode-se ver a disposição dos furos e dos varões no murete M209.

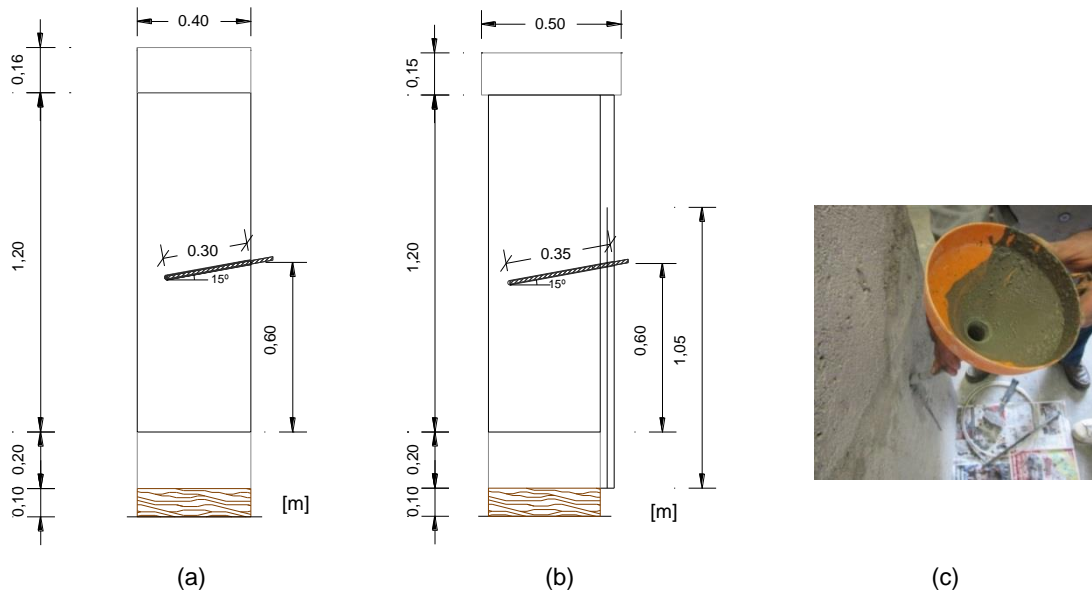
Para posicionar a cantoneira foi necessário fazer três furos com 16 mm de diâmetro e 300 mm de profundidade no murete M209, e três furos com 350 mm de profundidade no murete M213 coincidentes com os furos da cantoneira e com uma inclinação de, aproximadamente, 15 °. Uma vez que o murete não era homogêneo, a dificuldade que se teve na furação e na precisão levou a que a inclinação não fosse rigorosamente cumprida.



(a) - Representação esquemática da posição dos furos no lintel, na base e a meia altura do murete; (b) - murete já com os furos e os varões na base e a furação da alvenaria com um torna/berbequim.

Fig. 3.6 - Furação e colocação dos varões no murete M209

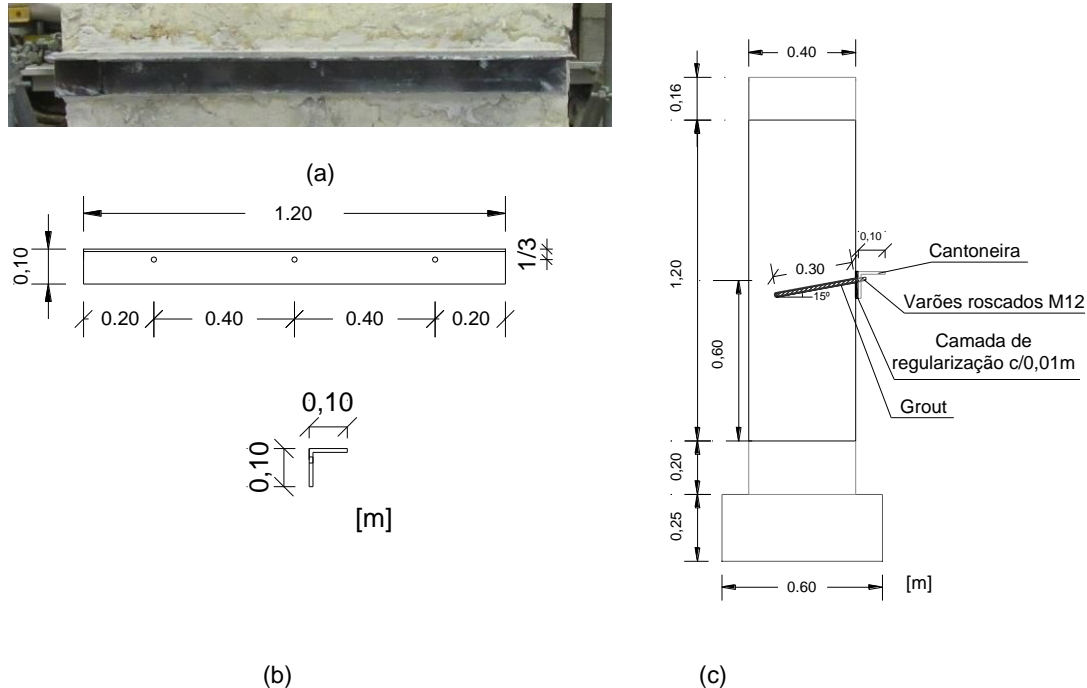
Após a furação na alvenaria, os furos foram injetados com grout (SikagROUT®-213) e, imediatamente a seguir, foram colocados os varões roscados M12. Utilizaram-se 4 kg de grout por 1 litro de água. O grout foi injetado graviticamente com a ajuda de uma mangueira e de um funil, sendo a sua aplicação extremamente difícil de executar. Entretanto, ficou a secar pelo menos um dia antes da colocação da cantoneira. Na fig. 3.7 estão representados os esquemas dos furos com varões nos dois muretes.



(a) - Murete M209; (b) - Murete M213; (c) - Injeção de grout no murete M213

Fig. 3.7 - Representação esquemática do posicionamento dos varões nos muretes.

Como a alvenaria tinha uma superfície irregular, e para garantir o contacto total da cantoneira com a alvenaria (ou microbetão, no caso do murete M213), foi necessário regular a mesma. Para tal, foi utilizado gesso no ensaio de ligação superior no murete M209 (fig 3.8 (a)) e argamassa de cimento com traço volumétrico 1:1:1 (cimento: areia de rio: areia amarela) no ensaio de ligação inferior do murete M209 e nos dois ensaios do murete M213.



(a) - cantoneira com camada de regularização de gesso; (b) - representação esquemática da cantoneira L100 x 100; (c) - Murete M209

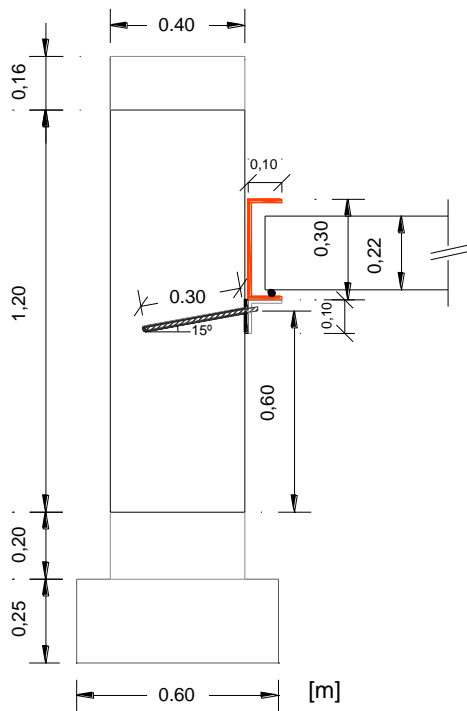
Fig. 3.8 - Posicionamento da cantoneira

Os varões foram ajustados com porcas e anilhas, sendo as primeiras apertadas com o auxílio da chave dinamométrica com momento torsor de 1kg.m.

3.3.4 Posicionamento das vigas metálicas

Para simular o pavimento de madeira, usaram-se duas vigas metálicas: uma, na longitudinal e outra, na perpendicular à cantoneira.

A viga metálica posicionada longitudinalmente tinha como função distribuir uniformemente a carga pela cantoneira, sendo esta aplicada pela bomba manual associada ao cilindro hidráulico sobre a viga perpendicular. A viga que estava na perpendicular apoiava-se sobre o varão soldado (que tinha a função de rótula), como se pode ver na fig. 3.9.



(a) - Representação esquemática do corte do murete com as vigas que simulam um pavimento; (b) - vigas que simulam o pavimento

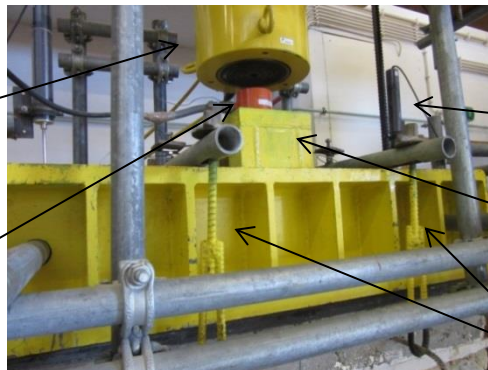
Fig. 3.9 - Murete M209 com as vigas metálicas que simulam o pavimento.

3.3.5 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio era composto por um pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e por uma viga HEB450, fixada a oito parafusos M24 em cada extremidade. Para permitir a aplicação da carga vertical através do cilindro hidráulico em condições de segurança, o pórtico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag* com diâmetro de 36 mm. E também havia um sistema de segurança que impedia a queda da viga metálica e do lintel do murete na fase final do ensaio (fig. 3.10).

Cilindro hidráulico a marca ENERPAC (modelo CLRG-3006) com capacidade de 3000kN

Célula de carga da marca TML com capacidade de 500kN (CC5)



Defletómetro com um curso de 100mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6} / \text{mm}$

Bloco maciço metálico

Sistema de segurança que impede a queda da viga metálica e do lintel.

Fig. 3.10 - Sistema de segurança que impede a queda da viga metálica e do lintel.

A instrumentação utilizada no sistema de ensaio foi: um cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo CLRG-3006) com capacidade de 3000 kN; a célula de carga (CC5) da marca TML, com capacidade de 500 kN, colocada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e o bloco maciço subjacente à viga metálica que media as cargas verticais; e os defletômetros (transdutores de deslocamentos), com um curso de 100 mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$, que medem os deslocamentos verticais do murete (fig. 3.11).

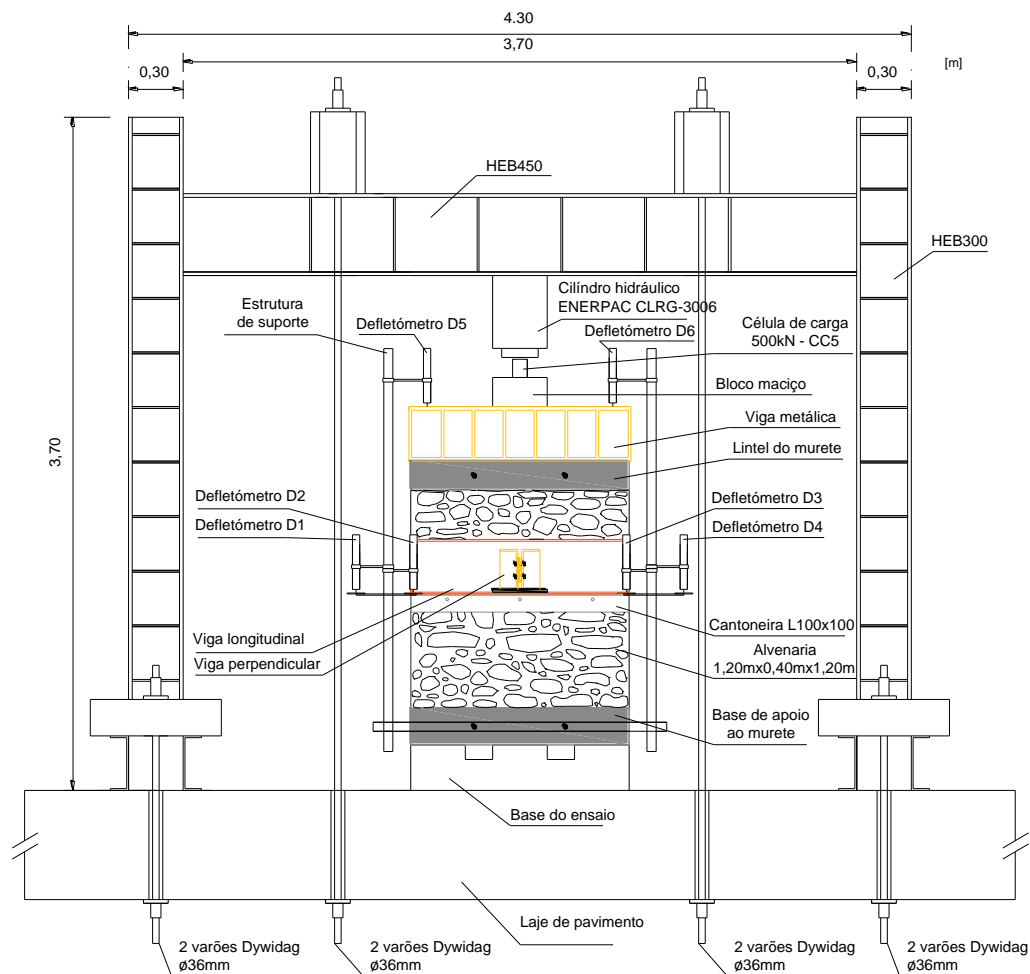
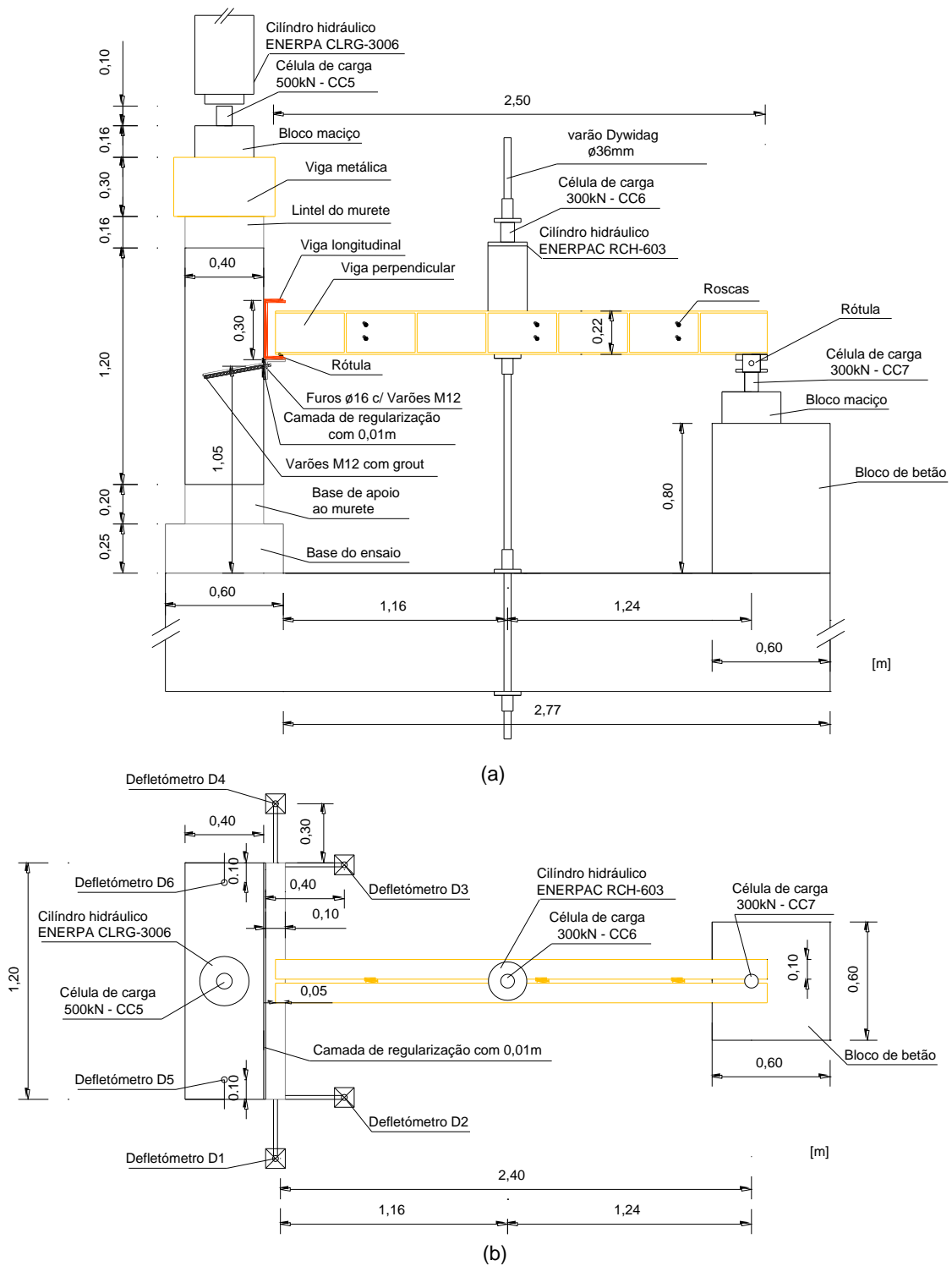


Fig. 3.11 - Representação esquemática do sistema de ensaio.

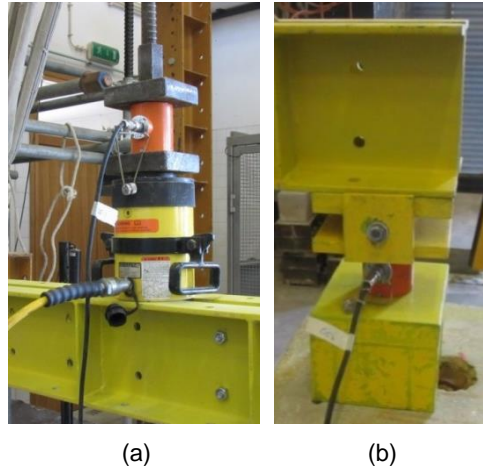
O corte e a planta do sistema de ensaio estão representados na fig. 3.12.



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

Fig. 3.12 - Representação esquemática da disposição dos instrumentos do ensaio experimental.

No murete M213, a disposição da instrumentação de ensaio é igual à do murete M209, exceto pela disposição dos defletômetros que se encontravam no topo do murete, por cima da viga metálica.



(a) - Posicionamento do cilindro hidráulico com capacidade de 600kN e da célula de carga com capacidade de 300 kN (CC6); (b) - Posicionamento da célula de carga com capacidade de 300 kN (CC7) e da rótula metálica.

Fig. 3.14 - Posicionamento dos instrumentos de ensaio a meio vão e na extremidade da viga.

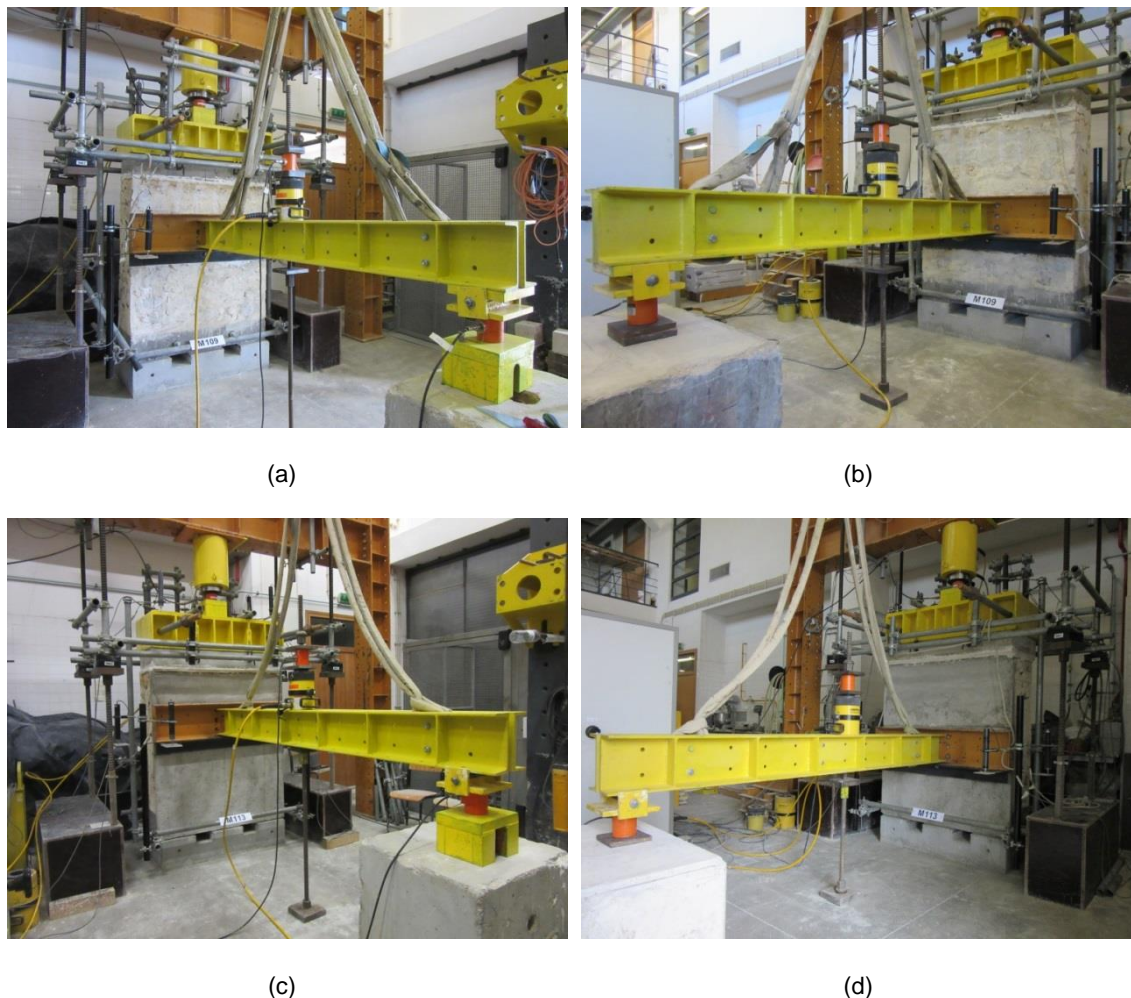
Os deslocamentos da cantoneira foram efetuados por quatro defletómetros, com um cursor de 100 mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$. Estes foram colocados sobre placas acrílicas, que se apoiavam nas chapas de ferro soldadas frontalmente e lateralmente à cantoneira, como se pode observar na fig. 3.15.



Fig. 3.15 - Posicionamento dos defletómetros.

Os defletómetros D1 e D4, que estavam na zona da cantoneira, para além de medir os deslocamentos no ponto onde estavam, também permitiram calcular o deslocamento central na cantoneira com base na média dos deslocamentos. Os defletómetros D2 e D3 permitiram calcular os deslocamentos no ponto onde estavam colocados, assim como a rotação perpendicular ao plano da cantoneira, como representado na fig. 3.12 (b).

Os defletómetros que se encontravam por cima da viga metálica (no topo do murete) permitiram medir os deslocamentos do murete até atingir a rotura total. Foram essenciais no ensaio de compressão axial, fig. 3.12 (b) e fig. 3.13.



(a) – ligação superior no murete M209; (b) – ligação inferior no murete M209; (c) – ligação superior no murete M213; (d) – ligação inferior no murete M213 ¹⁾.

Fig. 3.16 - Aspeto geral dos quatro ensaios.

Os defletómetros e as células de cargas foram ligados a um interface, conectado a um *data logger*, que registava os dados dos ensaios experimentais. Estes dados foram enviados para um computador e tratados pelo software “Catman 4.0” (fig 3.17 (a)).

Inicialmente, ligou-se a bomba hidráulica da marca Walter+Bai ag (fig. 3.17 (a)), à qual estava ligado o cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo CLRG-3006); programou-se a velocidade para 0,25 bar/s que corresponde a 1,07 kN/s; e, aumentou-se a carga até atingir os 0,25 MPa, que equivale a uma força de 120 kN. Esta carga foi mantida ao longo de todo o ensaio.

¹⁾ Nas fotos apresentadas neste capítulo, os muretes tomam a designação de M109 e M113. Esta designação foi, no entanto, atualizada para M209 e M213, como se verá nas tabelas e figuras correspondentes

Assim que a carga de 0,25 MPa estabilizou, iniciou-se o aumento da carga do cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo RCH-603), com o auxílio de uma bomba manual da marca ENERPAC (fig. 3.17 (b)).

No fim do ensaio de ligação, a carga do cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo CLRG-3006) foi descarregada.



(a)

(b)

(a) - Computador que regista os dados e a bomba hidráulica da marca Walter+Bai ag; (b) - Bomba manual da marca ENERPAC.

Fig. 3.17 - Computador, bomba hidráulica e bomba manual

- **Comportamento da ligação superior no Murete M209**

O primeiro ensaio experimental no murete M209 foi realizado no dia 6 de fevereiro de 2015.

A entrega inicial de viga foi de 50 mm.

Neste ensaio de ligação foram executadas duas paragens para se efetuar a recarga.

Na primeira paragem da bomba manual registaram-se os seguintes valores máximos de carga nas células CC6 e CC7:

Quadro 3.2 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – Carregamento (Ligação superior no murete M209)

M209 Ligação superior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
Carregamento	23,3	11,5

Observou-se uma ligeira rotação da cantoneira e não houve esmagamento da camada de regularização de gesso.



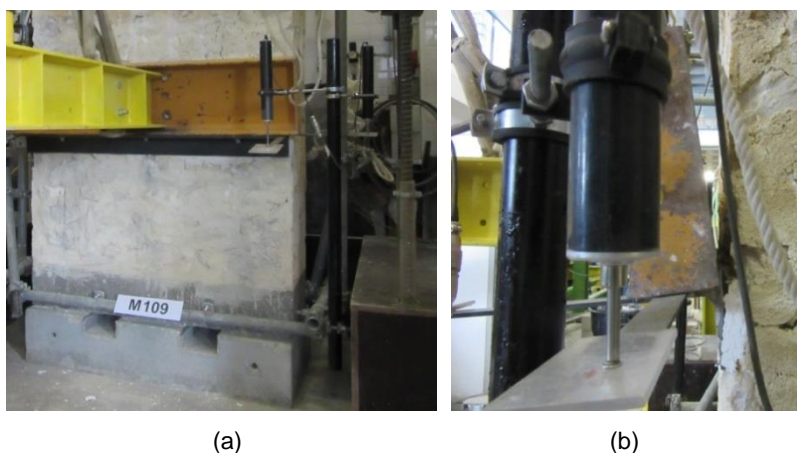
Fig. 3.18 - Vista frontal da rotação da cantoneira após a primeira paragem da bomba manual

Após a primeira paragem da bomba manual foi efetuada a 1ª recarga. A viga longitudinal foi reposicionada e a entrega da viga passou para 40 mm.

Os valores máximos de carga registados nas células CC6 e CC7 para a 1ª recarga foram os seguintes:

Quadro 3.3 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 - 1ª Recarga (Ligação superior no murete M209).

M209 Ligação superior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
1º Recarga	12,8	6,4



(a) - Vista frontal da rotação da cantoneira; (b) - Vista lateral da rotação da cantoneira

Fig. 3.19 - Comportamento da ligação após a primeira recarga.

Observou-se uma maior rotação da cantoneira e houve um ligeiro esmagamento da camada de regularização de gesso.

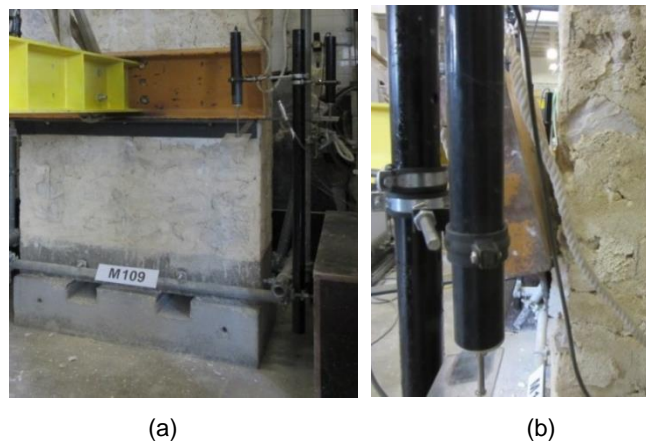
Após a primeira recarga da bomba manual foi efetuada a 2ª recarga. A viga longitudinal foi reposicionada e a entrega da viga passou para 30 mm.

Os valores máximos de carga registados nas células CC6 e CC7 para a 2ª recarga foram os seguintes:

Quadro 3.4 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 - 2ª Recarga (Ligação superior no murete M209)

M209 Ligação superior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
2º Recarga	11,2	5,7

Observou-se que a cantoneira teve uma rotação muito reduzida. Esta recarga durou apenas 22 segundos, porque a viga perpendicular encostou-se rapidamente à viga longitudinal.



(a) - Vista frontal da rotação da cantoneira; (b) - Vista lateral da rotação da cantoneira

Fig. 3.20 - Comportamento da ligação após a segunda recarga.

De seguida, são apresentados os diagramas para a primeira fase (carregamento) da ligação superior no Murete M209 com camada de regularização a gesso. Só é apresentada a fase de carregamento, porque foi nesta fase que se atinge a força máxima.

A força aplicada no apoio da cantoneira foi calculada através dos valores registados, durante o ensaio, pela célula de carga a meio vão da viga perpendicular à cantoneira (CC6) e a célula de carga na extremidade da viga perpendicular à cantoneira (CC7). Neste cálculo foi também considerado o peso das vigas metálicas e dos materiais que se encontram a meio vão da viga perpendicular à cantoneira. O peso total era de 1,9 kN.

Na fig. 3.21 é apresentado o diagrama de história de carga para a fase de carregamento do ensaio de ligação ²⁾.

²⁾ Em todos os diagramas, depois de atingir a força máxima, o diagrama é feito até serem atingir 75 % da força máxima.

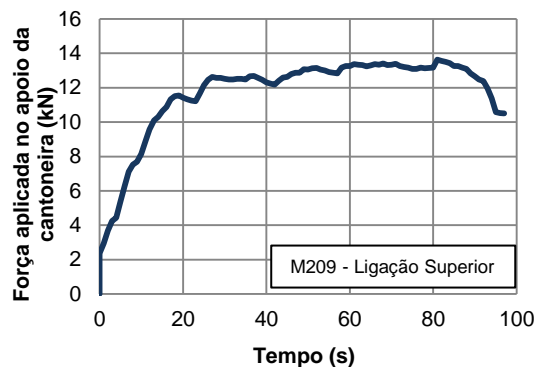


Fig. 3.21 - Diagrama de história de carga da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.

Na fig. 3.22 é apresentado o diagrama de força-deslocamento da ligação superior para a primeira fase do ensaio de ligação.

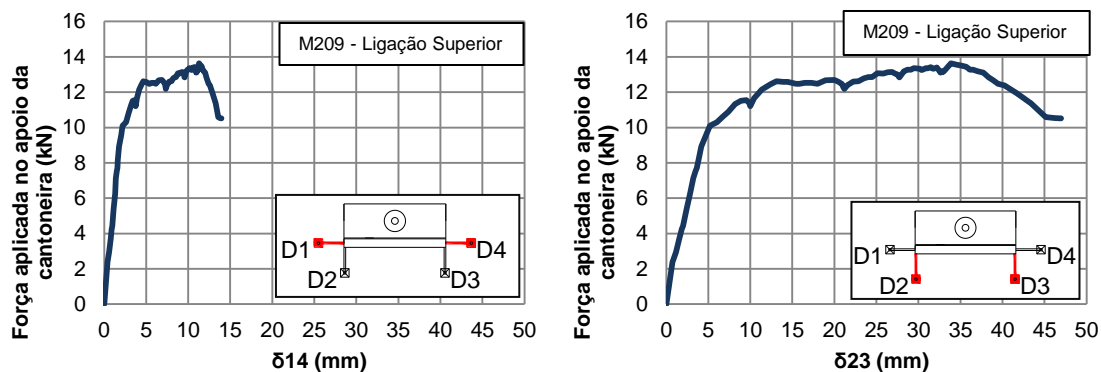


Fig. 3.22 - Diagrama força-deslocamento da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.

Na fig. 3.23 é apresentado o diagrama de força-rotação da ligação superior para a primeira fase do ensaio de ligação.

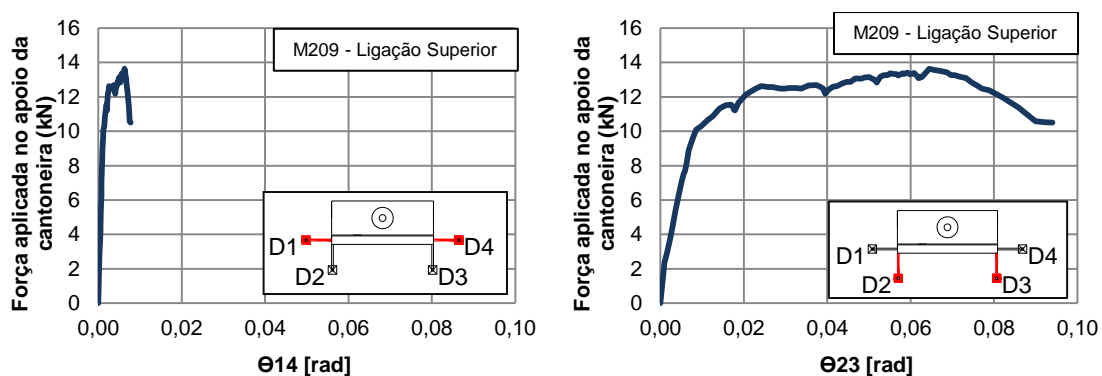


Fig. 3.23 - Diagrama força-rotação da ligação superior do murete M209 com a camada de regularização a gesso.

- **Comportamento da ligação inferior no Murete M209**

O segundo ensaio experimental no murete M209 foi realizado no dia 13 de fevereiro de 2015.

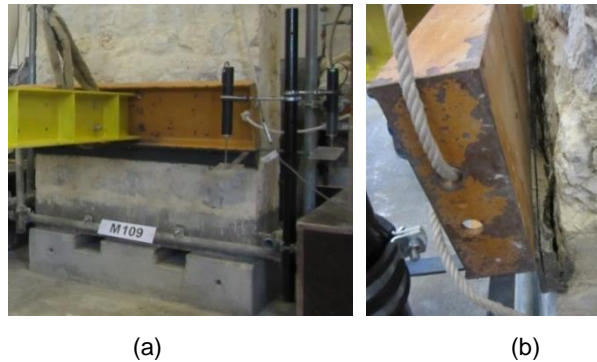
Aqui, a camada de regularização entre a cantoneira e o murete é de argamassa de cimento 1:1:1.

A entrega inicial de viga é de 40 mm.

Após a paragem da bomba manual, registaram-se os seguintes valores máximos de carga nas células CC6 e CC7:

Quadro 3.5 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – Carregamento (Ligação inferior no murete M209).

M209 Ligação inferior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
Carregamento	26,0	12,8



(a) - Vista frontal da rotação da cantoneira; (b) - Vista lateral da rotação da cantoneira

Fig. 3.24 - Comportamento da ligação com camada de regularização com argamassa de cimento

De seguida, são apresentados os diagramas da ligação inferior do murete M209 com camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.25 é apresentado o diagrama de história de carga da ligação inferior do murete M209.

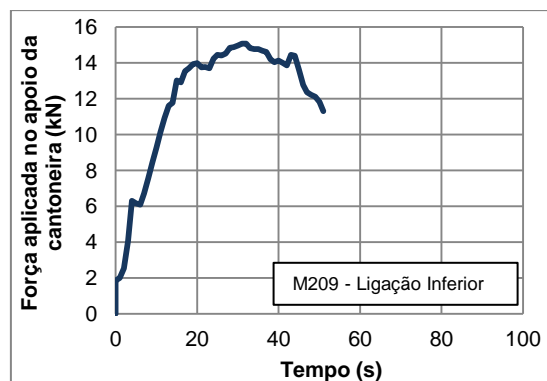


Fig. 3.25 - Diagrama de história de carga da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.26 é apresentado o diagrama de força-deslocamento da ligação inferior.

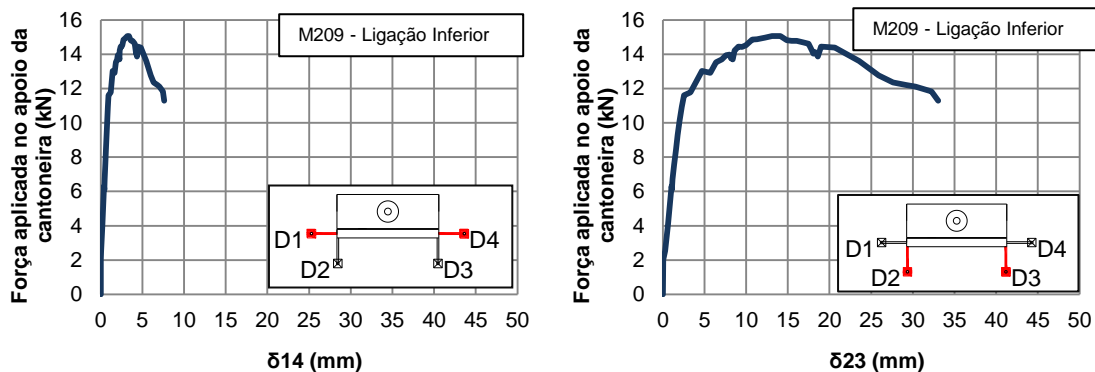


Fig. 3.26 - Diagrama força-deslocamento da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.27 é apresentado o diagrama de força-rotação da ligação inferior.

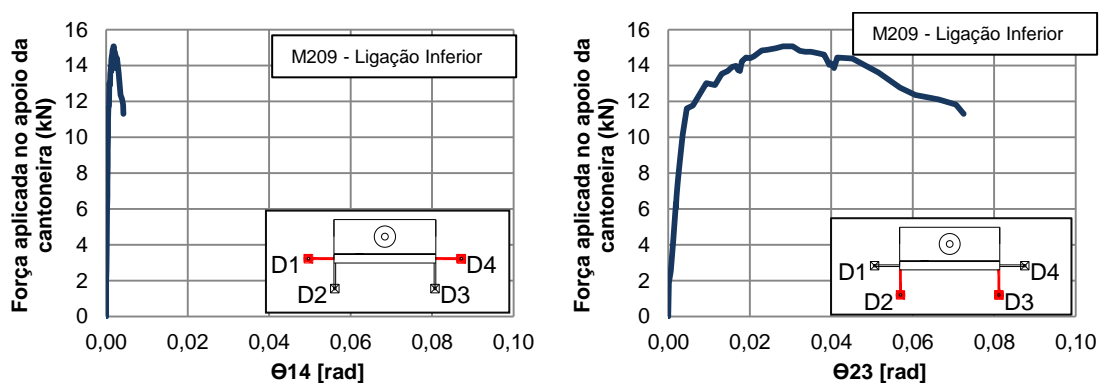


Fig. 3.27 - Diagrama força-rotação da ligação inferior do murete M209 com a camada de regularização de argamassa de cimento.

- **Comportamento da ligação superior no Murete M213**

O primeiro ensaio experimental no murete M213 foi realizado no dia 24 de fevereiro de 2015.

Aqui, a camada de regularização entre a cantoneira e o murete é de argamassa de cimento 1:1:1.

A entrega da inicial de viga é de 40 mm.

Após a paragem da bomba manual, registaram-se os seguintes valores máximos de carga nas células CC6 e CC7:

Quadro 3.6 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – carregamento (Ligação superior no murete M213).

M213 Ligação superior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
Carregamento	62,0	30,1



(a)

(b)

(a) - Vista frontal da rotação da cantoneira; (b) - Vista lateral da rotação da cantoneira

Fig. 3.28 - Comportamento da ligação superior no murete M213

De seguida, são apresentados os diagramas da ligação superior no Murete M213 com camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.39 é apresentado o diagrama de história de carga da ligação inferior do murete M209.

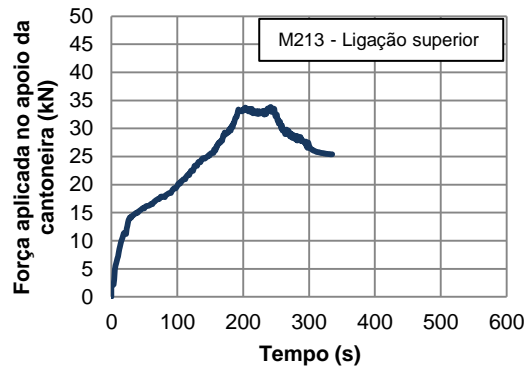


Fig. 3.29 - Diagrama de história de carga da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento

Na fig. 3.30 é apresentado o diagrama de força-deslocamento da ligação superior.

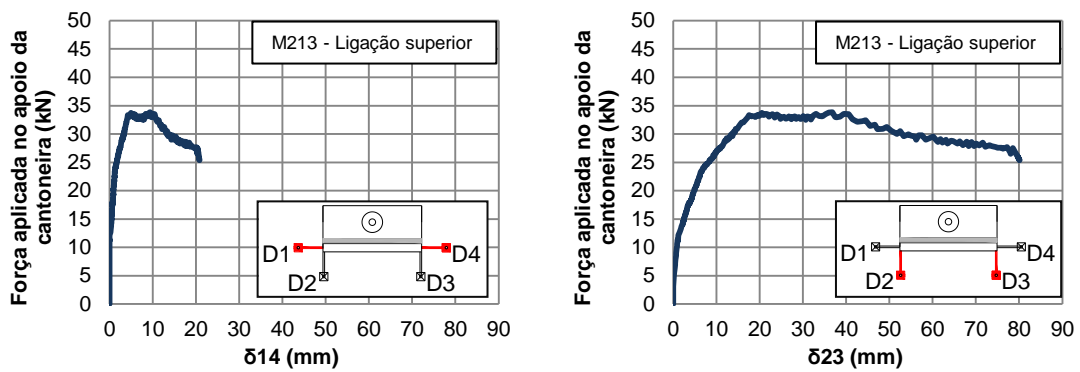


Fig. 3.30 - Diagrama força-deslocamento da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.31 é apresentado o diagrama de força-rotação da ligação superior.

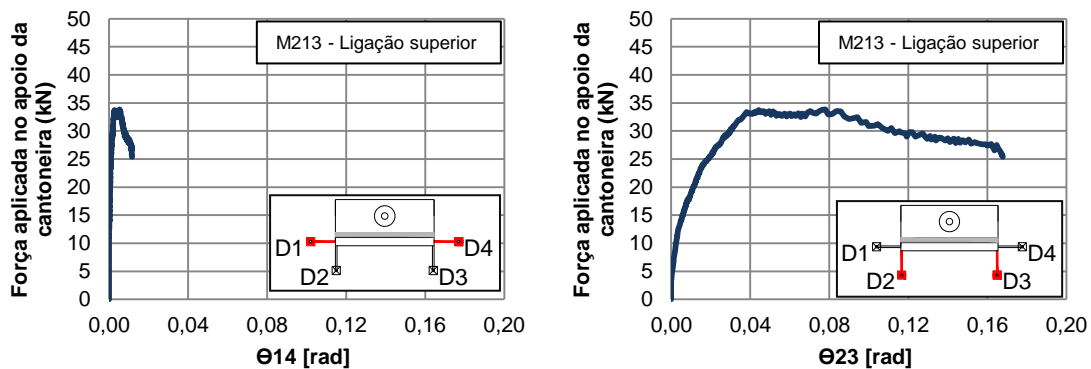


Fig. 3.31 - Diagrama força-rotação da ligação superior com a camada de regularização de argamassa de cimento.

• Comportamento da ligação inferior no Murete M213

O segundo ensaio experimental no murete M213 foi realizado no dia 2 de março de 2015.

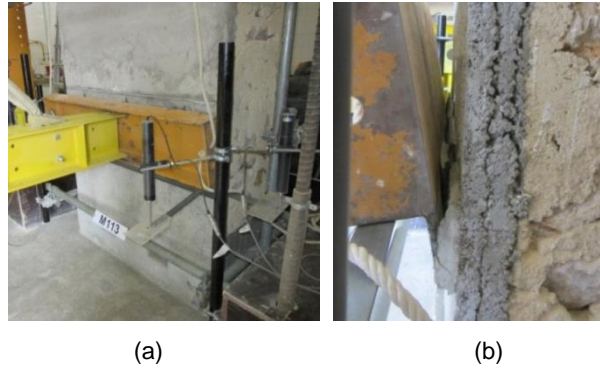
Aqui, a camada de regularização entre a cantoneira e o murete é de argamassa de cimento 1:1:1.

A entrega da inicial de viga é de 30 mm.

Após a paragem da bomba manual registaram-se os seguintes valores máximos de carga nas células CC6 e CC7:

Quadro 3.7 - Valor máximo de carga das células CC6 e CC7 – carregamento (Ligação inferior no murete M213).

M213 Ligação inferior	Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga na extremidade da viga CC7 (kN)
Carregamento	80,8	37,4



(a) - Vista frontal da rotação da cantoneira; (b) - Vista lateral da rotação da cantoneira

Fig. 3.32 - Comportamento da ligação inferior do murete M213

De seguida, são apresentados os diagramas da ligação inferior no Murete M213 com camada de regularização de argamassa de cimento.

Pode-se observar, no diagrama da fig. 3.33. que há uma constante da força aplicada. Isto deve-se ao facto de ter havido uma paragem no ensaio para cortar os varões que estavam demasiado compridos e que, por essa razão, estavam a ajudar a aumentar a resistência da cantoneira.

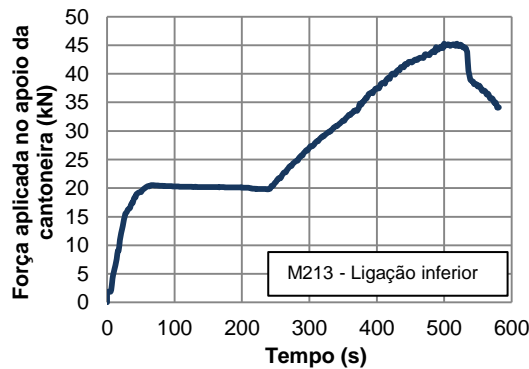


Fig. 3.33 - Diagrama de história de carga da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento

Na fig. 3.34 é apresentado o diagrama de força-deslocamento da ligação inferior.

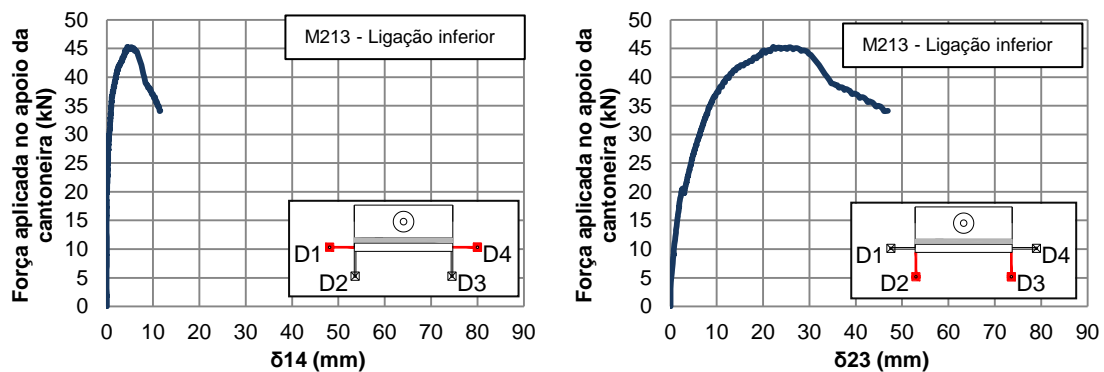


Fig. 3.34 - Diagrama força-deslocamento da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento.

Na fig. 3.35 é apresentado o diagrama de força-rotação da ligação superior.

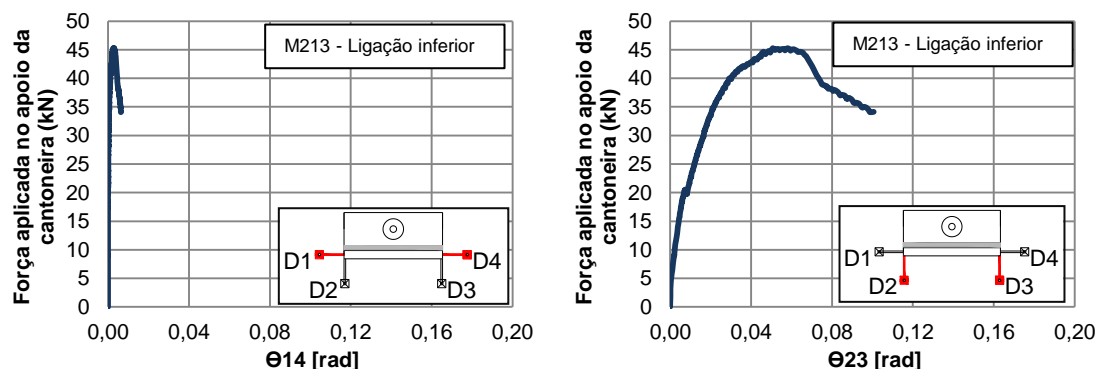


Fig. 3.35 - Diagrama força-rotação da ligação inferior com a camada de regularização de argamassa de cimento

3.4.2 Ensaio de compressão axial

O ensaio de compressão axial é realizado após o ensaio da ligação inferior. As vigas perpendiculares e longitudinais, em relação à cantoneira, são retiradas, assim como os quatro defletómetros, por motivos de segurança do equipamento.

Iniciou-se o aumento de carga do cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006).

Para se obter a força real aplicada aos valores das forças de célula de carga CC5, adicionou-se a carga pré-existente. A carga pré-existente do ensaio era o somatório do peso da viga metálica (de 5,2 kN) e de outros equipamentos (lintel de betão armado de 1,28 kN para o murete M209 e 1,49 kN para o murete M213).

- **Compressão axial do Murete M209**

Na fig. 3.36 pode-se ver a evolução do ensaio de compressão axial do Murete M209.

Durante a aplicação da carga verificou-se o desenvolvimento de fissuras, primeiro, na zona das arestas do murete, seguindo para todo o plano. Próximo do colapso, começou a degradação da argamassa de cal aérea e queda das pedras. Pode-se observar na fig. 3.37 que o colapso ocorreu na zona onde se realizou o 1º ensaio de ligação no murete M209.

O ensaio de compressão demorou cerca de 5 minutos.

A força máxima aplicada no ensaio de compressão axial sobre o Murete M209 foi de 241,98 kN aos $t=612,99$ s, que corresponde a uma tensão máxima de 0,50 MPa.

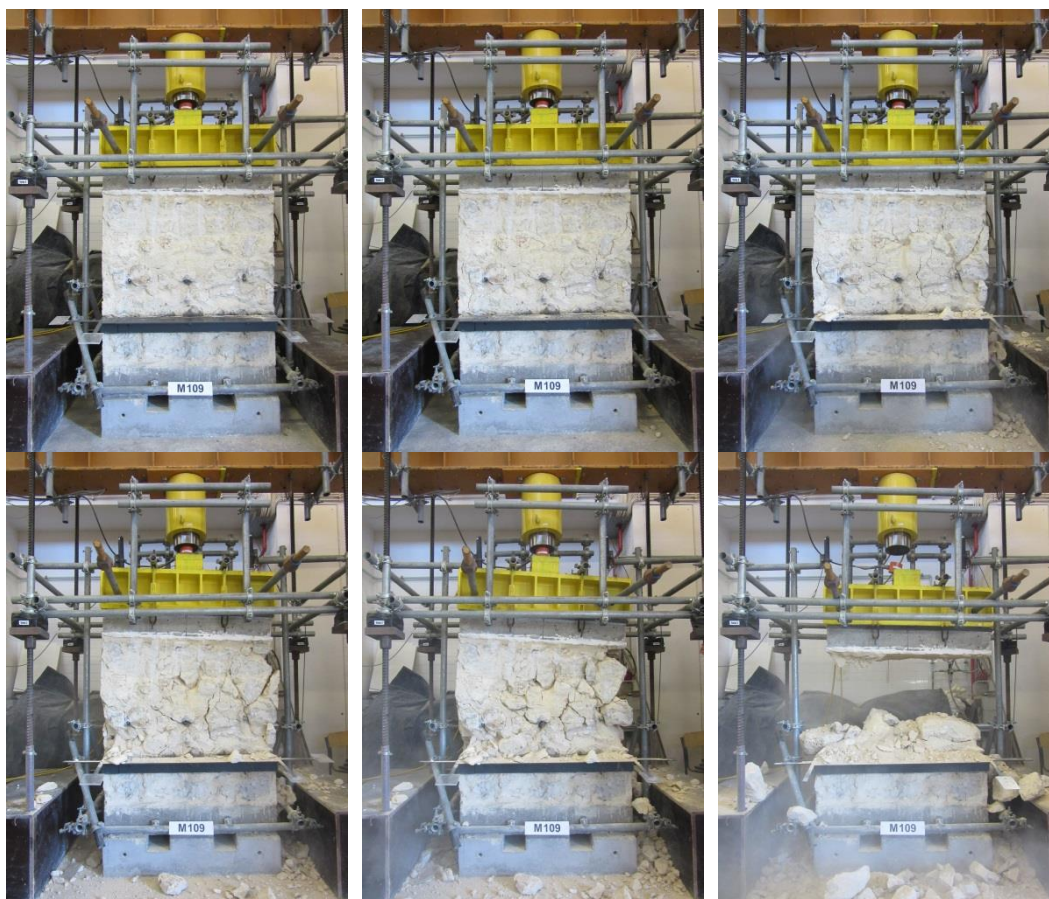


Fig. 3.36 - Ensaio de compressão axial do murete M209.



Fig. 3.37 – Visualização da zona onde ocorreu o colapso e dos varões do ensaio de ligação superior

De seguida, é apresentado o diagrama da história de carga do ensaio de compressão axial do murete M209.

A força da fig. 3.38 corresponde à soma da célula de carga CC5 com a carga pré-existente (6,48 kN).

Depois de atingir a força máxima, os diagramas apenas apresentam valores até 75 % da mesma.

Como se pode observar na fig. 3.38, a força sobe gradualmente e assim que atinge o máximo desce rapidamente.

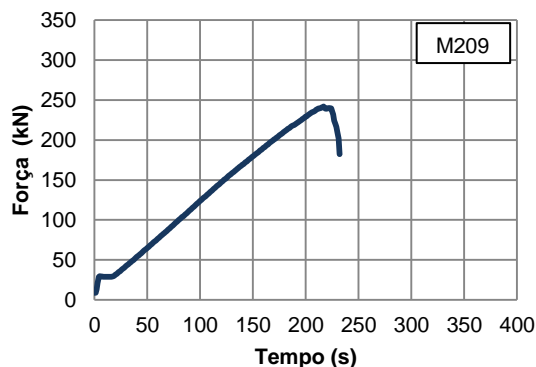


Fig. 3.38 - Diagrama da história de carga do ensaio de compressão axial do murete M109.

Na fig. 3.39 é apresentado o diagrama do ensaio tensão-deformação do ensaio axial do murete M209. A tensão corresponde à soma da célula de carga CC5 com as cargas pré-existentes.

A deformação foi calculada através da média dos valores dos deslocamentos obtidos pelos defletómetros D5 e D6, que estavam posicionados sobre a viga metálica.

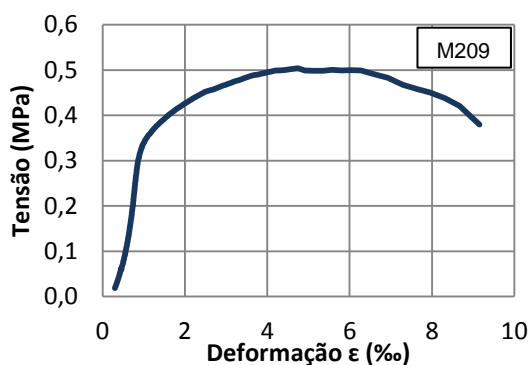


Fig. 3.39 - Diagrama da tensão-deformação do ensaio de compressão axial do murete M209.

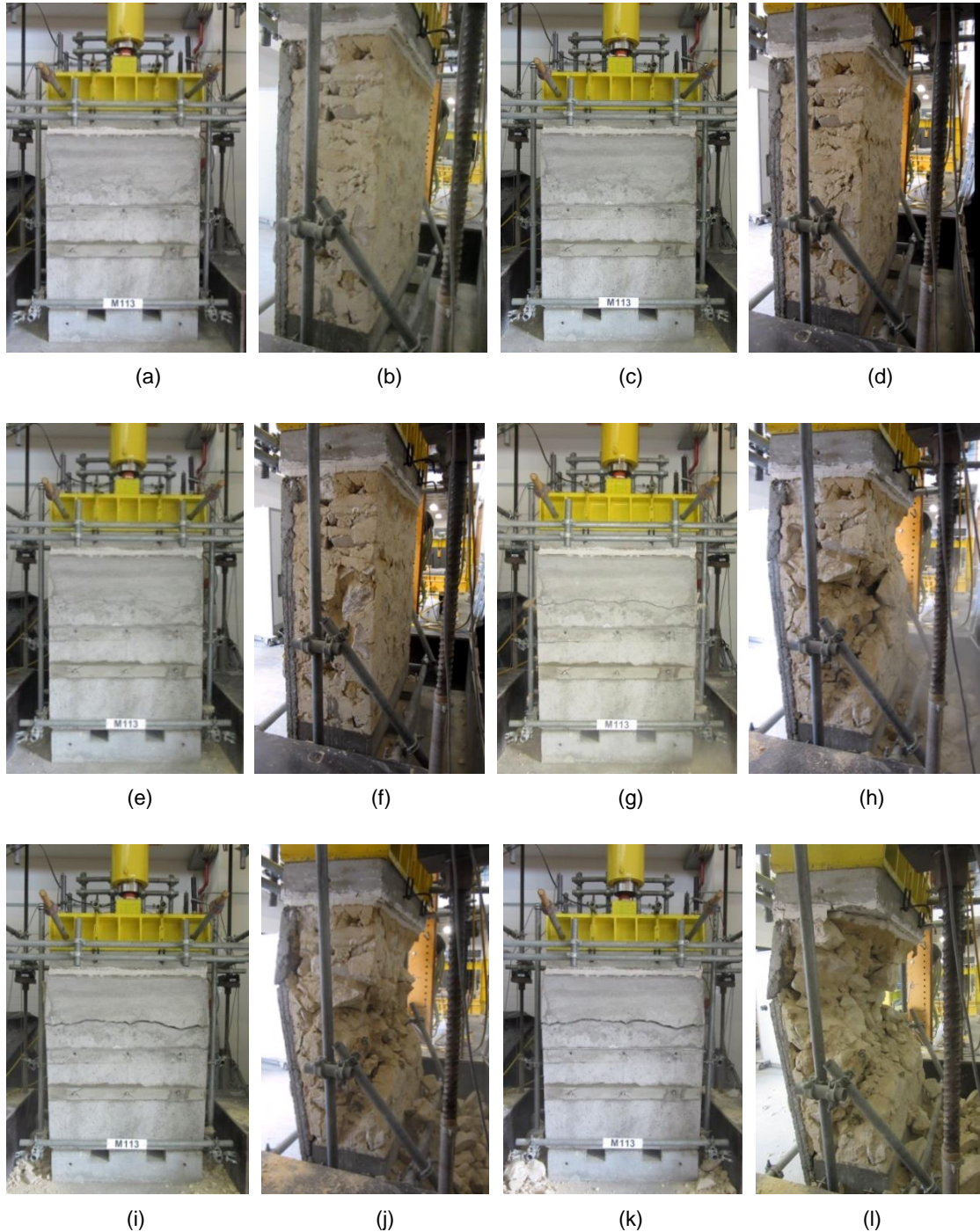
- **Compressão axial do Murete M213**

Observando as fig. 3.40 (a) a (l), pode-se acompanhar a evolução do ensaio de compressão axial do murete M213.

Durante a aplicação da carga verificou-se que a alvenaria começou a fissurar antes da camada de microbetão. Observou-se que a alvenaria foi a primeira a degradar-se. No fim do ensaio, a alvenaria estava praticamente destruída, ao passo que a lâmina de microbetão fendilhou na zona onde acabava a rede metálica. Por questões de segurança, o ensaio foi parado antes da lâmina de microbetão cair.

O ensaio de compressão demorou cerca de 8 minutos.

A força máxima aplicada no ensaio de compressão axial sobre o Murete M213 foi de 325,22 kN aos $t=339,02$ s.



(a), (c), (e), (g), (i) e (k) - Parte frontal do ensaio de compressão axial; (b), (d), (f), (h), (j) e (l) Parte lateral do ensaio de compressão axial.

Fig. 3.40 - Ensaio de compressão axial do murete M213

De seguida, é apresentado o diagrama da história de carga do ensaio de compressão axial do murete M213.

A força da fig. 3.41 corresponde à soma da célula de carga CC5 com a carga pré-existente (6,69 kN).

Depois de atingir a força máxima, os diagramas apenas apresentam valores até 75 % da mesma.

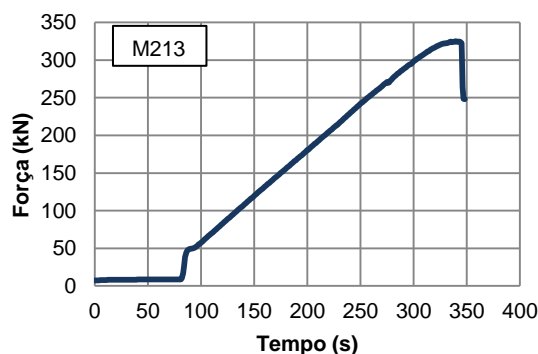


Fig. 3.41 - Diagrama da história de carga do ensaio de compressão axial do murete M213.

3.5 Carbonatação

A carbonatação das argamassas de cal dá-se devido à reação de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) que, ao reagir com o dióxido de carbono (CO_2) do ar, transforma-se em carbonato de cálcio (CaCO_3). Esta reação ocorre de forma lenta e gradual, dependendo da temperatura, da estrutura porosa e da humidade da pasta, podendo demorar anos a completar-se (Coutinho, 2002).

Para se medir a profundidade de carbonatação, utilizou-se uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5 % e uma fita métrica. A solução de fenolftaleína é um indicador químico que, em contacto com argamassa não carbonatada (zonas alcalinas) apresenta uma cor púrpura, ao passo que, na argamassa carbonatada (zonas ácidas ou neutras), permanece incolor.

O ensaio de carbonatação foi realizado após o ensaio de compressão axial do murete. Pulverizou-se a solução sobre a alvenaria do murete e mediu-se a profundidade de carbonatação, desde a fase exterior até à zona que apresentou a cor púrpura, utilizando uma fita métrica. A fig. 3.42 apresenta a medição numa zona da alvenaria do murete M209.

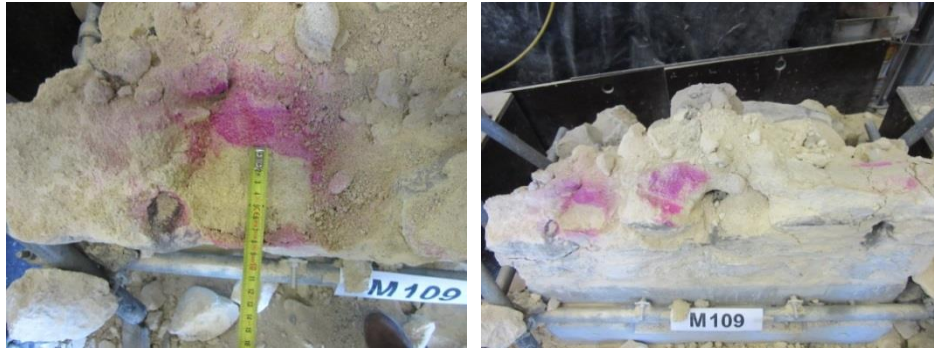


Fig. 3.42 - Medição da carbonatação do murete M209

As medições da profundidade de carbonatação estão apresentadas no quadro 3.8, assim como a média desses valores.

Quadro 3.8 - Medição da profundidade de carbonatação

Medição	Profundidade de carbonatação (mm)	
	M209	M213
1	95	80
2	83	80
3	85	80
4	10	80
5	85	80
Média ³⁾	71,6	80

³⁾ O murete estaria completamente carbonatado se a profundidade de carbonatação atingisse os 200mm, valor correspondente a metade da largura do murete.

No quadro 3.9 são apresentados alguns dos resultados obtidos do ensaio do estudo da profundidade e área de carbonatação.

Quadro 3.9 - Resultados obtidos do estudo da profundidade de carbonatação

Muretes	Profundidade de carbonatação média (mm)	Profundidade de carbonatação média (%)	Área carbonatada da secção transversal	
			(m ²)	(%)
M209	71,6	35,8	0,21	43,46
M213	80,0	40,0	0,23	48,00

3.6 Camada de regularização de argamassa de cimento

Nos três ensaios de ligação (inferior no murete M209, superior e inferior no murete M213), a camada de regularização era de argamassa de cimento 1:1:1 (cimento: areia de rio: areia amarela). Para cada camada, uma parte da argamassa de cimento foi usada para fazer três prismas, cujas dimensões eram 16 cm x 4 cm x 4cm.

Em cada prisma foram feitos dois ensaios, primeiro à tensão de rotura à tração por flexão e de seguida o ensaio à tensão de rotura à compressão.

Os ensaios dos prismas da argamassa das ligações inferior no murete M209 e superior no murete M213 não foram conclusivos.

O ensaio dos prismas da argamassa de cimento utilizado na ligação inferior no murete M213, que tinham 4 dias, deu os resultados que estão apresentados no quadro 3.10 e 3.11.

Quadro 3.10 - Valores da tensão de rotura à tração por flexão de primas 16 cm x 4 cm x 4cm.

Primas	Força (kN)	Tensão de rotura à tração por flexão (MPa)
1º prisma	1,05	2,46
2º prisma	1,05	2,47
3º prisma	1,06	2,50

Quadro 3.11 - Valores da tensão de rotura à tração por compressão de primas 16 cm x 4 cm x 4cm.

Primas	Força (kN)	Tensão de rotura à compressão (MPa)
1º prisma	13,77	2,46
2º prisma	15,64	2,47
3º prisma	17,64	2,50

3.7 Camada de microbetão

Quando as lâminas de microbetão foram executadas, uma parte do microbetão foi usada em três cubos de dimensões 15 cm x 15 cm x 15 cm. O ensaio de compressão destes cubos foi realizado após a realização de todos os outros ensaios.

No quadro 3.11 são apresentados os valores de compressão dos cubos de microbetão.

Quadro 3.12 - Valores da tensão de compressão dos cubos 15 cm x 15 cm x 15 cm

Camada	Cubos	Idade dos ensaios (Dias)	Força (kN)	Tensão rotura à compressão (MPa)
1ª Camada	1º Cubo	91	596,00	26,49
	2º Cubo		578,00	25,69
	3º Cubo		573,00	25,47
2ª Camada	1º Cubo	82	473,00	21,02
	2º Cubo		289,00	12,84
	3º Cubo		494,00	21,96
Média	----	----	500,50	22,24

Capítulo 4

Análise e discussão de resultados

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é feita uma análise e discussão dos resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados. Os resultados dos ensaios de ligação dos muretes M209 e M213 foram comparados com os resultados da dissertação de Martins (2014), assim como foi utilizado o método *dowel action*, adaptado para alvenarias de pedra tradicional e cal aérea, para determinar a resistência ao corte das pregagens, e efetuada a verificação das tensões com os resultados obtidos. Já os resultados da compressão axial e da profundidade de carbonatação foram comparados com os resultados obtidos por Martins (2014), por Pinho (2007) na sua tese de doutoramento e por outros autores, cujos trabalhos tiveram origem nesta última.

4.2 Análise dos resultados do ensaio de ligação pavimento/parede

Durante o ensaio de ligação, foram registados os valores das células de carga a meio vão (CC6) e da extremidade da viga (CC7). A força máxima aplicada na cantoneira foi calculada com base na diferença das células de carga (CC7-CC6) somada ao peso do equipamento, que é 1,87kN. Dos quatro defletómetros que estavam colocados na zona da cantoneira, retiram-se os respetivos deslocamentos. Com a média dos defletómetros D1 e D4 calcularam-se os deslocamentos δ_{14} e com a média dos defletómetros D2 e D3 calcularam-se os deslocamentos δ_{23} . Com os valores dos deslocamentos δ_{14} e δ_{23} , e a distância entre os defletómetros D1 e D4 que corresponde 1800mm e a distância entre os defletómetros D1 e D2 que corresponde 350mm, calcularam-se as rotações θ_{14} e θ_{23} , pelas seguintes expressões:

$$\theta_{14} = \arctan\left(\frac{\delta_{14}}{1800}\right) \quad (4.1)$$

$$\theta_{23} = \arctan\left(\frac{\delta_{23} - \delta_{14}}{350}\right) \quad (4.2)$$

No quadro 4.1 estão indicados os valores de cálculo da força máxima e dos seus respetivos deslocamentos e rotações.

Quadro 4.1 - Resultados obtidos dos ensaios de ligação

Muretes	Ligações	Força máxima aplicada no apoio da cantoneira (kN)	δ14 (mm)	δ23 (mm)	Θ14 (rad)	Θ23 (rad)
M209	Ligação superior	13,63	11,28	33,88	0,01	0,06
	Ligação inferior	15,07	3,22	13,09	0,00	0,02
M213	Ligação superior	33,84	9,40	36,76	0,01	0,07
	Ligação inferior	45,29	4,42	22,20	0,00	0,04

4.3 Mecanismo de ferrolho (*dowel action*)

O mecanismo de ferrolho (método *dowel action*) (CEB, 1993) é utilizado em estruturas de betão para determinar a resistência ao corte de um varão. Apesar de a fórmula não ter sido desenvolvida para alvenarias tradicionais, assumiu-se um mecanismo de rotura com base no mesmo princípio. Assim, o método *dowel action* foi adotado para a alvenaria de pedra tradicional e cal aérea para determinar a resistência ao corte de uma pregagem dessa alvenaria.

As fórmulas utilizadas para o cálculo do esforço máximo de corte (F_{ud}) e enunciadas no *Model Code 1990* são as seguintes:

$$F_{ud} = \frac{1,30}{\gamma_{Rd}} \varnothing_b^2 \left[\sqrt{1 + (1,30\varepsilon)^2} - 1,30\varepsilon \right] \sqrt{f_{cd} f_{yd} (1 - \xi^2)} < \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\varnothing_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \quad (4.4)$$

$$\xi = \frac{\sigma}{f_{yd}} \quad (4.5)$$

$$\sigma = \frac{F_{TR}}{A_s} \quad (4.6)$$

O valor médio da força resistente do ferrolho (F_{um}) pode ser obtido pela expressão 4.7, em que f_{cm} é o valor médio da resistência à compressão do material em que está embebido o ferrolho e f_{ym} é o valor médio da tensão de cedência do aço do ferrolho. O valor f_{cm} adotado diz respeito ao valor da resistência da compressão dos muretes desta dissertação, sendo $f_{cm}=0,50$ MPa para o murete M209 e $f_{cm}=22,24$ MPa para o murete M213. f_{ym} toma o valor de 240 MPa, referente ao aço dos varões (M12 – classe 4.6) utilizado nas pregagens. Para o coeficiente parcial γ_{rd} adotou-se o valor 1, uma vez que se está a fazer uma comparação com os resultados dos 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:

$$F_{um} = \frac{1,30}{\gamma_{Rd}} \phi_b^2 \left[\sqrt{1 + (1,30\varepsilon)^2} - 1,30\varepsilon \right] \sqrt{f_{cm} f_{ym} (1 - \xi^2)} < \frac{A_s f_{ym}}{\sqrt{3}} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi_b} \sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{ym}}} \quad (4.8)$$

$$\xi = \frac{\sigma}{f_{ym}} \quad (4.9)$$

$$\sigma = \frac{F_{TR}}{A_s} \quad (4.10)$$

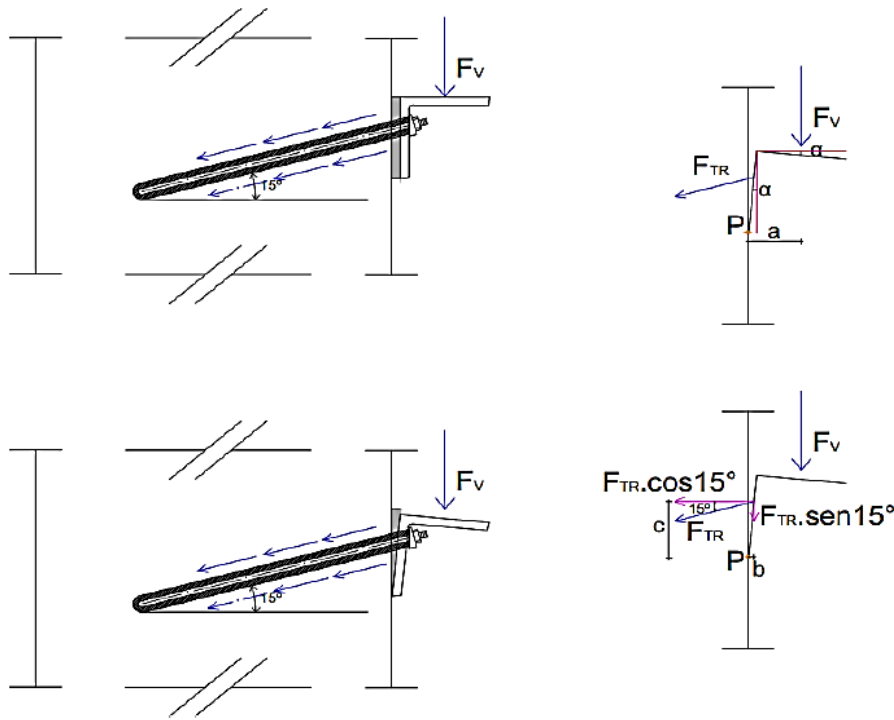


Fig. 4.1 - Representação esquemática do cálculo da força de tração (F_{TR}) (extraído de Martins, 2014)

No cálculo da força de tração da pregagem, o valor da força (F_v) tem em conta o facto de a fórmula do mecanismo de ferrolho ser válida apenas para deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro do varão (CEB, 1993). Desta forma, a força considerada é a que corresponde a um deslocamento de 1,2 mm, a qual foi, posteriormente, dividida por três, para corresponder ao número de pregagens existentes. No quadro 4.2, a F_{v,exp} corresponde a força de uma pregagem.

Quadro 4.2 - Força vertical de uma pregagem para o deslocamento na ordem do 10% do diâmetro do varão.

Muretes	Ligações	F ($\delta = 1,2 \text{ mm}$) (kN)	F _{v,exp} = F ($\delta = 1,2 \text{ mm}$)/3 (kN)
M209	Ligação superior	5,70	1,90
	Ligação inferior	11,77	3,92
M213	Ligação superior	23,36	7,79
	Ligação inferior	36,66	12,22

A força de tração é resultante do momento (equação 4.11) em torno do ponto P indicado na fig. 4.1.

$$\sum M_p = 0 \Leftrightarrow F_{TR} \cos(15^\circ) \times c - F_{TR} \sin(15^\circ) \times b = F_v \times a \quad (4.11)$$

Após o cálculo da força de tração, calculou-se a tensão (σ) e os valores de ξ , ε e F_{um} , sendo estes apresentados no quadro 4.3. O (e) é a excentricidade da carga aplicada (10 mm).

Quadro 4.3 - Valores das equações aplicadas pelo mecanismo de ferrolho.

Muretes	Ligações	F _{TR} (kN)	σ (MPa)	ξ	ε	F _{um} (kN)	F _{v,exp} (kN)	F _{um} /F _{v,exp}
M215	-----	----	----	----	-----	1,70	2,10	1,24
M209	Ligação superior	2,36	28,02	0,12	0,11	2,07	1,90	1,09
	Ligação inferior	4,87	57,82	0,24	0,11	2,02	3,92	0,51
M213	Ligação superior	9,67	114,76	0,48	0,76	16,90	7,79	2,17
	Ligação inferior	15,18	180,08	0,75	0,76	12,72	12,22	1,04

Posteriormente, verificou-se $F_{um} < \frac{A_s f_{ym}}{\sqrt{3}}$. Para tal, considerou-se um A_s tabelado de 84,3 mm², sendo a altura da nervura de 0,8 mm, obtendo-se o valor de 11,7 kN para a cedência ao corte. Conclui-se que a resistência ao corte da pregagem pela fórmula do mecanismo de ferrolho (F_{um}) é muito menor do que a resistência ao corte do varão nos muretes M209 e M215 (Martins, 2014), o que significa que a resistência máxima não se deu por corte dos varões. No murete M213, a força máxima excedeu a cedência por corte dos varões, não se atingindo, no entanto, a rotura dos varões, tal como observado nos ensaios.

Comparando o valor estimado pela fórmula do mecanismo de ferrolho (F_{um}) com o valor obtido experimentalmente ($F_{v,exp}$), e analisando a coluna $F_{um}/F_{v,exp}$ do quadro 4.3, pode-se verificar que estes não foram muito bons (uma vez que o resultado na coluna $F_{um}/F_{v,exp}$ deveria ser igual a 1). Isto já era esperado, uma vez que a fórmula do mecanismo de ferrolho foi desenvolvida para o betão e não para a alvenaria, na qual a heterogeneidade do material (pedra e cal aérea) conduz a uma grande dispersão dos resultados.

4.4 Verificação de tensões

As tensões na secção do murete são determinadas para verificar se estas excediam as tensões resistentes dos materiais alvenaria e microbetão

Como em cada murete foram feitas duas ligações (superior e inferior), foi feita a verificação das tensões para as duas ligações.

4.4.1 Murete M209

Na fig. 4.2 está uma representação esquemática do murete M209 e dos diagramas de esforço.

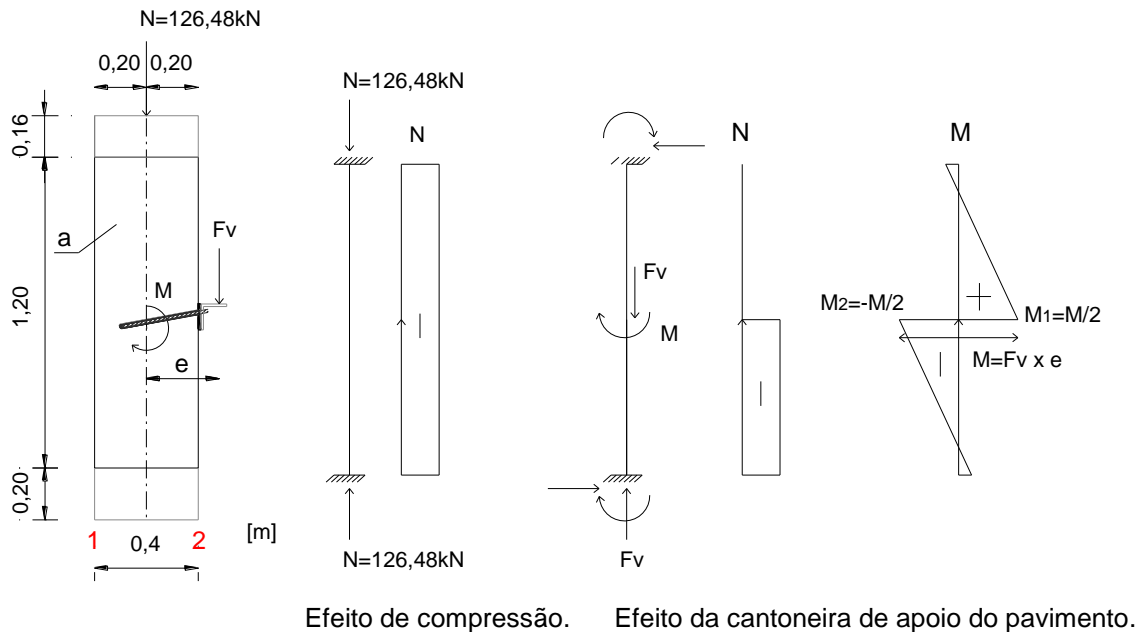


Fig. 4.2 - Representação esquemática do murete M209 e dos diagramas de esforço.

No quadro 4.4 e 4.7, apresentam-se os valores necessários para o cálculo das tensões e, no quadro 4.6 e 4.9, as tensões calculadas com base nesses valores considerando $e = 0,28$ m. A tensão σ_{N1} corresponde às tensões existentes na zona superior da cantoneira e a tensão σ_{N2} corresponde às tensões que se encontram na zona inferior da cantoneira.

- **Ligação superior**

Quadro 4.4 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação superior no murete M209

Ensaio de ligação M209	N=N1 (kN)	Fv (kN)	N2=N1+Fv (kN)	M (kN.m)	M1=M/2 (kN.m)	M2=-M/2 (kN.m)
superior	-126,48	-13,63	-140,11	3,82	1,91	-1,91

Quadro 4.5 - Valores das tensões calculadas para a ligação superior no murete M209

Ligação superior Zona	σ_{N1} (MPa)	σ_{N2} (MPa)	σ_{M1} (MPa)	σ_{M2} (MPa)
a1	-0,26	-0,29	-0,06	0,06
a2			0,06	-0,06

Quadro 4.6 - Verificação da compressão para a ligação superior no murete M209

Ligação superior Zona	$\sigma_{N1} + \sigma_{M1}$ (Mpa)	$\sigma_{N2} + \sigma_{M2}$ (Mpa)		Verificação
a1	-0,32	-0,23	\geq	-0,50 Verifica
a2	-0,20	-0,35	\geq	-0,50 Verifica

Na fig. 4.3 estão apresentados os diagramas de tensões com os respectivos valores.

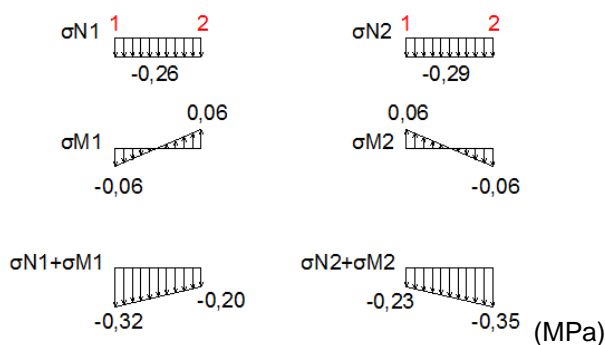


Fig. 4.3 - Diagramas de tensões para a ligação superior no murete M209

O murete M209 não apresenta trações no ensaio de ligação superior, como se pode verificar no quadro 4.6, e as compressões não excedem o valor da resistência à compressão da alvenaria (0,50 MPa está apresentado no quadro 4.17).

- **Ligação inferior**

Quadro 4.7 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação inferior no murete M209

Ensaio de ligação M209	N=N1 (kN)	Fv (kN)	N2=N1+Fv (kN)	M (kN.m)	M1=M/2 (kN.m)	M2=-M/2 (kN.m)
inferior	-126,48	-15,07	-141,55	4,22	2,11	-2,11

Quadro 4.8 - Valores das tensões calculadas para a ligação inferior no murete M209

Ligação inferior Zona	σ_{N1} (MPa)	σ_{N2} (MPa)	σ_{M1} (MPa)	σ_{M2} (MPa)
a1	-0,26	-0,29	-0,07	0,07
a2			0,07	-0,07

Quadro 4.9 - Verificação da compressão para a ligação inferior no murete M209

Ligação inferior Zona	$\sigma_{N1} + \sigma_{M1}$ (Mpa)	$\sigma_{N2} + \sigma_{M2}$ (Mpa)		Verificação
a1	-0,33	-0,23	\geq	-0,50 Verifica
a2	-0,20	-0,36	\geq	-0,50 Verifica

Na fig. 4.4 estão apresentados os diagramas de tensões com os respectivos valores

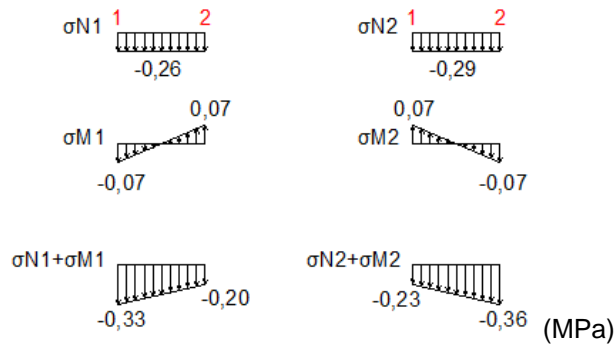
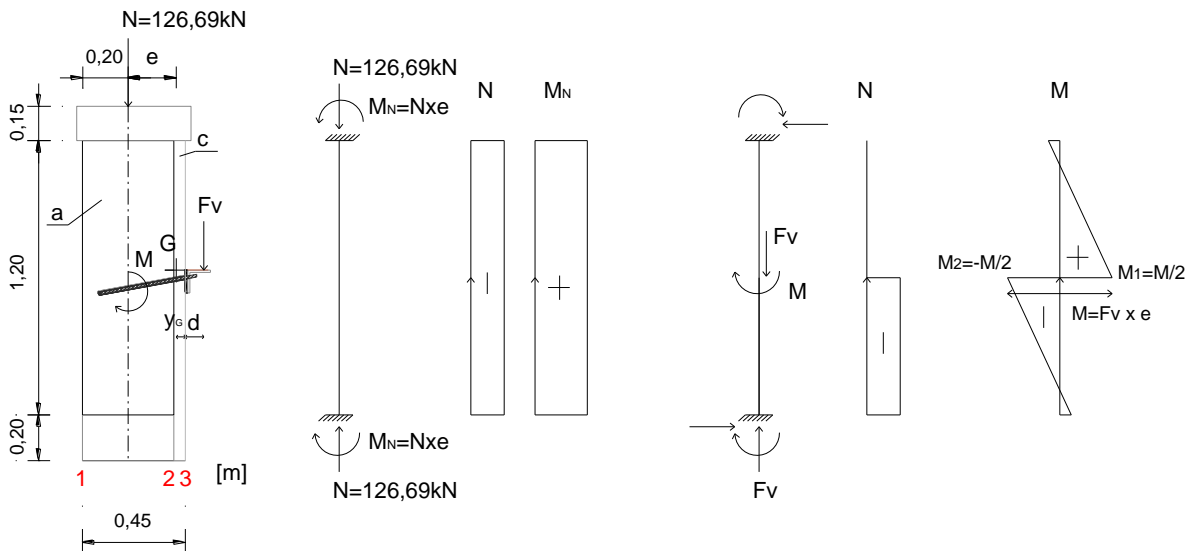


Fig. 4.4 - Diagramas de tensões para a ligação inferior no murete M209

O murete M209 não apresenta trações no ensaio de ligação inferior, como se pode verificar no quadro 4.9, e as compressões não excedem o valor da resistência à compressão da alvenaria (0,50 MPa está apresentado no quadro 4.17).

4.4.2 Murete M213

Na fig. 4.5 está uma representação esquemática do murete M213 e dos diagramas de esforço.



Efeito de compressão.

Efeito da cantoneira de apoio do pavimento

Fig. 4.5 - Representação esquemática do murete M213 e dos dos diagramas de esforço.

Para obter os valores das tensões foi necessário calculá-las nos pontos 1, 2 e 3. Como se tratam de dois materiais diferentes, foi necessário calcular o módulo de elasticidade da alvenaria e do microbetão.

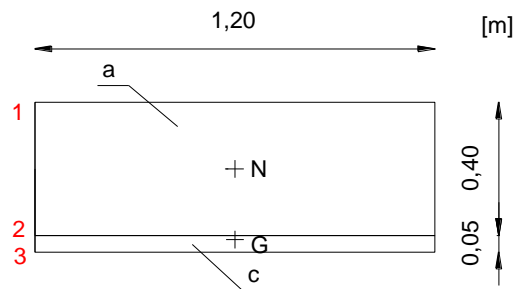


Fig. 4.6 - Representação esquemática do murete M213 em planta

Onde:

a é a alvenaria
c é o microbetão

$$E_{alvenaria} = \frac{F}{400 \times 1200} \times \frac{l}{\delta} = \frac{97,62}{400 \times 1200} \times \frac{1200}{0,883} \times 1000 = 276 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

Onde: $F = 0,40 \times F_{m\acute{a}x} = 0,40 \times 241,98 \cong 97,62 \text{ kN}$ que corresponde ao $\delta = 0,883 \text{ mm}$

$$E_{microbet\tilde{a}o} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22 \times \left(\frac{22,24}{10}\right)^{0,3} \times 1000 = 27961 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

$$\alpha = \frac{E_{microbet\tilde{a}o}}{E_{alvenaria}} = 101 \quad (4.14)$$

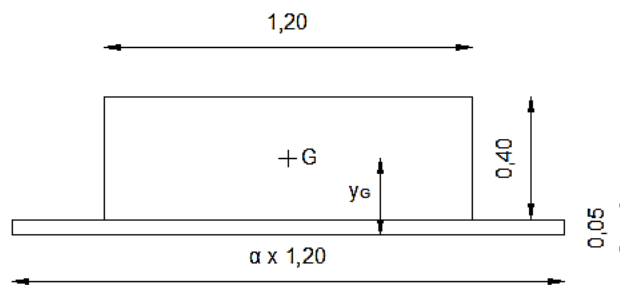


Fig. 4.7 - Representação esquemática para calcular a inércia do murete M213

O momento de inércia é calculado pela expressão (4.15):

$$I_h = \frac{1,20 \times 0,40^3}{12} + 1,20 \times 0,40 \times (0,25 - y_G)^2 + \frac{\alpha \times 1,20 \times 0,05^3}{12} + \alpha \times 1,20 \times 0,05 \times (0,05 - y_G)^2 \quad (4.15)$$

$$I_h = 0,029 \text{ m}^4$$

As tensões calculadas em cada ponto são dadas pelas expressões:

$$\sigma_{a1}^N = -\frac{N}{A_h} - \frac{M_N}{I_h}(0,45 - y_G) \quad (4.16) \quad \sigma_{a1}^M = -\frac{M_N}{I_h}(0,45 - y_G) \quad (4.20)$$

$$\sigma_{a2}^N = -\frac{N}{A_h} - \frac{M_N}{I_h}(0,05 - y_G) \quad (4.17) \quad \sigma_{a2}^M = -\frac{M_N}{I_h}(0,05 - y_G) \quad (4.21)$$

$$\sigma_{c2}^N = \alpha \times \left[-\frac{N}{A_h} - \frac{M_N}{I_h}(0,05 - y_G) \right] \quad (4.18) \quad \sigma_{c2}^M = -\alpha \times \frac{M_N}{I_h}(0,05 - y_G) \quad (4.22)$$

$$\sigma_{c3}^N = \alpha \times \left[-\frac{N}{A_h} + \frac{M_N}{I_h} \times (y_G) \right] \quad (4.19) \quad \sigma_{c3}^M = +\alpha \times \frac{M_N}{I_h} \times (y_G) \quad (4.23)$$

No quadro 4.10 e 4.13, apresentam-se os valores necessários para o cálculo das tensões e, no quadro 4.12 e 4.15, as tensões calculadas com base nesses valores, considerando $e = 0,28$ m. A tensão σ_{N1} corresponde às tensões existentes na zona superior da cantoneira e a tensão σ_{N2} , às tensões que se encontram na zona inferior da cantoneira.

- **Ligação superior**

Quadro 4.10 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação superior no murete M213

Ensaio de ligação M213	N=N1 (kN)	MN (kN.m)	Fv (kN)	N2=N1+Fv (kN)	M=Fv*(yG+d) (kN.m)	M1=M/2 (kN.m)	M2=-M/2 (kN.m)
superior	-126,69	-26,42	-33,84	-160,53	4,11	2,06	-2,06

Quadro 4.11 - Valores das tensões calculadas para a ligação superior no murete M213

Ligação superior Zona	σ_{N1} (Mpa)	σ_{N2} (Mpa)	σ_{M1} (Mpa)	σ_{M2} (Mpa)
a1	-0,39	-0,40	-0,03	0,03
a2	-0,03	-0,03	-0,001	0,001
c2	-2,74	-3,27	-0,06	0,06
c3	1,87	1,35	0,30	-0,30

Quadro 4.12 - Verificação da compressão para a ligação superior no murete M213

Ligação superior Zona	$\sigma_1 = \sigma_{N1} + \sigma_{M1}$ (Mpa)	$\sigma_2 = \sigma_{N2} + \sigma_{M2}$ (Mpa)		Verificação
a1	-0,42	-0,37	≥	-0,50 Verifica
a2	-0,03	-0,03	≥	-0,50 Verifica
c2	-2,81	-3,21	≥	-22,24 Verifica
c3	2,17	1,05	≥	-22,24 Verifica ³⁾

³⁾ As tensões na zona C3 são de tração, excedendo a resistência à tração do betão, que, de acordo com o EC2 (CEN, 2004), é de $f_{ctm} = 1,76$ MPa, na secção acima da cantoneira.

Na fig. 4.5 estão apresentados os diagramas das tensões com os respectivos valores

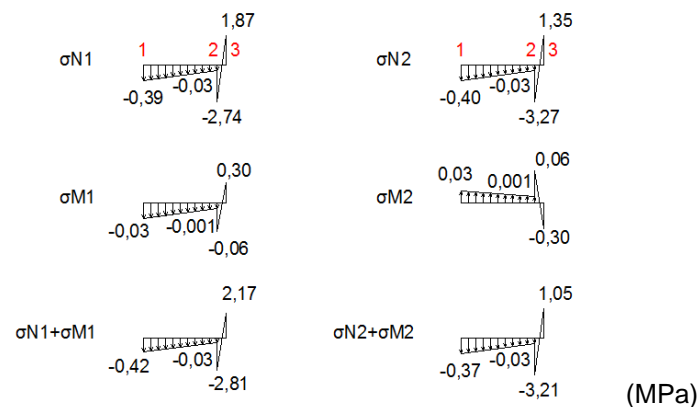


Fig. 4.8 – Diagramas de tensões para a ligação superior no murete M213

Como era esperado, verifica-se, no quadro 4.12, que as compressões não excedem o valor da resistência à compressão da alvenaria e do microbetão ($f_{cm}=0,50$ MPa da alvenaria e $F_{cm}=22,24$ MPa do microbetão, que está apresentado no quadro 3.11).

- **Ligação inferior**

Quadro 4.13 - Dados obtidos e calculados para determinar as tensões da ligação inferior no murete M213

Ensaio de ligação M213	N=N1 (kN)	MN (kN.m)	Fv (kN)	N2=N1+Fv (kN)	M=Fv*(yG+d) (kN.m)	M1=M/2 (kN.m)	M2=-M/2 (kN.m)
inferior	-126,69	-26,42	-45,29	-171,98	5,50	2,75	-2,75

Quadro 4.14 - Valores das tensões calculadas para a ligação inferior no murete M213

Ligação inferior Zona	$\sigma N1$ (Mpa)	$\sigma N2$ (Mpa)	$\sigma M1$ (Mpa)	$\sigma M2$ (Mpa)
a1	-0,39	-0,40	-0,04	0,04
a2	-0,03	-0,03	-0,001	0,001
c2	-2,74	-3,44	-0,08	0,08
c3	1,87	1,17	0,40	-0,40

Quadro 4.15 - Verificação da compressão para a ligação inferior no murete M213

Ligação inferior Zona	$\sigma 1=\sigma N1+\sigma M1$ (Mpa)	$\sigma 2=\sigma N2+\sigma M2$ (Mpa)		Verificação
a1	-0,43	-0,36	≥	-0,50 Verifica
a2	-0,03	-0,03	≥	-0,50 Verifica
c2	-2,83	-3,36	≥	-22,24 Verifica
c3	2,27	0,77	≥	-22,24 Verifica ³⁾

³⁾ As tensões na zona C3 são de tração, excedendo a resistência à tração do betão, que, de acordo com o EC2 CEN, 2004 é de $f_{ctm}=1,76$ MPa, na secção acima da cantoneira.

Na fig. 4.9 estão apresentados os diagramas das tensões com os respectivos valores

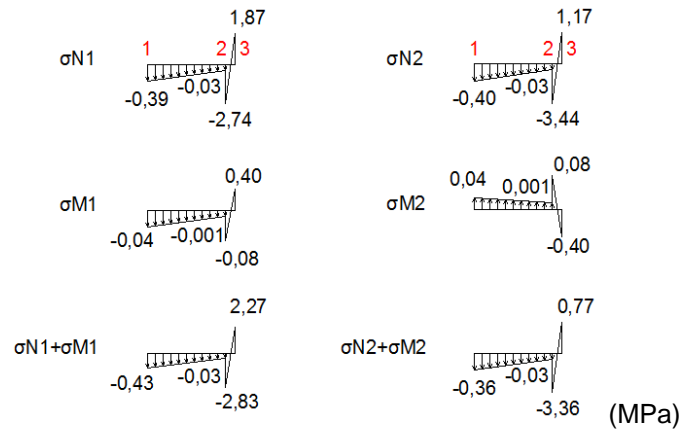


Fig. 4.9 – Diagramas de tensões para a ligação inferior no murete M213

Pode se verificar, no quadro 4.15, que as compressões não excedem o valor da resistência à compressão da alvenaria e do microbetão ($f_{cm}=0,50$ MPa da alvenaria e $F_{cm}=22,24$ MPa do microbetão, que está apresentado no quadro 3.11).

4.5 Análise de resultados dos ensaios

4.5.1 Comparação dos ensaios de ligação pavimento/parede com trabalho de Martins

O ensaio de ligação pavimento/parede do murete M209 foi feito da mesma maneira que o do murete M215 de Martins (2014).

No quadro 4.16 estão os resultados dos ensaios de ligação pavimento/parede do trabalho de Martins, 2014 (murete M215) e da presente dissertação (murete M209).

Quadro 4.16 - Resultados do ensaio de ligação do trabalho de referência (Martins, 2014) e do murete M209 – ligação superior

Muretes	Força aplicada no apoio da cantoneira (kN)
M215	15,8
M209 – ligação superior	13,6

4.5.2 Comparação dos resultados dos ensaios de ligação pavimento/parede da presente dissertação

O murete M209, que é um murete simples, tem uma camada de regularização a gesso na ligação superior. Na ligação inferior, a camada de regularização é de argamassa de cimento. O murete M213 tem uma camada de microbetão numa face e, em ambos os ensaios de ligações, uma camada de regularização de cimento.

Analisando os resultados dos ensaios, que estão apresentados no quadro 4.1 e nas figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, podemos tirar algumas conclusões, nomeadamente: que a ligação inferior no murete M209 e M213 tem maior resistência que a ligação superior, mas a ligação superior tem maior ductilidade que a ligação inferior.

Comparando o murete M209 com o M213, pode-se verificar que o M213 resiste o dobro da força de aplicação que o murete M209. Sendo assim, a aplicação da camada de microbetão resulta numa melhoria significativa para suportar as forças da ligação pavimento/parede.

Nas figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, estão representados os resultados dos quatro ensaios de ligação, sendo que nas figuras 4.10 e 4.12 estão representados os diagramas força-deslocamento e nas figuras 4.11 e 4.13 estão representados os diagramas força-rotação.

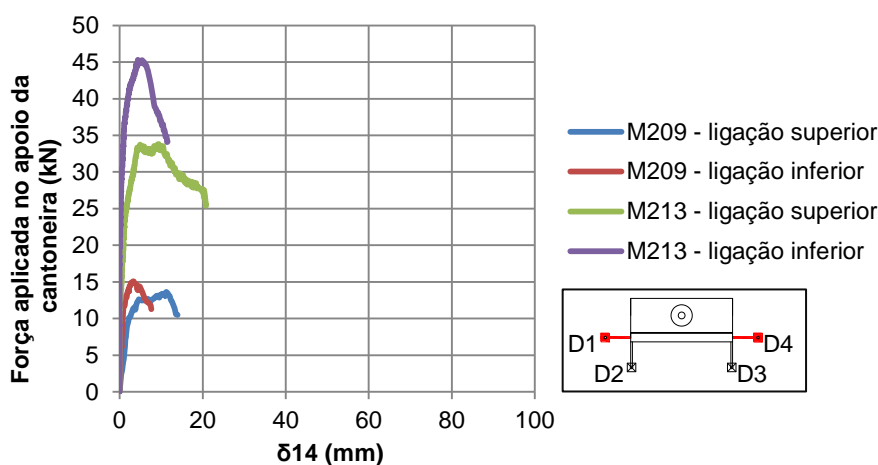


Fig. 4.10 - Diagrama força-deslocamento δ_{14} dos quatro ensaios de ligação

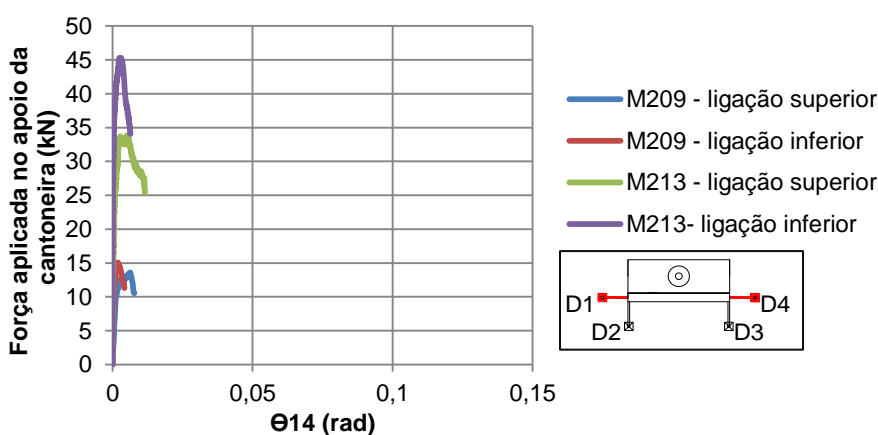


Fig. 4.11 - Diagrama força-rotação Θ_{14} dos quatro ensaios de ligação

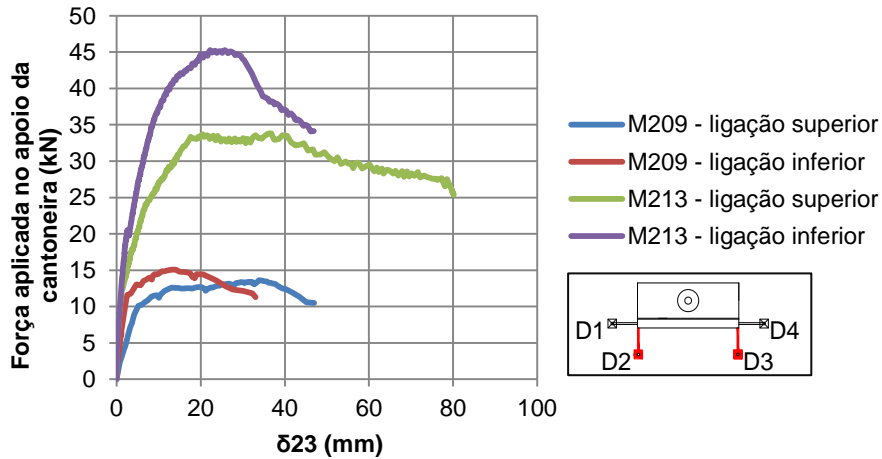


Fig. 4.12 - Diagrama força-deslocamento δ_{23} dos quatro ensaios de ligação

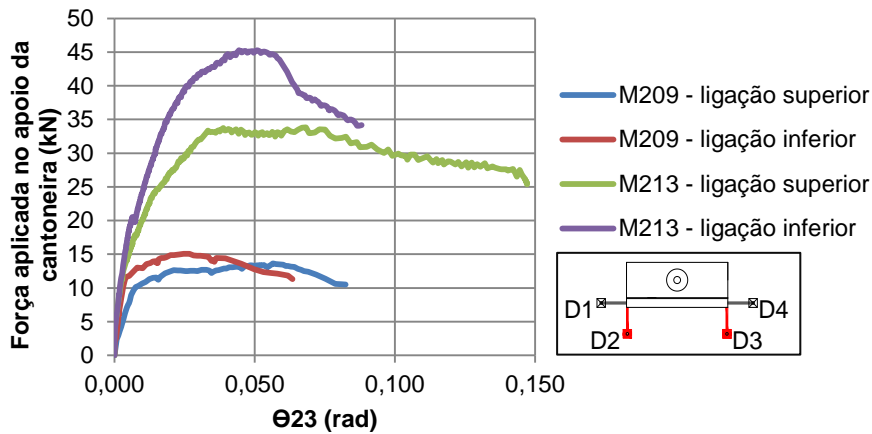


Fig. 4.13 - Diagrama força-rotação Θ_{23} dos quatro ensaios de ligação

4.5.3 Comparação dos ensaios de compressão axial com os trabalhos de referência

Neste ponto são comparados os resultados dos ensaios de compressão axial com os valores obtidos por Martins (2014) e Pinho (2007).

No quadro 4.17, são apresentados os resultados dos ensaios de compressão axial dos muretes de referência, sendo a média dos valores apresentada no diagrama comparativo de valores de compressão axial (fig. 4.14).

Quadro 4.17 - Resultados dos ensaios de compressão axial dos muretes de referência (não reforçados) e desta dissertação

Autores	Muretes	Força máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Deslocamentos para a força máxima (mm)	Deformação para a tensão máxima (‰)
Pinho (2007)	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
Martins (2014)	M215	219,5	0,46	9,4	7,8
	M211	211,3	0,44	8,5	7,1
	Média	215,4	0,45	9,0	7,5
Desta dissertação	M209	241,9	0,50	5,7	4,7

Na fig. 4.14 é apresentado um diagrama de tensões máximas (médias) entre o ensaio realizado nesta dissertação, murete M209, e os muretes M43, M21, M32 de Pinho, (2007) e M215, M211 de Martins, (2014).

O diagrama da fig. 4.14 mostra que o valor obtido na presente dissertação apresenta a mesma ordem de grandeza dos restantes valores.

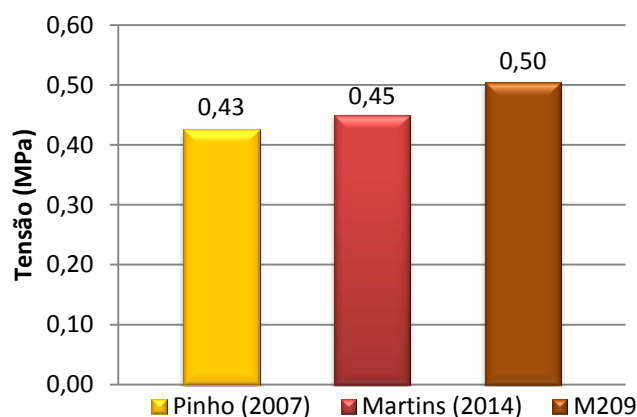


Fig. 4.14- Diagrama comparativo de tensões (médias) do murete M209 com os muretes de Pinho (2007) e de Martins (2014).

O murete M213 pode ser comparado com os muretes M53, M51, M30 e M42 estudados por Pinho, (2007). Neste caso específico, foi ignorada a camada de microbetão para o cálculo da tensão considerar apenas a área de alvenaria, sendo esta de 0,80 m x 0,40 m, nos muretes de Pinho (2007), e de 1,20 m x 0,40 m no murete M213.

Isto foi feito para se ter um termo de comparação com os muretes de referência (M209, Martins, Pinho).

A desvantagem deste tipo de reforço, com microbetão apenas numa face, é que se obtêm resultados com uma dispersão muito grande, como se pode verificar no quadro 4.18.

Quadro 4.18 - Resultados da força máxima e da tensão dos muretes reforçados com microbetão numa das faces.

Autores	Muretes	Força máxima (kN)	Tensão (MPa)
Pinho (2007)	M53	366,3	1,14
	M51	317,7	0,99
	M30	255,7	0,80
	M42	224,3	0,70
	Média	291,0	0,91
Desta dissertação (2015)	M213	325,5	0,68

Na fig. 4.15 é apresentado um diagrama de tensões máximas (médias) entre o ensaio realizado nesta dissertação, M213 e os muretes M53, M51, M30, M42 de Pinho, (2007).

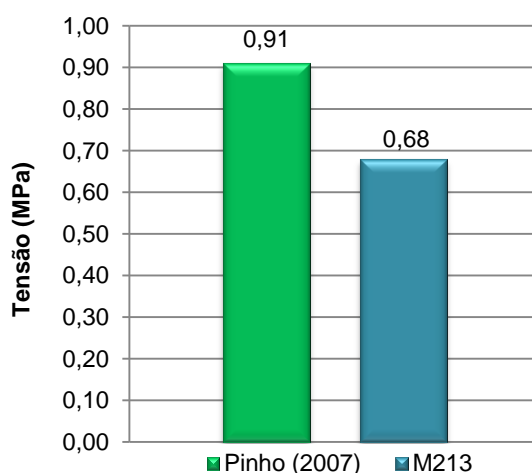


Fig. 4.15 - Diagrama comparativo de tensões (médias) dos muretes de Pinho (2007) com o murete M213

Comparando a média das tensões dos muretes com solução de reforço (camada de microbetão) com a dos que não têm solução de reforço (média dos valores da fig. 4.14), podemos verificar claramente, no diagrama da fig. 4.16. que os muretes com a solução de reforço têm maior resistência (cerca de 71 % maior) que os muretes sem solução de reforço.

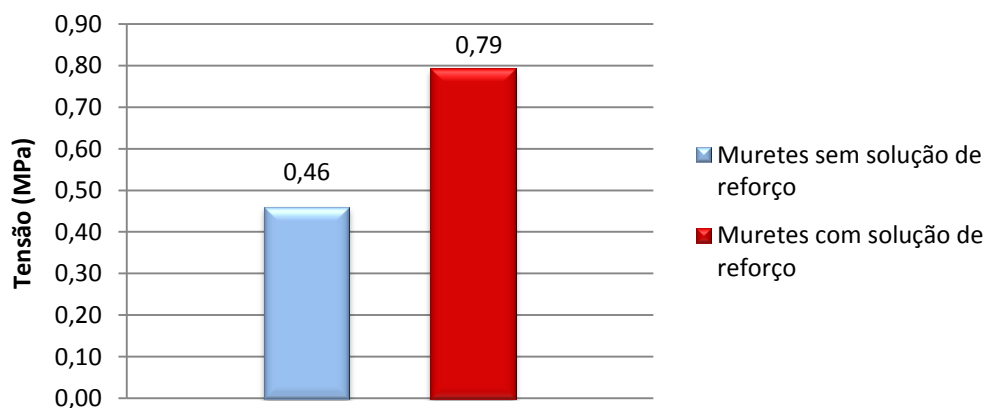


Fig. 4.16 - Diagrama comparativo de tensões (médias) dos muretes com solução de reforço, com os muretes sem solução de reforço

4.5.4 Comparação dos ensaios do estudo da profundidade de carbonatação com trabalhos anteriormente realizados na FCT/UNL

No quadro 4.19 são apresentadas as medições de profundidade de carbonatação obtidas nos muretes ensaiados (M209 e M213). Em anexo, encontram-se os quadros com os valores dos ensaios da profundidade de carbonatação de trabalhos anteriormente realizados na FCT/UNL.

Quadro 4.19 - Medições de profundidade de carbonatação obtidas nesta dissertação.

Muretes	Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação	
		(mm)	(%)
M209	1869	71,6	35,8
M213	1886	80,0	40,0
Média	-----	75,8	37,9

Com os valores obtidos nesta dissertação e com os valores de trabalhos anteriores, foi possível estudar o comportamento da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, construindo-se um diagrama de profundidade de carbonatação-tempo, apresentado na fig. 4.17.

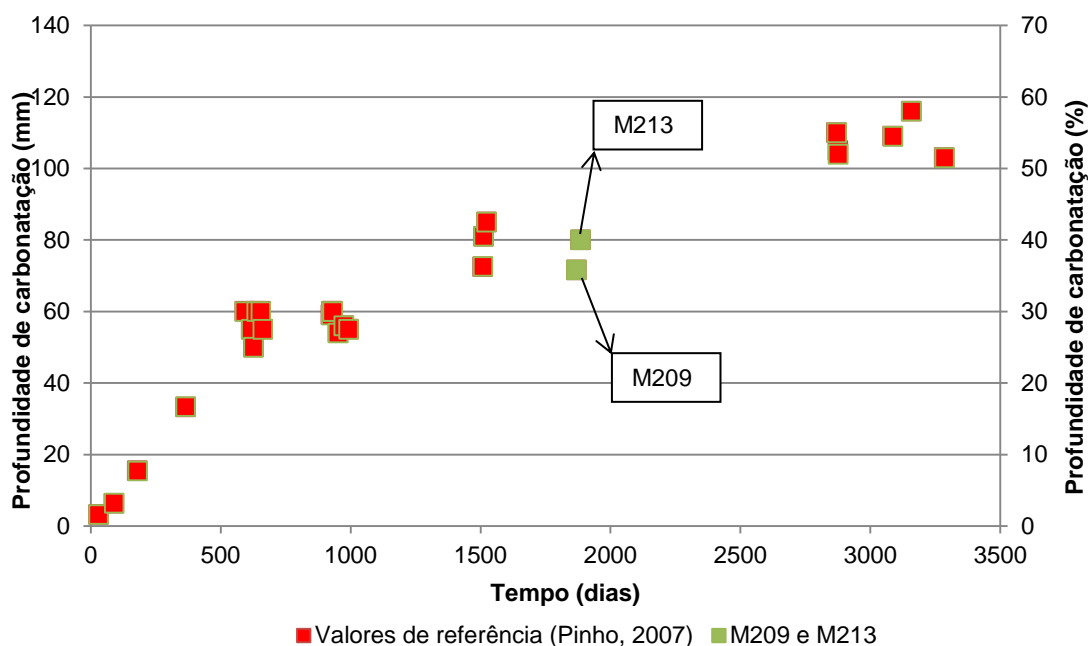


Fig. 4.17 - Diagrama da profundidade de carbonatação-tempo

Os valores utilizados são os dos muretes da tese de doutoramento de Pinho (2007), seguidos de outros muretes que foram construídos na mesma. Os muretes de Martins (2014) foram construídos posteriormente, assim como os da presente dissertação.

Apesar de os muretes não terem sido todos construídos na mesma altura, apresentam uma evolução da profundidade de carbonatação semelhante. Isto já era de esperar, uma vez que todos foram construídos com matérias de construção, proporções e processos construtivos semelhantes.

Capítulo 5

Conclusões e comentários finais. Desenvolvimentos futuros

5.1 Considerações iniciais

A presente dissertação teve como objetivo estudar a simulação da ligação pavimento/parede e a resistência do murete para dois tipos de soluções: a 1ª solução (murete sem reforço, M209) tratava-se de um murete de alvenaria de pedra tradicional e a 2ª solução (murete com reforço, M213) um murete que levava uma lâmina de microbetão com rede metálica na face frontal do murete. Estes muretes foram construídos na sequência da tese de doutoramento de Pinho (2007).

Foram realizados dois ensaios de ligação em cada murete, seguidos do respetivo ensaio de compressão axial.

Para realizar o ensaio de ligação utilizou-se um murete de alvenaria, uma cantoneira ligada a ele com auxílio de três pregagens e duas vigas metálicas para simular o pavimento de madeira. O ensaio consistiu na aplicação de uma carga a meio vão da viga metálica perpendicular à cantoneira com o auxílio de uma bomba manual.

O ensaio de compressão axial foi realizado para estudar a resistência do murete. Este foi feito após o ensaio de ligação inferior.

A seguir ao ensaio de compressão axial, realizou-se o ensaio da profundidade de carbonatação nos dois muretes.

Os resultados experimentais obtidos na presente dissertação foram analisados e comparados com os resultados dos trabalhos de referência, principalmente, com a dissertação a que a presente dissertação dá continuidade (Martins, 2014).

Neste capítulo fazem-se comentários finais ao trabalho desenvolvido, sintetizam-se as principais conclusões obtidas e referem-se possíveis desenvolvimentos futuros.

5.2 Conclusões

Comparando os ensaios de ligação entre o murete sem reforço (M215 de Martins e M209) com o murete com reforço (M213), pôde-se concluir que a ligação é mais forte no murete com reforço da camada de microbetão e a ligação mais fraca é no murete M209 com camada de regularização a gesso.

Em relação à compressão axial, o murete M209 foi comparado com o murete M215, Martins (2014) e Pinho (2007), e verificou-se que o valor obtido no murete M209, 0,50 MPa (4,7 ‰), apresenta a mesma ordem de grandeza dos valores de Martins (2014), 0,45 MPa (7,5 ‰) e Pinho (2007), 0,43 MPa (4,9 ‰). Esta ocorrência já era esperada, uma vez que o murete utilizado na presente dissertação era da mesma série dos muretes de Martins (2014), que foram construídos no seguimento da tese de doutoramento de Pinho (2007), com os mesmos materiais, proporções e técnicas de construção. A profundidade de carbonatação dos muretes M213 e M209 foi cerca 75,8 mm (37,9 ‰). Comparados a profundidade de carbonatação com trabalhos anteriores realizados na FCT UNL conclui-se que apesar dos muretes não terem sido todos construídos na mesma altura, estes apresentam uma profundidade de carbonatação semelhante. Isto já era de esperar uma vez que os materiais de construção, as suas proporções e processos construtivos foram semelhantes.

Através do ensaio de compressão dos cubos de microbetão obteve-se $f_{cm}=22,24$ MPa. O mecanismo de ferrolho com as devidas alterações deu 2,07 kN e 2,02 kN no murete M209 e 16,90 kN e 12,72 kN no murete M213, e devido ao ensaio de ligação deu: 1,90 kN e 3,92 kN no murete M209 7,79 kN e 12,22 kN no murete M213.

As tensões na secção do murete foram determinadas para verificar se estas excediam as tensões resistentes dos materiais alvenaria e microbetão. No murete M209 só existiram compressões. Já no M213 verificou-se uma tração na zona do microbetão, sendo que esta que excedeu a resistência à tração do betão na secção acima da cantoneira.

5.3 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do trabalho experimental realizado, apresentam-se algumas sugestões para desenvolvimento futuro:

- realizar mais ensaios para obter uma boa base de dados que permita uma análise estatística dos resultados;
- realizar ensaios com diferentes soluções construtivas, tais como: diferentes dimensões das cantoneiras; diferentes diâmetros dos varões das pregagens; material de regularização da alvenaria para aplicação da cantoneira; e, argamassa de selagem das pregagens;
- continuar a análise da profundidade de carbonatação;
- desenvolver a fórmula do mecanismo de ferrolho para paredes de alvenaria, realizando mais ensaios para que esta seja validada cientificamente.

Bibliografia

- Almeida, N., & Faria, P. (2008). Soluções construtivas para pavimentos e coberturas em edifícios antigos. In *4º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação (CINPAR)*, Universidade de Aveiro, Aveiro. Acedido em setembro, 2014, <http://run.unl.pt/handle/10362/11329>
- Appleton, J. (2011). *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e tecnologias de intervenção* (2ª edição) Amadora: Edições Órion.
- Arriaga, F., Peraza, F., Esteban, M., Bodadilla, I., & Garcia, F. (2002) *Intervención en Estructuras de Madera*, AITIM, Madrid.
- Baião, M., Pinho, F., Lúcio, V., & Coelho, A. (2012). Aspetos de reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. *Conferência internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria (CIREA)*. Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Barros, R., Guerra, J. Varum, H. & Oliveira D. (2008). Reforço sísmico de estruturas de alvenaria com recurso a elementos metálicos. In *CINPAR 2008: 4th International Conference on Structural Defects and Repair*. Aveiro. Acedido em setembro, 2014, https://ria.ua.pt/bitstream/10773/8243/1/I_072.pdf
- Binda, L., & Saisi, A. (2009). Application of NDTs to the diagnosis of Historic Structures. In “*Proceedings of the 7th international symposium on NDT in civil engineering (NDTCE)*” (Vol. 28) Acedido em março, 2015, <http://ndt.net/article/ndtce2009/papers/1005.pdf>.
- Brignola, A., Podesta, S., & Pampanin, S. (2008). In-plane stiffness of wooden floor. Engineering an earthquake resilient New Zealand, In *New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE) Conference*. New Zealand. Acedido em setembro, 2014, <http://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/2657>
- Brites, R. (2011) *Avaliação da Segurança das Estruturas Antigas de Madeira*, Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Minho.
- CEN. (2004). *EC2: projeto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais, verificação ao fogo*. Instituto Português da Qualidade. Caparica, Portugal.
- CEN. (2005). *EC6: Design of masonry structures – Part 1-1: General 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/madeiras técnicas pouco intrusivas* (2ª Edição). Lisboa: Argumentum e GECORPA.

Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP) – *Model Code 1990* (1993). London: Thomas Telford.

Coutinho, J (2002) *Cal aérea e cal hidráulica, ciências dos materiais – 1ª parte*, Apontamentos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto

Dias, T (2008) *Pavimentos de Madeira em Edifícios antigos. Diagnósticos e intervenção estrutural*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Dias, T., Guedes, J., Costa, A., Paupério, & Arêde, A. (2008) Análise de pavimentos de madeira através de ensaios in situ. O caso dos edifícios antigos do Porto. In *4º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas (CINPAR)*. Porto. Acedido em setembro, 2014, <http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/67521>

Dogliani, 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, Ancona, Italy.

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

Guerreiro, L. (2010). *Estruturas de Alvenaria e Madeira*. Lisboa: Apontamentos do Instituto Superior Técnico, DECCivil.

Lin, T., & LaFave, J. (2012). *Experimental structural behavior of wall-diaphragm connections for older masonry buildings*. Construction and Building Materials, Volume 26, pp. 180–189. Acedido em setembro, 2014. em <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811002595>.

Lourenço, P., Mendes, N., Marques, R., & Oliveira, D. (2010) Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: possibilidade e aplicações. In *8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*. Universidade de Aveiro. Acedido em setembro, 2014, em <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/14533>

Magenes, G., Penna, A., Senaldi, I., Rota, M., & Galasco, A. (2014). Shaking Table Test of a Strengthened Full-Scale Stone Masonry Building with Flexible Diaphragms. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration* Acedido em setembro, 2014, em <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15583058.2013.826299> .

Martins, S. (2014). *Ligação pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

- Moreira, S., Ramos, L., Oliveira, D., & Lourenço, P., 2014. Design parameters for retrofitted masonry to timber connections. In *9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)*. Mexico City, Mexico. Acedido em janeiro, 2015, <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/30902>
- Piazza, M., Baldessari, C., & Tomasi, R. (2008). The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. In *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China (pp. 12-17). Acedido em setembro, 2014, em <ftp://jetty.ecn.purdue.edu/spujol/Andres/files/S11-068.PDF>
- 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. (2008). *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal (2ª Edição)*. Coleção Edifícios, Laboratório de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa. Pinto, J., Cardoso, R., Paiva, A., Cunha, S., Cruz, D., Vieira, J., et al (2011) *Caracterização de paredes tradicionais de tabique. Paredes divisórias: passado, presente e futuro*. Acedido em setembro, 2014, em <http://ria.ua.pt/handle/10773/8010>
- Rosa, C. (2013). *Caracterização de alvenarias de pedra antigas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Roque, J (2002) *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Minho
- Roque, J., & Lourenço, P (2003). Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria. *Construção Magazine*, nº 7, pp- 4-10.
- Segurado, J. (1942) *Trabalhos de Carpintaria Civil, Biblioteca de Instrução Profissional*, Livraria Bertrand.
- Sousa, H. (2006) *Referência às soluções tradicionais de construção de edifícios em Portugal*. Apointamentos da Faculdade de Engenharia da Universidade Nova do Porto, Porto.
- Varum, H., Vicente, R., Rodrigues, H., Silva, J., & Silva, M (2006). Seismic evaluation of old masonry buildings: performance and strengthening. In *8th International Conference on Computational Structures Technology*, Aveiro. Acedido em setembro, 2014, <http://ria.ua.pt/handle/10773/8136>
- Vicente, R., Varum, H., Silva, J., & Silva, A. (2008). *Anomalias estruturais correntes em edifícios antigos*. Universidade de Aveiro, Aveiro, Acedido em setembro, 2014, em <https://ria.ua.pt/handle/10773/8223>.

Wheeler, A., & Hutchinson, A. (1998). Resin repairs to timber structures. *International journal of adhesion and adhesives*, n.º 18(1), pp.1-13. Acedido em Novembro, 2014, em <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143749697000602>

Zacarias, N. (2012) *Reabilitação Sustentável de Edifícios Antigos com Valor Patrimonial - Casos de estudo na Baixa Pombalina*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Website:

INE Censos 2001 – XIV Recenseamento Geral da Habitação – Lisboa, INE, 2002. Acedido Abril, 2015, em <http://censos.ine.pt>

Anexo

Profundidade de carbonatação em trabalhos anteriores

No quadro A.1 são apresentadas as medições de profundidade de carbonatação realizadas na tese de doutoramento de Pinho, (2007).

Quadro A.1 - Profundidade de carbonatação do trabalho de Pinho, (2007)

(Solução de reforço)	Muretes Designação	Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação	
			(mm)	(%)
-----		30	3,2	1,6
	M14, M20, M27, M37, M49, M50, M57, M60	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

No quadro A.2 são apresentadas as medições de profundidade de carbonatação realizadas no trabalho de referência (Martins, 2014) e noutros trabalhos realizados anteriormente na FCT/UNL.

Quadro A.2 - Profundidade de carbonatação do trabalho de referência (Martins, 2014) e de trabalhos anteriores

Outros autores	Muretes	Tempo (dias)	Profundidade de carbonatação	
			(mm)	(%)
Morais (2011)	M36	2870	110,0	55,0
Fonseca (2010)	M45	2876	105,0	52,0
Correia (2011)	M9	3087	109,0	54,5
Rodrigues (2011)	M8	3158	116,0	58,0
Freire (2011)	M40	3285	103,0	51,5
	M215	1509	72,5	36,3
Martins (2014)	M216	1512	81,0	40,5
	M211	1523	85,0	42,5