



Cláudia dos Santos Justiniano

Licenciatura em Ciências da Engenharia Civil

Ligação por pregagens entre pavimentos e paredes de alvenaria reforçadas

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

Orientador: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Co-orientador: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos
Arguente: Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues
Vogal: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Copyright 2016, Cláudia dos Santos Justiniano, 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

Sendo esta a mais pessoal das páginas deste documento gostaria de agradecer a todas as pessoas entre professores, colegas, amigos e familiares que sempre acreditaram em mim e que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a finalização desta etapa académica.

Em primeiro lugar, um enorme e forte agradecimento ao meu orientador, Professor Fernando Pinho, por toda a orientação, disponibilidade, confiança e amizade que me ofereceu no decurso deste trabalho. Ao Professor Válter Lúcio, meu co-orientador, o meu profundo agradecimento por todo o apoio que me deu nas ideias que iam surgindo e por todo o tempo que despendeu com as minhas inúmeras questões. A estes Professores o meu grande agradecimento por todo o conhecimento transmitido e pela boa disposição com que sempre se encarou este trabalho.

Ao Jorge Silvério, técnico do laboratório do DEC, o meu desmesurado agradecimento por todo o apoio e auxílio que me disponibilizou durante todo o trabalho, em particular no trabalho experimental, que com ele se tornou muito mais fácil de executar. Obrigada pela constante boa vontade, boa disposição e amizade que nunca faltaram em todos os momentos.

Agradeço também ao Engenheiro Vítor Silva pela sua importante contribuição no desenvolvimento deste trabalho, disponibilizando sempre o seu tempo e seus conhecimentos.

Presto igualmente o meu agradecimento ao Engenheiro Hugo Fernandes pela disponibilidade oferecida na montagem e monitorização dos ensaios experimentais transmitindo-me também os seus conhecimentos em todas as questões que surgiram.

À Unibetão agradeço a oferta da brita para a realização do microbetão e à Soarvamil agradeço a oferta da areia de rio necessária à realização de argamassas bem como do microbetão.

Ao LNEC gostaria de agradecer os ensaios realizados aos varões de aço utilizados neste trabalho.

Aos meus amigos Ana Carina, Fábio Venâncio e Bruno Pinto o meu agradecimento por todo o apoio, suporte, amizade e os imensos momentos de diversão que me deram muita motivação ao longo de todo o curso, mesmo estando longe. Aos meus colegas e amigos que formei neste curso e na faculdade: Jorge Gomes, Hugo Rebelo, Diogo Pires, Carla Daniel e Catarina Morais agradeço muito nunca terem saído do meu lado em qualquer circunstância e por me terem apoiado constantemente. Muito obrigada!!

Ao meu grande amigo José Pereira o meu forte agradecimento!! Meu companheiro desta enorme jornada, obrigada pelo teu infinito apoio, interesse, pura amizade, pelos momentos de enormes

gargalhadas e aqueles em que estiveste presente para não me deixar cair. À tua família um especial agradecimento pelo acompanhamento, preocupação e forte amizade que sempre tiveram.

À minha mais recente amizade, mas vivida de forma muito intensa a que não tem faltado amor, apoio, confiança e companheirismo nesta fase final do curso, o meu enorme e profundo agradecimento ao João Gonçalves. Contigo tudo se tornou mais fácil. Obrigada!

Por fim, mas sempre em primeiro lugar no meu coração e a quem eu devo o meu eterno agradecimento é à minha família. Todo o meu amor irá para os meus avós por todos os sacrifícios que fizeram por mim e por nunca, em qualquer momento, terem deixado de acreditar que eu seria capaz apesar de todas as dificuldades que tive. Ao meu irmão Eustácio o meu grande agradecimento pela tua admiração, pelo orgulho com que sempre falas de mim e por todos os momentos em que me fizeste rir por cima das lágrimas. À minha GRANDE mãe, não há palavras neste mundo que possam descrever o que sinto por ti; a maior das gratidões é para ti, por teres feito o possível e o que parecia ser impossível para me ofereceres esta formação. CONSEGUIMOS!!! Nunca me deixaste desistir e sempre acreditaste em mim, és o meu exemplo de trabalho, luta, sacrifício e dignidade sempre com a positividade que irradias.

Um grande obrigado a todos vós!

Resumo

A reabilitação estrutural tem-se tornado cada vez mais importante no reforço dos edifícios antigos, em particular na procura de soluções de reforço global ou local da estrutura que promovam a otimização do comportamento tridimensional do edifício. Estas soluções devem resistir às ações verticais (cargas gravíticas e sobrecargas) e horizontais (vento e sismos) promovendo a correta transmissão de esforços entre os elementos estruturais do edifício. Neste âmbito, a ligação pavimento/parede tem bastante relevância na resposta do edifício a cargas atuantes e no travamento das paredes exteriores.

O presente trabalho experimental enquadra-se numa linha de investigação iniciada em 2013 na FCT UNL e contextualiza-se na reabilitação estrutural onde não são reutilizados os pavimentos existentes. Este trabalho consiste em ensaiar às cargas verticais a ligação por pregagens pavimento/parede, executadas num modelo experimental de alvenaria de pedra (murete) reforçado na face de apoio do “novo pavimento”. É determinada a capacidade de carga da ligação e estudado analiticamente o respetivo comportamento bem como os modos de rotura, nomeadamente o mecanismo de ferrolho, que tem sido uma constante na presente linha de investigação. Posteriormente, ensaia-se o murete à compressão e determina-se a profundidade de carbonatação de alvenaria. Todos os resultados são comparados e discutidos com outros resultados da presente linha de investigação.

Como principais conclusões, verifica-se que a ligação por pregagens tem uma capacidade de carga superior nos muretes reforçados em relação aos muretes simples. O modo de rotura das pregagens mobilizou o mecanismo de ferrolho (bem como em toda a linha de investigação), contudo, a expressão de cálculo a este mecanismo associado não se adequa no caso de estudo.

Palavras-chave: Pavimento de madeira; alvenaria de pedra; ligação; resistência mecânica; modos de rotura

Abstract

Structural rehabilitation has increasingly become more important in the strengthening of ancient buildings, in particular in search of global or local strengthening solutions of the structure which promotes the tridimensional behavior of the building. These reinforcement solutions should resist at vertical (gravity forces) and horizontal (wind and seismic actions) loads, promoting the right transmission between structural elements. In this context, the connection floor/wall is of great importance of the building's response to loads and to bracing of the exterior walls.

This experimental work is an ongoing investigation since 2013 at FCT UNL and it studies structural rehabilitation where the floor is not reused. This work consists in testing the connection by anchors of floor/masonry wall to vertical loads carried out on an experimental model of masonry stone reinforced on the interior face. It is determined the resistance of the connection and analytically studied its behavior as well as the failure modes, particularly the dowel action which has been a constant in the present line of investigation. Thereafter, the compression strength and the masonry carbonation depth is determined on the experimental model. All obtained results are compared and discussed with other results of other authors.

It is concluded that the connection by anchors are more resistant to vertical loads in reinforced walls than simple walls. The failure mode consists in the dowel action (throughout the whole investigation), although, the respective calculation expression is inadequate to this case study. The compression resistance on the experimental model of masonry stone is, naturally, greater on strengthened models than on simple models.

Keywords: Wooden floor; stone masonry; connection; mechanical resistance; failure modes

Índice

Capítulo 1 – Introdução

1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Motivações e objetivos.....	3
1.3 Organização da dissertação	4

Capítulo 2 – Enquadramento do tema

2.1 Considerações iniciais	5
2.2 Soluções construtivas de pavimentos de edifícios antigos	5
2.3 Soluções construtivas das paredes de alvenaria de pedra	6
2.4 Ligação entre pavimentos de madeira e paredes de alvenaria de pedra	9
2.5 Principais soluções de reforço envolvendo pavimentos e paredes de edifícios antigos.....	10
2.5.1 Reforço de pavimentos de madeira	10
2.5.2 Reforço de paredes de alvenaria	11
2.5.3 Reforço da ligação entre pavimentos e paredes de alvenaria.....	13
2.6 Modos de rotura da ligação por pregagens pavimento/parede	15
2.6.1 MR1 – Mecanismo de ferrolho	17
2.6.2 MR2 – Rotura do varão por corte.....	18
2.6.3 MR3 – Rotura da ligação por tração	18

Capítulo 3 – Trabalhos de investigação de outros autores

3.1 Considerações iniciais	21
3.2 Trabalhos de investigação de outros autores.....	21
3.2.1 Trabalho de Moreira, S., et al	22
3.2.2 Trabalho de Moreira, S., et al	24
3.2.3 Trabalho de Araújo. A, et al	26
3.2.4 Trabalho de Gattesco. N e Macorini. L	27
3.3 Trabalhos da presente linha de investigação	29
3.3.1 Nota introdutória.....	29

3.3.2	Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos	31
3.3.3	Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto.	33
 Capítulo 4 – Trabalho experimental		
4.1	Considerações iniciais	37
4.2	Procedimento experimental	37
4.3	Caracterização dos materiais	41
4.3.1	Murete	41
4.3.2	Microbetão.....	41
4.3.3	Outros materiais	42
4.4	Ensaio da ligação às cargas verticais.....	45
4.5	Ensaio de compressão axial.....	50
4.6	Carbonatação	50
 Capítulo 5 – Apresentação e discussão de resultados		
5.1	Considerações iniciais	53
5.2	Ensaio da ligação às cargas verticais.....	53
5.2.1	Apresentação e discussão dos resultados	53
5.2.2	Verificação analítica dos modos de rotura	58
5.3	Ensaio de compressão do murete	62
5.3.1	Apresentação e discussão dos resultados	62
5.4	Carbonatação	65
5.5	Comparação de resultados com outros autores.....	66
5.5.1	Ensaio da ligação pavimento/parede	66
5.5.2	Ensaio de compressão do murete	69
5.5.3	Profundidade de carbonatação	71
 Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimentos futuros		
6.1	Considerações iniciais	73
6.2	Conclusões	73
6.3	Desenvolvimentos futuros	75
Referências bibliográficas.....		77
Anexos.....		81
Anexo I.....		83

Anexo II.....	91
Anexo III.....	93

Índice de figuras

Figura 1.1 – Cronologia das tipologias construtivas dos edifícios em Portugal	1
Figura 1.2 – Número de edifícios de acordo com a tipologia em Portugal	2
Figura 1.3 – Número de edifícios novos e reabilitados em Portugal	3
Figura 2.1 – Representação esquemática de estruturas de pavimentos de edifícios antigos	6
Figura 2.2 – Alvenaria de pedra seca	7
Figura 2.3 – Paredes de alvenaria ordinária	7
Figura 2.4 – Alvenaria mista.....	8
Figura 2.5 – Alvenaria de cantaria	8
Figura 2.6 – Representação esquemática de ligações pavimento/parede em edifícios antigos	9
Figura 2.7 – Representação esquemática de reforço de pavimentos	11
Figura 2.8 – Reboco armado	12
Figura 2.9 – Reforço estrutural de alvenarias	12
Figura 2.10 – Reforço do apoio do vigamento dos pavimentos	13
Figura 2.11 – Introdução de novas peças de madeira ou metálicas nas vigas dos pavimentos.....	14
Figura 2.12 – Utilização de colas epoxídicas nos vigamentos do pavimento	14
Figura 2.13 – Fixação de perfis metálicos ao pavimento e à parede	15
Figura 2.14 – Representação esquemática de novas aberturas em paredes reforçadas para apoio de novos pavimentos	15
Figura 2.15 – Representação esquemática da pregagem	16

Figura 2.16 – Representação esquemática dos modos de rotura associados às pregagens	16
Figura 2.17 - Ilustração da definição de área de influência de uma pregagem	19
Figura 3.1 – Representação esquemática da ligação pavimento/parede	22
Figura 3.2 – Posicionamento dos elementos de ensaio	23
Figura 3.3 - Posicionamento das pregagens e do murete no sistema de ensaio	25
Figura 3.4 – Reforço do pavimento	28
Figura 3.5 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento	29
Figura 3.6 – Representação esquemática de muretes	30
Figura 3.7 – Murete M215	31
Figura 3.8 – Sistema de forças envolvidas na pregagem	32
Figura 3.9 – Muretes M209 e M213	33
Figura 4.1 – Murete M214	38
Figura 4.2 – Aplicação da primeira camada de microbetão.....	38
Figura 4.3 – Rede metálica	39
Figura 4.4 – Aplicação da segunda camada de microbetão	39
Figura 4.5 – Colocação e posicionamento do lintel no murete	40
Figura 4.6 – Posicionamento das pregagens.....	40
Figura 4.7 – Execução das pregagens.....	41
Figura 4.8 – Análise granulométrica da areia de rio e brita fina.....	42
Figura 4.9 – Ensaio à compressão dos provetes de microbetão	42
Figura 4.10 – Ensaios mecânicos realizados na argamassa de apoio do lintel e <i>grout</i>	43
Figura 4.11 – Procedimento experimental para determinação da baridade	44

Figura 4.12 – Ensaio dos varões de aço roscados à tração	45
Figura 4.13 – Sistema de ensaio de compressão axial do murete (adaptado para o ensaio da ligação pavimento/parede).....	46
Figura 4.14 – Representação do sistema de ensaio da ligação por pregagens	47
Figura 4.15 – Fixação da cantoneira	47
Figura 4.16 – Sistemas de ensaio da ligação e do murete	49
Figura 4.17 – Vista do ensaio de compressão do murete.....	50
Figura 4.18 – Determinação da profundidade da carbonatação no murete	51
Figura 5.1 – História de carga aplicada na cantoneira.....	54
Figura 5.2 – Diagrama força - deslocamento nos níveis de pregagem	55
Figura 5.3 – Diagrama força - rotação perpendicular ao plano do murete	55
Figura 5.4 – Modos de rotura observados no nível superior de pregagens	55
Figura 5.5 – Mecanismo de ferrolho no nível intermédio	56
Figura 5.6 – Utilização de anilhas complementares nas pregagens	56
Figura 5.7 – Mecanismo de ferrolho no nível inferior	57
Figura 5.8 – Diagrama força - rotação no plano paralelo ao do murete	58
Figura 5.9 – Ilustração auxiliar para determinação da força de tração no ferrolho.....	59
Figura 5.10 – História de carga do ensaio de compressão do murete	63
Figura 5.11 – Gráfico tensão - deformação do ensaio de compressão do murete.....	63
Figura 5.12 – Rotação do lintel durante o ensaio de compressão do murete	64
Figura 5.13 – Gráfico força - deslocamentos do ensaio da compressão do murete	64
Figura 5.14 – Rotura do murete no ensaio de compressão.....	65
Figura 5.15 – Força registada na ligação pavimento/parede em muretes diferentes	67
Figura 5.16 – Resultados da presente linha de investigação no ensaio de compressão dos muretes	69

Figura 5.17 – Comparação de resultados entre o murete M214 e os muretes simples de Pinho	70
Figura 5.18 – Comparação de resultados entre o murete M214 e os muretes reforçados de Pinho ..	70
Figura 5.19 – Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo	71
Figura A.1 – Curva granulométrica da areia de rio	83
Figura A.2 – Curva granulométrica da brita fina	84
Figura A.3 – Curva granulométrica da areia de areeiro	85
Figura A.4 – Diagrama tensão - extensão dos varões de aço rosçados	89

Índice de quadros

Quadro 3.1 – Artigos científicos analisados nesta secção.....	21
Quadro 3.2 – Características da alvenaria dos modelos experimentais	23
Quadro 3.3 – Resultados dos ensaios	24
Quadro 3.4 – Caracterização dos materiais utilizados	25
Quadro 3.5 – Médias dos resultados dos ensaios	25
Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais utilizados na pregagem	26
Quadro 3.7 – Resultados do ensaio monotónico	28
Quadro 3.8 – Constituição do microbetão	31
Quadro 3.9 – Resultados da capacidade de carga pregagens nos muretes M209 e M213.....	34
Quadro 3.10 – Resultados do mecanismo de ferrolho das pregagens dos muretes M209 e M213.....	35
Quadro 4.1 – Baridade dos materiais utilizados na argamassa de apoio do lintel	43
Quadro 5.1 – Determinação da força de tração em cada ferrolho.....	59
Quadro 5.2 – Dados utilizados no cálculo do mecanismo de ferrolho.....	60
Quadro 5.3 – Resultados do cálculo do mecanismo de ferrolho	60
Quadro 5.4 – Dados utilizados para o cálculo das forças de tração e corte nos ferrolhos e respetivos resultados	61
Quadro 5.5 – Resultados da força de tração por von Mises.....	61
Quadro 5.6 – Resultados da determinação das variáveis necessárias ao cálculo da tensão e força de aderência.....	62

Quadro 5.7 – Profundidade de carbonatação do murete	65
Quadro 5.8 – Resultados da linha de investigação	66
Quadro 5.9 – Resultados do mecanismo de ferrolho da presente linha de investigação.....	68
Quadro A.1 – Análise granulométrica da areia de rio	83
Quadro A.2 – Análise granulométrica da brita fina	84
Quadro A.3 – Análise granulométrica da areia de areeiro	85
Quadro A.4 – Resistência à compressão da 1ª camada de microbetão.....	86
Quadro A.5 – Resistência à compressão da 2ª camada de microbetão.....	86
Quadro A.6 – Módulo de elasticidade dinâmico da argamassa de apoio do lintel	86
Quadro A.7 – Resistência à flexão da argamassa de apoio do lintel	87
Quadro A.8 – Resistência à compressão da argamassa de apoio do lintel	87
Quadro A.9 – Módulo de elasticidade dinâmico do <i>grout</i>	88
Quadro A.10 – Resistência à flexão do <i>grout</i>	88
Quadro A.11 – Resistência à compressão do <i>grout</i>	88

Lista de abreviaturas e símbolos

Abreviaturas

CC – célula de carga

CEN - Comité Europeu de Normalização

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologia

FM – *Failure Mode* (modo de rotura)

GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer* (polímero reforçado com fibra de vidro)

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MR – Modo de rotura

TC – *Technical Committee*

Símbolos

δ – deslocamento do ferrolho

δ_{\max} – deslocamento máximo do ferrolho

η_1 – constante que define as condições de aderência

η_2 – constante que depende do diâmetro do varão

ψ_{cr} , k_9 – efeito produzido pelo material fendilhado

ψ_{Ne} – efeito produzido pela proximidade da pregagem ao bordo

ψ_{Ng} – efeito produzido pelo grupo de pregagens

σ – tensão principal

σ_s – tensão axial no ferrolho

σ_u – tensão última do aço

τ – tensão tangencial

T'_a – tensão de aderência

A_e – área efetiva do varão

A_N, A_v – área de influência no plano paralelo ao do varão

A_{N0}, A_{V0} – área de influência no plano perpendicular ao plano do varão

c – menor distância da pregagem ao bordo

c_1 – distância medida entre a pregagem e o bordo no sentido da aplicação da carga

d – diâmetro do varão de aço

$f_{c,cube}$ – resistência à compressão do material de reforço aplicado na superfície de rotura onde ocorre o mecanismo de ferrolho

f_{gk} – resistência característica à compressão do *grout*

f_{gm} – resistência à compressão média do *grout*

f_{gtd} – valor de cálculo da resistência à tração média do *grout*

f_{gtm} – resistência à tração média do *grout*

f_y – tensão de cedência do aço

$F_{c, ferrolho}$ – força de corte aplicada no ferrolho

$F_{TR, ferrolho}$ – força de tração no ferrolho

$F_{TR, vM}$ – força de tração no ferrolho determinada por von Mises

$F_{v, ferrolho}$ – força vertical aplicada em cada ferrolho

$F_{v, nível}$ – força vertical aplicada na cantoneira

h_{ef} – comprimento da pregagem

n – número de pregagens

N_a – força de aderência

$N_{n,a}$ – força de aderência afetada pelos coeficientes relativos ao efeito de grupo de pregagens, de proximidade de um bordo e de material fendilhado

$V_F(\delta)$ – força de corte que provoca o mecanismo de ferrolho

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento geral

Em 2004 foram contabilizadas 150 milhões de habitações na Europa, das quais 105 milhões têm idade superior a 30 anos. Inserido no último número de habitações, segundo *United Nations Economic Commission for Europe* [1] citado por Balaras [2], cerca de 37 milhões têm mais de 50 anos. Na mesma publicação [2] afirma-se que por cada ano são concluídas 2 milhões de habitações. De acordo com os dados registados no Censos 2011 [3] constata-se que em 2011 existiam 3 544 389 edifícios no território português.

Nomeadamente na zona de Lisboa e Algarve, o terramoto de 1755 constitui um marco histórico e também relevante na diferenciação entre os edifícios construídos sem ordenamento durante séculos e os edifícios erigidos após a tragédia. Na Figura 1.1 identificam-se cronologicamente as tipologias construtivas dos imóveis [4] e, de acordo com a Figura 1.2, compreende-se que grande parte dos edifícios em Portugal têm mais de 50 anos.

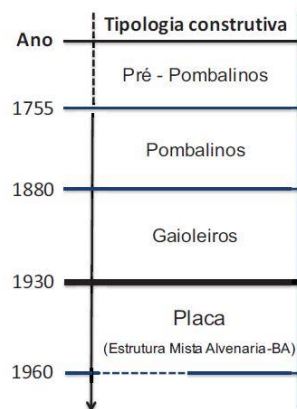


Figura 1.1 – Cronologia das tipologias construtivas dos edifícios em Portugal [4]

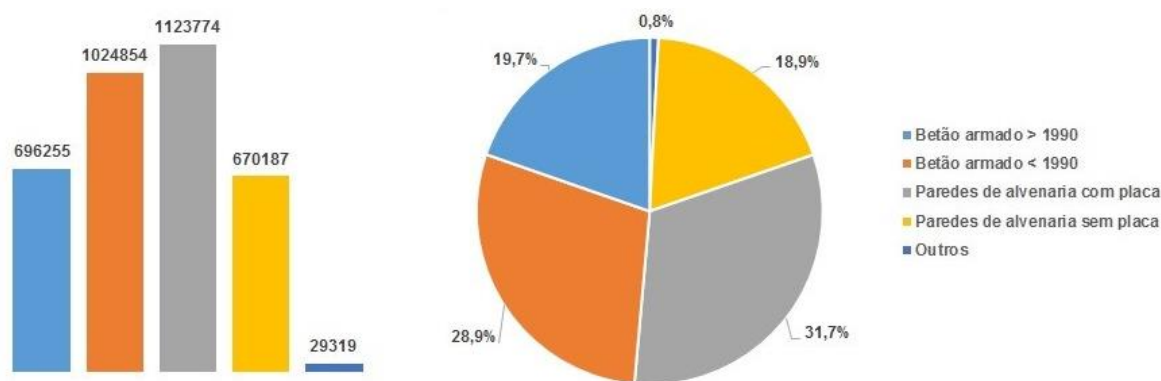


Figura 1.2 – Número de edifícios de acordo com a tipologia em Portugal [3]

A reabilitação de edifícios é um setor cada vez mais importante, o qual tem vindo a crescer ao longo dos anos com o objetivo de preservar e proteger o património existente, seja este constituído por edifícios classificados ou não classificados. Em função da sua classificação, estes requerem condições particulares, como a segurança sísmica (que se identifica adiante), contra incêndio ou mesmo a manutenção de um valor histórico, arquitetónico, científico, cultural ou espiritual. Por este motivo, é importante o contínuo estudo das técnicas construtivas e materiais utilizados nos edifícios antigos para que seja possível executar soluções construtivas de reabilitação, promovendo a segurança e a manutenção dos valores do edifício [5, 6].

Relativamente à ação sísmica, muito importante no âmbito da segurança dos edifícios antigos, indicam-se algumas das principais particularidades no comportamento dos edifícios com paredes de alvenaria de pedra [4]:

- Nos casos em que as paredes de alvenaria são constituídas por duas folhas, preenchidas no meio por material de pequenas dimensões com argamassa ordinária, tendem em apresentar fendas parciais e colapsos locais normalmente associados à desintegração da folha externa;
- Quando as ligações entre paredes e/ou entre pavimentos e paredes forem inadequadas, mesmo que as paredes de alvenaria sejam de melhor qualidade, estas podem estar sujeitas a mecanismos de colapso local impedindo a mobilização completa de um comportamento global da estrutura do edifício;
- Nas situações em que a ligação entre pavimentos e paredes for adequada, consegue-se mobilizar o comportamento global do edifício, podendo ser difícil modela-lo numericamente devido à flexibilidade dos pavimentos e coberturas de madeira, que impedem a simplificação do comportamento diafragma.

Para as fragilidades identificadas existem diferentes soluções de reforço entre as quais se destacam [4]:

- Por forma a prevenir a desintegração da parede de alvenaria, aumentando a sua rigidez e a sua capacidade resistente, pode proceder-se, entre outras soluções, a injeções de cal ou ligações transversais melhorando a qualidade da alvenaria;

- (b) Para obstar a formação de mecanismos locais e sofisticar as ligações entre paredes e/ou entre pavimentos e paredes podem executar-se soluções que incluem a introdução de tirantes;
- (c) De maneira a assegurar o comportamento diafragma, incrementa-se a rigidez no plano do pavimento sem fomentar significativamente a sua massa. Assim, as cargas horizontais redistribuem-se entre os elementos estruturais verticais.

A evolução da reabilitação deve-se também à diminuição da construção nova [7] Figura 1.3, que sofreu uma quebra no setor económico nos últimos tempos [5].

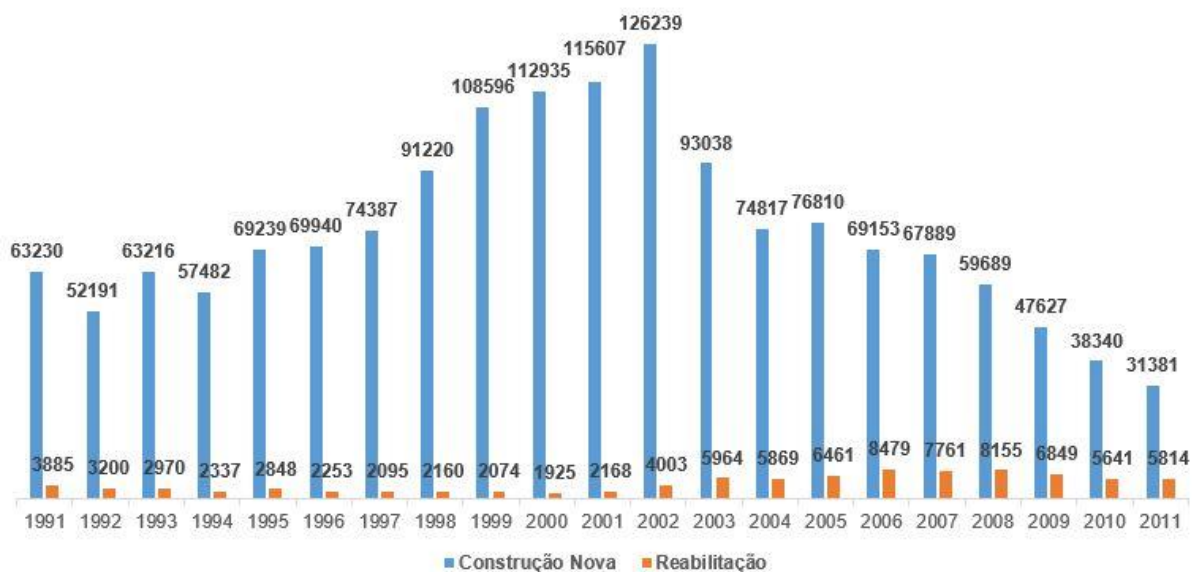


Figura 1.3 – Número de edifícios novos e reabilitados em Portugal [7]

1.2 Motivações e objetivos

A presente dissertação é elaborada com o objetivo de estudar e analisar a ligação por pregagens entre pavimentos e paredes de alvenaria de pedra tradicional. Este estudo insere-se numa linha de investigação iniciada em 2013 no DEC FCT UNL.

Esta linha de investigação enquadra-se no âmbito de uma reabilitação estrutural em que não se reutilizam os pavimentos existentes. Desta forma, o trabalho experimental simula uma situação real de reforço de edifícios antigos através de um modelo experimental (murete) de alvenaria tradicional, reforçada na face de apoio do pavimento com uma lâmina de microbetão. Com esta simulação pretende-se quantificar a capacidade de carga das pregagens a cargas verticais. Complementarmente ao trabalho experimental, discute-se analiticamente os mecanismos de rotura das pregagens.

Após o ensaio da ligação pavimento/parede, ensaia-se o murete à compressão determinando-se a capacidade de carga axial com o objetivo de a quantificar. Posteriormente ao ensaio de compressão, mede-se a profundidade de carbonatação da alvenaria.

Os resultados da ligação são comparados com os trabalhos inseridos nesta linha de investigação [8, 9] bem como os resultados obtidos no ensaio de compressão do murete. Os últimos também se comparam com o trabalho de Pinho [10]. A medição da profundidade de carbonatação procura analisar a sua evolução no tempo onde se incluem os trabalhos [8–10].

1.3 Organização da dissertação

Este trabalho tem seis capítulos e três anexos e está organizado da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução onde se enquadra o tema do trabalho e se apresentam as motivações e objetivos da sua realização bem como a organização da presente dissertação.

Capítulo 2 – Enquadramento do tema em que se define os tipos de pavimentos e de paredes existentes nos edifícios antigos e os tipos de ligação entre estes dois elementos estruturais. Posteriormente, identificam-se os principais tipos de reforço dos pavimentos, das paredes de alvenaria e da ligação entre pavimentos e paredes.

Capítulo 3 – Trabalhos de investigação de outros autores em que se apresentam resultados de trabalhos de diversos autores no domínio do tema em estudo, incluindo os que se inserem na presente linha de investigação.

Capítulo 4 – Trabalho experimental onde se descrevem os modelos experimentais e os objetivos, limitações, instrumentação, montagens e medições efetuadas para a realização dos ensaios.

Capítulo 5 – Apresentação e discussão de resultados onde se apresentam e analisam todos os resultados obtidos e o estudo analítico dos modos de rotura. Posteriormente, os resultados são comparados com outros resultados da presente linha de investigação e da investigação de outros autores.

Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimentos futuros onde se realiza uma síntese global do trabalho realizado com os progressos que se efetivaram e algumas limitações que tivessem ocorrido ao longo da elaboração da dissertação. Conclui-se com algumas sugestões de continuidade desta investigação através de outros meios e com possíveis referências a trabalhos de outros autores.

Anexo I que reúne os resultados individuais dos ensaios realizados na caracterização de materiais.

Anexo II onde se apresenta o boletim de ensaio do LNEC relativo ao aço utilizado.

Anexo III que apresenta um artigo do Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas elaborado pela autora da dissertação, bem como o seu orientador e co-orientador.

No âmbito da presente dissertação está ainda em preparação uma nova comunicação para o congresso internacional PROHITECH 2017 a decorrer nos dias 12 a 15 de julho.

As figuras da presente dissertação que não se encontrem referenciadas com bibliografia foram obtidas ou produzidas pela autora da dissertação.

Capítulo 2

Enquadramento do tema

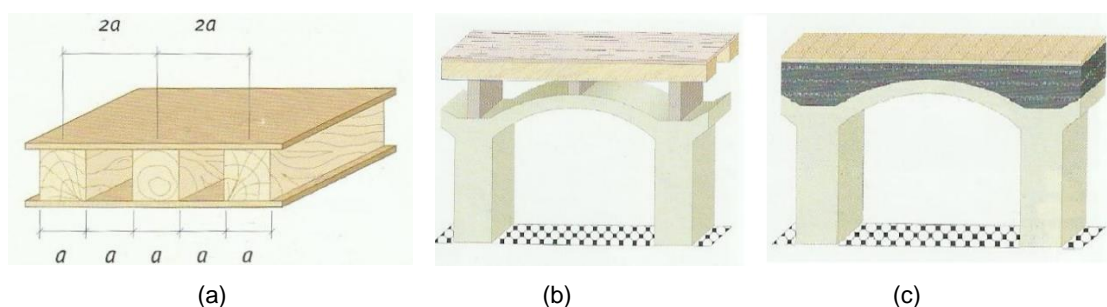
2.1 Considerações iniciais

O presente capítulo enquadra o tema da dissertação, nomeadamente em relação aos pavimentos frequentemente utilizados nos edifícios antigos, às paredes existentes e aos tipos de ligação que executavam entre eles. Descreve-se também o reforço individual destes elementos estruturais e da sua ligação.

2.2 Soluções construtivas de pavimentos de edifícios antigos

Os pavimentos de edifícios antigos, bem como os elementos estruturais verticais, eram geralmente executados com materiais locais. Na sua maioria, utilizava-se madeira de diversas origens desde o *pitch-pine* proveniente da América do Norte, espécies do Brasil, África e Índia até às casquinhas da Europa Central. Nacionalmente, eram adotadas as madeiras da castanheira e, menos frequente mas também utilizadas, a madeira de cedro, choupo, carvalho, pinho e eucalipto. Os pavimentos de madeira são constituídos por vigamentos que se posicionam paralelamente entre si com um espaçamento entre vigas, normalmente, igual à sua largura, Figura 2.1a. Além da madeira, utilizava-se também a alvenaria, muitas vezes escolhida em alternativa ao uso do primeiro material, devido à sua reduzida durabilidade provocada pelo ataque de fungos [11].

Os pisos elevados são os que têm mais variantes, já que os pisos térreos, apesar dos diversos revestimentos aplicados como sobrados de madeira, ladrilhos ou lajedos de pedra, eram constituídos por terra batida ou enrocamento de pedra arrumado à mão. Este elemento estrutural horizontal, em função da “nobreza” do edifício, teria pavimentos constituídos por arcos ou abóbadas de alvenaria, sendo mais resistentes ao longo do tempo e com maior capacidade para vencer vãos livres comparativamente aos pavimentos de madeira. Os revestimentos podiam ser de soalho apoiado nas vigas de madeira que, por sua vez, apoiavam na alvenaria, Figura 2.1b. Esta solução é notoriamente mais leve que outras soluções que se adotavam, como o enchimento do arco com entulho, areia argilosa, terra ou pedra solta. Como revestimento utilizava-se soalho, placas de material cerâmico ou lajedos de pedra, Figura 2.1c. Os edifícios correntes podiam também ter pavimentos elevados compostos por arcos ou abóbadas mas estes eram formados por elementos cerâmicos, como o tijolo, contudo, a maioria dos pavimentos eram planos, de madeira, constituídos por vigamentos [11].



(a) pavimento de madeira com vigamentos; (b) abóbada com estrutura em madeira que recebe o soalho; (c) abóbada com enchimento que recebe revestimento

Figura 2.1 – Representação esquemática de estruturas de pavimentos de edifícios antigos [11]

2.3 Soluções construtivas das paredes de alvenaria de pedra

As paredes dos edifícios antigos, dependendo da função e da finalidade a que se destinam, classificam-se em paredes resistentes ou mestras e paredes divisórias ou de compartimentação [12]:

- (a) **paredes resistentes ou mestras** (que podem ser interiores ou exteriores) são paredes muito espessas (0,50 m a 1,50 m de espessura) com boa capacidade resistente à compressão mas não tão eficientes quanto às forças de tração, de corte e à flexão. Estas paredes, devido à sua geometria e características mecânicas, têm um efeito estabilizador no edifício quando se trata de cargas verticais, nomeadamente o seu peso, ou quando sujeito a cargas horizontais que atuam de forma aleatória, como por exemplo o vento;
- (b) **paredes divisórias ou de compartimentação** além de dividirem o espaço delimitado pelas paredes mestras também desempenham funções estruturais, especificamente no travamento geral da estrutura por meio da interligação entre paredes e pavimentos e/ou entre paredes e coberturas. Além disso, com o envelhecimento dos materiais, eventuais assentamentos de fundações, degradação por variadas razões ou pela incrementação de sobrecarga (algumas das vezes provocada pela alteração das funções do edifício), as paredes divisórias possuem uma importante função na mobilização da capacidade resistente do edifício.

Como se irá observar, a existência da pedra por todo o território português faz com que a maioria das paredes dos edifícios antigos sejam de alvenaria de pedra. Denote-se que no Alto Minho e parte de Trás-os-Montes, Beiras, Douro Litoral e Alentejo há preponderância do granito e do xisto, enquanto que na zona da Estremadura o calcário é a rocha predominante. A composição das argamassas de ligação, tal como na pedra utilizada, dependia do que existia na região de origem do edifício e também da extração do material. Estas argamassas podiam ser de barro, de misturas de areia mais ou menos argilosa e cal aérea [12].

Os materiais descritos anteriormente quando misturados entre si caracterizaram-se pelos seguintes tipos de alvenaria [10, 12]:

- (a) **alvenaria de pedra seca, insonsa ou mal argamassada**: como o próprio nome indica eram paredes de alvenaria cuja utilização de argamassa era escassa ou inexistente, Figura 2.2.

Por isso, as pedras utilizadas tinham uma geometria relativamente regular, para que pudessem ser assentes por forma a obter um resultado sensivelmente nivelado. As pedras que eram frequentemente empregues neste tipo de paredes consistiam no xisto e no granito.



(a) (b) (c)

(a,b) Óbidos; (c) Piódão

Figura 2.2 – Alvenaria de pedra seca

(b) **alvenaria ordinária, de pedra irregular ou de “pedra e cal”**: tal como infere a sua designação, esta alvenaria é produzida com pedra geometricamente irregular argamassada com uma mistura de cal e areia, Figura 2.3a,b,c. Neste caso, a pedra frequentemente aplicada era a pedra calcário, daí este tipo de construção encontrar-se com mais afluência em Lisboa e no Alentejo. No entanto, também eram utilizadas pedras de outras origens, como, por exemplo, o granito. A construção de alvenaria ordinária apresenta variantes como paredes de “múltiplas folhas”, Figura 2.3d,e,f. Estas “folhas” de pedras, geometricamente irregulares, provocavam vazios no núcleo da parede que por sua vez, eram preenchidos com material de baixa qualidade. Em Portugal, o mais frequente é a parede de “folha dupla”, Figura 2.3e,f, existindo, contudo, a parede de folha simples, Figura 2.3d. O presente trabalho tem por base este tipo de alvenaria.



(a) (b) (c)



(d) (e) (f)

(a) Vale de Maceira; (b,c) Óbidos; (d) representação esquemática da folha simples (ou de um pano) [13]; (e) representação esquemática da folha dupla (ou dois panos) [13]; (f) representação esquemática da folha dupla com enchimento (ou de dois panos com enchimento) [13]

Figura 2.3 – Paredes de alvenaria ordinária

(c) **alvenaria mista**: nesta alvenaria as pedras utilizadas são de diversas origens misturadas entre si. Este tipo de construção também pressupõe o uso de outros materiais como madeira, ferro e/ou materiais argilosos (tijolos, por exemplo), Figura 2.4a. A junção de alvenaria e madeira é conhecida pelo uso da madeira para armar a alvenaria, sendo bastante utilizada no paramento interior das paredes resistentes exteriores. Nas interiores, era realizado a “cruz de Santo André”, Figura 2.4b. A armação tridimensional de madeira, conhecida por gaiola, foi utilizada com maior frequência após o terramoto de 1755, em Portugal, época da construção Pombalina, onde a madeira mostrou um bom comportamento às ações sísmicas ao invés da alvenaria simples.



(a)

(b)

(a) pedra de diversas origens e tijolo (Alfeizerão); (b) alvenaria e madeira (cruz de Santo André) [11]

Figura 2.4 – Alvenaria mista

(d) **cantaria**: esta solução é constituída por pedra aparelhada. A sua execução é mais restrita aos paramentos exteriores e a elementos singulares, na sua grande maioria os cunhais, Figura 2.5.



(a)

(b)

(a) Hospital de Santo António (Porto); (b) Estação Ferroviária de São Bento (Porto)

Figura 2.5 – Alvenaria de cantaria

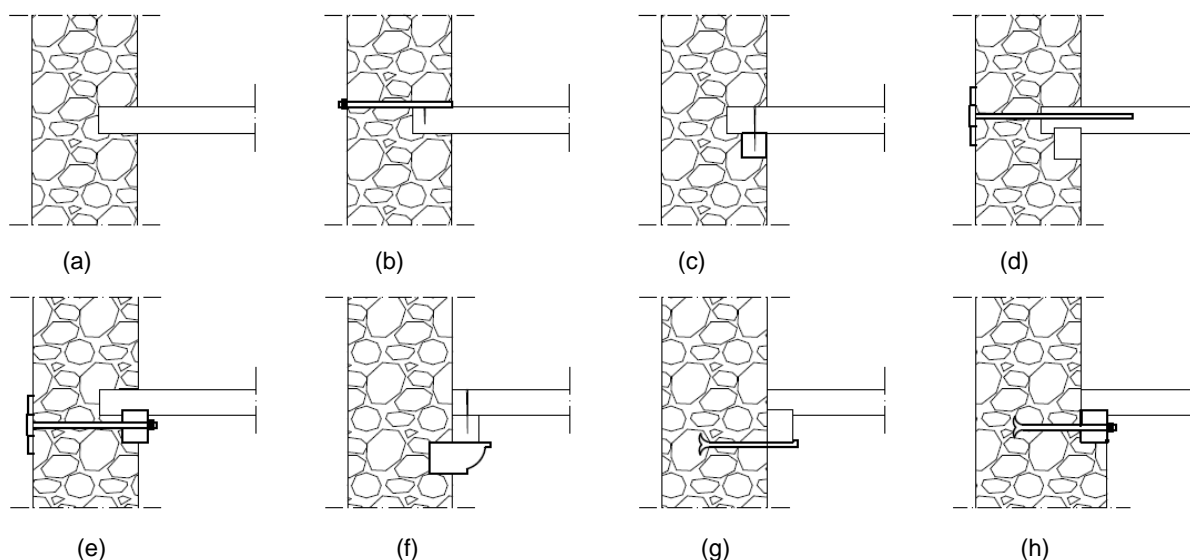
2.4 Ligação entre pavimentos de madeira e paredes de alvenaria de pedra

A ligação entre o pavimento e a alvenaria é uma das particularidades mais relevantes no travamento global da estrutura, principalmente quando se trata de ações sísmicas. Logo, é necessário que esta ligação seja eficiente [14].

Seguidamente, apresenta-se algumas das ligações utilizadas entre os pavimentos de madeira e as paredes de alvenaria anteriormente descritos.

As vigas de suporte dos pavimentos de madeira apoiam nas paredes de duas formas: (i) por encastramento das vigas ou (ii) através de elementos ancorados ou encastrados na parede. A solução mais rudimentar associada ao tipo (i) é o encastramento das vigas nas aberturas das paredes realizadas para o efeito, Figura 2.6a. Este encastramento pode ser mais complexo, estando associado a uma ancoragem na parede, Figura 2.6b, ou a uma pregagem aos frechais, Figura 2.6c [11].

Outras soluções, associadas ao tipo (ii), consistem no apoio das vigas de suporte no frechal, mais utilizado aquando do surgimento da gaiola pombalina, em que, no caso da Figura 2.6d, são as próprias vigas ancoradas à parede ou, como na Figura 2.6e, a ancoragem é realizada no elemento de apoio [15]. Por fim, as vigas de suporte do pavimento podem estar apoiadas ou pregadas ao frechal estando este, por sua vez, apoiado numa peça de madeira ou pedra (cachorro), Figura 2.6f, ou numa consola metálica, Figura 2.6g, ou ainda apoiado na alvenaria “dentada” fixando o frechal à parede com recurso a ferrolhos, Figura 2.6h [16].



(a) encastramento simples das vigas, adaptado de Appleton [11]; (b) encastramento das vigas com ancoragem, adaptado de Appleton [11]; (c) encastramento das vigas pregadas ao frechal, adaptado de Appleton [11]; (d) vigas ancoradas à parede, apoiadas no frechal embutido, adaptado de Leitão [15]; (e) vigas apoiadas no frechal que está ancorado à parede, adaptado de Leitão [15]; (f) vigas pregadas ao frechal, apoiadas no cachorro encastrado, adaptado de Leitão [15]; (g) vigas apoiadas no frechal que, por sua vez, está apoiado numa consola de ferro, adaptado de Segurado [16]; (h) vigas apoiadas no frechal que, por conseguinte, está fixado e apoiado numa alvenaria “dentada”, adaptado de Segurado [16].

Figura 2.6 – Representação esquemática de ligações pavimento/parede em edifícios antigos

2.5 Principais soluções de reforço envolvendo pavimentos e paredes de edifícios antigos

A reabilitação de edifícios antigos engloba vários tipos de intervenção com diversos objetivos, entre os quais se pode referir a conservação, a manutenção, a reparação e o reforço [11, 17]:

- (a) **Conservação:** realização de medidas e ações destinadas a salvaguardar o património cultural, respeitando o seu significado mantendo-o acessível às presentes e futuras gerações;
- (b) **Manutenção:** tomada de ações preventivas de conservação, destinadas à sustentabilidade do objeto mantendo-o em condições apropriadas de assegurar os seus valores culturais;
- (c) **Reparação:** colocar em prática ações aplicadas ao objeto ou parte dele fazendo-o recuperar as suas funcionalidades e/ou aparências;
- (d) **Reforço:** intervenções aplicadas ao objeto ou parte dele tornando-o um elemento construtivo (ou a construção como um todo) com melhores características funcionais.

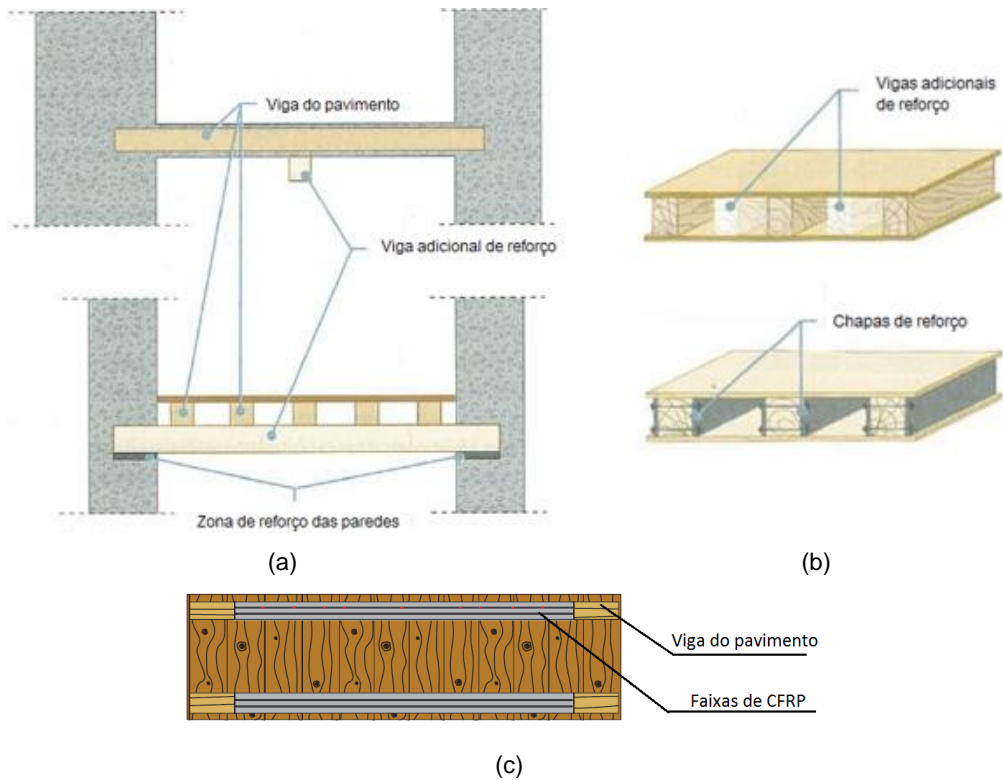
Para uma melhoria significativa do comportamento global de um edifício é essencial que cada elemento construtivo esteja num bom estado de conservação. Nos casos em que os elementos estruturais não estejam perfeitamente funcionais, recorre-se a intervenções de reforço que, além ser descrito como uma intervenção para melhorar as características funcionais dos elementos construtivos ou da construção como um todo, muitas vezes vem na sequência das ações de correção de anomalias.

Deste modo, apresenta-se seguidamente algumas técnicas de reforço dos elementos estruturais dos pavimentos, das paredes de alvenaria e da ligação entre eles, iniciando-se pelos pavimentos.

2.5.1 Reforço de pavimentos de madeira

A reabilitação estrutural dos pavimentos de madeira desempenha uma função importante por estes vencerem grandes vãos. Em geral, a necessidade de intervir advém da deterioração dos elementos de madeira maioritariamente causada pela humidade. A solução consiste na substituição parcial ou total dos pavimentos.

O reforço dos pavimentos é necessário quando as secções de madeira se tornam insuficientes devido à fluência do material e/ou deformação excessiva. Neste caso, pode reduzir-se os vãos com a inclusão de novos apoios intermédios no pavimento, Figura 2.7a, e/ou aumentar-se a sua resistência através da adição de novas vigas de madeira ou reforçar as vigas existentes com chapas ou perfis de aço, criando vigas mistas, Figura 2.7b [11, 14]. Também com o objetivo de se aumentar a capacidade resistente dos pavimentos pode reforçar-se as suas vigas com a utilização de faixas de CFRP (*Carbon fiber reinforced polymer*), Figura 2.7c [18].



(a) inclusão de apoio intermédio [11]; (b) adição de vigas adicionais e chapas de reforço [11]; (c) utilização de faixas de CRFP – vista inferior do pavimento [18]

Figura 2.7 – Representação esquemática de reforço de pavimentos [11]

2.5.2 Reforço de paredes de alvenaria

Nesta secção, apresentam-se algumas soluções de consolidação e reforço de alvenarias com o objetivo de melhorar as suas características resistentes. As soluções que se referem são exemplos dos grupos de soluções de reforço existentes para as paredes de alvenaria e consistem no processo de injeções, na execução de lâminas de confinamento e confinamento transversal. Por vezes, há soluções que abrangem os três tipos de reforço.

O processo de injeções é bastante frequente quando se pretende colmatar fendas existentes na alvenaria e melhorar as características físicas e mecânicas do material que constitui a parede. Estas injeções podem ainda ser complementadas com a utilização de elementos metálicos para o fechamento das fendas, garantindo que estes elementos as atravessem em ambas as faces da parede. Tanto nas injeções como na substituição do material (técnica utilizada quando o material existente se encontra desagregado) atente-se na compatibilidade de materiais, isto é, devem ser utilizados materiais semelhantes aos existentes ou novos materiais, adaptando-os com recurso a aditivos. No caso da substituição de material, pode ainda utilizar-se a típica argamassa de cimento com a utilização de uma rede metálica, estendendo-a por toda a área a intervir e confinando-a com elementos metálicos, Figura 2.8 [11, 14].

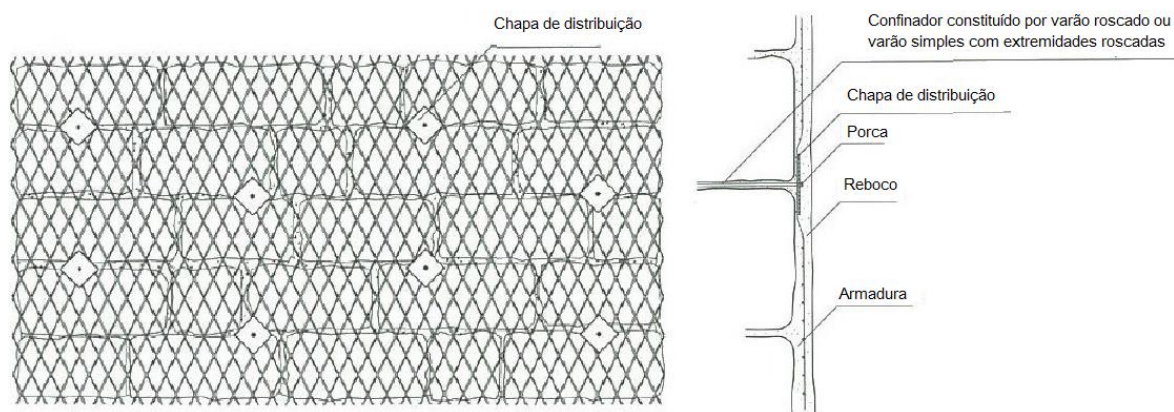
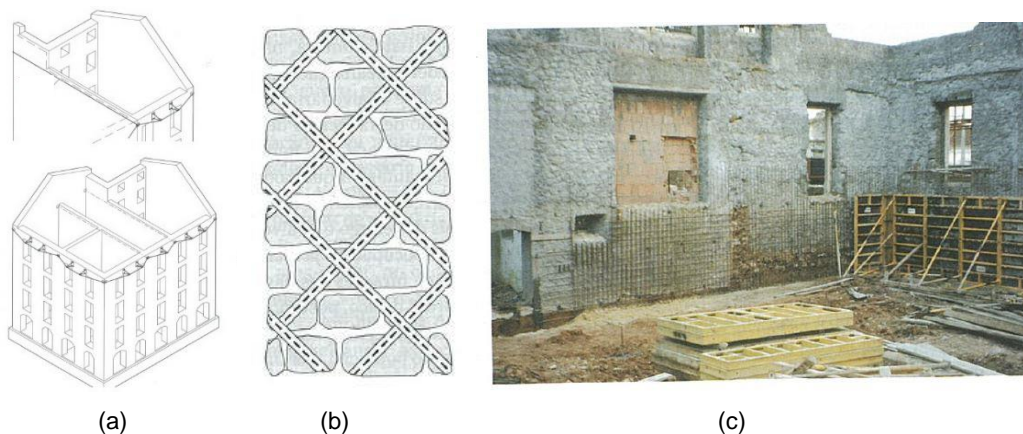


Figura 2.8 – Reboco armado [14]

Entre outras soluções, dispõe-se da utilização de tirantes de aço adequadamente ancorados às alvenarias, Figura 2.9a. Os tirantes podem ser ativos ou passivos dependendo da ação que os mobiliza, isto é, depende se a sua utilização for para controlar o equilíbrio estático da estrutura ou a sua deformação [14]. Além dos tirantes, pode recorrer-se à introdução de barras de aço nas alvenarias produzindo alvenarias armadas, preenchendo os furos executados com caldas, Figura 2.9b. Por fim, a solução de reforço mais frequente é o encamisamento das alvenarias, que consiste na aplicação de camadas de betão com espessuras variáveis e dependentes das cargas que irão suportar, Figura 2.9c. Em grande parte dos casos a adoção do último reforço aplica-se apenas no paramento interior das paredes por razões arquitetónicas, apesar de se defender a aplicação simétrica das camadas de betão [11].



(a) representação esquemática da utilização de tirantes [14]; (b) representação esquemática de alvenarias armadas [11]; (c) alvenaria reforçada com camada de betão [11]

Figura 2.9 – Reforço estrutural de alvenarias

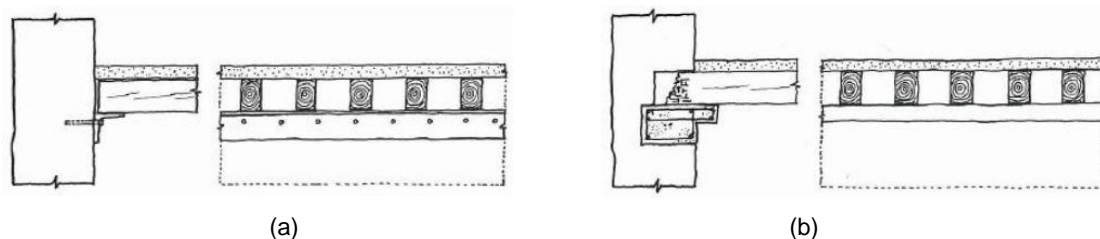
Para finalizar as técnicas de reforço das alvenarias, é importante notar a compatibilidade entre materiais e a correta transmissão de esforços entre os diferentes elementos estruturais existentes e os de reforço. Em todas as soluções mencionadas é referida a insuficiência de conhecimento e investigação em todas as técnicas.

2.5.3 Reforço da ligação entre pavimentos e paredes de alvenaria

Para melhorar a ligação entre os pavimentos de madeira e paredes dos edifícios antigos, garantindo-se a correta transmissão de esforços entre estes elementos, pode recorrer-se a diversas soluções de reforço.

Existem inúmeras soluções de reforço da ligação entre os pavimentos e as paredes de alvenaria, dependendo da intervenção a realizar no edifício e da gravidade das anomalias a solucionar. As intervenções referidas podem ser mais ou menos intrusivas dentro de dois grandes grupos de soluções distintos. Existe o grupo de soluções em que se reutiliza o pavimento e o outro grupo em que o pavimento existente é ou não parcialmente reutilizado.

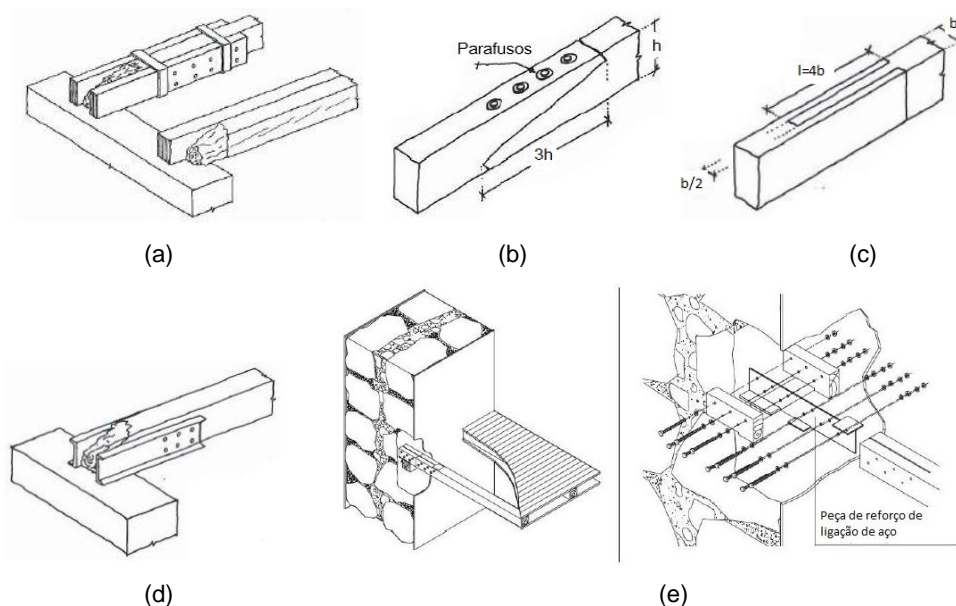
No grupo em que se reutiliza o pavimento existem diversas soluções de reforço para que seja aumentada a sua capacidade de carga. Uma das soluções consiste em reforçar o apoio do vigamento através da pregagem de cantoneiras metálicas à parede de alvenaria, garantindo que esta fique totalmente em contacto com a face da alvenaria. Desta forma, as cargas são distribuídas por uma maior área, Figura 2.10a. Neste âmbito, outra solução consiste na introdução de um novo frechal em betão armado na alvenaria, tornando-se uma intervenção mais intrusiva, Figura 2.10b [19] citado por [20].



(a) fixação de cantoneira à alvenaria; (b) introdução de frechal de betão armado na alvenaria

Figura 2.10 – Reforço do apoio do vigamento dos pavimentos [19] citado por [20]

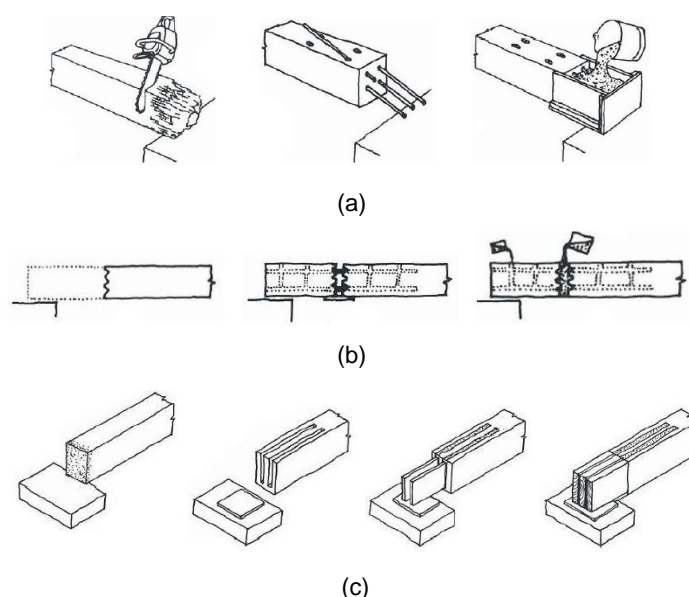
A insuficiência de secção dos vigamentos ou a degradação da madeira na ligação entre o pavimento e a parede, é um problema que também necessita de ser intervencionado com soluções de reforço. Existem diversas soluções de reforço em que se pode utilizar madeira, reduzindo a incompatibilidade entre os materiais, ou pode usar-se também elementos metálicos. Quando existe redução da secção da viga de madeira, esta pode ser reforçada com fixação de novas peças de madeira por meio de pregos, ou parafusos, ou cintas, entre outras fixações, Figura 2.11a. No caso em que os troços de viga na ligação entre o pavimento e a parede estão degradados, estes podem ser substituídos por novas peças de madeira fixando-os por pregos, ou parafusos, ou colas, entre outras fixações, Figura 2.11b,c. Estas soluções também podem ser executadas com barras de aço, fixando-as através de parafusos no exterior da viga, Figura 2.11d [19] citado por [20]. Outra solução com elementos metálicos é a sua introdução no interior na viga de madeira, tornando-se uma solução mais intrusiva, Figura 2.11e [14].



(a) introdução de novas peças de madeira [19] citado por [20]; (b) substituição da cabeça da viga por troço de madeira fixado por parafusos [19] citado por [20]; (c) substituição da cabeça da viga por troço de madeira colado ao existente [19] citado por [20]; (d) introdução de peças metálicas no exterior da viga [19] citado por [20]; (e) introdução de um elemento metálico no interior da viga [14]

Figura 2.11 – Introdução de novas peças de madeira ou metálicas nas vigas dos pavimentos

As colas epoxídicas têm vindo a ser introduzidas na reabilitação de edifícios por preencherem facilmente cavidades, endurecerem sem retraírem, manterem o aspeto estético da solução construtiva e aumentarem a capacidade de carga. Na substituição da cabeça das vigas a utilização destas colas é conjunta com o uso de barras, Figura 2.12a, ou na ligação entre duas peças de madeira, Figura 2.12b ou ainda com placas de madeira, Figura 2.12c [19] citado por [20].



(a) uso da cola com barras metálicas; (b) união de duas peças de madeira com cola; (c) uso da cola com placas de madeira

Figura 2.12 – Utilização de colas epoxídicas nos vigamentos do pavimento [19] citado por [20]

Para finalizar o grupo de soluções em que se reutiliza o pavimento existente, apresenta-se uma solução que exige que todo o pavimento esteja em bom estado de conservação para que se possa reforça-lo através da fixação de perfis metálicos ao pavimento e à parede. A fixação à parede pode ser realizada por meio de mangas injetadas – Sistema Cintec – Figura 2.13a, ou utilizando confinadores metálicos – Sistema Comrehab – Figura 2.13b [14].

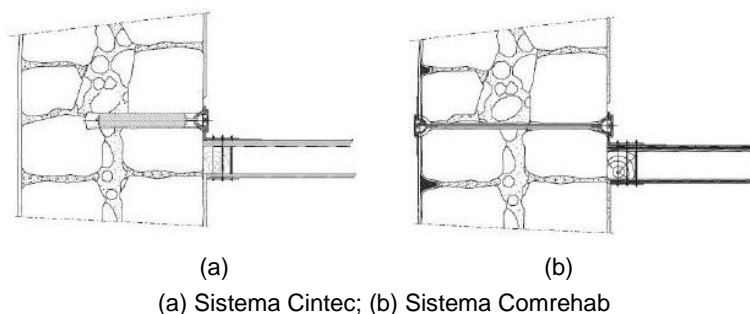


Figura 2.13 – Fixação de perfis metálicos ao pavimento e à parede [14]

As soluções em que os pavimentos não são reutilizados traduzem-se na sua total substituição, podendo ser utilizados novos pavimentos de madeira ou pavimentos mistos aço/betão. As implicações destas soluções consistem na ligação dos novos pavimentos às paredes, caso não se consiga utilizar as aberturas existentes do apoio dos pavimentos antigos, implicando a execução de novas aberturas e conseqüente reforço das alvenarias, Figura 2.14 [14].

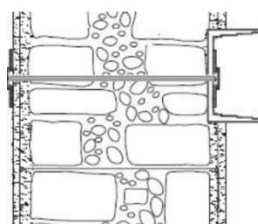


Figura 2.14 – Representação esquemática de novas aberturas em paredes reforçadas para apoio de novos pavimentos [14]

O pavimento pode ser reutilizado se estiver em bom estado de conservação servindo de cofragem perdida para aplicação de uma camada de betão, produzindo-se um pavimento misto madeira/betão com maior capacidade de carga.

2.6 Modos de rotura da ligação por pregagens pavimento/parede

A ligação pavimento/parede estudada na presente dissertação é materializada por pregagens executadas com varões de aço roscados, num murete reforçado com uma lâmina de microbetão na face de apoio do pavimento, Figura 2.15. O estudo consiste no ensaio das pregagens a cargas verticais e, por isso, apresenta-se, seguidamente, os modos ou mecanismos de rotura (MR) associados a esta ligação com vista à sua consideração na análise global dos resultados do trabalho experimental.

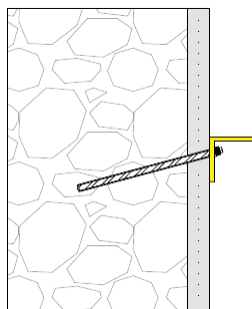


Figura 2.15 – Representação esquemática da pregagem

Os modos de rotura são as várias formas como, neste caso, a ligação entre pavimentos e paredes atingem a sua capacidade máxima de carga. Estes mecanismos são normalmente definidos tendo em conta a geometria da ligação, as características dos materiais utilizados e o processo construtivo adotado.

Nesta perspetiva, serão considerados alguns modos de rotura com base nas características dos materiais utilizados e tendo em conta os modos de rotura normalmente assumidos numa pregagem em betão. Atente-se nos seguintes mecanismos, Figura 2.16:

- (a) MR1 – Mecanismo de ferrolho (inclui deformação do varão e esmagamento do microbetão);
- (b) MR2 – Rotura do varão por corte;
- (c) MR3 – Rotura da ligação por tração: MR3.1 rotura do varão; MR3.2 deslizamento do varão na interface com o *grout* e rotura na interface *grout*/alvenaria; MR3.3 formação do cone de rotura por tração;
- (d) MR4 – Plastificação da cantoneira;
- (e) MR5 – Esmagamento das anilhas em cunha soldadas à cantoneira.

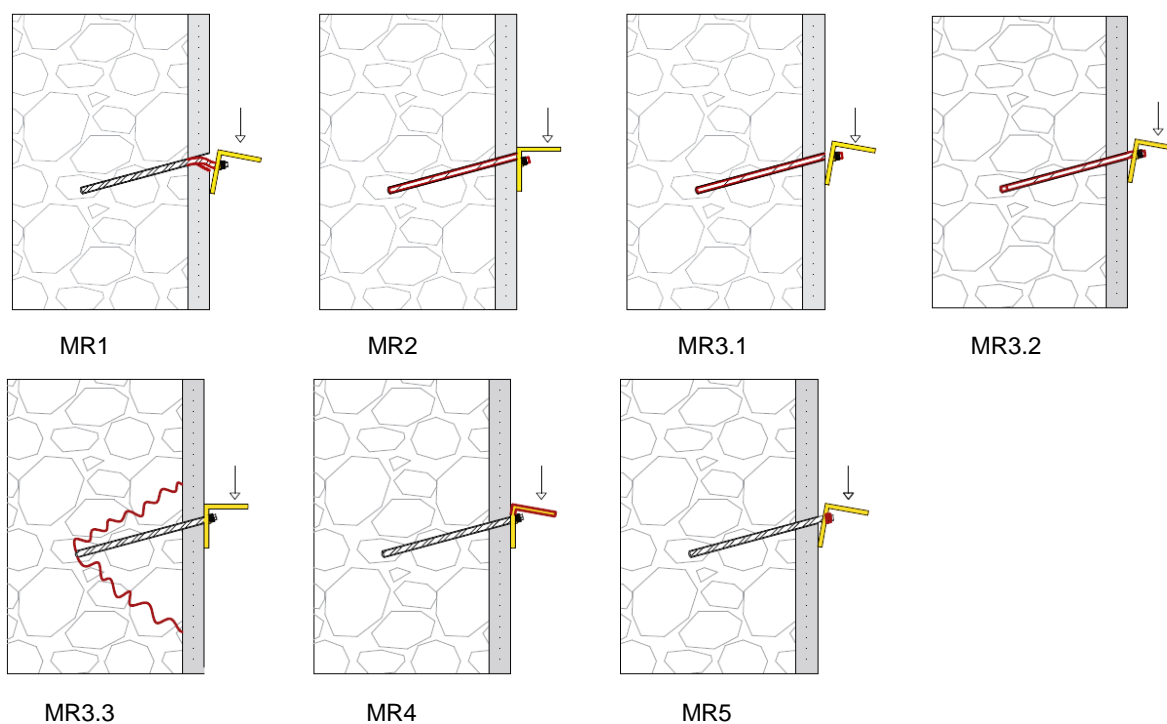


Figura 2.16 – Representação esquemática dos modos de rotura associados às pregagens

Os mecanismos MR1 a MR3 podem ser verificados analiticamente como se explica adiante nesta secção. Os mecanismos MR4 e MR5 podem ser previstos com a análise da rigidez, resistências e geometria da cantoneira, das anilhas e das porcas utilizadas na pregagem.

Todas as expressões de cálculo que se apresentam em seguida, foram desenvolvidas para pregagens executadas em peças de betão. Estas fórmulas são as utilizadas na análise global dos resultados do presente trabalho experimental, uma vez que não existe literatura para o dimensionamento na alvenaria.

2.6.1 MR1 – Mecanismo de ferrolho

O mecanismo de ferrolho consiste na deformação do varão por corte e conseqüente esmagamento do microbetão. Este modo de rotura foi considerado pelo facto do ferrolho estar na sua maioria introduzido na alvenaria, o que faz com que o mecanismo ocorra na superfície. Sabendo que o módulo de elasticidade do aço é superior ao do microbetão, é expectável que o varão esmague a lâmina de reforço aplicada na alvenaria, sendo por isso um modo de rotura considerado para a observação e análise no ensaio experimental.

O mecanismo de ferrolho é um método de cálculo, descrito em *Model Code 2010* [21] para determinar a resistência de um varão de aço ao corte quando embebido numa peça de betão, ou seja, o método tem em conta a flexão do varão e o esmagamento do betão. A rotura ocorre por flexão do varão na secção de momento máximo, isto é, na secção onde a força de corte é nula. Este estado limite é atingido quando o varão forma uma rótula plástica na secção de momento máximo. De acordo com este modelo analítico, a força de corte é dada pela equação (2.1), em função dos deslocamentos, e tem em conta o momento plástico e a tração instalados no ferrolho.

$$V_F(\delta) = 1,5 \times \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \times \sqrt{f_{c,cube} \cdot f_y} \times \left(\frac{\delta}{\delta_{max}} \right)^{0,5} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^2} \leq \frac{A_e \cdot f_y}{\sqrt{3}} \quad (2.1)$$

Em que d corresponde ao diâmetro do varão de aço utilizado (diâmetro interno caso se trate de um varão de aço roscado), $f_{c,cube}$ é a resistência à compressão do material existente da superfície de rotura (neste caso, microbetão) proveniente de provetes cúbicos, f_y é a tensão de cedência do aço considerado, δ é o deslocamento do varão em relação ao qual se pretende conhecer a carga que o provoca, sendo δ_{max} limitado no intervalo de valores de $0,10\phi$ a $0,20\phi$, σ_s é a tensão axial imposta ao varão em consequência da força de corte aplicada e é dada pela equação (2.2), por fim, A_e corresponde à área efetiva do varão de aço empregue.

$$\sigma_s = \frac{F_{TR}}{A_e} \quad (2.2)$$

Onde F_{TR} é a força de tração conseqüente da força vertical aplicada no varão.

2.6.2 MR2 – Rotura do varão por corte

A rotura dos varões por corte é um mecanismo que se avalia devido à carga vertical que se aplica nos ferrolhos. Este modo de rotura, inclui-se num conjunto de mecanismos provocados por corte associados a pregagens em betão e, além da rotura, os outros mecanismos consistem na formação de cone de rotura quando as pregagens estão próximas dum bordo ou quando estas se caracterizam por terem uma cabeça de ancoragem [22]. O corte do varão pode ser verificado analiticamente pela equação (2.3) [23].

$$V_{Rk,s} = k_{50} \cdot A_e \cdot f_{uk} \quad (2.3)$$

$$\text{Em que } k_{50} = \begin{cases} 0,6 & \text{se } f_{uk} \leq 500 \text{ MPa} \\ 0,5 & \text{se } 500 \text{ MPa} < f_{uk} \leq 1000 \text{ MPa} \end{cases}$$

A_e é a área efetiva do varão de aço e f_{uk} é a tensão de rotura do aço.

2.6.3 MR3 – Rotura da ligação por tração

Os mecanismos por tração são avaliados neste trabalho pelo facto da força aplicada transversalmente aos ferrolhos provocar forças de tração.

Associado às pregagens em betão consideram-se quatro mecanismos representados pela rotura do varão, rotura na interface *grout/varão*, rotura na interface *betão/grout* e formação do cone de rotura [22].

MR3.1 Rotura do varão

A rotura do varão por tração é dada pela equação (2.4) e ocorre quando a tração provocada no ferrolho é superior à resistência do varão à tração [23].

$$N_s = f_{uk} \cdot A_e \quad (2.4)$$

Em que f_{uk} é a tensão de rotura do aço e A_e é a área efetiva do varão de aço.

MR3.2 Roturas nas interfaces *varão/grout* e *grout/alvenaria*

A rotura na interface *varão/grout* ocorre quando a força de aderência entre o varão e o *grout* é vencida pela força de tração a que o varão está sujeito. Normalmente, associado a este mecanismo há formação de um cone de rotura. Analiticamente, a equação (2.5) representa a capacidade de carga de uma pregagem ao deslizamento do varão no *grout*. Esta expressão de cálculo tem em conta o efeito de grupo das pregagens, ψ_{Ng} , o efeito produzido pela proximidade dum bordo, ψ_{Ne} , e ainda o efeito da fendilhação do betão, ψ_{cr} , [22].

$$N_{n,a} = \psi_{Ng} \cdot \psi_{Ne} \cdot \psi_{cr} \cdot N_a \quad (2.5)$$

Em que, ψ_{Ng} é dado pela equação (2.6), Figura 2.17, ψ_{Ne} é dado pela equação (2.7), ψ_{cr} iguala a unidade quando se trata de betão não fendilhado e 0,5 quando se trata de betão fendilhado e N_a é dado pela equação (2.8)

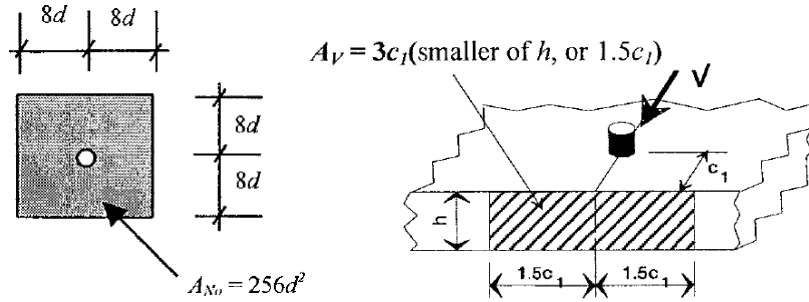


Figura 2.17 - Ilustração da definição de área de influência de uma pregagem [22]

$$\psi_{Ng} = \frac{A_N}{n \cdot A_{No}} = \frac{A_V}{n \cdot A_{Vo}} \leq 1 \quad (2.6)$$

Onde n é o número de pregagens.

$$\psi_{Ne} = 0,70 + 0,30 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot c_1} \leq 1 \quad (2.7)$$

Em que c é a menor distância da pregagem ao bordo.

$$N_a = \tau'_a \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad (2.8)$$

Sendo τ'_a a tensão de aderência entre o varão de aço e o *grout* (representado pela equação (2.9), [24]), d é o diâmetro do varão de aço e h_{ef} é o comprimento da pregagem (com a limitação $h_{ef} \leq 8 \cdot d$).

$$\tau'_a = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{gtd} \quad (2.9)$$

Em que,

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para condições de boa aderência} \\ 0,7 & \text{para outros casos de aderência} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ ((132 - \phi)/100) & \text{para } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

f_{gtd} é dado pela equação (2.10) e consiste no valor de cálculo de resistência média à tração do *grout*.

$$f_{gtd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{gtm}}{\gamma_c} \quad (2.10)$$

Em que α_{ct} é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada e tem o valor recomendado de 1,0, f_{gtm} é dado pela equação (2.11) e consiste na resistência média à tração do *grout* e γ_c é coeficiente parcial de segurança relativo ao *grout*.

$$f_{gtm} = \begin{cases} 0,30 \times f_{gk}^{2/3} \leq C50/60 \\ 2,12 \times \ln \left(1 + \left(f_{gm} / 10 \right) \right) > C50/60 \end{cases} \quad (2.11)$$

Em que f_{gk} é o valor característico da tensão de rotura do *grout* à compressão aos 28 dias de idade e f_{gm} é o valor médio da tensão de rotura do *grout* à compressão.

A rotura na interface alvenaria/*grout* é determinada da mesma forma e usando as mesmas expressões de cálculo que a rotura na interface *grout*/varão.

MR3.3 Formação do cone de rotura

A formação do cone de rotura é outro mecanismo provocado por tração. Este caso é verificado analiticamente pela equação (2.12) [23].

$$N_{Rk,c} = k_g \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}^3} \quad (2.12)$$

Em que,

$$k_g = \begin{cases} 7,7 & \text{para betão fendilhado} \\ 11,0 & \text{para betão não fendilhado} \end{cases}$$

f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade e h_{ef} é o comprimento da pregagem.

Capítulo 3

Trabalhos de investigação de outros autores

3.1 Considerações iniciais

No capítulo anterior foram apresentadas várias soluções de reforço de pavimentos, de alvenarias e ligações entre os dois elementos estruturais dos edifícios antigos. Em muitas das soluções apresentadas surgem dúvidas quanto aos processos construtivos, distribuição de esforços ou eficácia das técnicas sobre os vários elementos envolvidos naquelas ligações. Questões que surgem sem resposta, devido às dificuldades na investigação muitas vezes associadas à carência de recursos na análise experimental e numérica.

Neste capítulo apresentam-se trabalhos de investigação de alguns autores, incluindo os trabalhos da presente linha de investigação. Estes trabalhos estão no domínio do estudo experimental da ligação entre os pavimentos e as paredes de alvenaria de pedra.

3.2 Trabalhos de investigação de outros autores

Nesta secção apresentam-se trabalhos de investigação de outros autores no âmbito da presente dissertação, indicando-se no Quadro 3.1 os trabalhos considerados.

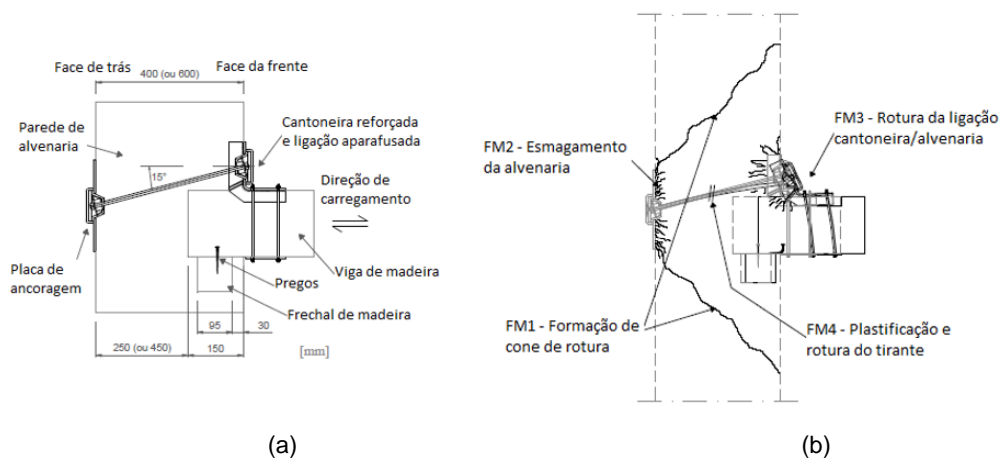
Quadro 3.1 – Artigos científicos analisados nesta secção

Autores	Instituições	Título	Referência Bibliográfica
Moreira, S., et al	Universidade do Minho Grupo STAP	Caracterização experimental do reforço de ligações parede-piso	[25]
Moreira S., et al	Universidade do Minho	Experimental behavior of masonry wall-to-timber elements connections strengthened with injections anchors	[26]
Araújo. A, et al	Universidade do Minho	Numerical study on the performance of improved masonry-to-timber connections in traditional masonry buildings	[27]
Gattesco. N e Macorini. L	Universidade de Trieste Colégio Imperial de Londres	In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timbre floors historical masonry buildings	[28]

3.2.1 Trabalho de Moreira, S., et al [25]

Neste trabalho [25] faz-se a caracterização experimental do reforço de uma ligação pavimento/parede, utilizando uma cantoneira fixada ao pavimento e à parede de alvenaria por meio de ancoragens, Figura 3.1a. Este reforço analisa o funcionamento do ferrolho e procura melhorar o seu comportamento.

Para compreender melhor o funcionamento da ligação os autores do artigo definiram os seus possíveis modos de rotura (FM): FM1 – formação de cone de rotura da alvenaria; FM2 – esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem; FM3 – rotura da ligação cantoneira/viga (que engloba a plastificação da cantoneira, rotura por flexão e corte dos parafusos e esmagamento da madeira) e FM4 – plastificação e rotura do tirante, Figura 3.1b.



(a) ligação parede-piso; (b) modos de rotura associados à ligação

Figura 3.1 – Representação esquemática da ligação pavimento/parede [25]

Nesta campanha experimental utilizaram-se dois modelos experimentais de alvenaria com a mesma composição mas dimensões distintas. A alvenaria é constituída por pedra calcária e argamassa, contudo, não é referido no artigo os materiais e o traço que a compõem. No Quadro 3.2 são apresentadas algumas características mecânicas e geométricas dos modelos experimentais. Relativamente à viga do pavimento (perpendicular à parede) e ao frechal, estes são de madeira casquinha de classe C18 com dimensões 0,13 x 0,18 x 0,65 m³ e 0,95 x 0,95 x 1,00 m³, respetivamente. O pavimento foi reforçado com GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*).

Quadro 3.2 – Características da alvenaria dos modelos experimentais [25]

Características	Valor
Tensão de rotura à compressão [MPa]	1,8
Tensão de rotura ao corte [MPa]	0,3
Tensão de rotura à tração [MPa]	0,1
Módulo de Elasticidade [MPa]	1015
Dimensões do WF.40.A (comprimento x altura x espessura) [m]	2,0 x 1,6 x 0,4
Dimensões do WF.60.A (comprimento x altura x espessura) [m]	2,0 x 1,6 x 0,6

A cantoneira utilizada foi colada com resina epóxi e fixada ao pavimento com quatro varões de aço com 10 mm de diâmetro, de classe 4.5. Este elemento metálico foi também ancorado à parede com recurso a um tirante de aço com 16 mm de diâmetro, posicionado a 15° com a horizontal e de classe 8.8. Pode observar-se o seu posicionamento nos modelos experimentais apresentados esquematicamente na Figura 3.2. As placas de ancoragem são quadradas com 0,175 m de aresta e com espessuras de 6 mm e 20 mm nas paredes de 0,4 m e 0,6 m, respetivamente. A cantoneira e as placas de ancoragem são de aço inoxidável 304.

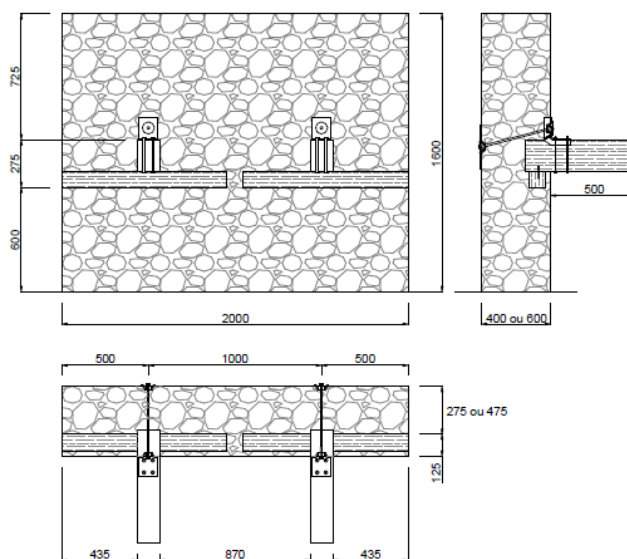


Figura 3.2 – Posicionamento dos elementos de ensaio [25]

Foram realizados ensaios de arrancamento monotónico e cíclico. Para os dois ensaios foi aplicada uma pré-carga de compressão de 0,20 MPa e 0,40 MPa nos modelos WF.40.A e WF.60.A, respetivamente. O ensaio cíclico consiste em cargas e descargas tendo 10 patamares até 100 mm, com duas repetições, e velocidades de variam entre 15 $\mu\text{m/s}$ e 40 $\mu\text{m/s}$. Como critério de paragem tinha-se o cumprimento do procedimento cíclico, a propagação de danos para fora de área esperada, 50% de perda de carga no pós pico e deslocamento relativo viga/parede superior a 120 mm. Para medição de deslocamentos durante os ensaios foram utilizados extensómetros nos tirantes e LVDT nas zonas circundantes às zonas de reforço.

Nos resultados consideraram-se três amostras de cada modelo, em que a média das forças máximas e dos respetivos deslocamentos bem como os modos de rotura associados a cada modelo apresentam-se no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Resultados dos ensaios

Modelo	Modo de rotura	Força máxima [kN]	Deslocamentos [mm]
WF.40.A	FM1+FM3	93,9	87,9
WF.60.A	FM3	92,5	77,2

Com os ensaios de arrancamento foi possível verificar que os modos de rotura consistiram na junção da formação do cone de rotura da alvenaria e a deformação dos parafusos na ligação cantoneira/viga, nos provetes de espessura de 0,40 m. Nos provetes com espessura de 0,6 m o modo de rotura predominante foi a rotura da ligação cantoneira/viga. A capacidade máxima de carga da ligação e as deformações consequentes foram semelhantes nos dois modelos, o que não reflete diferença da espessura nem a pré-carga de compressão. A capacidade de deformação da ligação está associada à plastificação da cantoneira e tirante e ao esmagamento da madeira sob parafusos e nervuras da cantoneira. Como trabalhos futuros sugeriu-se quantificar a influência da espessura dos modelos experimentais e da carga da compressão axial.

3.2.2 Trabalho de Moreira, S., et al [26]

Neste caso de estudo [26] analisa-se o comportamento de mangas injetadas na ligação entre pavimento e paredes de alvenaria ou entre paredes de alvenaria e paredes de madeira caracterizada pelo sistema Cintec (Figura 2.13a).

À semelhança do artigo anterior, os autores também definiram modos de rotura para esta solução e consistem nas roturas na interface *varão/grout*, na interface *grout/alvenaria* e a formação do cone de rotura na alvenaria.

Nesta campanha experimental foram usados modelos experimentais de alvenaria com dimensões 2,0x 1,6x0,4 m³, furos de 50 mm e, no modelo WT.40.I.1 e WT.40.I.2, foram utilizados varões de 20 mm e 16 mm de diâmetro, respetivamente. Em cada modelo foram executados quatro pares de pregagens e o seu posicionamento pode ser observado na Figura 3.3. O comprimento dos varões é de 350 mm, fazem 90° com o plano vertical e o espaçamento entre os varões em cada par de pregagens é de 300 mm. O Quadro 3.4 sintetiza a caracterização dos materiais usados na pregagem, sendo que a argamassa utilizada na execução da alvenaria tem traço 1:3:10:6 (cimento:cal hidráulica:areia de rio:areia rica em argila) e a pedra utilizada é o calcário.

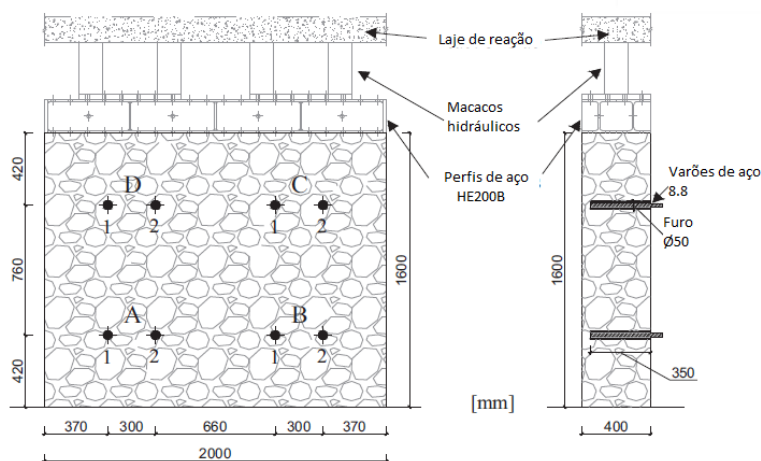


Figura 3.3 - Posicionamento das pregagens e do murete no sistema de ensaio [26]

Quadro 3.4 – Caracterização dos materiais utilizados [26]

Características mecânicas	Argamassa	Calcário	Alvenaria	Grout
Tensão de rotura à compressão [MPa]	1,3	106,7	1,7	51,5
Tensão de rotura ao corte [MPa]	-	-	0,29	-
Tensão de rotura à tração [MPa]	-	-	0,14	4,5
Módulo de elasticidade [MPa]	-	51,5	1015	-

Foram realizados ensaios monotónicos e cíclicos com uma pré-carga aplicada sobre o modelo de 0,20 MPa. Os ensaios monotónicos foram realizados a velocidades de 5 $\mu\text{m/s}$ e 10 $\mu\text{m/s}$ com paragens a 50% de perda de carga no pós-pico e quando a propagação de danos fosse maior que a área espectável. Relativamente aos ensaios cíclicos, estes tinham uma amplitude que podia variar entre 2 mm e 18 mm, com velocidades que oscilavam entre 10 $\mu\text{m/s}$ e 40 $\mu\text{m/s}$ e com uma duração mínima de carga ou descarga de 120 s. Para medição do ensaio foram utilizados LVDT na pregagem e na zona circundante.

Os comportamentos foram distintos para as pregagens superiores (C e D na Figura 3.3) e para as pregagens inferiores (A e B na Figura 3.3) apresentando-se os resultados para os dois níveis de pregagens no modelo. No Quadro 3.5 observam-se as médias das forças máximas e dos respetivos deslocamentos obtidos nos dois ensaios dos dois modelos. Para as pregagens superiores consideraram-se quatro modelos experimentais e para as pregagens inferiores tomou-se em consideração três modelos experimentais.

Quadro 3.5 – Médias dos resultados dos ensaios

Posição no provete	Força máxima [kN]	Deslocamentos [mm]
Superior (C e D)	76,8	1,5
Inferior (A e B)	107,9	2,6

O comportamento das pregagens depende do seu posicionamento no modelo experimental (no nível superior ou inferior) fazendo variar a força máxima de arrancamento, deslocamentos e modos de de

rotura. A força máxima de arrancamento foi obtida na parte inferior do provete, tanto no modelo WT.40.I.1 como no modelo WT.40.I.2. Os modos de rotura observados no nível inferior de pregagens foram a combinação da formação de cone de rotura pela alvenaria e a rotura pela interface *grout*/alvenaria (sendo este último o mecanismo mais acentuado). No nível superior o mecanismo que mais contribuiu para o arrancamento das pregagens foi a formação do cone de rotura pela alvenaria.

3.2.3 Trabalho de Araújo. A, et al [27]

Este trabalho [27] apresenta um estudo numérico representativo do trabalho experimental descrito no ponto anterior (3.2.2) do modelo WT.40.I.2 e avalia a influência dos parâmetros mecânicos e geométricos no comportamento da ligação representada pelo sistema Cintec face a ações horizontais.

Apesar da descrição efetuada em 3.2.2 acerca dos materiais, acrescenta-se que se definiu a alvenaria como um material isotrópico homogêneo e o único com comportamento não linear. Definiu-se também que o módulo de distorção na compressão é de 2,8 N/mm e na tração de 0,05 N/mm. No Quadro 3.6 apresentam-se algumas propriedades consideradas no *software* DIANA 9.4 em que o perfil HE200B é o que está sobre a alvenaria no esquema representativo na Figura 3.3, E é o módulo de elasticidade e U é o coeficiente de *Poisson*.

Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais utilizados na pregagem [27]

Materiais	E [GPa]	U	Y[kg/m³]
Alvenaria	1,0	0,2	1900,0
Varão de aço	2,0	0,3	7850,0
Grout	30,0	0,2	2300,0
HE200B	210,0	0,3	7850,0

Para o estudo paramétrico foi utilizado um modelo RCM (*rotative crack model*). De início, aplicou-se uma carga vertical na alvenaria como simulação das cargas que ela suporta, tal como executado no campo experimental. Aplicaram-se também deslocamentos horizontais crescentes em cada par de ancoragens representando, na prática, o seu arrancamento. Os parâmetros mecânicos fizeram-se variar entre os 50% e os 200% e consistiram na resistência à compressão, na energia de fratura de compressão, na resistência à tração, na energia de fratura de tração e na pré-carga de compressão aplicada inicialmente. Geometricamente, modificou-se o diâmetro dos varões e dos furos de 16 mm para 32 mm e de 50 mm para 75 mm, respetivamente. Alterou-se também a distância entre os furos das pregagens de 280 mm para 420 mm, a espessura da parede de 400 mm para 600 mm e, por fim, a profundidade do furo de 350 mm para 550 mm.

Numericamente, a redução da resistência à compressão em 50% diminui em 10% a força de arrancamento máxima e provoca mais deformações. O aumento da resistência à compressão aumenta a capacidade de carga no pico e pós-pico. A energia de fratura na compressão não provoca alterações na performance das pregagens. A resistência à tração quando reduzida a metade leva à inexistência de pico, é apenas uma força crescente até aos 80 kN, quando esta resistência é

incrementada ao dobro aumenta a força de pico mas o seu comportamento pós-pico não é melhorado. No que respeita a energia de fratura na tração, a sua diminuição não enuncia alterações na performance do sistema de pregagens mas o seu aumento afeta o pico, embora o pós-pico se mantenha constante. Relativamente à pré-carga, quando é diminuída a 50%, há uma redução da força de pico em 14% e quando é aumentada 200%, incrementa o pico para 22%. A pré-carga é o parâmetro mecânico que mais influencia a capacidade de carga do sistema de pregagens. Geometricamente, o aumento do diâmetro dos furos e varões de aço aumenta a capacidade de carga em 11% mantendo-se a distribuição de deformações. O aumento da distância entre as pregagens aumenta pouco a capacidade de carga e as distribuições de deformações são diferentes, sendo mais significativo a formação do cone de rotura de alvenaria. O aumento da espessura da parede e consequente aumento da profundidade da pregagem aumenta significativamente a capacidade de carga obtendo-se, no entanto, uma distribuição de deformações muito diferentes, tornando a parede mais frágil. Neste último caso, uma parte da rotura é dada pela deformação do cone de rotura da alvenaria e outra parte é a rotura na interface *grout*/alvenaria, sendo este o parâmetro geométrico que mais influencia a performance do sistema de pregagens.

3.2.4 Trabalho de Gattesco. N e Macorini. L [28]

O objetivo deste trabalho experimental [28] é aumentar a rigidez dos pavimentos para que os edifícios obtenham um comportamento diafragma, tornando mais realista a sua análise perante uma simulação numérica.

Experimentalmente, foram utilizados provetes de madeira com dimensões de 4,0 x 4,0 m² compostos por 20 tábuas de madeira de abeto vermelho com 23 mm de espessura. As tábuas de madeira eram pregadas a vigas da mesma espécie de madeira com uma secção transversal de 160 x 180 mm², Figura 3.4. Foram considerados dois métodos para aumentar a rigidez dos pavimentos: a utilização de placas metálicas dentadas (*nail plates*) de 75 x 250 mm com uma espessura de 1,5 mm, constituídas por 80 pregos espaçados de 16 mm, e a utilização de faixas de CFRP com uma largura de 120 mm e uma espessura de 1 mm colocadas na diagonal a 45°. Foram utilizados quatro provetes: F1, F2, F3 e F4. Em F1 o pavimento e as vigas de madeira eram de classe C16, a sua ligação permitia rotação e deslocamentos e o reforço do pavimento consistiu na aplicação de placas metálicas dentadas (Figura 3.4a). Em F2 tem-se a mesma solução que em F1, contudo, a madeira utilizada era de classe C24. Em F3 e F4 a madeira utilizada era de classe C24, com ligações entre as tábuas e as vigas que permitiam apenas rotações, contudo, em F3 o pavimento era reforçado com placas metálicas dentadas e F4 era reforçado com faixas de CFRP (Figura 3.4b). A rigidez do pavimento original era da ordem dos 75 kN/m e do pavimento reforçado com as placas metálicas dentadas e faixas de CFRP era de 2958 kN/m e de 3983 kN/m, respetivamente. Estes resultados foram determinados analiticamente.

Foram realizados ensaios cíclicos (com aplicação de 500 kN e uma variação de deslocamento em \pm 300 mm) e monotónicos, Figura 3.4. Os ensaios foram instrumentados com LVDT.

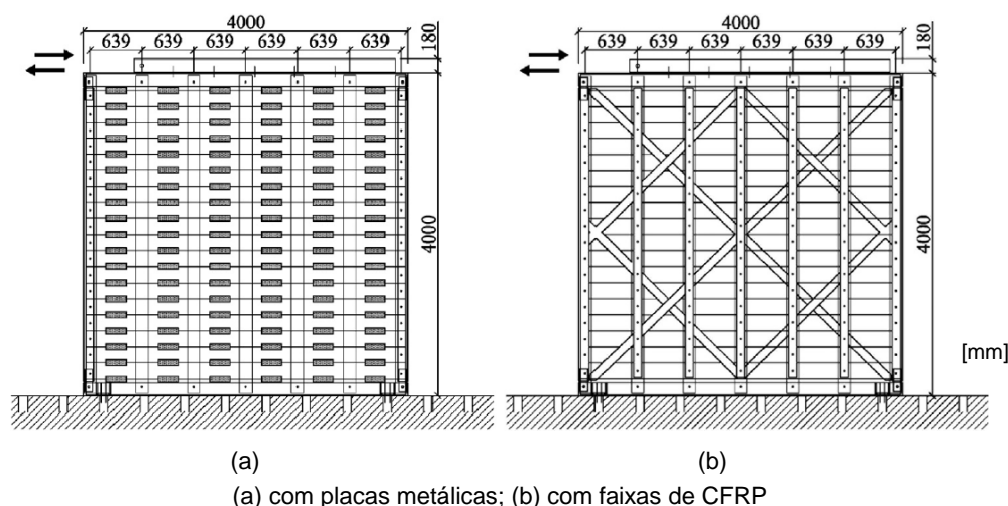


Figura 3.4 – Reforço do pavimento [28]

Os resultados do ensaio monotônico foram semelhantes aos dos ensaios cíclicos e, por esta razão, apresenta-se no Quadro 3.7 a força máxima aplicada nos provetes dos ensaios, o correspondente deslocamento e a rigidez respectiva à solução que se analisa, K.

Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios [28]

Provete	Força máxima [kN]	Deslocamento [mm]	K [N/mm]
F1	60,7	65,4	2505,0
F2	90,0	55,4	2795,0
F3	130,0	101,3	3420,0
F4	156,7	94,3	4160,0

No provete F1 a rotura foi provocada por corte e pela preexistência de fendas devido à baixa qualidade da madeira. No provete F2 a rotura foi criada pela formação de fendas e forças de tração que surgiram perpendicularmente às tábuas, devido ao tipo de ligação com as vigas. Relativamente ao provete F3, houve deformação plástica dos pregos que constituem a placa metálica, que criaram forças de atrito com as tábuas do pavimento. A rotura em F4 foi evidenciada pelas forças de corte que se criaram quando as lâminas de CRFP se libertaram do pavimento.

Numericamente, foi utilizado o *software* ABAQUS onde se considerou um edifício de 7,90 x 14,20 m² com 9 m de altura, representando um edifício com três pisos. Admitiram-se paredes com uma espessura de 0,50 m e a sua ligação com o pavimento representada pela Figura 3.5, em que existe uma cantoneira em toda a periferia do edifício. Caracterizou-se a alvenaria como um material isotrópico com módulo de elasticidade de 1,5 GPa, coeficiente de *Poisson* de 0,45, a resistência à compressão de 2,5 MPa, resistência à tração de 0,07 MPa, ângulo de dilatação de 47°, energia de fratura com o valor de 0,03 N/mm e, por fim, com um peso próprio no valor de 20 kN/m³. O pavimento foi definido com um módulo de elasticidade de 11 GPa, uma rigidez de 81,16 kN/m, com módulo de distorção de 3,98 MPa e com uma carga aplicada de 2,43 kN/m². Na simulação numérica foram considerados dois casos de estudo em que o primeiro era o reforço com placas metálicas (iguais às

utilizadas no campo experimental) ficando o pavimento reforçado caracterizado por uma rigidez de 3502 kN/m e com um módulo de distorção de 178 MPa. O segundo caso de estudo consistia em representar o pavimento misto madeira/betão com uma camada de betão de 50 mm de espessura, módulo de elasticidade de 30 GPa e um coeficiente de *Poisson* no valor de 0,20. Numericamente, foi aplicada uma força horizontal representando a ação sísmica.

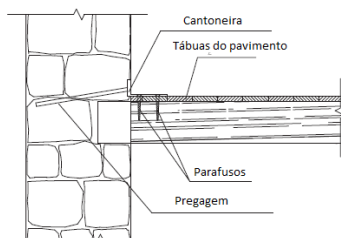


Figura 3.5 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento [28]

Relativamente aos resultados, pôde concluir-se que houve redução dos deslocamentos nas soluções reforçadas face à solução inicial, com especial significância na utilização das placas metálicas em que se reduziu o deslocamento em 54% no piso 0, 55% no piso 1 e 48% no piso 2. Em termos de colapso global, a estrutura original atingiu a carga máxima correspondente a 19% da carga total vertical, as soluções reforçadas atingiram o valor máximo de 27% da mesma carga total vertical aplicada ao edifício.

Para concluir, experimentalmente houve aumento da rigidez de 40 a 50 vezes nas soluções reforçadas em relação à solução original e também aumento da resistência ao corte. Numericamente, houve colapsos locais por flexão e em termos de colapso global, as soluções reforçadas apresentaram uma resistência ao corte 40% superiores à solução original.

As técnicas ensaiadas experimentalmente ou numericamente são adequadas e aumentam a rigidez dos pavimentos. Também previnem o colapso local ou global quando a ligação entre o pavimento e a parede é adequada.

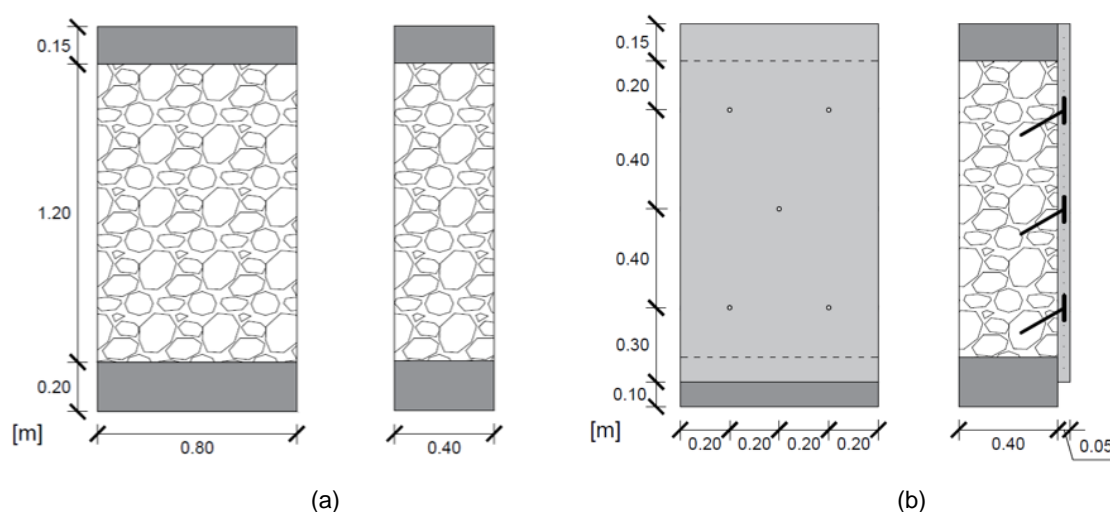
3.3 Trabalhos da presente linha de investigação

3.3.1 Nota introdutória

Nesta secção apresentam-se os trabalhos concluídos da FCT UNL [8-9] que se enquadram no âmbito de uma reabilitação estrutural em que não se reutilizam os pavimentos existentes. Estes trabalhos experimentais avaliam a capacidade de carga da ligação pavimento/parede por pregagens a forças verticais, utilizando modelos experimentais de alvenaria de pedra (muretes) que podem ser simples ou reforçados. Posteriormente, realiza-se o ensaio de compressão axial do murete e avalia-se a profundidade de carbonatação da alvenaria. Por fim, analisam-se analiticamente os resultados da capacidade de carga das pregagens com a expressão de cálculo do mecanismo de ferrolho presente no *Model Code* 1990 (1993).

Os muretes utilizados nesta linha de investigação são provenientes de uma segunda série de muretes construídos após a tese de doutoramento de Pinho [10], trabalho onde foram realizados os muretes da primeira série. Esta segunda série utilizou os mesmos materiais, as mesmas proporções e os mesmos processos construtivos que os muretes da primeira série sendo, por este motivo, descritos alguns dos muretes de Pinho [10].

Com efeito, para a tese de doutoramento [10] foram construídos vários muretes de alvenaria ordinária cuja sua constituição consiste em 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de cal aérea com areias de rio e de areeiro (traço 1:3). Os muretes foram construídos sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica em planta que a dos muretes e com 20 cm de altura. A resistência média à compressão da pedra calcária foi de 47,8 MPa, a resistência média à compressão da argamassa foi de 0,65 MPa e à flexão de 0,30MPa com um módulo de elasticidade dinâmico de 2310 MPa aos 90 dias. Entre os muretes ensaiados, os simples ou de referência M43, M21 e M32, Figura 3.6a, e os reforçados M53, M51, M30 e M42, Figura 3.6b, tinham dimensões de 1,20x0,80x0,40 m³ (altura x largura x espessura). Nestes muretes reforçados foram executadas duas camadas de microbetão de 25 mm de espessura cada, numa das faces do murete, onde, entre elas, foi colocada uma rede metálica fixada através de elementos de confinamento. Para tal, foram executados cinco furos de 16 mm de diâmetro até meio do murete e com uma inclinação de 30° com a horizontal. Nestes furos foram introduzidos varões de aço roscados de 12 mm selados com uma injeção de calda de cimento. Por fim, foram colocadas chapas metálicas de 100x100 mm² apertadas por porcas com recurso a uma chave dinamométrica com 1kg.m, Figura 3.6b. O microbetão foi projetado mecanicamente a partir de 10 cm da sua base até ao topo do murete, com a composição que se apresenta no Quadro 3.8 tendo uma relação A/C de 0,48 e uma resistência média à compressão de 42,5 MPa.



(a) muretes simples ou de referência M43, M21 e M32; (b) muretes reforçados M53, M51, M30 e M42

Figura 3.6 – Representação esquemática de muretes [10]

Quadro 3.8 – Constituição do microbetão [10]

Componentes	Dosagens [kg/m ³]
Cimento	400,0
Areia de rio	980,0
Brita fina	820,0

Os ensaios de compressão foram realizados no sistema de ensaio que pode ser observado da Figura 4.13.

Os resultados da resistência dos muretes simples (M43, M21 e M32) à compressão tiveram uma média de 0,43 MPa e os muretes reforçados (M53, M51, M30 e M42) de 0,91 MPa.

3.3.2 Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos

Neste trabalho [8] foram utilizados três muretes com dimensões 1,20 x 1,20 m² e com 0,40 m de espessura, construídos sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica em planta que a do murete e com 20 cm de altura, igualmente constituídos por 75% de pedra calcário e 25% de argamassa de cal aérea. No murete simples M215 foi estudada a ligação por pregagens pavimento/parede e, posteriormente, em conjunto com os muretes M211 e M216, que eram simples, foram ensaiados à compressão e determinada a profundidade de carbonatação das alvenarias.

As pregagens foram executadas no centro do murete M215 numa régua de gesso, e consistiram na realização de três furos espaçados de 0,40 m, com 16 mm de diâmetro e uma inclinação com a horizontal de 15°, Figura 3.7. Os furos foram preenchidos com *grout* por gravidade. Os varões de aço utilizados eram M12, roscados, da classe 4.6. Nas pregagens realizou-se uma cantoneira L100x100x10 como suporte do “novo pavimento”, para ser, posteriormente, ensaiado às cargas verticais.

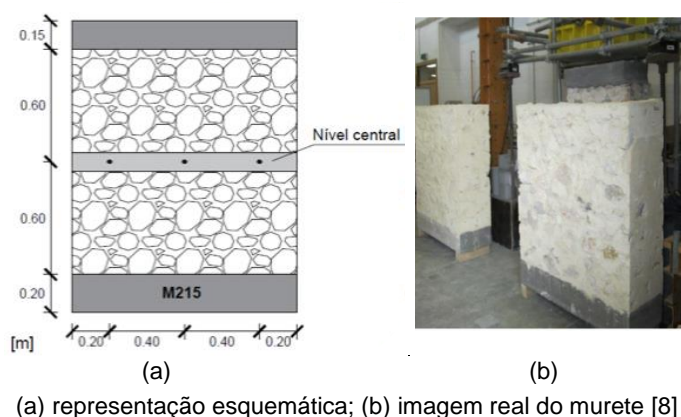


Figura 3.7 – Murete M215

O ensaio das pregagens foi executado com recurso a um macaco hidráulico posicionado no centro de uma viga metálica 2xUPN220, perpendicular ao murete, que transmitia carga a um perfil UPN300. Este perfil, UPN300, assentava diretamente na cantoneira transmitindo-lhe uniformemente a carga que lhe era aplicada (Figura 4.14). Durante este ensaio o murete estava sujeito a uma pré-carga de

0,25 MPa. Seguidamente, o murete M215 foi ensaiado à compressão com uma velocidade de 1,07 kN/s, Figura 4.13. O ensaio à compressão dos muretes M211 e M216 foram realizados a uma velocidade de 0,21 kN/s e 0,64 kN/s, respetivamente. Todos os ensaios descritos foram instrumentados com defletómetros e com células de carga com disposição semelhante à utilizada na presente dissertação (Figuras 4.13 e 4.14).

Relativamente às pregagens executadas no murete M215, obteve-se uma carga máxima às ações verticais de 15,8 kN e um deslocamento correspondente a 19,8 mm. Posteriormente, o murete foi ensaiado à compressão atingindo uma tensão máxima de 0,46 MPa. Os muretes M211 e M216 suportaram tensões até 0,44 MPa e 0,32 MPa, respetivamente.

No que respeita ao modo de rotura ocorrido nas pregagens consistiu no mecanismo de ferrolho. Para ser avaliado analiticamente foi utilizada a expressão de cálculo presente no *Model Code* 1990 (1993) em que a força de tração, F_{TR} , necessária para o cálculo foi determinada perante o equilíbrio do sistema de forças presente na Figura 3.8 e a área efetiva utilizada foi de 84,3 mm². Atendendo às limitações do método utilizado (deslocamentos máximos iguais ao intervalo de 0,10 a 0,20 vezes o diâmetro dos varões) considerou-se que a força aplicada em cada ferrolho, F_v , teria sido de 2,14 kN para um deslocamento de 1,2 mm, onde a resistência, dada pela expressão de cálculo, resultou em 1,7 kN. A diferença de valores era, de alguma forma, esperada pelo facto da expressão de cálculo utilizada ter sido desenvolvida para elementos de betão.

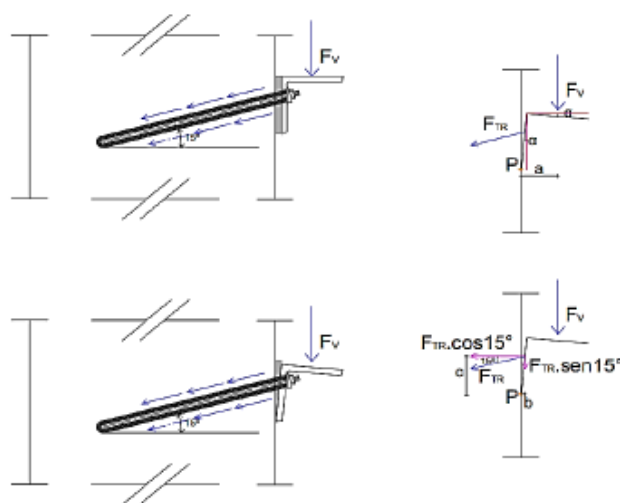
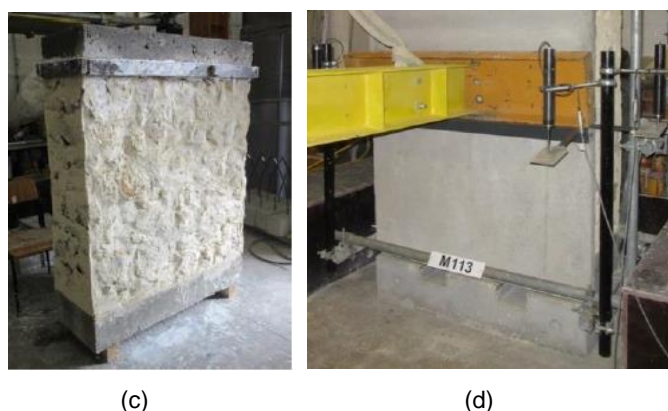
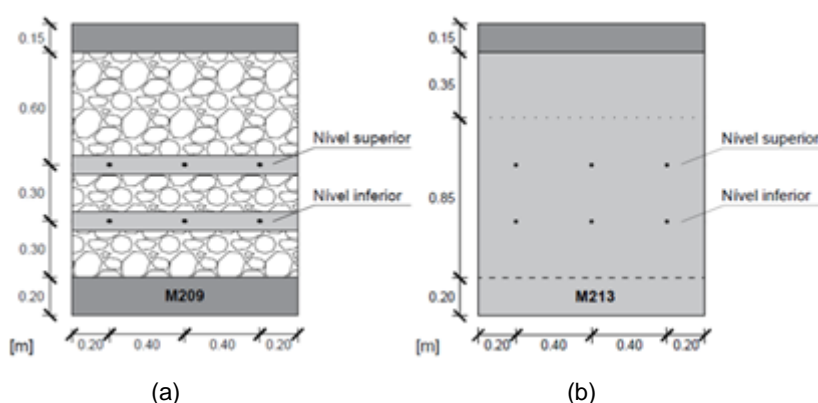


Figura 3.8 – Sistema de forças envolvidas na pregagem [8]

Os resultados de compressão axial dos muretes foram comparados com os valores obtidos nos muretes simples construídos na primeira série M43, M21 e M32 de Pinho [10] (Figura 3.6a) e, como era expectável, foram bastante semelhantes, uma vez que as duas séries de muretes utilizaram os mesmos materiais, proporções e processos construtivos. Relativamente à profundidade de carbonatação, determinada nos muretes após o ensaio de compressão, esta enquadrava-se na linha de evolutiva criada por Pinho [10] em função do tempo de carbonatação.

3.3.3 Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto.

Neste trabalho experimental [9] foram ensaiados dois muretes: M209 e M213. Estes também são constituídos por 75% de pedra calcário e 25% de argamassa de cal aérea, com dimensões de 1,20x1,20x0,40 m³ (largura x altura x espessura), construídos sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica em planta que o murete e com 0,20 m de altura. O murete M209 é de alvenaria simples e o murete M213 é reforçado com uma lâmina de microbetão com 5 cm de espessura e armada em 1,05 m de altura a partir da sua base, Figura 3.9. Os materiais e respetivas proporções para a execução da lâmina de reforço podem ser observados no Quadro 3.8 com uma relação A/C de 0,48. Foram executados dois níveis de pregagens em cada murete: um a 60 cm e outro a 30 cm de altura do murete, níveis superior e inferior, respetivamente, Figura 3.9. Antes da execução das pregagens, realizaram-se duas réguas no murete M209: uma de gesso no nível superior e uma de argamassa de cimento no nível inferior (traço 1:1:1 – cimento: areia de rio: areia de areiro). No murete M213 aplicou-se uma lâmina de microbetão como reforço da face de apoio do pavimento. Executaram-se três furos em cada nível de pregagem que foram realizados a 15° com a horizontal, tendo um comprimento de 300 mm, um diâmetro de 16 mm e espaçados de 40 cm, centrados no murete, Figura 3.9. Posteriormente, os furos foram preenchidos com *grout* por gravidade e introduziram-se varões de aço roscados M12, de classe 4.6.



(a) representação esquemática do murete M209; (b) representação esquemática do murete M213; (c) imagem real do murete M209 [9]; (d) imagem real do murete M213 [9]

Figura 3.9 – Muretes M209 e M213

Tal como no trabalho de Martins [8], em ambos os muretes realizou-se o ensaio das pregagens a cargas verticais, o ensaio de compressão do murete e a determinação da profundidade de carbonatação das alvenarias. Para o ensaio da ligação a cargas verticais colocou-se nas pregagens uma cantoneira L 100x100x10 como suporte do “novo pavimento”. Sobre a cantoneira posicionou-se um perfil metálico UPN300 onde se apoia uma viga 2xUPN220 que simula o “novo pavimento”. Aproximadamente no centro desta viga, é aplicada uma carga vertical representando o peso do “novo pavimento” através de um cilindro hidráulico (Figura 4.14). Neste ensaio os muretes estiverem sempre sujeitos a uma tensão de compressão constante no valor de 0,25 MPa. O sistema de ensaio de compressão do murete pode ser observado na Figura 4.13, onde a carga é aplicada com recurso a um cilindro hidráulico. Os deslocamentos foram medidos por defletómetros e as cargas aplicadas por células de carga, tanto no ensaio das pregagens às cargas verticais como no ensaio dos muretes à compressão.

Os resultados da capacidade da ligação e respetivos deslocamentos nos muretes M209 e M213 estão apresentados no Quadro 3.9, onde a força máxima apresentada corresponde à força máxima aplicada na cantoneira, os deslocamentos verticais são paralelos ao plano do murete e a rotação medida é perpendicular ao plano do murete.

Quadro 3.9 – Resultados da capacidade de carga pregagens nos muretes M209 e M213

Muretes	Nível de pregagem	Força máxima [kN]	Deslocamentos verticais [mm]	Rotação da cantoneira [rad]
M209	Superior	13,6	11,3	0,06
	Inferior	15,1	3,2	0,02
M213	Superior	33,8	9,4	0,07
	Inferior	45,3	4,4	0,04

A capacidade de carga nas pregagens do murete M213 é maior do que no M209 devido à existência de uma lâmina de microbetão armado que confere uma maior resistência à ligação ensaiada.

Relativamente ao modo de rotura observado, este consistiu no mecanismo de ferrolho. Para a sua verificação analítica foi utilizada a expressão de cálculo presente no *Model Code* 1990 (1993) onde o cálculo da força de tração teve como base o equilíbrio do sistema de forças representado esquematicamente na Figura 3.8 e a área efetiva utilizada foi de 84,3 mm². As cargas verticais para cada ferrolho obtidas experimentalmente para 1,2 mm de deslocamento, $F_{v,ferrolho}$, em cada nível de pregagem, e o resultado da carga máxima vertical, para o mesmo deslocamento, V_F , determinada pela expressão de cálculo, estão apresentadas no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Resultados do mecanismo de ferrolho das pregagens dos muretes M209 e M213

Muretes	Nível de pregagem	$F_{v,ferrolho}$ ($\delta=1,2\text{mm}$) [kN]	V_F ($\delta=1,2\text{mm}$) [kN]	$V_F/F_{v,ferrolho}$
M209	Superior	1,90	2,07	1,09
	Inferior	3,92	2,02	0,52
M213	Superior	7,79	16,90	2,17
	Inferior	12,22	12,72	1,04

A dispersão de valores obtidos no quociente $V_F/F_{v,ferrolho}$ justifica-se com o facto da expressão de cálculo ter sido desenvolvida para elementos de betão.

No ensaio à compressão, o murete M209 resistiu a uma tensão máxima de 0,50 MPa. No ensaio de compressão do murete M213 a tensão axial é calculada em relação à alvenaria simples, obtendo-se um valor de referência e comparável com outros muretes. Desta forma, a tensão axial foi determinada com uma área correspondente a 1,20x0,40 m² e o resultado obtido foi de 0,68 MPa.

Os valores obtidos no ensaio à compressão do murete M209 foram comparados com os muretes simples da primeira série [10] M43, M21, M32 (Figura 3.6a) e com os muretes simples M215, M211 e M216 de Martins [8] tendo todos a mesma ordem de grandeza. A resistência à compressão do murete M213 foi comparada com a dos muretes reforçados M53, M51, M30 e M42 [10] (Figura 3.6b), tendo o murete M213 uma resistência inferior.

Relativamente à profundidade de carbonatação, esta enquadrava-se na linha evolutiva da profundidade de carbonatação ao longo do tempo estudada em [10], facto esperado uma vez que os materiais, as proporções e processos construtivos se mantiveram constantes nas duas séries de muretes.

Capítulo 4

Trabalho experimental

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo, descreve-se o trabalho experimental realizado no âmbito da presente dissertação. Desenvolve-se o procedimento experimental e a preparação dos ensaios.

O presente trabalho experimental, enquadra-se numa situação de reabilitação estrutural de edifícios antigos em que não se reutiliza o pavimento existente e onde se reforça o paramento interior das paredes com uma lâmina de microbetão, armada com uma rede metálica na face da parede onde o pavimento apoia. Este reforço é frequentemente utilizado em edifícios de alvenaria de pedra, apenas no paramento interior nomeadamente por razões arquitetónicas.

Na presente dissertação, simula-se a ligação de um pavimento a uma parede de alvenaria de pedra reforçada na face de apoio do pavimento, utilizando um modelo experimental de alvenaria de pedra (murete) e um sistema de ligação pavimento/parede por pregagens e constituído por diversos elementos metálicos, como será descrito mais adiante (secção 4.4 Ensaio da ligação às cargas verticais).

No final do ensaio da ligação, ensaia-se o próprio murete à compressão e determina-se a profundidade de carbonatação da alvenaria.

4.2 Procedimento experimental

Nesta secção explica-se o procedimento experimental, descrevendo a preparação do murete para os ensaios referidos anteriormente.

O murete utilizado, provém de uma segunda série de muretes construídos no DEC FCT UNL no âmbito da tese de doutoramento do orientador desta dissertação (Pinho [10]). Para a realização deste trabalho, escolheu-se o murete M214, o qual tem dimensões 1,20x1,20x0,40 m³ (largura x altura x espessura) e foi executado sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica que a do murete em planta e com 0,20 m de altura, Figura 4.1.

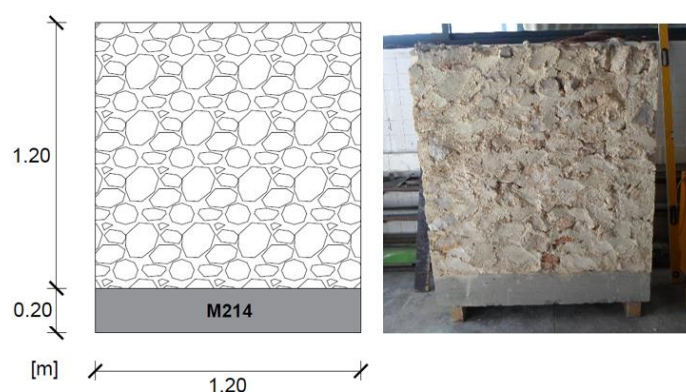


Figura 4.1 – Murete M214

Antes de iniciar o trabalho experimental, procedeu-se à limpeza do murete para retirar eventuais materiais soltos. Neste trabalho, optou-se por começar a preparação do murete com a aplicação da lâmina de microbetão, com uma espessura média de 50 mm, ocupando toda a face do murete de apoio do “pavimento” incluindo a sua base, numa área de 1,40x1,20 m². A lâmina de microbetão foi executada em duas camadas (com uma espessura média de 25 mm) colocando-se entre elas uma rede metálica.

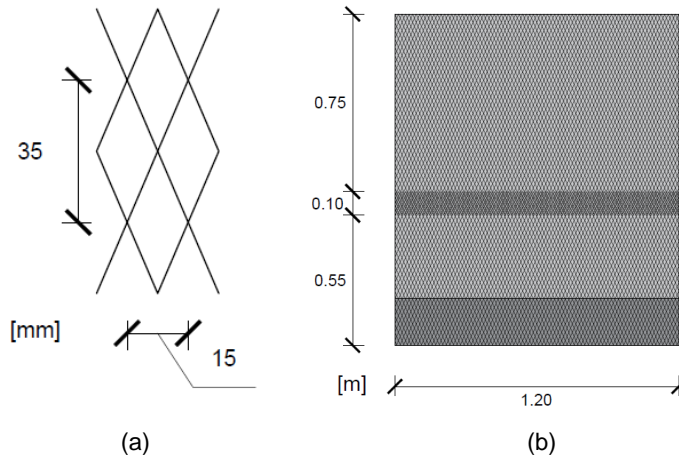
Principiou-se o trabalho experimental com as pesagens dos materiais necessários para executar a primeira camada de reforço, com 25 mm de espessura. Posteriormente, humedeceu-se a face de apoio do pavimento para que esta não absorvesse a água do microbetão, Figura 4.2a, e prosseguiu-se para a elaboração da mistura com recurso a um misturador elétrico, Figura 4.2b. Com a mistura pronta, esta foi aplicada manualmente. O acabamento desta camada foi irregular para que, na aplicação da segunda camada, houvesse maior aderência entre os materiais, Figura 4.2c.



(a) colocação das régua de madeira e humedecimento do murete; (b) execução do microbetão; (c) aplicação da mistura

Figura 4.2 – Aplicação da primeira camada de microbetão

Após quatro dias da aplicação da primeira camada de microbetão, aplicou-se a rede metálica. Esta rede, com dimensões apresentadas na Figura 4.3a, tinha 1,0 m de largura o que era insuficiente para cobrir toda a altura do murete. Por esta razão, a rede foi sobreposta segundo o esquema apresentado na Figura 4.3b.



(a) dimensões da rede metálica; (b) posicionamento da rede metálica no murete

Figura 4.3 – Rede metálica

Depois da aplicação da rede metálica, procedeu-se da mesma forma para a aplicação da segunda camada de microbetão. A mistura foi aplicada manualmente tendo esta um acabamento liso, Figura 4.4.



Figura 4.4 – Aplicação da segunda camada de microbetão

Após sete dias da conclusão da execução da segunda camada da lâmina de microbetão, avançou-se para a colocação do lintel em betão armado com dimensões em planta de 1,20 x 0,50 m² e uma altura de 0,15 m. A colocação do lintel tem a finalidade de distribuir uniformemente as cargas impostas ao murete, tanto no ensaio da ligação às cargas verticais como no ensaio de compressão do próprio murete.

A face superior do murete foi humedecida e aplicou-se manualmente a argamassa de apoio. Por fim, foi colocado o lintel e este foi nivelado por forma a ficar paralelo com o plano horizontal. O seu posicionamento pode ser observado na Figura 4.5.

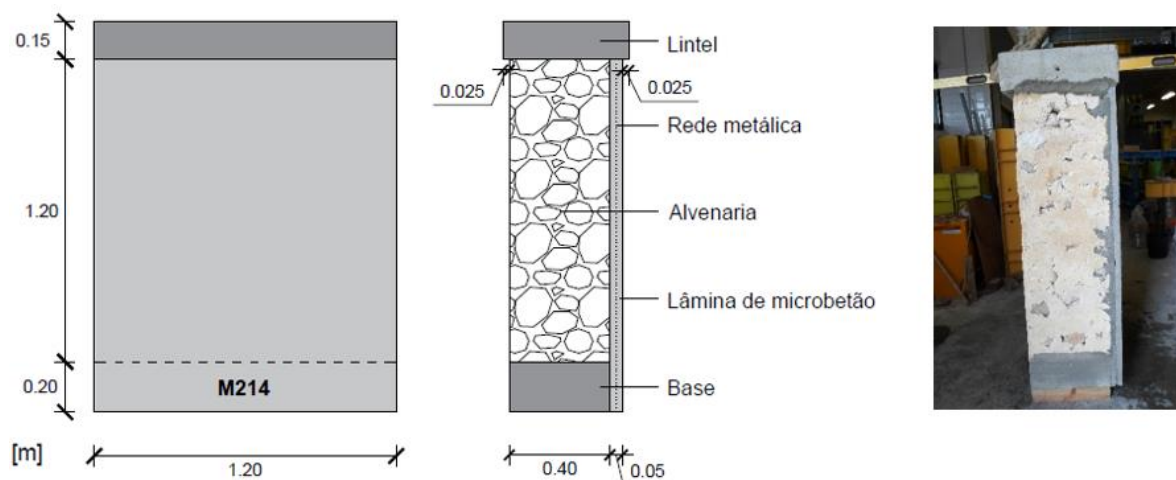


Figura 4.5 – Colocação e posicionamento do lintel no murete

Com o objetivo de se obter vários resultados do ensaio de ligação com mesmo murete, executaram-se três níveis de pregagens. Os furos foram executados com um diâmetro de 16 mm, comprimento de 300 mm, uma inclinação com a horizontal de 15° e um espaçamento entre eles de 0,40 m na horizontal, centrados no murete, Figura 4.6. Esta inclinação foi garantida com o auxílio de uma peça de madeira, em que uma das suas arestas fazia 15° com o plano horizontal, Figura 4.6.

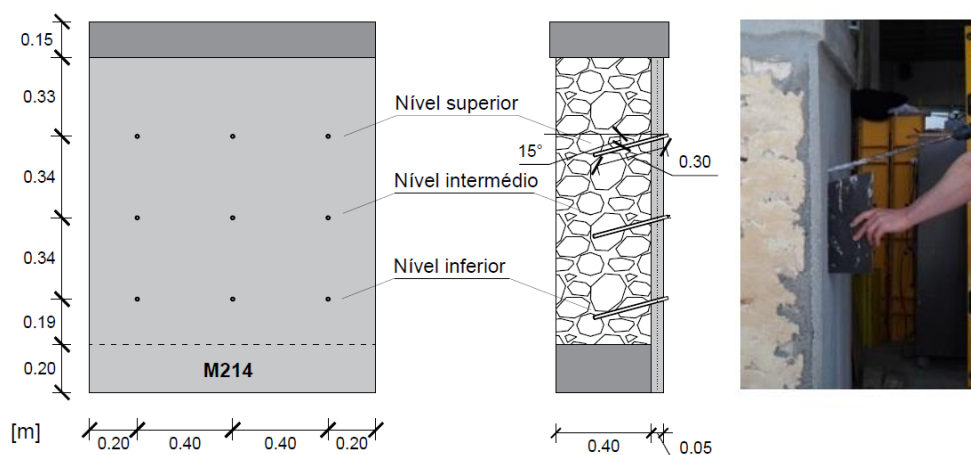


Figura 4.6 – Posicionamento das pregagens

Após a execução dos furos, estes foram humedecidos e avançou-se com o seu preenchimento. Realizou-se o *grout* e fez-se a sua aplicação por gravidade. Seguidamente, introduziram-se varões de aço roscados com 12 mm de diâmetro, Figura 4.7. Após 28 dias de endurecimento do *grout*, as pregagens ficaram preparadas para serem ensaiadas às cargas verticais.



Figura 4.7 – Execução das pregagens

4.3 Caracterização dos materiais

Nesta secção caracteriza-se os materiais referidos anteriormente, tais como: o murete utilizado, o microbetão aplicado como reforço da face de apoio do “pavimento”, a argamassa de apoio do lintel, o *grout* e os varões de aço roscados.

4.3.1 Murete

Como referido, o murete utilizado foi construído no âmbito de uma segunda série construtiva de muretes e, por essa razão, utilizaram-se os mesmos materiais, proporções e processos construtivos nas duas séries. Assim, o murete é de alvenaria ordinária constituído por 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de cal aérea e areias de rio e areiro (traço 1:3).

4.3.2 Microbetão

A face de apoio do pavimento é reforçada com uma lâmina de microbetão executada com recurso a cimento Portland CEM II/B-L 32,5N, areia de rio e brita fina, com as dosagens apresentadas no Quadro 3.8. A areia de rio e a brita fina são caracterizadas com um módulo de finura de 3,0 e 4,9, respetivamente, Figura 4.8. A máxima e mínima dimensões da areia de rio correspondem a 2,36 mm e 0,149 mm, respetivamente, e a máxima e mínima dimensões da brita têm os valores de 9,51 mm e 1,18 mm, respetivamente, encontrando-se os resultados das suas análises granulométricas nos Quadros A.1 e A.2 e nas Figuras A.1 e A.2 do Anexo I, respetivamente [29].

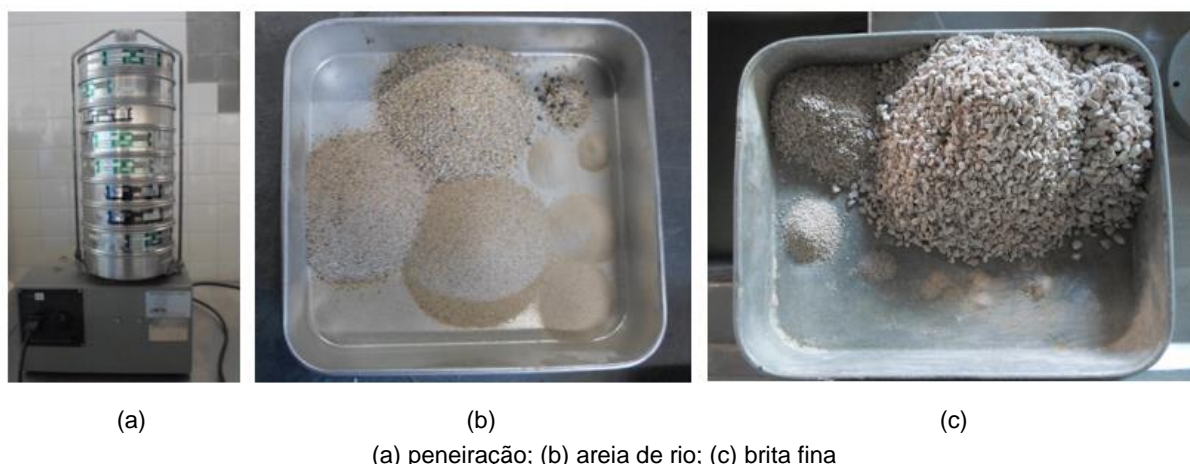


Figura 4.8 – Análise granulométrica da areia de rio e brita fina

Para a caracterizar mecanicamente o microbetão, em particular, a sua resistência à compressão, ensaiaram-se três provetes cúbicos de 0,15 m de aresta para cada camada aplicada, a uma velocidade de 11,25 kN/s, Figura 4.9 [30]. A primeira camada obteve uma resistência à compressão média de 27,0 MPa e a segunda camada de 36,3 MPa. Os resultados de cada provete, distintos para a primeira e segunda camadas, com o correspondente desvio padrão podem ser observados nos Quadros A.4 e A.5 do Anexo I, respetivamente.



Figura 4.9 – Ensaio à compressão dos provetes de microbetão

4.3.3 Outros materiais

Para caracterizar mecanicamente a argamassa de apoio do lintel e o *grout* utilizaram-se provetes prismáticos de 4x4x16 cm³, para determinar o módulo de elasticidade dinâmico [31], Figura 4.10a, e, posteriormente, para ensaiar à flexão e à compressão a uma velocidade de 1,2 mm/min e 0,7mm/min, respetivamente, [30], Figura 4.10b,c. Todos os ensaios foram realizados aos 28 dias onde, até atingirem esta idade, estiveram condicionados a uma temperatura 20±2°C e a uma humidade relativa de 65±5%.

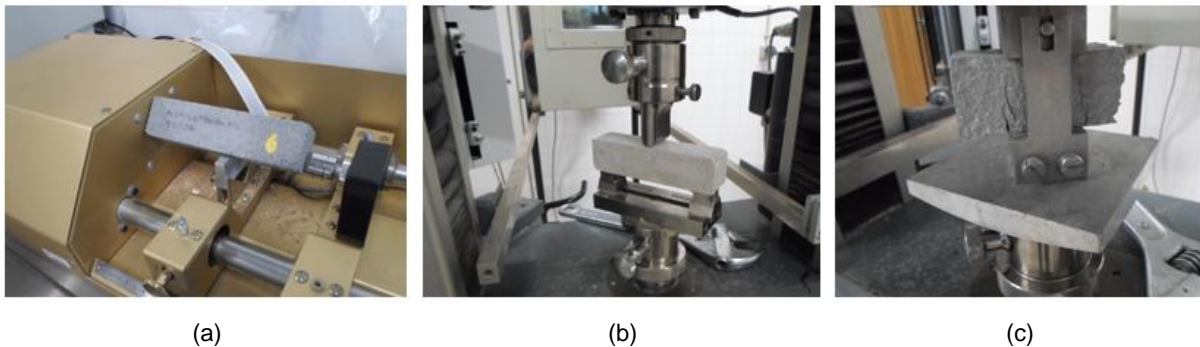
A resistência à flexão, $f_{t,b}$, é representada pela equação (4.1) e a resistência à compressão apresentada, σ_{comp} , é dada pela equação (4.2).

$$f_{t,b} = \frac{3}{2} \times \frac{N_{a,b} \times l}{b \times h^2} \quad (4.1)$$

Em que $N_{a,b}$ é a carga máxima de flexão aplicada num provete com dois apoios distanciados de l (que se manteve constante no valor de 100 mm) e com uma secção transversal de largura b e uma altura h .

$$\sigma_{comp} = \frac{F_{comp}}{A} \quad (4.2)$$

Onde F_{comp} é a carga última de compressão aplicada na área do provete A .



(a) módulo de elasticidade dinâmico; (b) ensaio de resistência à flexão; (c) ensaio de resistência à compressão

Figura 4.10 – Ensaio mecânicos realizados na argamassa de apoio do lintel e *grout*

Argamassa de apoio do lintel

Para a colocação do lintel em betão armado no topo do murete, recorreu-se a uma argamassa de cimento. Na execução desta argamassa utilizou-se cimento Portland CEM II/B-L 32,5N, areias de rio e de areeiro com um traço de 1:1,4:0,4 (em volume) e uma relação A/C de 0,28.

A baridade [32] dos materiais utilizados pode ser consultada no Quadro 4.1, Figura 4.11. A areia de rio utilizada foi a mesma que se usou na lâmina de microbetão, por isso, a sua análise e curva granulométricas podem ser consultadas no Quadro A.1 e na Figura A.1, no Anexo I. No que diz respeito à areia de areeiro, esta é caracterizada pelo seu módulo de finura correspondente a 1,76 e com máxima e mínima dimensões de 0,60 mm e 0,149 mm, respetivamente. A sua análise e curva granulométricas podem ser observadas no Quadro A.3 e na Figura A.3, respetivamente.

Quadro 4.1 – Baridade dos materiais utilizados na argamassa de apoio do lintel

Material	Baridade [kg/m ³]
Cimento	990,72
Areia de rio	1530,11
Areia de areeiro	2394,93



Figura 4.11 – Procedimento experimental para determinação da baridade

Aquando da realização da argamassa de apoio preencheram-se seis moldes prismáticos. Os resultados médios do módulo de elasticidade dinâmico foi de 14,5 GPa, da resistência à flexão foi de 1,8 MPa e à compressão de 8,0 MPa. Os resultados de cada provete ensaiado encontram-se no Anexo I nos Quadros A.6, A.7 e A.8 para o módulo de elasticidade dinâmico e para as resistências à flexão e à compressão, respetivamente.

Grout

Para a realização das pregagens recorreu-se a *grout* para preencher os furos executados, com uma proporção água/*grout* de 25% (em massa), tal como realizado nos trabalhos do início da presente linha de investigação [8, 9].

Após a introdução do *grout* realizaram-se três provetes prismáticos. A média dos resultados obtidos é referente a apenas dois provetes, pois o terceiro provete fraturou-se no seu desmolde. Os resultados médios do módulo de elasticidade dinâmico, da resistência à flexão e da resistência à compressão foram de 15,6 GPa, 4,1 MPa e 18,3 MPa, respetivamente. Os resultados de cada provete ensaiado encontram-se no Quadro A.9, A.10 e A.11 para o módulo de elasticidade dinâmico, para resistência à flexão e a resistência à compressão, respetivamente.

Varões de aço roscados

Para caracterização dos varões de aço roscados utilizados na execução das pregagens ensaiaram-se quatro amostras à tração [33], Figura 4.12. Verificou-se que os varões utilizados nas pregagens são de classe 4.8 onde as curvas tensão - extensão respeitantes a três amostras podem ser observadas na Figura A.4 no Anexo I. As médias obtidas na tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% e na tensão de rotura foram de 367 MPa e de 433 MPa, respetivamente. No Anexo II encontra-se o boletim de ensaio com os resultados referentes aos quatro varões de aço.

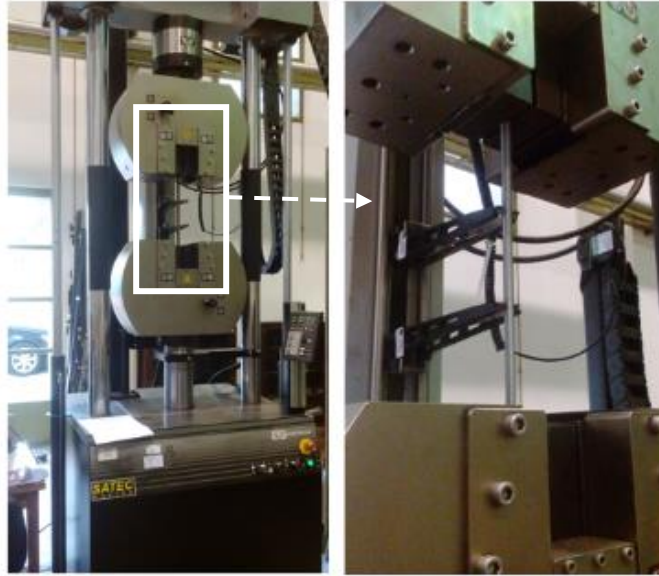


Figura 4.12 – Ensaio dos varões de aço rosçados à tração

4.4 Ensaio da ligação às cargas verticais

Após a preparação das ligações no murete, este é levado para o sistema de ensaio. O sistema de ensaio é constituído por um pórtico em que os pilares são perfis metálicos HEB 300 e aos quais está fixada uma viga, de perfil metálico HEB 450, com oito parafusos M24 em cada extremidade. Este pórtico está seguro por quatro varões rosçados de pré-esforço *Dywidag*, que estão apertados por porcas à laje de pavimento. A este pórtico está associado uma estrutura metálica de segurança, na qual é apoiada uma viga que distribuirá as cargas nela aplicadas sobre o murete. A aplicação destas cargas é conseguida a partir um cilindro hidráulico (ENERPAC CLRG 3006) com uma capacidade de 3000 kN, incluído no pórtico e que é controlado por uma bomba hidráulica. Entre a viga metálica e o cilindro hidráulico está disposto um maço metálico para fazer a altura que resta entre os dois elementos, Figura 4.13. A esta viga metálica está também associado um sistema de segurança que impede a queda do lintel do murete.

Estando o murete posicionado neste sistema de ensaio, é montada uma estrutura metálica de suporte dos defletómetros (transdutores de deslocamento) utilizados para medir deslocamentos verticais durante o ensaio das pregagens. Esta estrutura metálica é fixada à base do murete por meio de quatro varões rosçados (dois na face frontal e dois na face tardez), Figura 4.13. Realizaram-se quatro furos na horizontal com 16 mm de diâmetro e um comprimento de 100 mm. Preencheram-se os furos com bucha química e introduziram-se varões de aço rosçados de 12 mm.

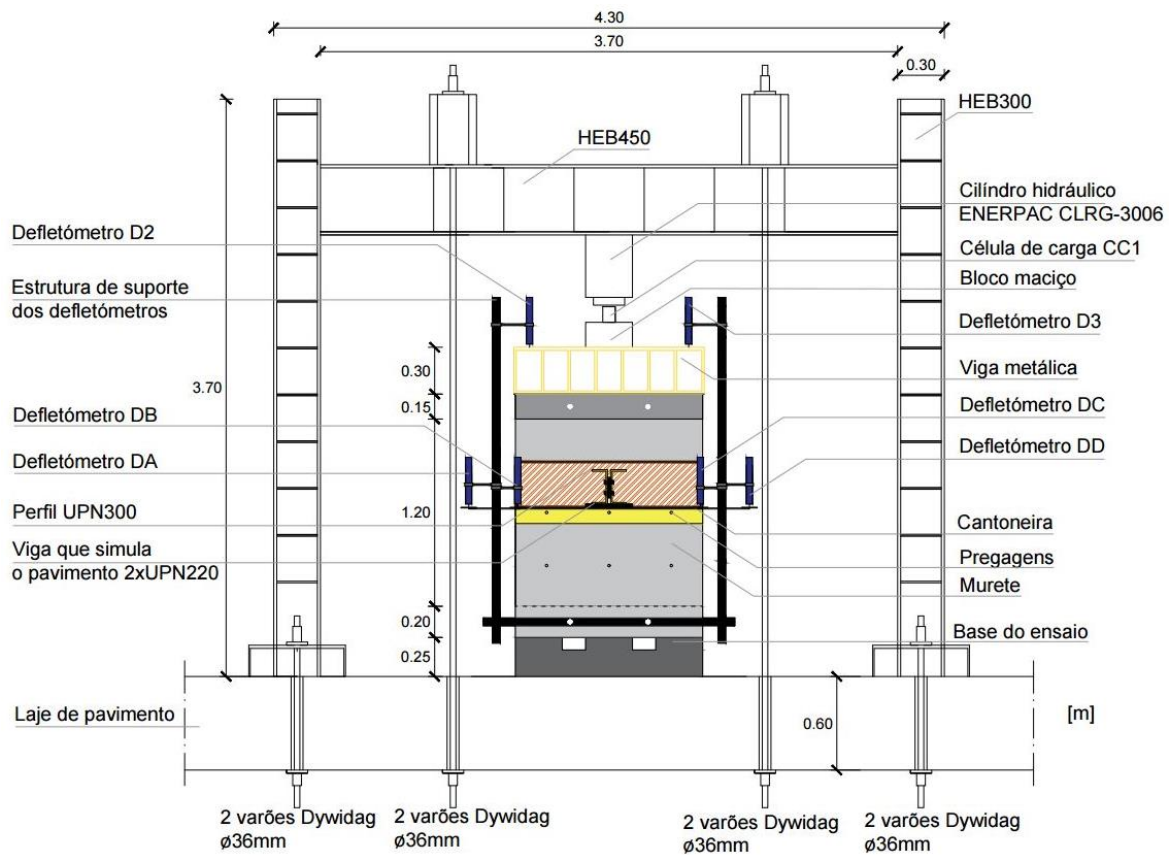


Figura 4.13 – Sistema de ensaio de compressão axial do murete (adaptado para o ensaio da ligação pavimento/parede)

Concluída a montagem da estrutura de suporte dos defletómetros, preparam-se os elementos que simulam o pavimento, Figura 4.14.

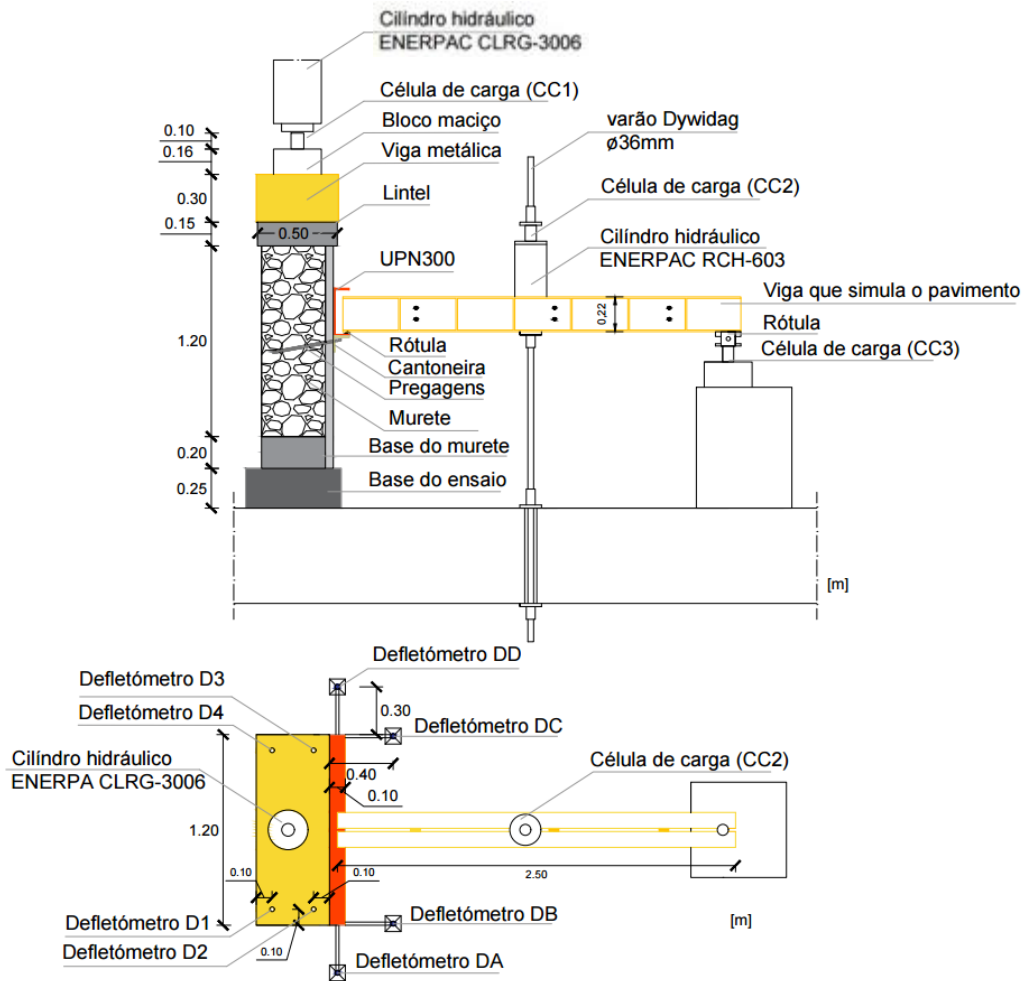


Figura 4.14 – Representação do sistema de ensaio da ligação por pregagens

O apoio do pavimento é materializado por uma cantoneira L 100x100x10, com um comprimento de 1,20 m e com três aberturas circulares de 16 mm espaçadas de 0,40 m. Em cada abertura estava soldada uma anilha com uma inclinação de 15° com a vertical, para que as porcas utilizadas para fixar a cantoneira ficassem totalmente em contacto com o elemento de suporte, Figura 4.15a. As porcas foram apertadas com uma chave dinamométrica no valor de 30 N.m, Figura 4.15b.



(a)

(b)

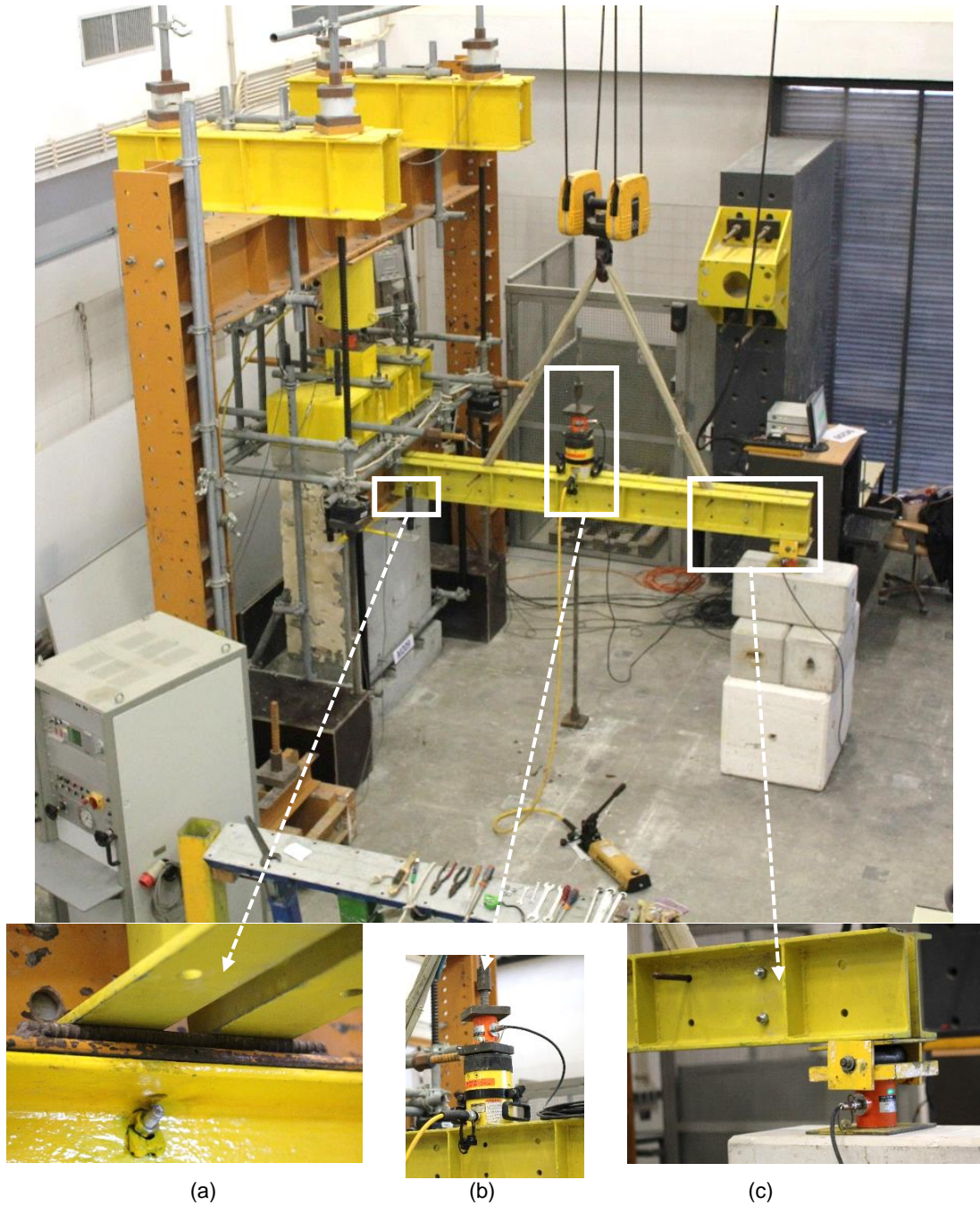
(a) peças metálicas com 15° de inclinação com o plano vertical; (b) aperto da porcas com chave dinamométrica

Figura 4.15 – Fixação da cantoneira

Sobre a cantoneira é colocado um perfil metálico UPN300 (com 1,20 m de comprimento) que, tendo uma rigidez superior à da cantoneira, distribui uniformemente as cargas nela aplicadas. No centro do perfil UPN300 existe uma rótula cilíndrica, Figura 4.16a, onde é apoiada a viga metálica que simula o pavimento, perpendicular ao murete (2xUPN220), que apoia numa outra rótula cilíndrica na extremidade oposta ao murete, Figura 4.16c. Esta viga metálica tem 10 mm de entrega no perfil UPN300 e uma entrega de 120 mm no apoio oposto. A 1,11 m de distância do perfil UPN300 foi colocado um varão roscado de pré-esforço *Dywidag*, com diâmetro de 36 mm, que atravessa a viga metálica. Sobre essa viga e atravessando o varão, foi colocado um cilindro hidráulico (ENERPAC RCH 603) com capacidade de 600 kN, Figura 4.16b, controlado por uma bomba hidráulica manual.

Para se medir os deslocamentos durante o ensaio foram utilizados oito defletômetros, cujos seus posicionamentos podem ser observados na Figura 4.14, quatro deles (D1 a D4) medem os deslocamentos no topo da viga metálica que distribui as cargas sobre o murete e os outros quatro medem os deslocamentos na cantoneira (DA a DD). Os defletômetros possuem um curso de 100 mm, com uma precisão de $100 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$. Para medir as cargas aplicadas foram usadas três células de carga: uma de 500 kN (CC1), colocada sob cilindro hidráulico de 3000kN, Figura 4.14, e as outras células de carga, de 300kN, foram posicionadas sobre o cilindro hidráulico de 600 kN (CC2), Figuras 3.14 e 3.16b, e na extremidade da viga oposta ao murete, sob a rótula cilíndrica (CC3), Figuras 3.14 e 3.16c. Todos estes transdutores de deslocamentos e células de carga foram conectados a um *data logger*, que regista os dados experimentais e os envia para suporte informático para serem lidos pelo *software Catman 4.0*.

A vista final do sistema de ensaio pode ser observada na Figura 4.16.



(a) apoio sobre a cantoneira; (b) cilindro hidráulico (ENERPAC RCH – 603); (c) apoio oposto à cantoneira

Figura 4.16 – Sistemas de ensaio da ligação e do murete

Para iniciar-se o ensaio da ligação é aplicada a uma velocidade de 0,28 bar/s, uma carga de 142 kN correspondente uma tensão de 0,26 MPa sobre o lintel, e esta é mantida constante ao longo do ensaio. Parte das cargas que se distribuem no murete representam as cargas permanentes do edifício. As restantes cargas que se distribuem na lâmina de microbetão simbolizam as cargas permanentes dos novos pisos, que vão sendo executados ao longo do edifício. Esta tensão aplicada no lintel do murete, na perspetiva experimental, é necessária para que o murete não sofra rotação com a aplicação das cargas verticais na cantoneira.

O critério de paragem do ensaio é dado pelo contacto entre a viga metálica 2xUPN220 (perpendicular ao murete) e o perfil UPN300 devido à rotação da cantoneira. Este contacto físico entre os dois elementos metálicos impossibilita a continuidade do ensaio. Nesse caso, reposiciona-se o perfil UPN300 e recarrega-se a viga metálica 2xUPN220 até à rotura da ligação.

4.5 Ensaio de compressão axial

Terminado o ensaio da ligação são desmontados todos os elementos que eram necessários à aplicação da carga na cantoneira, incluindo a própria cantoneira, ficando apenas os quatro defletómetros (D1 a D4) posicionados sobre a viga metálica que distribui as cargas sobre o murete, Figura 4.17. A utilização de quatro defletómetros deve-se à antevisão de uma rotação do lintel. A lâmina de microbetão sendo mais rígida que o murete, faz com que o seu centro de gravidade se desloque para próximo do reforço, fazendo com que a força axial aplicada no centro geométrico do murete tenha uma excentricidade.



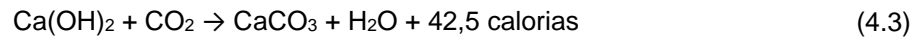
Figura 4.17 – Vista do ensaio de compressão do murete

O ensaio é iniciado aumentando-se a carga no cilindro hidráulico (ENERPAC CLRG-3006), a uma velocidade de 1,3 kN/s, até o murete atingir a rotura.

4.6 Carbonatação

O murete utilizado para os ensaios, como já foi descrito anteriormente, é constituído por pedra calcário e argamassa de cal aérea. Em simultâneo com a secagem da argamassa, ocorre uma reação química designada por carbonatação que consiste na reação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) com o dióxido de carbono (CO_2), formando carbonato de cálcio (CaCO_3) e água (H_2O), libertando

energia, dada pela equação (4.3), [34]. A carbonatação depende de diversos fatores, entre os quais designam-se a temperatura, a humidade relativa, a composição química da cal e da argamassa, a permeabilidade da argamassa e, por fim, a concentração de dióxido de carbono na atmosfera [6].



A fenolftaleína é um indicador químico de pH que pode ser usado como solução alcoólica e fica de cor carmim ou incolor conforme o valor de pH da superfície em que se faz a aspersão. O ponto de viragem da fenolftaleína é com um pH no valor de 9, este é o preciso valor até ao qual a argamassa mostra estar carbonatada, ficando a fenolftaleína incolor na superfície aplicada. Quando a superfície de argamassa não está carbonatada apresenta um pH superior a 9, no valor de 12-13 e, neste caso, a fenolftaleína realça-se na cor carmim [6].

Neste trabalho experimental, após o ensaio da compressão do murete procedeu-se à limpeza das superfícies do murete já desagregado e prosseguiu-se para a aspersão da solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5% para se determinar a profundidade de carbonatação com recurso a uma fita métrica, Figura 4.18.



Figura 4.18 – Determinação da profundidade da carbonatação no murete

Capítulo 5

Apresentação e discussão de resultados

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresenta-se e analisa-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais apresentados anteriormente. A discussão de resultados consiste na análise do que foi medido durante os ensaios: deslocamentos e cargas aplicadas em função do tempo.

Relativamente ao ensaio da ligação, verifica-se analiticamente os modos de rotura observados experimentalmente e apresentados em 2.6 Modos de rotura da ligação por pregagens pavimento/parede. Posteriormente, os resultados obtidos são comparados com os valores existentes na presente linha de investigação.

Os resultados do ensaio da compressão do murete comparam-se com os valores obtidos nos trabalhos de Martins [8] e de Simões [9] (da presente linha de investigação) e também com o trabalho de Pinho [10].

Para finalizar, analisa-se a profundidade de carbonatação da alvenaria, medida no murete ensaiado, enquadrando-a na evolução da profundidade de carbonatação de alvenarias em função do tempo, estudada no trabalho de Pinho [10].

5.2 Ensaio da ligação às cargas verticais

5.2.1 Apresentação e discussão dos resultados

Durante o ensaio das pregagens às cargas verticais foram medidas, ao longo do tempo, as cargas aplicadas no ponto próximo de meio vão (CC2), no apoio oposto ao da cantoneira (CC3) e os deslocamentos ocorridos na cantoneira (defletómetros DA a DD), Figura 4.14. Para determinar as cargas aplicadas no suporte do “pavimento” utilizaram-se os valores medidos nas células de carga (CC2-CC3) e somou-se os pesos dos elementos (constituintes do sistema de ensaio) que a sobrepunham e que totalizam 1,90 kN na cantoneira. Para averiguar os deslocamentos verticais da cantoneira, no plano paralelo ao do murete, tomaram-se em conta os valores registados nos defletómetros DA e DD que também foram utilizados para medir a rotação no mesmo plano. Os defletómetros DB e DC permitem avaliar a rotação da cantoneira no plano perpendicular ao plano do murete. É importante referir que durante o ensaio, em todos os níveis, foi observado a deformação elástica da cantoneira, isto significa, que todos os deslocamentos medidos são a soma dos deslocamentos provocados pela deformação dos ferrolhos e dos deslocamentos provocados pela

deformação da cantoneira. Em trabalhos futuros, seria relevante utilizar-se uma cantoneira de maior espessura, ou seja, de maior rigidez, para que os deslocamentos medidos sejam efetivamente os das pregagens.

A história de carga aplicada na cantoneira, Figura 5.1, mostra que a velocidade de aplicação de carga foi diferente para cada nível de pregagens, que se justifica pelo facto desta ser aplicada manualmente. Os níveis superior e intermédio iniciam o ensaio com a mesma velocidade de aplicação de carga e ambos sofrem uma pequena paragem. No nível superior, interrompeu-se o ensaio para acerto do posicionamento da célula de carga CC3 que não estava completamente apoiada na sua base. No caso da paragem do ensaio no nível intermédio foi causada pela porca abaixo do cilindro hidráulico ENERPAC RCH – 603 estar demasiado apertada, posicionando-a a uma altura que não permitia que a viga perpendicular ao murete (2xUNP220) descesse em função da carga aplicada. Após a correção destas circunstâncias, ambos os ensaios continuaram com velocidades constantes até a rotura. No entanto, no nível intermédio a velocidade diminuiu próximo da atingir a rotura da ligação. O nível inferior foi iniciado uma determinada velocidade que posteriormente foi reduzida e manteve-se constante ao longo do ensaio até ocorrer a rotura.

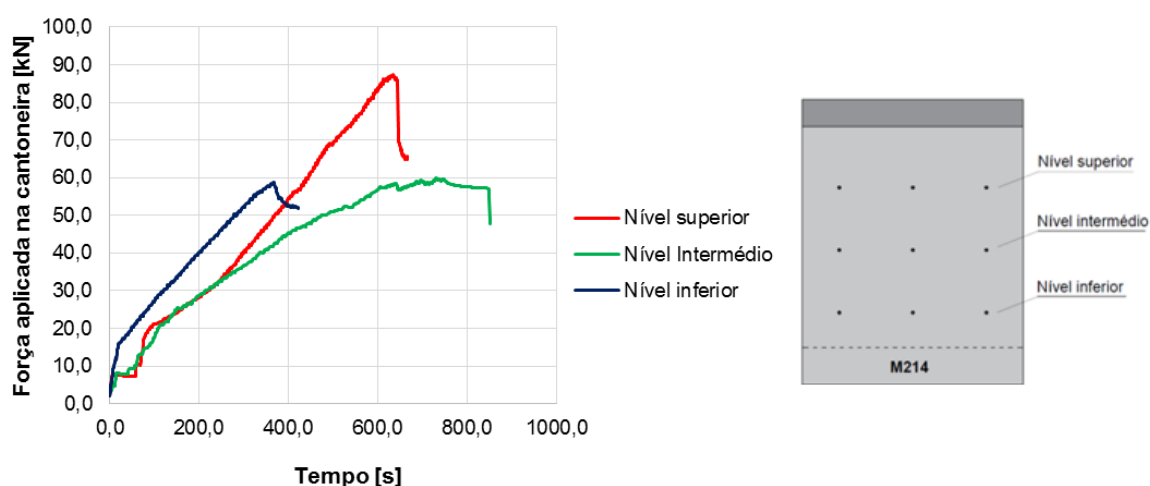


Figura 5.1 – História de carga aplicada na cantoneira

O nível superior de pregagens foi o primeiro a ser ensaiado. Estas pregagens atingiram a rotura com 87,32 kN aos 634 segundos após o início do ensaio, Figura 5.1. Neste tempo, tinha ocorrido um deslocamento correspondente a 22,94 mm, Figura 5.2 e uma rotação de 0,18 rad, Figura 5.3. Na rotura deste nível de pregagens observou-se o mecanismo de ferrolho (MR1), Figura 5.4a, em que é perfeitamente visível a deformação dos varões por corte que provoca o esmagamento do microbetão. Este esmagamento ocorre pela rigidez do varão de aço roscado ser superior à do microbetão aplicado. Além deste modo de rotura, também foi possível perceber-se o deslizamento do varão no *grout* (MR3.2) devido ao comprimento do varão exterior ao murete após o ensaio. No entanto, este comprimento não foi quantificado antes do ensaio para se poder validar esta hipótese e, por este motivo, os varões dos restantes níveis foram marcados. Acrescenta-se também, que se observou a entrada das porcas que fixam os ferrolhos nas anilhas em cunha soldadas à cantoneira (MR5), Figura 5.4b. Este incidente ocorreu devido à inutilização de anilhas complementares entre os dois

elementos. Por esta razão, nos níveis seguintes, foram colocadas anilhas complementares entre as porcas que fixam os varões e as anilhas em cunha, para que esta situação não voltasse a ocorrer. Para concluir, perante a Figura 5.2, observa-se que a rotura neste nível corresponde a um material frágil.

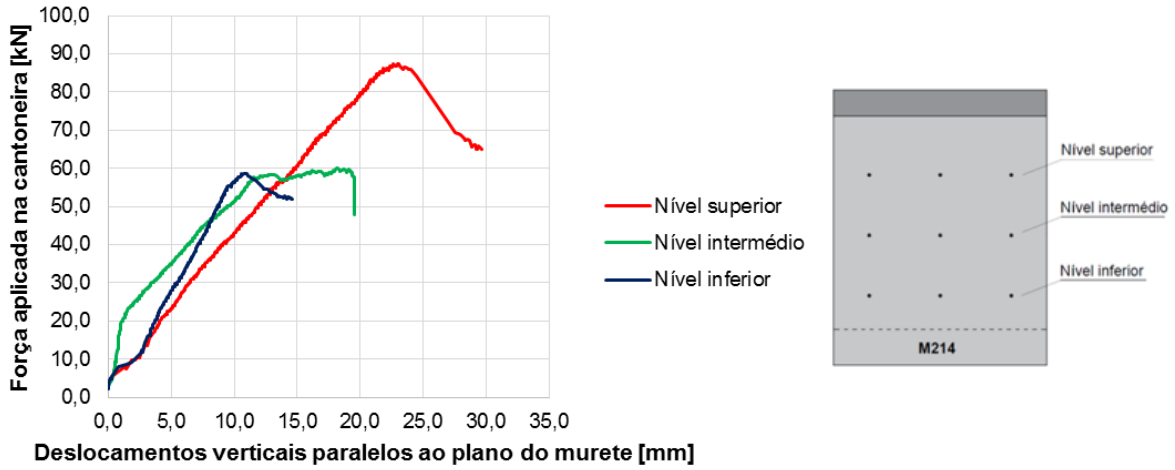


Figura 5.2 – Diagrama força - deslocamento nos níveis de pregagem

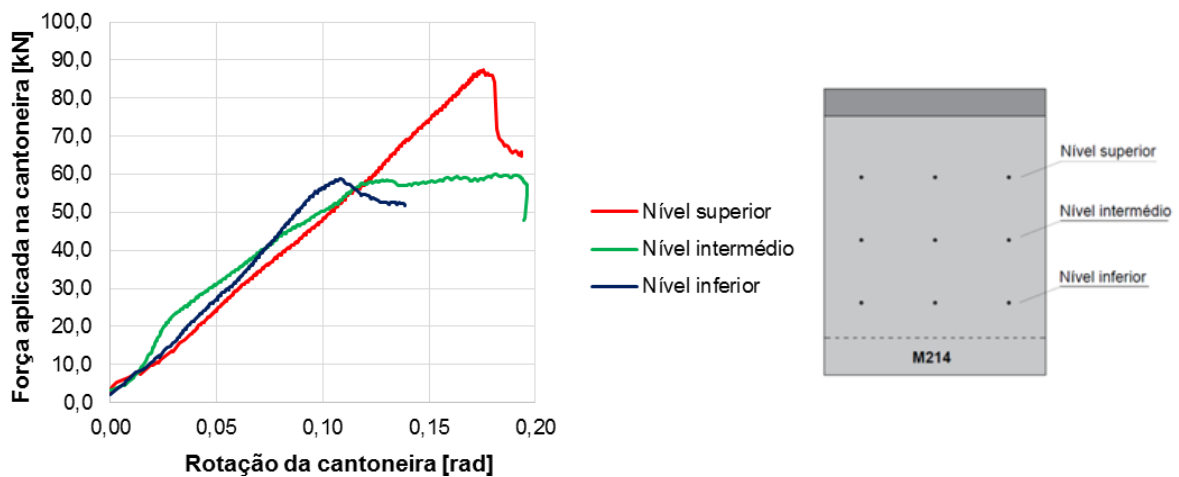
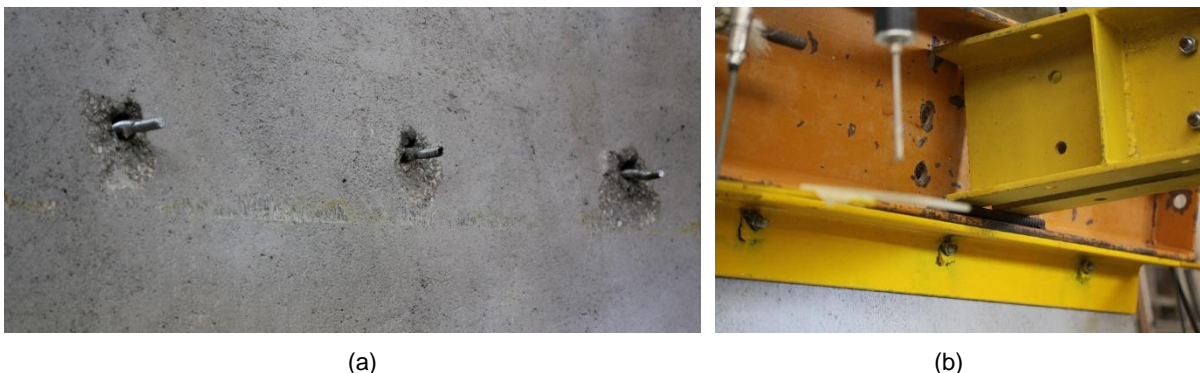


Figura 5.3 – Diagrama força - rotação perpendicular ao plano do murete



(a) mecanismo de ferrolho; (b) entrada das porcas nas anilhas em cunha
 Figura 5.4 – Modos de rotura observados no nível superior de pregagens

O nível intermédio de pregagens foi a segunda ligação a ser ensaiada. Nestas pregagens a rotura ocorreu com uma carga de 59,96 kN aos 731 segundos a partir do início do ensaio, Figura 5.1, com um deslocamento correspondente a 18,23 mm, Figura 5.2, e uma rotação de 0,19 rad, Figura 5.3. Nesta ligação apenas foi constatado o mecanismo de ferrolho (MR1) pela deformação do varão de aço roscado por corte e o conseqüente esmagamento do microbetão, Figura 5.5. A rotura na interface *grout/varão* não foi constatada bem como a entrada das porcas que fixam cantoneira nas anilhas em cunha, que foi evitada pela utilização de anilhas complementares, Figura 5.6. Pela Figura 5.2, constata-se que a rotura ocorrida corresponde a um material menos frágil do que a rotura observada no nível superior.



Figura 5.5 – Mecanismo de ferrolho no nível intermédio



Figura 5.6 – Utilização de anilhas complementares nas pregagens

Por fim, o nível inferior de pregagens apresentou rotura com uma carga de 58,66 kN aos 367 segundos depois do início do ensaio, Figura 5.1. Para esta carga de rotura a cantoneira sofreu um deslocamento 10,87 mm, Figura 5.2, e uma rotação de 0,11 rad, Figura 5.3. Neste nível, tal como no nível intermédio, não se constatou a rotura na interface *grout/varão* nem a entrada das porcas que fixam a cantoneira nas anilhas em cunha mas apenas o mecanismo de ferrolho (MR1), podendo visualizar-se, na Figura 5.7, a deformação do varão de aço roscado por corte e o esmagamento que provocou na lâmina de microbetão. Semelhante ao nível superior e podendo averiguar-se pelo comportamento da ligação inferior na Figura 5.2, a rotura ocorrida corresponde a um material frágil.



Figura 5.7 – Mecanismo de ferrolho no nível inferior

Numa observação conjunta dos três níveis na Figura 5.2, denota-se alguma dispersão na capacidade de carga e nos comportamentos da ligação na rotura. O nível superior sofreu três mecanismos em simultâneo suportando uma carga maior em relação aos três níveis de pregagem (MR1, MR3.2 e MR5). Os níveis intermédio e inferior tiveram uma capacidade de carga na mesma ordem de grandeza ocorrendo apenas o mecanismo de ferrolho (MR1). Esta análise faz com que o nível superior de pregagens tenha sido uma exceção em relação à capacidade de carga “padrão” para o murete ensaiado e nos modos de rotura. Em termos de comportamento, os níveis superior e inferior mostram uma rotura mais frágil do que o nível intermédio, em que se observa um comportamento de um material menos frágil.

No que diz respeito aos deslocamentos, nos níveis superior e intermédio ocorrem deslocamentos com a mesma ordem de grandeza enquanto que no nível inferior os deslocamentos são menores mas, observe-se na Figura 5.1, que a rotura no nível inferior ocorre num período de tempo mais curto.

Relativamente às rotações observadas no plano perpendicular ao do murete, Figura 5.3, é visível uma pequena inconstância no início de cada nível que pode ser justificado com algum esmagamento localizado do *grout* ou mesmo falta dele em algumas zonas do ferrolho (sugere-se o aumento do diâmetro do furo das pregagens para se garantir o embebimento dos varões no *grout*). É também importante referir que as aberturas circulares existentes na cantoneira têm 16 mm de diâmetro e, portanto, a folga existente entre o varão e o furo da cantoneira pode justificar o comportamento inicial das pregagens quanto à rotação. Após a fase inicial, as linhas do gráfico mantêm-se constantes até à rotura. Este comportamento exhibe a deformação elástica da cantoneira em relação aos próprios furos que se mostra a mesma nos três níveis do ensaio.

A heterogeneidade do murete é uma causa bastante influente nos resultados obtidos, tanto a nível da capacidade de carga como na deformação dos ferrolhos; isto é, os ferrolhos terão comportamentos diferentes se forem embutidos em pedras próximas ou distantes da superfície de rotura (dependendo também das suas dimensões) ou se ficam embutidos em argamassa. São imensas as variáveis que podem condicionar os resultados obtidos, portanto, é de alguma forma expectável a dispersão dos valores e dos diferentes comportamentos ocorridos.

Note-se que, apesar da heterogeneidade do murete, as pregagens tiveram um comportamento semelhante em cada nível de pregagem. Este facto pode ser comprovado pela observação da Figura 5.8 que mostra as rotações da cantoneira no plano paralelo ao do murete em relação ao seu eixo vertical de simetria, que foram quase nulas. Tal facto significa que não houve excentricidades entre os varões em cada nível de pregagem e que as suas deformações são homogeneizadas pela existência da lâmina de microbetão na superfície de rotura.

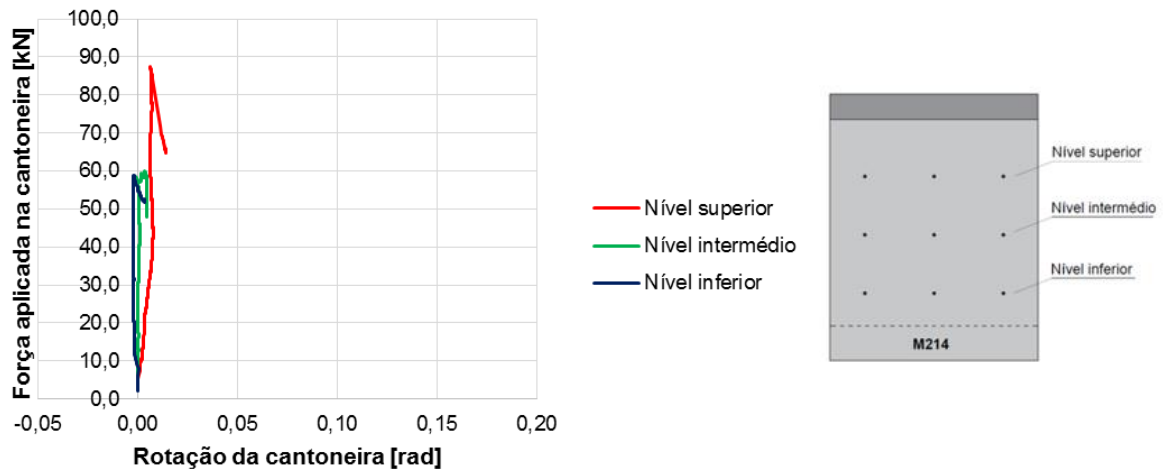


Figura 5.8 – Diagrama força - rotação no plano paralelo ao do murete

5.2.2 Verificação analítica dos modos de rotura

Nesta secção verifica-se analiticamente os modos de rotura apresentados na secção 2.6, observados no trabalho experimental.

Inicie-se o processo de cálculo com a análise do mecanismo de ferrolho. Para se utilizar a expressão de cálculo (2.1) é necessário determinar-se a força de tração para um deslocamento equivalente a um décimo do diâmetro dos varões utilizados nas pregagens, ou seja, para um deslocamento de 1,2 mm. Para se determinar a força de tração recorre-se ao sistema de equações (5.1) desenvolvido com o auxílio da Figura 5.9, onde F_v é a força vertical aplicada na cantoneira, F_{TR} é a força de tração nos ferrolhos, F_c é a força de corte, R é a reação da camada de reforço e μ é o coeficiente de atrito que se considerou 0,4.

$$\begin{cases} \sum F_H = 0 \Leftrightarrow R - F_{TR} \cdot \cos(15^\circ - \alpha) - F_C \cdot \sin(15^\circ - \alpha) = 0 \\ \sum F_V = 0 \Leftrightarrow \mu R - F_v - F_{TR} \cdot \sin(15^\circ - \alpha) + F_C \cdot \cos(15^\circ - \alpha) = 0 \\ \sum M_O = 0 \Leftrightarrow -F_v \cdot (7 \cdot \cos(\alpha) + 10 \cdot \sin(\alpha)) + F_C \cdot (\cos(15^\circ - \alpha) \cdot 6,5 \cdot \sin(\alpha) + \sin(15^\circ - \alpha) \cdot 6,5 \cdot \cos(\alpha)) + F_{TR} \cdot (\cos(15^\circ - \alpha) \cdot 6,5 \cdot \cos(\alpha) - \sin(15^\circ - \alpha) \cdot 6,5 \cdot \sin(\alpha)) = 0 \end{cases} \quad (5.1)$$

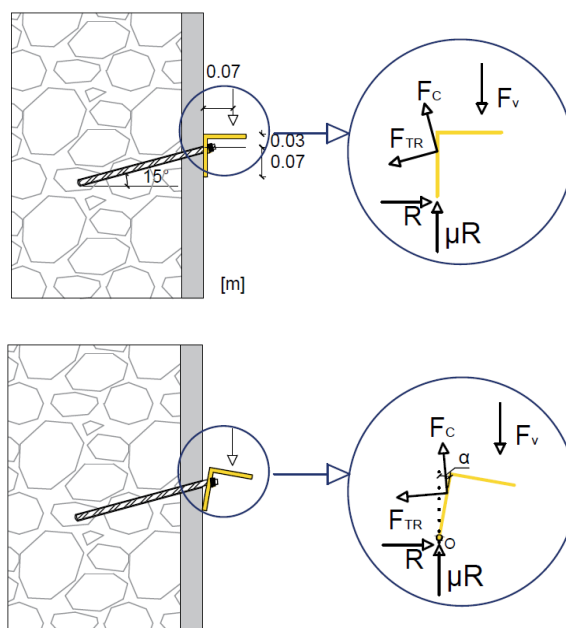


Figura 5.9 – Ilustração auxiliar para determinação da força de tração no ferrolho

O Quadro 5.1 mostra os dados necessários ao cálculo da força de tração existente nos ferrolhos em cada nível de pregagens e os respetivos resultados. A força vertical aplicada na cantoneira em cada nível de pregagens, para um deslocamento de 1,2 mm, é representado por $F_{v,nível}(\delta=1,2\text{mm})$ sendo $F_{v,ferrolho}(\delta=1,2\text{mm})$ a força vertical aplicada em cada ferrolho, ou seja, a força aplicada na cantoneira dividida por três ferrolhos ($F_{v,nível}(\delta=1,2\text{mm})/3$). A rotação da cantoneira, no plano perpendicular ao plano do murete, correspondente à força vertical aplicada nas pregagens para um deslocamento de 1,2 mm, é representada por $\alpha(\delta=1,2\text{mm})$. Por fim, $F_{TR,ferrolho}(\delta=1,2\text{mm})$ é a força de tração aplicada em cada ferrolho distinguida para cada nível de pregagens.

Quadro 5.1 – Determinação da força de tração em cada ferrolho

Nível de pregagem	$F_{v,nível}(\delta=1,2\text{mm})$ [kN]	$F_{v,ferrolho}(\delta=1,2\text{mm})$ [kN]	$\alpha(\delta=1,2\text{mm})$ [rad]	$F_{TR,ferrolho}(\delta=1,2\text{mm})$ [kN]
Superior	7,66	2,55	0,0126	2,34
Intermédio	20,50	6,83	0,0259	6,43
Inferior	8,45	2,82	0,0138	2,59

No Quadro 5.2 apresentam-se os restantes dados necessários ao cálculo do mecanismo de ferrolho, em que $f_{c,cube}$ é relativo à resistência à compressão do microbetão, material que está na superfície de rotura, e o diâmetro corresponde ao diâmetro interno do varão de aço roscado. Calculou-se a força que provoca o mecanismo de ferrolho utilizando as expressões de cálculo (2.1) e (2.2), apresentadas anteriormente na secção 2.6.1. No Quadro 5.3 apresenta-se os resultados numéricos obtidos.

Quadro 5.2 – Dados utilizados no cálculo do mecanismo de ferrolho

\varnothing [m]	0,0107
$f_{c,cube}$ [MPa]	36,3
f_y [MPa]	367,0
A_e [cm ²]	0,893

Quadro 5.3 – Resultados do cálculo do mecanismo de ferrolho

Níveis de pregagem	$F_{v,ferrolho}$ ($\delta=1,2mm$) [kN]	$F_{TR,ferrolho}$ ($\delta=1,2mm$) [kN]	σ_s ($\delta=1,2mm$) [MPa]	V_F ($\delta=1,2mm$) [kN]	$\frac{A_s \cdot f_y}{\sqrt{3}}$ [MPa]	$V_F/F_{v,ferrolho}$
Superior	2,55	2,34	26,20	15,52	18,92	6,09
Intermédio	6,83	6,43	72,00	15,26		2,23
Inferior	2,82	2,59	29,00	15,51		5,50

Com a análise do Quadro 5.3, observa-se primeiramente que o quociente entre os valores numéricos e os valores experimentais, $V_F/F_{v,ferrolho}$, são de uma grandeza significativa, uma vez que o resultado desse quociente deveria ser próximo da unidade. Além disso, é perceptível a considerável dispersão entre os valores resultantes desse quociente, não permitindo criar uma linearidade no comportamento desta expressão matemática quando aplicada a materiais heterogêneos como a alvenaria. Relembre-se, contudo, que o desenvolvimento da formulação matemática representada na expressão (2.1) foi para contacto entre peças de betão armado, não sendo efetivamente uma surpresa a expressão de cálculo não resultar para alvenaria e para a ligação estudada experimentalmente, cuja rotura consiste no mecanismo de ferrolho mas entre uma alvenaria de pedra reforçada e uma cantoneira. Constate-se também que a expressão foi desenvolvida para pequenos deslocamentos, no entanto, os deslocamentos na rotura observados experimentalmente são cerca de 20 vezes superiores comparativamente aos admitidos. Apesar disso, a expressão de cálculo é a única que explica fisicamente o fenómeno que ocorre neste modo de rotura.

Tendo em conta as forças envolvidas na ligação por pregagens, Figura 5.9, utiliza-se o critério de von Mises para determinar a força de tração $F_{TR,VM}$ na rotura. Para tal, considera-se a relação existente entre as forças de corte e tração, T/σ , e a tensão última do aço, σ_u . A expressão (5.2) explicita o critério referido, em que σ_{comp} é a tensão de comparação, σ é a tensão principal (que é calculada através do quociente entre força de tração e a área efetiva do varão) e τ a tensão tangencial (calculada através do quociente entre a força de corte e a área efetiva do varão).

$$\begin{aligned} \sigma_{comp} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq \sigma_u &\Leftrightarrow \sigma \sqrt{1 + 3 \cdot (T/\sigma)^2} \leq \sigma_u \Leftrightarrow \frac{F_{TR,VM}}{A_e} \sqrt{1 + 3 \cdot (T/\sigma)^2} \leq \sigma_u \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow F_{TR,VM} \leq \frac{\sigma_u \cdot A_e}{\sqrt{1 + 3 \cdot (T/\sigma)^2}} \end{aligned} \quad (5.2)$$

Desta forma, determine-se as forças de tração e corte que ocorreram na rotura da ligação em cada nível de pregagens utilizando o sistema de equações (5.1). No Quadro 5.4 são apresentados os dados necessários ao cálculo das forças de tração e corte por nível de pregagem e consistem na força máxima aplicada na cantoneira, $F_{v,nível}^{máx}$, na força máxima aplicada por ferrolho $F_{v,ferrolho}^{máx}$ ($F_{v,nível}^{máx}/3$) e no ângulo que se mediu entre a cantoneira e o plano vertical, na rotura. Os resultados também estão no Quadro 5.4 distintos para cada nível de pregagem sendo $F_{TR,ferrolho}^{máx}$ e $F_{C,ferrolho}^{máx}$ as forças de tração e de corte, em cada ferrolho, na rotura. No Quadro 5.5 apresentam-se os resultados obtidos a partir da expressão (5.2), em que A_e corresponde à área efetiva de 0,893 cm².

Quadro 5.4 – Dados utilizados para o cálculo das forças de tração e corte nos ferrolhos e respetivos resultados

Níveis de pregagem	$F_{v,nível}^{máx}$ [kN]	$F_{v,ferrolho}^{máx}$ [kN]	$\alpha_{máx}$ [rad]	$F_{TR,ferrolho}^{máx}$ [kN]	$F_{C,ferrolho}^{máx}$ [kN]
Superior	87,3	29,1	0,18	35,6	17,3
Intermédio	60,0	20,0	0,19	24,8	11,6
Inferior	58,7	19,6	0,11	21,5	13,7

Quadro 5.5 – Resultados da força de tração por von Mises

Níveis de pregagem	σ [MPa]	τ [MPa]	τ/σ	σ_u [MPa]	$F_{TR, vM}$ [kN]
Superior	398,7	193,7	0,49	433	29,5
Intermédio	277,7	129,9	0,48		29,7
Inferior	240,8	153,5	0,64		25,9

Com a observação dos valores de $F_{TR,ferrolho}^{máx}$ e $F_{TR, vM}$ nos Quadros 5.4 e 5.5, respetivamente, é possível verificar que a rotura que se presenciou experimentalmente, ocorreu por plastificação dos varões devido ao efeito simultâneo das forças de tração e corte. Contudo, o nível superior de pregagens apresenta-se, novamente, como uma exceção quanto à capacidade de carga dos varões utilizados nas pregagens em relação aos três níveis, uma vez que suportou mais carga do que a carga resistente determinada através das características do aço que constitui o próprio varão.

Como foi referido anteriormente, observou-se no nível superior de pregagens a rotura na interface *grout*/varão pela quantidade de varão exterior ao murete após o ensaio, apesar desta não ter sido quantificada. Com a utilização das expressões (2.6), (2.7), (2.10) e (2.11), apresentadas anteriormente na secção 2.6.3, determinam-se as variáveis necessárias ao cálculo da tensão e da força de aderência onde, no Quadro 5.6, se observam os respetivos resultados. Para a determinação destas variáveis, teve-se em conta que a menor distância ao bordo é do nível inferior de pregagens à face horizontal inferior do murete, no valor de 0,19 m e que o material é não fendilhado. Considerou-se que o valor de cálculo da resistência do *grout* à tração seria igual à sua resistência à tração média, pois os resultados são para efeitos de comparação com valores experimentais. Para o cálculo da tensão de aderência, considerou-se “outros casos de aderência”. Assim, com recurso às equações

(2.5) e (2.9) obtém-se os resultados finais de 3,3 MPa para a tensão de aderência e 37,1 kN para a força de aderência.

Quadro 5.6 – Resultados da determinação das variáveis necessárias ao cálculo da tensão e força de aderência

Ψ_{Ng}	Ψ_{Ne}	Ψ_{cr}	d [m]	h_{ef} [m]	f_{gk} [MPa]	f_{gtm} [MPa]	$f_{gtd}(t)$ [MPa]	η_1	η_2
1,0	1,0	1,0	0,012	0,30	18,3	2,08	2,08	0,7	1,0

A força de tração aplicada nos ferrolhos tem um valor correspondente a 35,6 kN no nível superior, 24,8 kN no nível intermédio e 21,5 kN no nível inferior de pregagens, Quadro 5.4. Com os resultados obtidos, não seria expectável ter ocorrido este modo de rotura durante o ensaio experimental em nenhum dos níveis de pregagem, pois a força de aderência é superior à carga máxima de tração imposta nos três níveis. Apesar de não ter sido quantificado, observou-se no nível superior de pregagens a rotura na interface entre o *grout* e o varão. Esta rotura no nível superior, provavelmente, deve-se ao facto dos varões utilizados nas pregagens não terem ficado totalmente embebidos pelo *grout*, devido à dificuldade que se teve na sua aplicação e na colocação dos próprios varões. Por conseguinte, a interface *grout*/varão não ter a resistência esperada. Relembre-se também, que as expressões de cálculo utilizadas para a determinação da força e da tensão de aderência foram desenvolvidas para peças de betão, ou seja, aos resultados obtidos pode estar associado um erro desconhecido pela falta de um modelo de cálculo para o tipo de estruturas em estudo.

5.3 Ensaio de compressão do murete

5.3.1 Apresentação e discussão dos resultados

No ensaio da compressão foi medida ao longo do tempo a carga aplicada no murete a partir da célula de carga CC1 e foram medidos os seus deslocamentos com os defletómetros D1 a D4, colocados na disposição que mostra a Figura 4.14. A análise da carga aplicada no murete teve em conta o peso da viga metálica que lhe transmite as cargas, dos equipamentos que o sobrepunham e ainda do lintel que totalizam 6,69kN. Foram utilizados quatro defletómetros por se antever uma rotação do lintel na presença da lâmina de microbetão.

A história da carga aplicada no murete é apresentada na Figura 5.10 em que, após a estabilização da velocidade de aplicação de carga, esta manteve-se constante no valor de 1,3 kN/s até o murete atingir a rotura.

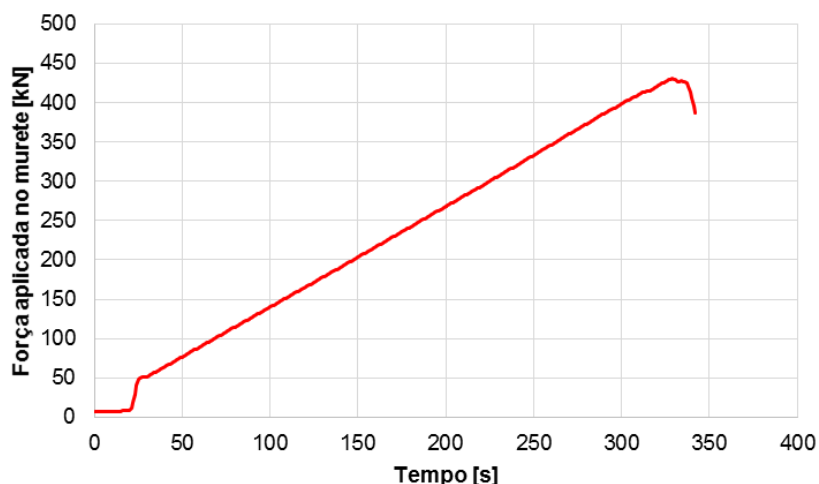


Figura 5.10 – História de carga do ensaio de compressão do murete

A rotura ocorreu para uma força aplicada pelo macaco hidráulico correspondente a 430,72 kN aos 329 segundos, Figura 5.10. Para determinar a resistência à compressão do murete, calcula-se o quociente entre a carga máxima aplicada (430,72kN) e a área em planta da alvenaria ($1,20 \times 0,40 \text{ m}^2$), obtendo-se um valor de referência. A deformação média é resultado do quociente entre o deslocamento médio registados nos quatro defletómetros (D1 a D4) e a altura do murete (1,20 m). Deste modo, a resistência do murete com um reforço aplicado numa das suas faces resulta em 0,90 MPa com deformação correspondente a 3,51 ‰, Figura 5.11.

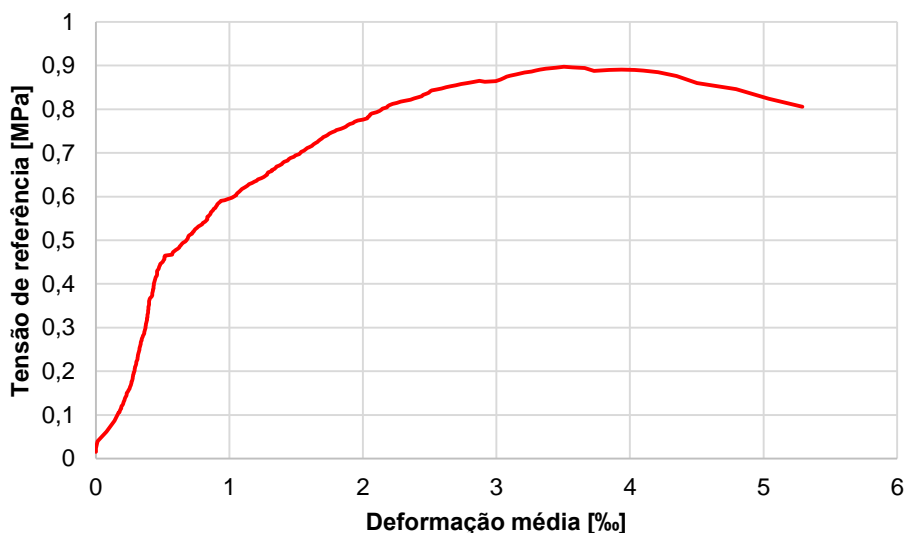


Figura 5.11 – Gráfico tensão - deformação do ensaio de compressão do murete

Sabendo que a lâmina de microbetão tem uma rigidez superior à da alvenaria faz com que o centro de rigidez do murete esteja mais próximo da lâmina de microbetão, fazendo com que a carga aplicada no centro geométrico do murete tenha uma excentricidade. Deste modo, era expectável observar-se a rotação do lintel. Esta circunstância ocorreu, Figura 5.12, e pode ser verificada pela Figura 5.13. Durante o ensaio a alvenaria foi desagregando-se ao longo do tempo aquando a lâmina de microbetão iniciou a abertura de fissuras, por este motivo, os defletómetros mais afastados da

lâmina de microbetão medem deslocamentos significativos (D1 e D4) e os mais próximos da lâmina de microbetão (D2 e D3) medem deslocamentos quase nulos ou negativos.



Figura 5.12 – Rotação do lintel durante o ensaio de compressão do murete

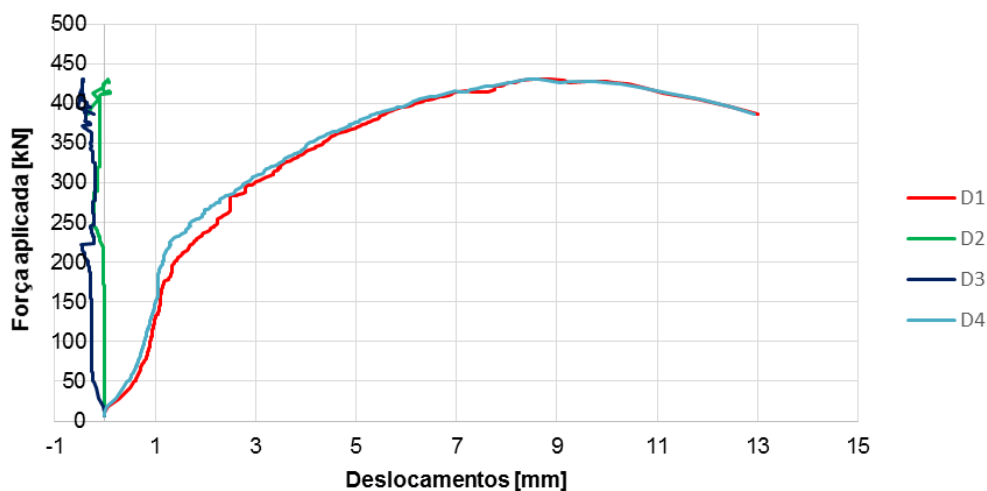


Figura 5.13 – Gráfico força - deslocamentos do ensaio da compressão do murete

Durante o ensaio, o murete foi abrindo fissuras cujas aberturas foram sendo incrementadas com o aumento de carga de compressão levando, por fim, à queda de blocos de pedra. O murete foi desagregando-se e soltando-se da lâmina de microbetão que não caiu. O microbetão sofreu algumas fissuras fletindo-se para fora do plano do murete, Figura 5.14, ficando preso à base do murete pelas pregagens realizadas para fixar a estrutura de suporte dos defletómetros. Esta fixação da lâmina de microbetão à base do murete assemelha-se à realidade, pelo facto de esta estar aplicada até à fundação.



Figura 5.14 – Rotura do murete no ensaio de compressão

5.4 Carbonatação

Para se determinar a profundidade da carbonatação no murete procedeu-se à aspersion de uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5% na superfície do murete limpa e obtiveram-se os resultados apresentados no Quadro 5.7, obtendo-se uma média de 9,2 cm.

Quadro 5.7 – Profundidade de carbonatação do murete

Medição	Profundidade de carbonatação [cm]
1	7,7
2	10,0
3	11,0
4	9,5
5	8,0
6	8,0
7	9,5
8	10,0
Média	9,2

5.5 Comparação de resultados com outros autores

5.5.1 Ensaio da ligação pavimento/parede

Nesta secção, os resultados obtidos neste trabalho experimental enquadram-se na presente linha de investigação onde se incluem os trabalhos de Martins [8] e de Simões [9].

Tal como foi referido em 3.3 Trabalhos da presente linha de investigação, sabe-se que Martins [8] executou pregagens nas mesmas condições que as executadas no presente trabalho experimental, no centro de um murete simples – M215 – numa superfície de contacto com a cantoneira de gesso, Figura 3.7. Simões [9], executou dois níveis de pregagens, igualmente nas mesmas condições que as referidas neste trabalho, em dois muretes diferentes: o M209 – murete simples em que o nível superior de pregagens foi executado numa superfície de contacto com a cantoneira de gesso e o nível inferior numa superfície de contacto com a cantoneira de argamassa de cimento – e o M213 – murete reforçado com uma lâmina de microbetão de 5 cm de espessura, em toda a área da sua face de apoio do pavimento incluindo a base do murete, armada em 1,05 m de altura a partir da base, Figura 3.9.

Todas as ligações pavimento/parede analisadas nesta linha de investigação, foram submetidas a cargas verticais e os resultados das suas capacidades de carga, os respetivos deslocamentos verticais no plano paralelo ao do murete e as respetivas rotações no plano perpendicular ao do murete, podem ser observadas no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Resultados da linha de investigação

Murete	Nível de pregagem	Força máxima [kN]	Deslocamentos verticais [mm]	Rotação da cantoneira [rad]
M215 [8]	Central	15,8	19,8	0,16
M209 [9]	Superior	13,6	11,3	0,06
	Inferior	15,1	3,2	0,02
M213 [9]	Superior	33,8	9,4	0,07
	Inferior	45,3	4,4	0,04
M214	Superior	87,3	22,9	0,18
	Intermédio	60,0	18,2	0,19
	Inferior	58,7	10,9	0,11

Com a análise do Quadro 5.8 pode retirar-se diferentes conclusões acerca da capacidade de carga e deslocamentos das ligações estudadas, mesmo sabendo que a heterogeneidade dos muretes tem uma forte influência em todos os resultados e comportamentos obtidos nos trabalhos experimentais.

Relativamente aos muretes simples de Martins [8], M215, e de Simões [9], M209, estudaram-se três ligações pavimento/parede em condições muito semelhantes e, com a observação dos resultados obtidos, a capacidade de carga foi aproximadamente na ordem de grandeza dos 15kN, Figura 5.15. No que respeita aos deslocamentos e respetivas rotações da cantoneira correspondentes à força

máxima, estes são significativamente maiores nas superfícies de contacto com a cantoneira de gesso (nível central do murete M215 e nível superior do murete M209) do que na superfície de contacto com a cantoneira de argamassa de cimento (nível inferior do murete M209).

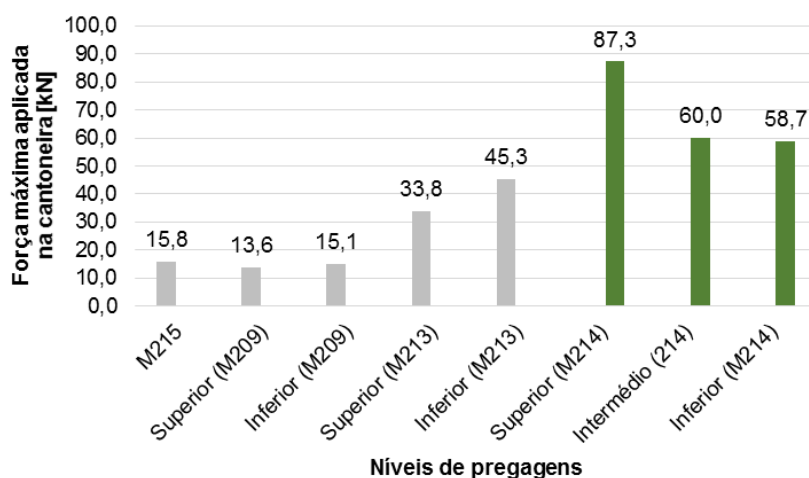


Figura 5.15 – Força registada na ligação pavimento/parede em muretes diferentes

Relativamente ao murete reforçado na face de apoio do pavimento tem-se o murete M213 de Simões [9], cuja face de reforço é armada em 1,05 m de altura a partir da base de apoio do murete. Neste caso, a capacidade de carga das pregagens tem uma média 39,6 kN que é cerca de 2,6 vezes superior à das ligações ensaiadas nos muretes simples, Figura 5.15. Era um facto esperado, tendo em conta que o microbetão presente na superfície de rotura ofereceria mais resistência à deformação dos ferrolhos do que a alvenaria simples ou as próprias superfícies de contacto com a cantoneira utilizadas.

Por fim, analisa-se o murete M214 que é reforçado e armado em toda a sua face de apoio do pavimento a partir da base do apoio do murete. Neste caso, as ligações executadas neste murete tiveram uma capacidade de carga superior às do murete de Simões [9], M213, que tinha um reforço muito semelhante ao realizado neste trabalho, Figura 5.15. No entanto, a resistência à compressão do microbetão aplicado no murete M214 (36,3 MPa) foi maior que no murete M213 (21,5 MPa) justificando-se, desta forma, o facto da capacidade de carga das pregagens do murete deste trabalho ter sido superior às do murete M213. Relativamente aos deslocamentos e respetivas rotações, estas foram superiores no murete M214 em comparação ao murete M213, contudo, as cargas máximas atingidas também foram superiores no murete M214.

Os modos de rotura ocorridos nos trabalhos de Martins [8] e Simões [9] consistiram exclusivamente no mecanismo de ferrolho onde, com os seus valores experimentais, foram determinadas as cargas respeitantes ao mecanismo de ferrolho com recurso à expressão (2.1). No Quadro 5.9 apresentam-se os resultados da presente linha de investigação. Observe-se desde já, que os resultados do mecanismo de ferrolho apresentados em 3.3 Trabalhos da presente linha de investigação, são diferentes dos apresentados no Quadro 5.9, uma vez que foram determinados com utilização da expressão de cálculo do *Model Code* 1990 (1993). Note-se também, que as forças consideradas na ligação por pregagens nos trabalhos [8] e [9], não incluem a força de corte nem as reações no vértice

da cantoneira em contacto com o murete, Figura 3.8. Facto que, à partida, limita as comparações dos resultados do mecanismo de ferrolho estudado no presente trabalho com o estudado nos trabalhos concluídos da presente linha de investigação, uma vez que as forças de tração estão sobrevalorizadas.

Quadro 5.9 – Resultados do mecanismo de ferrolho da presente linha de investigação

Muretes	Nível de pregagem	$F_{v,ferrolho}$ ($\delta=1,2\text{mm}$) [kN]	V_F ($\delta=1,2\text{mm}$) [kN]	$V_F/F_{v,ferrolho}$
M215 [8]	Central	2,14	1,32	0,62
M209 [9]	Superior	1,90	1,39	0,73
	Inferior	3,92	1,35	0,35
M213 [9]	Superior	7,79	8,18	1,05
	Inferior	12,22	6,15	0,50
M214	Superior	2,55	15,52	6,09
	Intermédio	6,83	15,26	2,23
	Inferior	2,82	15,51	5,50

Apesar da heterogeneidade dos muretes, a capacidade de carga das ligações ensaiadas foram consistentes com os reforços que iam sendo aplicados, ou seja, quanto mais resistente fosse a superfície de rotura, maior seria a capacidade de carga das pregagens. Perante o Quadro 5.9, denotam-se valores tanto de sobredimensionamento como de subdimensionamento e de uma dispersão significativa entre eles. Como já foi referido anteriormente, tal facto deve-se, possivelmente, ao objetivo para o qual a expressão de cálculo (2.1) foi desenvolvida, isto é, para contacto entre peças de betão armado e para pequenos deslocamentos.

Apesar do caso deste trabalho experimental não consistir com o fundamento da criação da fórmula do mecanismo de ferrolho, o modo de rotura que ocorre neste trabalho pode ser explicado fisicamente pela equação (2.1). No entanto, esta expressão de cálculo não permite obter resultados numéricos aproximados ao que se alcança experimentalmente e não mantém uma constância na ordem de grandeza do erro, o que não viabiliza a sua utilização por meio de um coeficiente de segurança. Atente-se também que esta equação apenas permite determinar a capacidade de carga das pregagens para deslocamentos dos ferrolhos num intervalo de 0,10 a 0,20 vezes o valor do diâmetro dos varões de aço, ou seja, nos casos de estudo da presente linha de investigação, os deslocamentos correspondem a um intervalo de 1,2 mm a 2,4 mm. Contudo, note-se através do Quadro 5.8 que os deslocamentos que resultam da carga última chegam a atingir valores de 10 a 20 vezes superiores ao que é permitido pela fórmula. Repare-se também, a partir da Figura 5.2, que os deslocamentos admitidos pela expressão de cálculo em utilização correspondem ao início do ensaio experimental e que, no caso do murete M214, houve uma interrupção do ensaio, em dois níveis de pregagens, sem necessariamente ter comprometido a capacidade de carga da ligação.

Com a análise da expressão de cálculo (2.1) em diversos casos, conclui-se que esta não deve ser utilizada para dimensionamento no caso de estudo.

5.5.2 Ensaio de compressão do murete

Como explicado anteriormente, os muretes utilizados na presente linha de investigação foram construídos numa segunda série em que se utilizaram os mesmos materiais, proporções e técnicas construtivas que a primeira série de muretes. Deste modo, os resultados obtidos no murete M214 são comparados com os muretes utilizados no âmbito desta linha de investigação e com alguns dos muretes construídos numa primeira série ensaiados no trabalho de Pinho [10]. Nota-se que as tensões apresentadas dos muretes reforçados são sempre relativas a tensões de referência, ou seja, são respeitantes a áreas de alvenaria simples para que todos os valores possam ser comparáveis entre si.

Primeiramente, apresentam-se os resultados da presente linha de investigação incluindo o murete M211 que faz parte do trabalho de Martins [8], sendo este um murete simples. Assim, a Figura 5.16 retrata todos os resultados obtidos desde o início desta investigação.

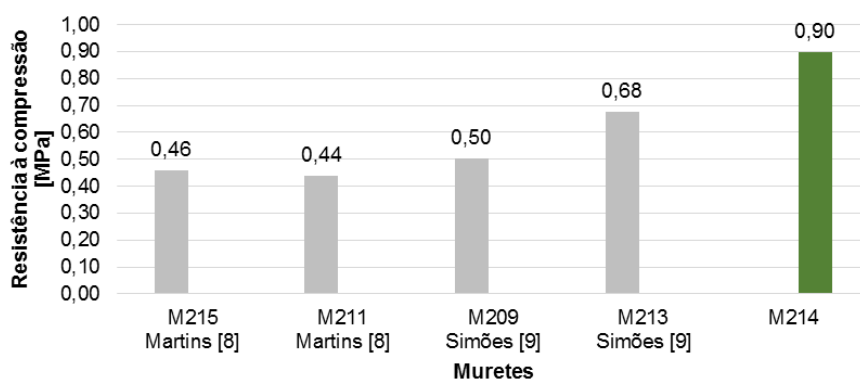


Figura 5.16 – Resultados da presente linha de investigação no ensaio de compressão dos muretes

Com a análise da Figura 5.16 constata-se e verifica-se que os muretes simples M215, M211 e M209 caracterizam-se na resistência à compressão com a mesma ordem de grandeza. O murete M214 (murete reforçado) tem uma resistência à compressão de 0,90 MPa, naturalmente, superior à resistência dos muretes simples, sendo esta duas vezes superior à média da resistência dos muretes M215 e M211 de Martins [8] correspondente a 0,45MPa e de 1,8 vezes superior à resistência do murete M209 de Simões [9] que se caracteriza com 0,50 MPa.

Comparativamente ao murete M213, que também é reforçado numa das suas faces com uma lâmina de microbetão armado, o murete M214 apresenta uma resistência à compressão superior em 32%, Figura 5.16. Esta disparidade deve-se, possivelmente, ao facto do murete M214 ter a sua lâmina de microbetão armada em toda a sua área incluindo a base do murete, sendo diferente do murete M213 cuja sua lâmina de reforço tinha sido armada em 1,05 m de altura a partir da base de apoio. Além disso, a resistência do microbetão utilizado na lâmina de reforço do murete M214 tinha uma resistência à compressão de 36,3 MPa, superior à resistência à compressão do microbetão aplicado

no reforço do murete M213, que se caracterizava com uma resistência à compressão de 21,5 MPa. Contudo, nenhuma das soluções de reforço é conclusiva quanto à sua eficácia, tendo em conta que para cada solução houve apenas um modelo experimental.

De seguida, compara-se a resistência à compressão do murete M214 com os muretes simples (Figura 3.6a) da primeira série construtiva de muretes, Figura 5.17.

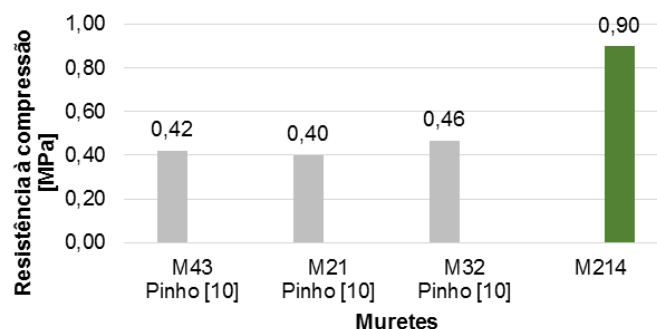


Figura 5.17 – Comparação de resultados entre o murete M214 e os muretes simples de Pinho [10]

Novamente, perante a Figura 5.17 verifica-se a ordem de grandeza da resistência dos muretes simples à compressão, com uma média de 0,43 MPa. O murete M214 é, naturalmente, mais resistente.

Numa das soluções de reforço de Pinho [10] analisa-se os resultados obtidos nos muretes M53, M51, M30 e M42 (Figura 3.6b) na Figura 5.18.

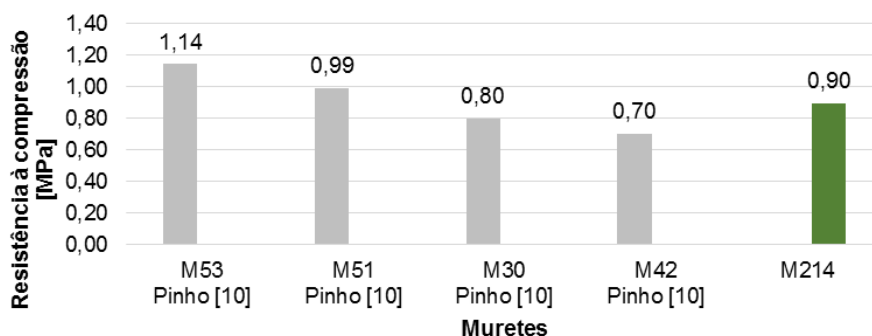


Figura 5.18 – Comparação de resultados entre o murete M214 e os muretes reforçados de Pinho [10]

A média da resistência à compressão dos quatro muretes reforçados M53, M51, M30 e M42 corresponde a 0,91 MPa, sendo a resistência à compressão do murete M214 de 0,90 MPa, este aproxima-se significativamente dos resultados obtidos pelos muretes da primeira série. No entanto, apesar dos resultados terem sido semelhantes, nada se conclui acerca da eficácia da solução de reforço aplicada no murete M214 em relação aos muretes M53, M51, M30 e M42 pois o murete do presente trabalho tem apenas um resultado experimental.

5.5.3 Profundidade de carbonatação

No contexto do trabalho de Pinho [10], foram registadas a profundidade de carbonatação das alvenarias dos muretes ensaiados ao longo do tempo, analisando a sua evolução. A Figura 5.19 representa a evolução da profundidade da carbonatação das alvenarias dos muretes da primeira série, considerados de referência e sinalizados a vermelho, e a evolução da profundidade de carbonatação dos muretes da segunda série, sinalizados a verde.

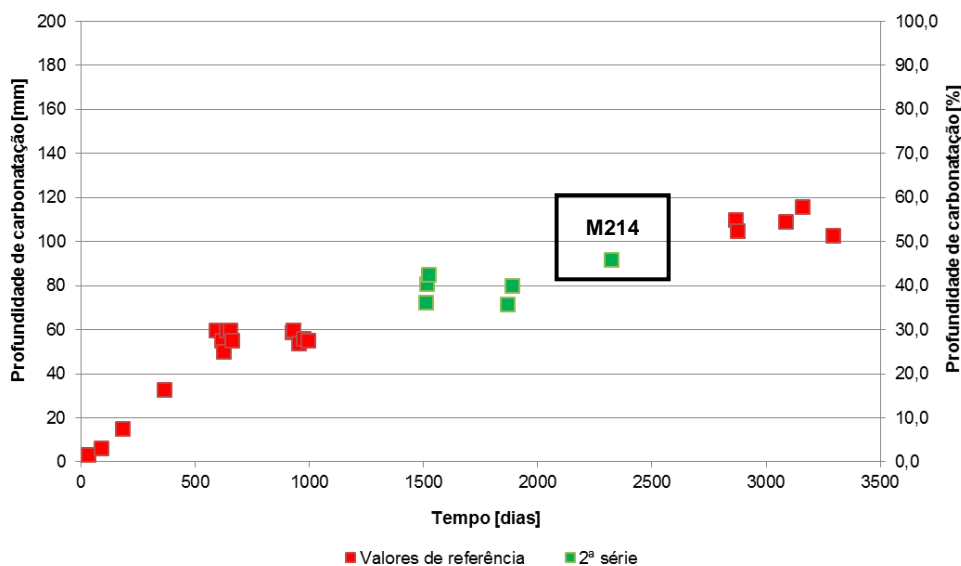


Figura 5.19 – Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, adaptado de [10]

Com a análise da Figura 5.19 observa-se que a profundidade de carbonatação da alvenaria dos muretes da segunda série está na mesma linha evolutiva que os muretes da primeira série. Esta constância da evolução da profundidade de carbonatação das alvenarias em função do tempo era expectável, uma vez que os materiais, as suas proporções e as técnicas construtivas utilizadas foram as mesmas nas duas séries construtivas de muretes.

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Considerações iniciais

Neste capítulo sintetiza-se de forma global o trabalho desenvolvido na presente dissertação e elaboram-se diversas conclusões baseadas na análise e discussão dos resultados experimentais e analíticos.

6.2 Conclusões

Em termos de pesquisa bibliográfica, os trabalhos encontrados sobre ligações pavimento/parede de alvenaria eram, maioritariamente, ensaiadas a cargas horizontais por representarem a ação sísmica. Pelo mesmo motivo, existem estudos acerca do aumento da rigidez do pavimento, para promover o comportamento diafragma. O comportamento de diafragma facilita o estudo numérico do comportamento global de edifícios antigos. Este estudo tem relevância quando se pretende avaliar a influência de parâmetros geométricos e mecânicos na eficácia da ligação pavimento/parede ou dos reforços aplicados individualmente nestes elementos estruturais.

O presente trabalho consistiu no estudo da ligação por pregagens pavimento/parede de alvenaria a cargas verticais num modelo experimental (murete). Foram ensaiados três níveis de pregagens onde se observou uma dispersão de resultados entre a média dos níveis intermédio e inferior e o nível superior. Também se observaram comportamentos diferentes na rotura em cada nível de pregagem. Factos estes que podem ser justificados com a heterogeneidade da alvenaria do murete, uma vez que é diferente se os ferrolhos estão embutidos em pedras ou em argamassa, e se as pedras onde estão embutidos são de grandes ou pequenas dimensões, ou se estas estão próximas ou afastadas da superfície de rotura. São diversas as variáveis que podem influenciar o comportamento e a capacidade de carga dos ferrolhos em cada nível de pregagem. Pode também concluir-se que a lâmina de microbetão homogênea o comportamento dos ferrolhos em cada nível de pregagem tendo em conta que não se denotaram excentricidades entre eles. O modo de rotura que se observou e foi constante nos três níveis de pregagem, consistiu no mecanismo de ferrolho, em que se constatou a deformação dos ferrolhos e o conseqüente esmagamento da lâmina de microbetão. Analiticamente, verificou-se que a fórmula desenvolvida para determinar a carga que provoca este modo de rotura não se aplica ao mecanismo de ferrolho que ocorre entre a lâmina de microbetão e a cantoneira. Tal circunstância seria esperada, uma vez que a expressão de cálculo utilizada explica fisicamente o fenómeno, contudo, foi desenvolvida para contacto entre peças de betão armado e para

pequenos deslocamentos. A plastificação dos varões de aço foi verificada analiticamente pela expressão de von Mises que considera as tensões principais e tangenciais aplicadas. No nível superior observou-se, em simultâneo com o mecanismo de ferrolho, a rotura na interface *grout*/varão. No entanto, esta rotura não foi verificada analiticamente tendo em conta que a força de tração imposta aos varões foi inferior à força resistente de aderência. Este mecanismo ocorreu, possivelmente, devido à dificuldade que existiu na aplicação do *grout* nos furos e, por este motivo, o embebimento dos varões não ter sido total.

Na rotura do murete à compressão, constatou-se que a rotação do lintel ocorreu devido à carga aplicada no centro geométrico do murete ter uma excentricidade em relação ao seu centro de gravidade. O centro de gravidade está mais próximo da lâmina de reforço devido a esta ser mais rígida que a alvenaria e, portanto, não coincidir com o centro geométrico do murete.

Relativamente à comparação dos resultados deste trabalho com os resultados dos trabalhos concluídos da presente linha de investigação [8, 9], conclui-se que quanto mais resistente for a superfície de rotura, maior capacidade de carga tem a ligação por pregagens entre o pavimento e a parede de alvenaria. Os modos de rotura foram uma constante na linha de investigação e consistiram no mecanismo de ferrolho. Contudo, denotou-se uma dispersão significativa de resultados entre os valores numéricos e os experimentais. Facto que dificulta a utilização da expressão de cálculo presente no *Model Code* (2010) [21], para dimensionamento no caso de estudo.

Dos resultados do ensaio de compressão dos muretes verifica-se que, naturalmente, os muretes reforçados têm maior resistência à compressão que os muretes simples. Dos trabalhos de Pinho [10], de Martins [8] e de Simões [9] confirma-se a ordem de grandeza da resistência à compressão dos muretes simples nos valores de 0,43 MPa, 0,45 MPa e 0,50 MPa, respetivamente. Nos muretes reforçados compararam-se várias soluções: (i) aplicação de uma lâmina de microbetão com 21,5 MPa de resistência à compressão numa das faces, armada com rede metálica em 1,05 m de altura, incluindo a sua base (M213) [9]; (ii) aplicação de uma lâmina de microbetão armada com 36,3 MPa de resistência à compressão e armada com rede metálica em toda a face, incluindo a sua base (M214); (iii) aplicação de uma lâmina de microbetão, com 42,5 MPa de resistência à compressão, armada e confinada numa das faces a partir de 10 cm da base do murete (M53, M51, M30 e M42) [10]. A solução (ii) obteve um resultado superior ao da solução (i) devido à resistência do microbetão utilizado ter sido maior na solução (ii) do que na (i) e, também, pelo facto de na solução (ii) a lâmina ser armada em toda a face do murete e na solução (i) ser armada em 1,05 m de altura. Nada se conclui acerca da eficácia das soluções (i) e (ii), uma vez que só existe um resultado por solução. No que concerne à solução (iii), a média de quatro resultados corresponde a 0,91 MPa, sendo o valor da solução (ii) (0,90 MPa) um resultado na mesma ordem de grandeza. Pelo facto da solução (ii) ter apenas um resultado, não se compara a sua eficácia com a da solução (iii).

Tendo em conta que os muretes da segunda série foram construídos com os mesmos materiais, proporções e processos construtivos que os da primeira série, averiguou-se que os resultados da profundidade da carbonatação da alvenaria em função do tempo, seguem a mesma linha evolutiva que os muretes da primeira série.

6.3 Desenvolvimentos futuros

Nesta linha de investigação, propõe-se a continuação da realização dos ensaios experimentais criando uma base de dados com resultados para cada tipo de reforço aplicado nas alvenarias.

No trabalho experimental, para garantir o embebimento dos varões de aço roscados nas pregagens, propõe-se o aumento do diâmetro dos furos. Tendo em conta que, durante os ensaios experimentais, se observou a deformação elástica da cantoneira sugere-se que, futuramente, se utilize uma cantoneira mais rígida, para que os deslocamentos medidos sejam efetivamente os correspondentes à deformação da ligação. Sugere-se a continuação do estudo dos modos de rotura associados às pregagens analiticamente e desenvolver-se uma expressão de cálculo que represente fisicamente o fenómeno que ocorre.

No que diz respeito à carga axial aplicada no murete, durante o ensaio da ligação ou mesmo no ensaio de compressão, propõe-se uma análise numérica deste caso de estudo, para avaliar as cargas transferidas para o murete e para a lâmina de reforço. Com a realização da análise numérica, pode estudar-se a influência das características geométricas e mecânicas na eficácia das soluções em estudo.

Propõem-se também a continuação do estudo da compressão axial dos muretes reforçados, para que as soluções possam ser validadas. Em consequência, medir-se a profundidade de carbonatação da alvenaria e contribuir com novos valores no gráfico “profundidade de carbonatação – tempo” desenvolvido para a primeira série construtiva de muretes.

Referências bibliográficas

- [1] United Nations Economic Commission for Europe, Ed., *Annual Bulletin of Housing and Building Statistics for Europe and North America*. Switzerland.
- [2] Balaras, C. A., Drousa, K., Dascalaki, E., and Kontoyiannidis, S., *Deterioration of European apartment buildings*, *Energy Build.*, vol. 37, no. 5, pp. 515–527, 2005.
- [3] Instituto Nacional de Estatística, Ed., *Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal*. Lisboa, 2013.
- [4] Bento, R., *Reabilitação Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria*, in *Seminário de Paredes de Alvenaria. Reabilitação e Inovação*, 2015, pp. 83–103.
- [5] Baião, M., Lúcio, V., Pinho, F., and Coelho, A., *Aspetos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria*, in *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria*, 2012, pp. 47–62.
- [6] Rosa, C., *Caracterização de alvenarias de pedra antigas*, Dissertação de mestrado. FCT-UNL, 2013.
- [7] Vilhena, A., *Reabilitação habitacional e o setor da construção civil*, in *O Parque Habitacional e a sua Reabilitação*, 2013.
- [8] Martins, S., *Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos*, Dissertação de mestrado. FCT-UNL, 2014.
- [9] Simões, L., *Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto.*, Dissertação de mestrado. FCT-UNL, 2015.
- [10] Pinho, F., *Paredes de Alvenaria Ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados.*, Tese de doutoramento. FCT-UNL, 2007.
- [11] Appleton, J., *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*. 2003.
- [12] Pinho, F., *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. LNEC, Lisboa, 2000.
- [13] Mascarenhas, J., *Sistemas de Construção III*, 3ª Edição. 2004.
- [14] Córias, V., *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos*. Lisboa, 2007.
- [15] Leitão, L., *Arma de Engenharia. Curso Elementar de Construcções*. Lisboa, 1896.

- [16] Segurado, J., *Trabalhos de Carpintaria Civil*. Lisboa. Biblioteca de Instrução Profissional, 1942.
- [17] CEN/TC 346, “EN 15898:2011 - Conservation of cultural property - Main general terms and definitions.” 2011.
- [18] Biscaia, H. C., Chastre, C., Cruz, D., and Franco, N., *Flexural Strengthening of Old Timber Floors with Laminated Carbon Fiber – Reinforced Polymers*. Journal of Composites for Construction: 04016073. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000731](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000731)
- [19] Arriaga, F., Peraza, F., Esteban, M., Bobadilla, I., and Garcia, F., *Intervencion en Estructuras de Madera*. Madrid, 2002.
- [20] Ferreira, N., *Técnicas de ligação pavimento/paredes em reabilitação de edifícios antigos*, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2009.
- [21] Randl, N., *Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010*, Struct. Concr., vol. 14, no. 3, pp. 230–241, 2013.
- [22] Miltenberger, M. P. E. ., *Capacity design of grouted anchors*, 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Washington DC, USA, 2001.
- [23] CEN, EC2-4: *Design of concrete structures - Design of fastenings for use in concrete*. 2013.
- [24] CEN, EC2-1: *Projecto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010.
- [25] Moreira, S., Ramos, L., Oliveira, D., Mateus, L., Lourenço, P. B., and Córias, V., *Caracterização experimental do reforço de ligações parede-piso*, 5ª Jornadas Port. Eng. Estruturas, 2014.
- [26] Moreira, S., Ramos, L. F., Oliveira, D. V., and Lourenço, P. B., *Experimental behavior of masonry wall-to-timber elements connections strengthened with injection anchors*, Eng. Struct., vol. 81, pp. 98–109, 2014.
- [27] Araújo, A. S., Oliveira, D. V., and Lourenço, P. B., *Numerical study on the performance of improved masonry-to-timber connections in traditional masonry buildings*, Eng. Struct., vol. 80, pp. 501–513, 2014.
- [28] Gattesco, N. and Macorini, L., *In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings*, Constr. Build. Mater., vol. 58, pp. 64–76, 2014.
- [29] CEN, NP EN 933-1: *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados - Análise granulométrica. Métodos de peneiração*. IPQ, 2000.
- [30] CEN, EN 1015-11: *Methods os test for mortar for mansory - Determination of flexural and compressive stregth of hardened mortar*. 1999.
- [31] CEN, EN 14146: *Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação do módulo de elasticidade dinâmico (através da medição da frequência de ressonância fundamental)*. IPQ, 2006.

- [32] CEN, NP EN 1097-3: *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Determinação da baridade e do volume de vazios*. IPQ, 2002.
- [33] “ISO 15630:1 - Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods.” .
- [34] Coutinho, A., *Fabrico e propriedades do betão - Volume 1*, 3ª Edição. Lisboa, 1997.

Anexos

Anexo I

Neste anexo estão apresentados os resultados individuais dos ensaios realizados na caracterização dos materiais.

Quadro A.1 – Análise granulométrica da areia de rio

Nº do peneiro	Dimensões [mm]	Massa retida			Massa que passou acumulada [%]
		[g]	[%]	acumulada [%]	
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,360	18,39	1,51	1,51	98,49
16	1,180	450,36	37,09	38,60	61,40
30	0,600	333,81	27,49	66,09	33,91
50	0,300	330,68	27,23	93,32	6,68
100	0,149	66,31	5,46	98,78	1,22
200	0,075	10,93	0,90	99,69	0,32
Refugo	-	3,83	0,32	100,00	0,00
Total	-	1214,31	100,00	298,32	201,68

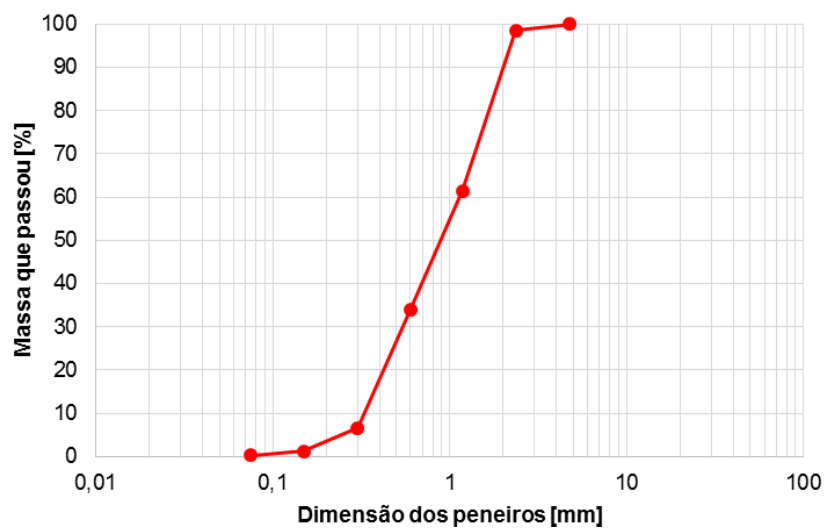


Figura A.1 – Curva granulométrica da areia de rio

Quadro A.2 – Análise granulométrica da brita fina

Nº do peneiro	Dimensões [mm]	Massa retida			Massa que passou acumulada [%]
		[g]	[%]	acumulada [%]	
3/8"	9,51	0,00	0,00	0,00	100,00
4	4,750	499,85	26,64	26,64	73,36
8	2,360	1196,61	63,79	90,43	9,57
16	1,180	163,52	8,72	99,15	0,86
30	0,600	12,73	0,68	99,82	0,18
50	0,300	1,68	0,09	99,91	0,09
100	0,149	0,93	0,05	99,96	0,04
200	0,075	0,08	0,00	99,97	0,03
Refugo	0,001	0,62	0,03	100,00	0,00
Total	-	1876,02	100,00	489,27	184,12

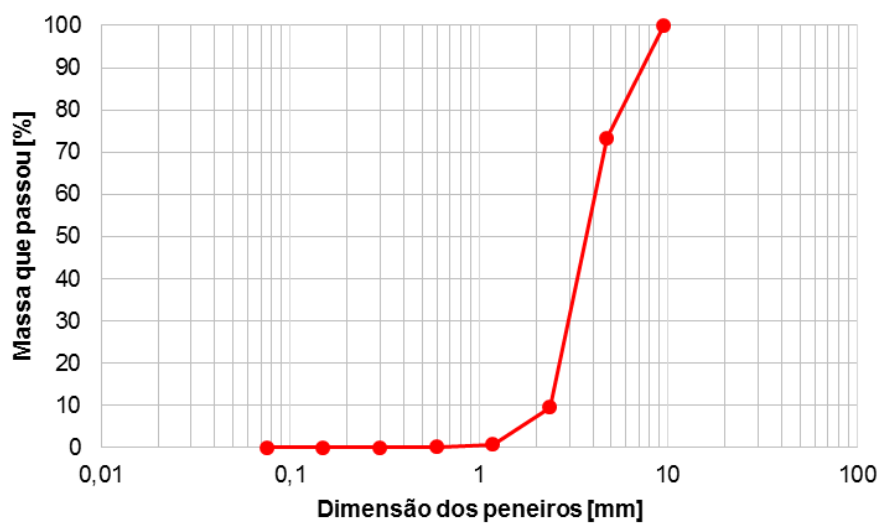


Figura A.2 – Curva granulométrica da brita fina

Quadro A.3 – Análise granulométrica da areia de areeiro

Nº do peneiro	Dimensões [mm]	Massa retida			Massa que passou acumulada [%]
		[g]	[%]	acumulada [%]	
8	2,36	0	0,00	0,00	100,00
16	1,18	2,49	0,24	0,24	99,76
30	0,6	98,12	9,47	9,71	90,29
50	0,3	596,97	57,64	67,36	32,64
100	0,149	325,55	31,44	98,79	1,21
200	0,075	11,91	1,15	99,94	0,06
Refugo	-	0,58	0,06	100,00	0,00
Total	-	1035,62	100,00	176,11	323,95

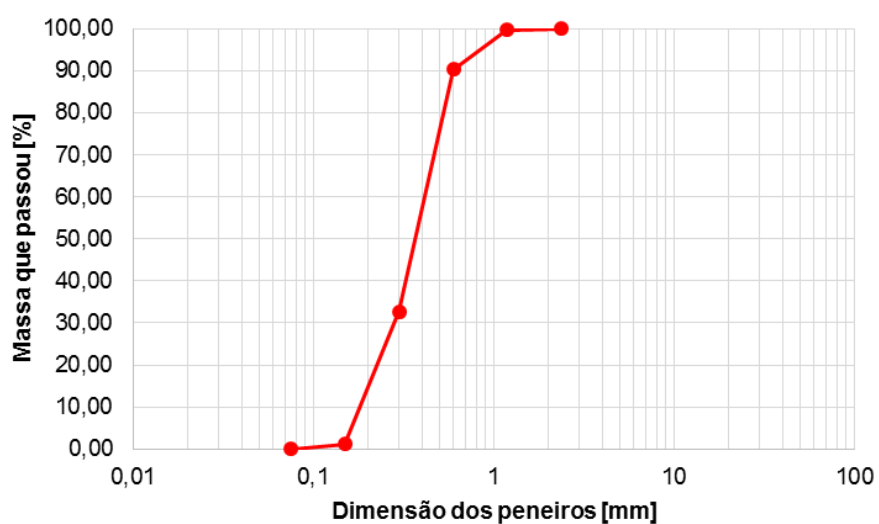


Figura A.3 – Curva granulométrica da areia de areeiro

Quadro A.4 – Resistência à compressão da 1ª camada de microbetão

Cubos	Idade [dias]	Área [m ²]	Massa [kg]	Força de compressão [kN]	Resistência à compressão [MPa]
1	28	0,0225	7,4	584,0	26,0
2			7,5	580,0	25,8
3			7,4	661,0	29,4
Média	-	-	7,4	608,3	27,0
DP	-	-	0,0	37,3	1,7

Quadro A.5 – Resistência à compressão da 2ª camada de microbetão

Cubos	Idade [dias]	Área [m ²]	Massa [kg]	Força de compressão [kN]	Resistência à compressão [MPa]
1	28	0,0225	7,6	855,0	38,0
2			7,5	784,0	34,8
3			7,6	809,0	36,0
Média	-	-	7,6	816,0	36,3
DP	-	-	0,0	29,4	1,3

Quadro A.6 – Módulo de elasticidade dinâmico da argamassa de apoio do lintel

Prismas	1	2	3	4	5	6
Idade [dias]	28					
Massa [g]	472,4	454,9	474,0	441,9	467,3	446,4
E [MPa]	15498,0	13788,0	16872,0	12176,0	16170,0	12094,0
	15608,0	13701,0	17052,0	12224,0	16316,0	12423,0
	15543,0	13703,0	16928,0	12407,0	16552,0	12329,0
	15487,0	13669,0	16943,0	12300,0	16237,0	12194,0
Média [MPa]	15534,0	13715,3	16948,8	12276,8	16318,8	12260,0
DP	47,6	44,1	65,2	87,2	144,2	125,7

Quadro A.7 – Resistência à flexão da argamassa de apoio do lintel

Prismas	Idade [dias]	Flexão	
		Carga de rotura [N]	Tensão de rotura [MPa]
1	28	886,2	2,1
2		713,5	1,7
3		985,2	2,3
4		515,0	1,2
5		997,5	2,3
6		554,3	1,3
Média	-	775,3	1,8
DP	-	194,1	0,5

Quadro A.8 – Resistência à compressão da argamassa de apoio do lintel

Prismas	Idade [dias]	Área [m ²]	Compressão		
			Carga na rotura [N]	Média [N]	Tensão de rotura [MPa]
1	28	0,0016	8303,2	10498,2	6,6
			12693,3		
2			15255,5	13453,8	8,4
			11652,0		
3			18460,0	16565,2	10,4
			14670,4		
4			12974,8	10558,0	6,6
			8141,3		
5			12726,1	15328,4	9,6
			17930,7		
6			8438,6	10100,4	6,3
			11762,2		
Média	-	-	12750,7	12750,7	8,0
DP	-	-	3307,2	2536,2	1,6

Quadro A.9 – Módulo de elasticidade dinâmico do *grout*

Prismas	1	2
Idade [dias]	28	
Massa [g]	494,7	466,9
E [MPa]	16221,0	14427,0
	15283,0	17581,0
	16105,0	14431,0
	16186,0	14424,0
Média	15948,8	15215,8
DP	386,7	1365,6

Quadro A.10 – Resistência à flexão do *grout*

Prismas	Idade [dias]	Flexão	
		Carga de rotura [N]	Tensão de rotura [MPa]
1	28	1869,6	4,4
2		1639,2	3,8
Média	-	1754,4	4,1
DP	-	115,2	0,3

Quadro A.11 – Resistência à compressão do *grout*

Prismas	Área [m ²]	Compressão		
		Carga na rotura [N]	Média	Tensão de rotura [MPa]
1	0,0016	29230,8	28989,4	18,1
		28748,0		
2		28187,0	29497,4	18,4
		30807,8		
Média	-	29243,4	29243,4	18,3
DP	-	975,8	254,0	0,2

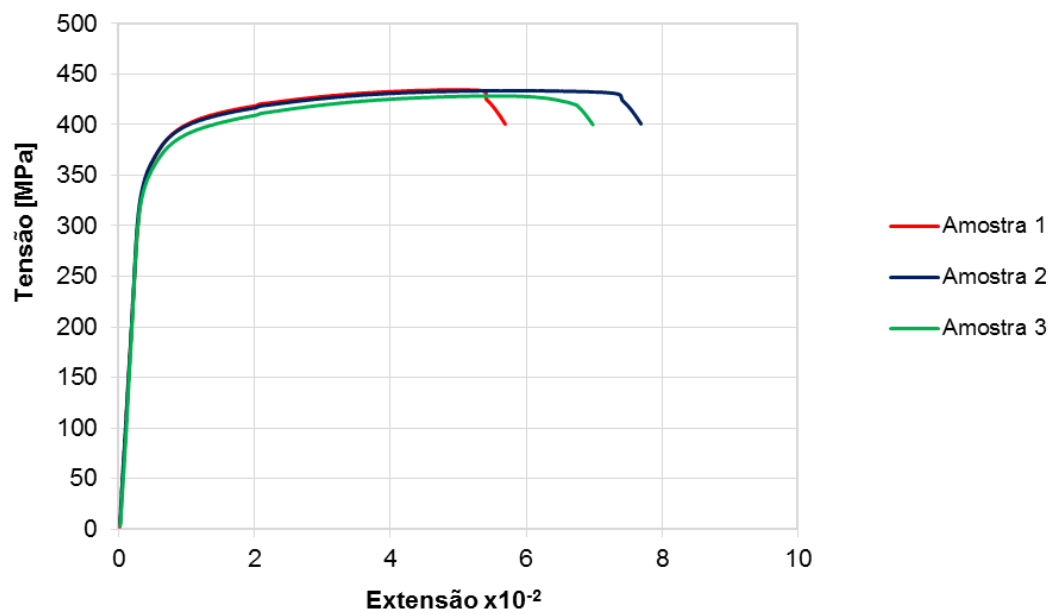


Figura A.4 – Diagrama tensão - extensão dos varões de aço rosçados

Neste anexo apresentam-se os boletins de ensaio do aço realizados no LNEC.



LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

LNEC-EM Ensaios e Metrologia

UPM - Unidade de Produtos Metálicos

Boletim n.º 320/2016-UPM

Pág. 1/2

Processo n.º 0302/1301/12730

Pedido n.º 15224

Visto:

BOLETIM DE ENSAIO

FCT - UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Quinta da Torre

2829-516 Caparica

ENSAIO DE TRAÇÃO

Referência do Cliente: FCT - UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
 Identificação da(s) amostra(s): -
 Tipo / Origem da amostra: Varões de Aço Roscado - 4 provetes
 Data da receção da(s) amostra(s): 2016-07-04
 Data do ensaio: 2016-07-04

1. AMOSTRAS

Identificação dos provetes	Classe	Vazamento	Diâmetro nominal (mm)	Área nominal (mm ²)
1	A500 NR SD	-	12	113
2	A500 NR SD	-	12	113
3	A500 NR SD	-	12	113
4	A500 NR SD	-	12	113

LNEC DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS Núcleo de Comportamento de Estruturas
 Av. do Brasil 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL • tel. (+351) 21 844 30 00 • fax: (+351) 21 844 30 20 • lnece@lnece.pt www.lnece.pt

Não é permitida a divulgação parcial dos resultados constantes deste Boletim na qual se faça referência ao LNEC, a não ser que seja obtida expressa autorização. Salvo indicação em contrário, os elementos identificadores das amostras ensaiadas são simples transcrição de informações recebidas ou de anotações apostas enviadas, não sendo por isso da responsabilidade do LNEC. Os resultados só são válidos para os itens ensaiados.

LNEC-2040





LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

LNEC-EM Ensaios e Metrologia

UPM - Unidade de Produtos Metálicos

Boletim n.º 320/2016-UPM

Pág. 2/2

Processo n.º 0302/1301/12730

Pedido n.º 15224

Visto

BOLETIM DE ENSAIO

2. CONDIÇÕES DE ENSAIO E RESULTADOS

Documentos normativos:	EN ISO 15630-1: 2010 - secção 5 ISO 6892-1:2009
Documento complementar:	Especificação LNEC E460: 2010

Identificação dos provetes	d (mm)	S _o (mm ²)	F _{p0,2} (kN)	F _m (kN)	R _{p0,2} (N/mm ²)	R _m (N/mm ²)	L' _o (mm)	L' _u -L' _o (mm)	A _g (%)	A _{gt} (%)
1	10,7	89,2	-	48,8 b)	-	432 b)	100	-100,00	-100,0	-99,8 b)
2	10,7	89,5	41,6	49,1 b)	368	435 b)	100	-100,00	-100,0	-99,8 b)
3	10,7	89,2	41,8	49,0	370	434	100	-100,00	-100,0	-99,8
4	10,7	89,3	40,9	48,4	362	429	100	-100,00	-100,0	-99,8

SIMBOLOGIA:

- d - Diâmetro efectivo
- S_o - Área efectiva da secção inicial da zona útil
- F_{p0,2} - Força limite convencional de proporcionalidade a 0,2%
- F_m - Força máxima
- R_{p0,2} - Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, calculada em função da área nominal
- R_m - Tensão de rotura à tracção, calculada em função da área nominal
- L'_o - Comprimento inicial entre referências para determinação do A_g e do A_{gt}
- L'_u - Comprimento final entre referências para determinação do A_g e do A_{gt}
- A_g - Extensão permanente na força máxima
- A_{gt} - Extensão total na força máxima, determinada através do cálculo do A_g e considerando E = 200 kN/mm²

Nota: Identificação dos provetes atribuída pelo Laboratório

b) - Rotura obtida a uma distância da amarração inferior a 2,5d

Os resultados só são válidos para os itens ensaiados.

Lisboa, LNEC, 18 de julho de 2016

O TÉCNICO RESPONSÁVEL DA UPM

Paulo Santos

O COORDENADOR DA UPM

José Louro

LNEC DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS Núcleo de Comportamento de Estruturas
Av. do Brasil 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL • tel. (+351) 21 844 30 00 • fax: (+351) 21 844 30 20 • lnecc@lnecc.pt www.lnecc.pt

Não é permitida a divulgação parcial dos resultados constantes deste Boletim na qual se faça referência ao LNEC, a não ser que seja obtida expressa autorização. Salvo indicação em contrário, os elementos identificadores das amostras ensaiadas são simples transcrição de informações recebidas ou de anotações apostas enviadas, não sendo por isso da responsabilidade do LNEC. Os resultados só são válidos para os itens ensaiados.

LNEC-2040



Anexo III

Neste anexo está apresentada uma comunicação realizada no âmbito da presente dissertação de mestrado para o Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas 2016.

Study of the connection between floors and masonry walls, strengthened on the interior face

Gáudia JUSTINIANO¹, Fernando PINHO², Válder LÚCIO³

¹ FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal, c.justiniano@campus.fct.unl.pt

² CERIS, ICIIST, FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal, ffp@fct.unl.pt

³ CERIS, ICIIST, FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal, vlg@fct.unl.pt

Resumo: A reabilitação estrutural de edifícios antigos tem vindo a interessar a diversos investigadores na procura de soluções integradas, que incluam o reforço global da estrutura e o reforço local de elementos indispensáveis à otimização do comportamento tridimensional, global, do edifício reabilitado. As soluções de reabilitação devem permitir uma adequada resistência às ações horizontais (vento e sismos) e verticais (cargas gravíticas), independentemente da solução construtiva em presença. Neste contexto, a ligação pavimento/parede desempenha uma função muito importante na resposta global do edifício às cargas atuantes, contribuindo também para o travamento das paredes exteriores.

A presente comunicação tem por base uma parte da dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil da primeira autora e analisa experimentalmente a ligação entre pavimentos de madeira e paredes de alvenaria de pedra, materializada por uma cantoneira de suporte do pavimento, ligada à parede por pregagens. A face da alvenaria onde apoia o pavimento é, neste caso, reforçada com uma lâmina de microbetão armado. Neste trabalho avalia-se também a resistência do murete reforçado e a profundidade de carbonatação da alvenaria.

O trabalho apresentado inclui-se numa linha de investigação em curso no DEC FCT UNL desde setembro de 2013 que, numa primeira fase, está a analisar a resposta da ligação pavimento/parede a cargas verticais, prevendo-se, em seguida, a análise da ligação a cargas horizontais.

No final da comunicação os resultados são discutidos no âmbito da referida linha de investigação.

Palavras-chave: Pavimento de madeira; alvenaria de pedra; ligação; resistência mecânica

Abstract: Structural rehabilitation of ancient buildings has been the interest of many researchers, searching for integrated solutions that include the strengthening of global structure and of local elements, in order to improve the tridimensional behavior of the building. Rehabilitation solutions should provide suitable horizontal (wind and seismic actions) and vertical (gravity forces) load resistance, regardless of the current construction status. In this context, the connection between floors and walls is of great importance on the global behavior of the building's response to loads. This connection contributes to the bracing of the exterior walls.

This paper is based on a master thesis of the first author and studies a connection between floors and stone masonry walls, materialized by a floor bearing steel angle that is connected to the masonry wall through anchors. The masonry wall is strengthened with a layer of steel mesh reinforced micro concrete in its interior face. The compressive strength and the masonry carbonation depth are also assessed.

This experimental work is an ongoing investigation at DEC FCT UNL since September 2013, initially, it consists in analyzing the connection between floors and walls to vertical loads, and at a later stage, the analysis of the connection to horizontal loads.

The work results are discussed at the end of this paper in the context of the referred investigation.

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

26-29 October, 2016, Porto, Portugal

1. Introdução

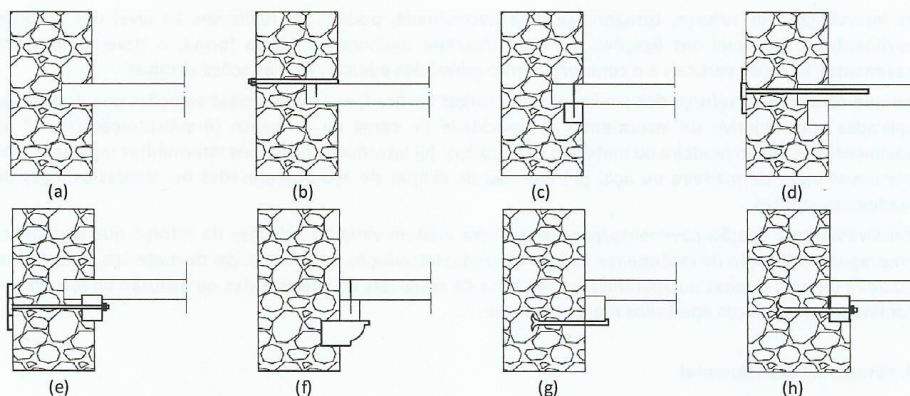
A reabilitação de edifícios é uma atividade cada vez mais relevante e que tem vindo a crescer ao longo dos anos, com o objetivo de preservar e proteger o património existente. Seja para melhorar o comportamento estrutural do edificado ou para manter o seu valor histórico e arquitetónico, pressupõe-se a análise da compatibilidade entre os novos produtos a serem utilizados na intervenção e os materiais empregues na construção original com as respetivas técnicas construtivas. Por este motivo, é essencial que se estude os materiais utilizados e os processos construtivos típicos dos edifícios antigos, para que as soluções de reabilitação melhorem o desempenho local ou global da qualidade do edifício, bem como a resolução de possíveis anomalias construtivas, Baião et al. (2012); Rosa (2013).

2. Ligações pavimento/parede em edifícios antigos

Os pavimentos elevados dos edifícios antigos possuem, na sua maioria, uma estrutura de madeira composta por vigas com espaçamentos variáveis de acordo com as cargas e os vãos previstos. Menos frequentes, são os pavimentos em arco ou abóbada, geralmente, em pedra com revestimentos diversos, Appleton (2003).

As paredes dos edifícios antigos, dependendo da função e da finalidade a que se destinam, classificam-se em paredes resistentes e paredes divisórias. As paredes resistentes são, maioritariamente, paredes exteriores e, devido à sua geometria (caracterizada por espessuras superiores a 0,50 m) e à sua capacidade resistente à compressão, desempenham uma função importante no edifício antigo quando este é sujeito a cargas verticais (ação gravítica) e a cargas horizontais (ação do vento ou ação sísmica). Estas paredes são predominantemente de pedra mas, além deste material, utilizava-se também a taipa, o adobe e o tijolo cerâmico. As paredes divisórias têm como finalidade dividir os espaços delimitados pelas paredes resistentes, contribuindo para o travamento global do edifício por meio da interligação às paredes resistentes, aos pavimentos e às coberturas. Geralmente, as paredes divisórias são em tijolo cerâmico, madeira ou mistas, Pinho (2000).

As vigas de suporte dos pavimentos apoiam nas paredes de duas formas: por encastramento ou através de elementos ancorados ou encastrados na parede. O encastramento destas vigas pode ser simples, procedendo-se apenas ao seu encaixe nas aberturas das paredes realizadas para o efeito, Figura 1a. De outra forma, o encastramento pode estar associado a uma ancoragem na parede, Figura 1b, ou a uma pregagem aos frechais, Figura 1c. Outras soluções adotadas consistem no apoio das vigas de suporte no frechal em que, no caso da Figura 1d, são as próprias vigas ancoradas à parede ou, como na Figura 1e, a ancoragem é realizada no elemento de apoio. Por fim, as vigas de suporte do pavimento podem estar apoiadas ou pregadas ao frechal estando este, por sua vez, apoiado numa peça de madeira ou pedra (cachorro), Figura 1f, ou numa consola metálica, Figura 1g, ou ainda apoiado na alvenaria "dentada" fixando o frechal à parede com recurso a ferrolhos, Figura 1h.

Cinpa
2016XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

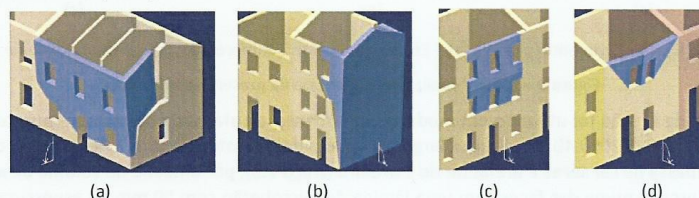
(a) – encastramento simples das vigas, adaptado de Appleton (2003); (b) – encastramento das vigas com ancoragem, adaptado de Appleton (2003); (c) – encastramento das vigas pregadas ao frechal, adaptado de Appleton (2003); (d) – vigas ancoradas à parede, apoiadas no frechal embutido, adaptado de Leitão (1896); (e) – vigas apoiadas no frechal que está ancorado à parede, adaptado de Leitão (1896); (f) – vigas pregadas ao frechal, apoiadas no cachorro encastrado, adaptado de Leitão (1896); (g) – vigas apoiadas no frechal que, por sua vez, está apoiado numa consola de ferro, adaptado de Segurado (1942); (h) – vigas apoiadas no frechal que, por conseguinte, está fixado e apoiado numa alvenaria “dentada”, adaptado de Segurado (1942).

Figura 1 – Representação esquemática de ligações pavimento/parede em edifícios antigos

2.1 Soluções de reforço de ligações pavimento/parede

O reforço local ou global das estruturas dos edifícios antigos é imprescindível à otimização do seu comportamento tridimensional. Desta forma, independentemente das soluções construtivas, é importante adotar soluções de reforço que garantam adequadas resistências às ações verticais e horizontais.

Os pavimentos funcionam como um diafragma que depende da rigidez e da ligação dos pavimentos às paredes. Neste âmbito, quando sujeitos a ações horizontais, os pavimentos podem ter maior ou menor capacidade de distribuição das forças de inércia aos elementos verticais adjacentes. As ligações pavimento/parede, na grande generalidade dos casos, não são eficazes, como consequência, induzem diferentes mecanismos de colapso perante as ações sísmicas que estão representados esquematicamente na Figura 2, Baião et al. (2012).



(a) e (b) – Rotação da parede facilitada pela falta de ligação do pavimento às paredes perpendiculares à ação sísmica; (c) – rotura em flexão da parede originada pelo impulso do pavimento demasiado flexível; (d) – instabilidade da parede causada pelo impulso do pavimento intermédio com falta de ligação às paredes laterais

Figura 2 – Representação esquemática de mecanismos de colapso Beolchini et al. (2002)

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

26-29 October, 2016, Porto, Portugal

As intervenções de reforço, tornando-se uma necessidade, podem ser realizadas ao nível dos próprios pavimentos e ao nível das ligações pavimento/parede melhorando, desta forma, o desempenho dos pavimentos às ações verticais e o comportamento global dos edifícios face às ações sísmicas.

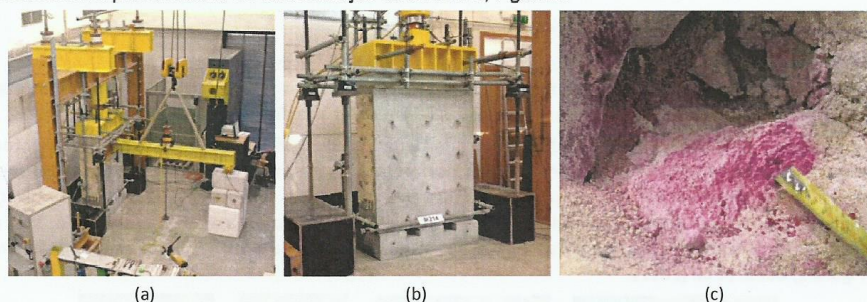
No que concerne ao reforço dos pavimentos, às cargas verticais, existem diversas soluções que podem ser aplicadas com objetivo de incrementar a capacidade de carga ou a rigidez: (i) substituição parcial do pavimento utilizando madeira ou materiais compósitos; (ii) introdução de apoios intermédios representados por novas vigas de madeira ou aço; (iii) inclusão de chapas de aço aparafusadas ou coladas às vigas de madeira existentes.

Relativamente à ligação pavimento/parede também existem variadas soluções de reforço que podem ser empregues: utilização de cantoneiras fixadas à parede; introdução de novas peças de materiais compósitos, madeira ou aço, coladas ou aparafusadas, na zona de apoio das vigas existentes ou inclusão de ferrolhos e confinadores metálicos apertados mecanicamente.

3. Campanha experimental

Este trabalho experimental enquadra-se no âmbito de uma reabilitação estrutural profunda em que não se reutiliza os pavimentos existentes. Desta forma, o paramento interior das paredes de apoio do pavimento é reforçado com uma lâmina de microbetão. Esta solução de reforço é frequentemente utilizada em edifícios de alvenaria de pedra apenas no paramento interior, nomeadamente por razões arquitetónicas.

O trabalho experimental apresentado nesta comunicação simula a aplicação de cargas verticais num pavimento apoiado em cantoneiras ligadas por pregagens à parede de alvenaria de pedra, reforçada na face de apoio do pavimento. No final do ensaio da ligação, o próprio murete é ensaiado à compressão e é determinada a profundidade de carbonatação da alvenaria, Figura 3.



(a) – Ensaio da ligação pavimento/parede; (b) – Ensaio do murete à compressão; (c) – Profundidade de carbonatação.

Figura 3 – Ensaio realizados no âmbito da presente comunicação

Para o ensaio da ligação foi utilizado um modelo experimental de alvenaria de pedra – murete M214 – com dimensões de $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$ (altura x largura x espessura), construído com 75% de pedra calcária e com 25% de argamassa de cal aérea e areias de rio e areeiro (traço 1:3), por unidade de volume de alvenaria. Este murete é reforçado numa das faces com uma lâmina de microbetão com 50 mm de espessura, aplicada em duas camadas de 25 mm, armada, com as dosagens apresentadas no Quadro 1 e com uma relação A/C de 0,48.

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
 XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
 26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Quadro 1 – Dosagens do microbetão

Componentes	Dosagens [kg/m ³]
Cimento	400
Areia de rio	980
Brita fina	820

O sistema de ligação pavimento/parede é materializado por uma cantoneira, L 100x100x10 com 1,20 m de comprimento, fixa ao murete através de três pregagens espaçadas de 0,40 m, executadas com varões de aço roscados M12 em furos de 16 mm de diâmetro, com 300 mm de comprimento e de 15° com a horizontal, Figura 4. Foram realizados ensaios de três ligações executadas em três níveis do murete.

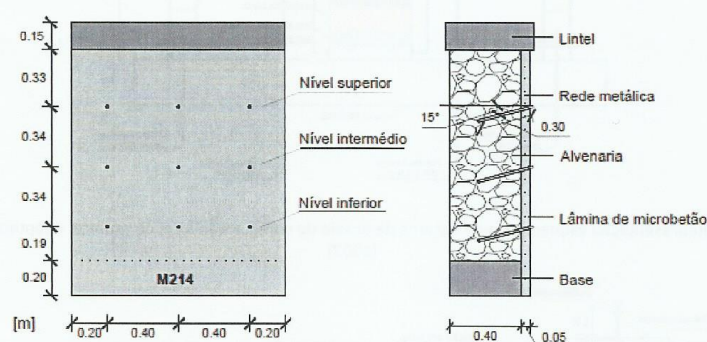


Figura 4 – Posicionamento das pregagens no murete M214

O microbetão tem uma resistência média à compressão de 36,3 MPa.

3.1 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio utilizado é composto por um pórtico metálico constituído por dois pilares em perfil HEB300 e uma viga HEB450 que suporta um cilindro hidráulico de 3000 kN, instrumentação e outros elementos, Figura 5. O murete é sujeito a uma carga vertical de compressão, aplicada pelo cilindro hidráulico, a qual é medida através com uma célula de carga de 500 kN (CC1).

Os elementos que simulam o pavimento são constituídos por uma viga metálica apoiada num perfil UPN300 através de uma rótula cilíndrica, Figura 6a. Este perfil UPN300 transfere a carga vertical do “pavimento” à cantoneira. Na extremidade oposta, a viga metálica apoia na rótula representada na Figura 6b, que por sua vez, apoia na célula de carga CC3, identificada adiante.

A carga proveniente do “pavimento” é aplicada por um cilindro hidráulico de 600 kN, colocado a meio da viga. Esta carga é medida pela célula de carga CC2, de 300 kN. Para a determinação da carga efetivamente aplicada na cantoneira recorreu-se a outra célula de carga, CC3, de 300 kN, posicionada sob o apoio rotulado representado na Figura 6b.

Para a medição dos deslocamentos foram utilizados oito defletómetros com 100 mm de curso.

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

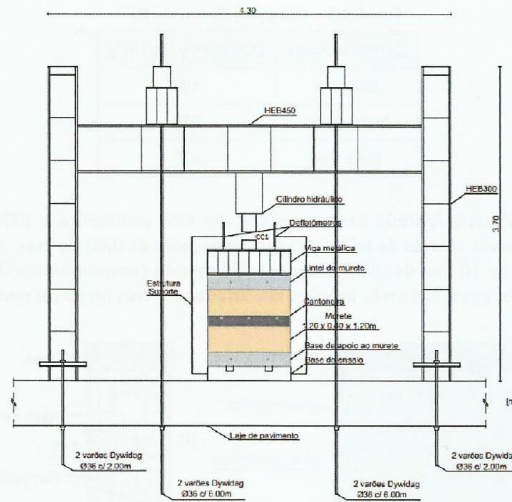
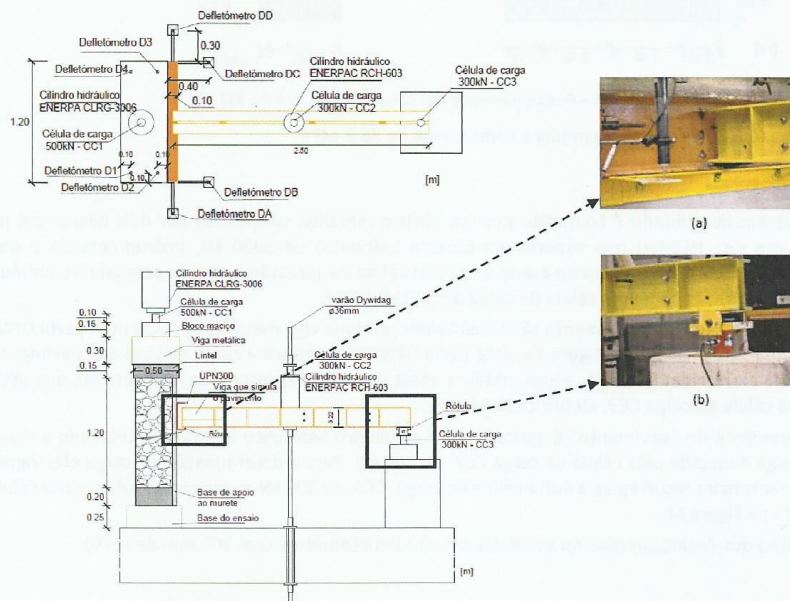


Figura 5 – Representação esquemática do sistema de ensaio de compressão axial do murete, adaptado de Pinho (2007)



(a) – apoio rotulado na cantoneira fixa ao murete; (b) – idem na extremidade oposta ao murete

Figura 6 – Representação esquemática do sistema de ensaio da ligação pavimento/parede, adaptado de Martins (2014)

Estudo da ligação por pregagens entre pavimentos e paredes de edifícios de alvenaria de pedra

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
 XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
 26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Os defletómetros DA e DD medem os deslocamentos verticais da cantoneira enquanto DB e DC permitem determinar a rotação no plano perpendicular ao do murete. No ensaio de compressão axial do murete, os defletómetros D1 a D4 medem os deslocamentos do topo da viga metálica apresentada na Figura 5. A representação esquemática do sistema de ensaio à compressão axial do murete pode ser observada, em alçado, na Figura 5 e o posicionamento da instrumentação na Figura 6.

4. Apresentação e análise de resultados

Neste capítulo apresenta-se e analisam-se os resultados dos ensaios da ligação pavimento/parede, resistência à compressão do murete e a profundidade da carbonatação da argamassa.

4.1 Ensaio da ligação pavimento/parede para cargas verticais

Este ensaio foi iniciado com a aplicação de uma “pré-carga” de compressão no murete (de 0,26 MPa), mantida constante ao longo de todo o ensaio e tendo como objetivo simular a carga de serviço na parede incluindo a lâmina de microbetão.

Posteriormente, foi iniciado o carregamento da viga metálica, que simula o pavimento. Os ensaios destas ligações foram realizados começando pelo nível superior, seguindo-se o intermédio e finalizando com o inferior. Na Figura 7, observa-se o diagrama da história de carga aplicada na cantoneira, nos três níveis de “apoio do pavimento”. A força representada é a carga total em 1,20 m da cantoneira.

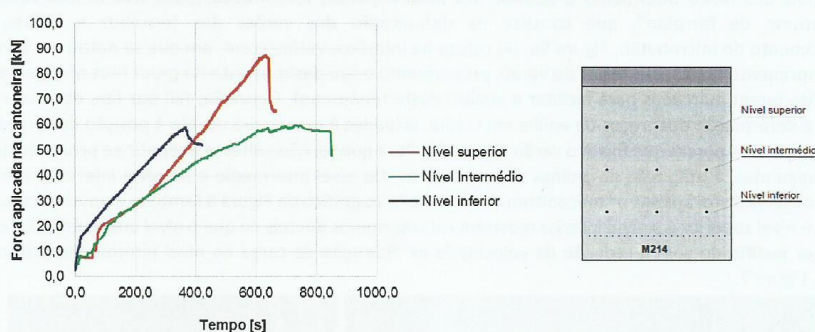


Figura 7 – História de carga aplicada na cantoneira no ensaio de ligação

A aplicação desta carga foi realizada com recurso a uma bomba hidráulica manual, motivo pelo qual a velocidade do carregamento foi relativamente diferente para cada nível de pregagem. No nível superior e no nível intermédio nota-se uma pequena paragem inicial correspondente ao ajuste do posicionamento de alguns elementos do ensaio. Ultrapassada esta circunstância, o carregamento nos três níveis decorre com velocidades constantes até à rotura. No nível intermédio, próximo da carga última, a velocidade de aplicação de carga diminuiu.

O diagrama força-deslocamento é representado na Figura 8. Os deslocamentos apresentados são a média dos deslocamentos medidos no plano do murete, ou seja, a média dos valores registados pelos defletómetros DA e DD (ver Figura 6).

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

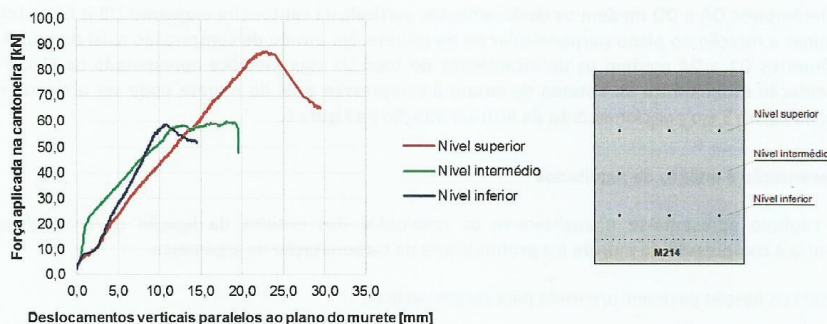


Figura 8 – Diagramas força-deslocamento dos ensaios das ligações

A capacidade de carga no nível superior corresponde a 87,3 kN com um deslocamento correspondente de 22,9 mm. O nível intermédio atingiu a rotura com uma carga vertical de 60,0 kN e com um deslocamento de 18,2 mm. Por fim, o nível inferior suportou 58,7 kN com um deslocamento de 10,9 mm. A capacidade de carga das três pregagens do nível superior é cerca de 1,5 vezes superior à média da capacidade de carga das pregagens dos níveis intermédio e inferior. No nível superior, foram observados três modos rotura: (i) “mecanismo de ferrolho”, que consiste na deformação dos varões dos ferrolhos e conseqüente esmagamento do microbetão, Figura 9a; (ii) rotura na interface varão/*grout*, em que se notou um aumento do comprimento do troço exterior do varão, pressupondo o seu deslizamento no *grout* (nos níveis seguintes os varões foram marcados para facilitar a análise deste fenómeno), Figura 9a; (iii) por fim, observou-se na rotura a deformação dos troços de anilha em cunha, soldados à cantoneira devido à posição das pregagens, pela entrada das porcas que fixam o varão, Figura 9b. Para que tal não voltasse a repetir-se procedeu-se, nos níveis seguintes, à utilização de anilhas suplementares. No nível intermédio e no nível inferior o modo de rotura observado foi apenas o “mecanismo de ferrolho”. No gráfico da Figura 8 também é possível constatar-se que o nível superior e o nível inferior mostram roturas menos dúcteis do que o nível intermédio. Este facto pode ser justificado com a redução da velocidade na aplicação de carga no nível intermédio, próximo da rotura, Figura 7.



(a) – “mecanismo de ferrolho” nas pregagens; (b) – deformação dos troços de anilha em cunha soldados à cantoneira

Figura 9 – Modos de rotura observados nas pregagens do nível superior

Os deslocamentos no nível inferior foram menores. Contudo, a velocidade de aplicação da carga neste nível foi maior que no nível intermédio. É importante referir que os deslocamentos medidos durante o ensaio incluem, além do deslocamento vertical da cantoneira, os deslocamentos resultantes da sua deformação elástica.

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

A dispersão de valores na capacidade de carga e nos comportamentos observados resultam da heterogeneidade do murete, ou seja, depende se as pregagens ficaram embutidas em pedras próximas ou distantes da superfície de rotura ou se ficaram embutidas em argamassa.

A rotação da cantoneira no plano perpendicular ao do murete pode ser analisada na Figura 10. Esta rotação foi determinada através do quociente entre a média dos deslocamentos obtidos pelos defletómetros DB e DC e as suas distâncias ao plano do murete (400 mm). No nível superior registou-se uma rotação de 0,18 rad, no nível intermédio 0,19 rad e no nível inferior 0,11 rad. É notada alguma inconstância no início do gráfico, nos três níveis de pregagens, que pode ser justificado com o facto do diâmetro dos furos da cantoneira ser de 16 mm e, portanto, haver um ajustamento dos ferrolhos ao elemento metálico. Também pode ter havido um esmagamento localizado do *grout* ou falta dele ao longo dos ferrolhos, pela formação de bolhas de ar aquando da aplicação do *grout*. Após a instabilidade inicial da rotação, os gráficos mostram-se constantes até à rotura, denotando a deformação elástica da cantoneira em relação aos próprios furos, que se mantém semelhante nos três níveis de pregagem.

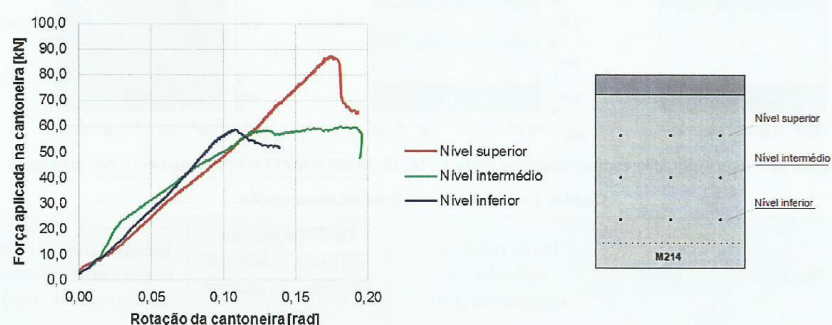


Figura 10 – Diagrama força-rotação da cantoneira no plano perpendicular do ao murete

É relevante verificar que, apesar da heterogeneidade do murete, não houve excentricidades entre os varões em cada nível, facto que pode ser observado na Figura 11, que mostra rotações da cantoneira quase nulas, em relação ao seu eixo vertical de simetria. Esta rotação foi determinada a partir dos deslocamentos medidos nos defletómetros DA e DD.

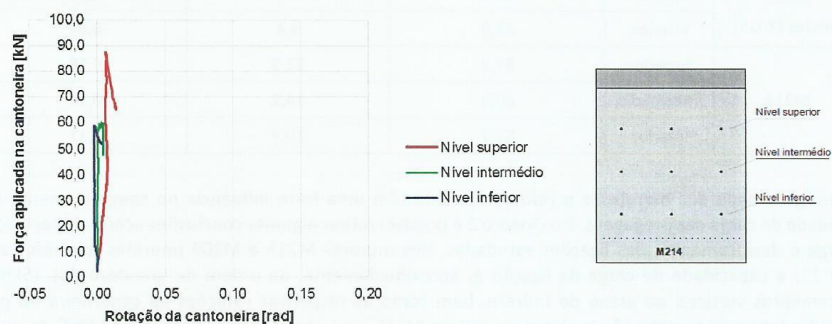


Figura 11 – Diagrama força-rotação da cantoneira no plano paralelo ao do murete

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

4.1.1 – Comparação dos resultados com outros da linha de investigação

A presente linha de investigação inclui até ao momento os trabalhos concluídos de Martins (2014) e Simões (2015) nos quais foram executadas pregagens em muretes nas mesmas condições que as descritas nesta comunicação. No entanto, Martins (2014) apenas executou um nível de pregagens no centro de um murete não reforçado (M215), Figura 12. No murete simples M209, Simões (2015) executa dois níveis de pregagens tal como no murete M213, Figura 12. O murete M213 é reforçado na face de apoio do pavimento com uma lâmina de microbetão, de 50 mm de espessura e armada com uma rede metálica em 1,05 m de altura, com as dosagens apresentadas no Quadro 1. No Quadro 2 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios referidos acima.

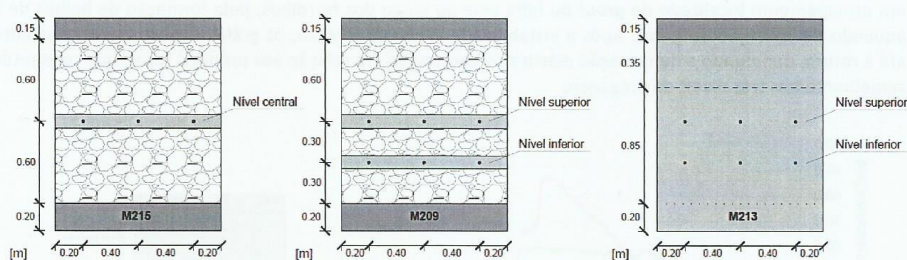


Figura 12 – Representação esquemática dos muretes M215, M209 e M213 e posicionamento das pregagens

Quadro 2 – Resultados da linha de investigação

Muretes	Nível	Força máxima aplicada na cantoneira [kN]	Deslocamentos verticais máximos no plano do murete [mm]	Rotação máxima no plano perpendicular ao do murete [rad]
M215 Martins (2014)	Central	15,8	19,8	0,16
M209 Simões (2015)	Superior	13,6	11,3	0,06
	Inferior	15,1	3,2	0,02
M213 Simões (2015)	Superior	33,8	9,4	0,07
	Inferior	45,3	4,4	0,04
M214	Superior	87,3	22,9	0,18
	Intermédio	60,0	18,2	0,19
	Inferior	58,7	10,9	0,11

A heterogeneidade dos muretes e o reforço aplicado têm uma forte influência no comportamento e na capacidade de carga das pregagens. Do Quadro 2 é possível retirar algumas conclusões acerca da capacidade de carga e deslocamentos das ligações estudadas. Nos muretes M215 e M209 (muretes não reforçados, Figura 12) a capacidade de carga da ligação é, aproximadamente, na ordem de grandeza dos 15kN. Os deslocamentos verticais no plano do murete, bem como as respetivas rotações da cantoneira no plano perpendicular ao do murete, são maiores no murete M215 e no nível superior do murete M209 do que no nível inferior do murete M209, tal facto pode ser justificado com os materiais utilizados para executar a régua de regularização para posicionamento da cantoneira. No caso do murete M215 e no nível superior do murete M209 a regularização foi realizada com gesso, enquanto que no nível inferior do murete M209 a regularização foi realizada com uma argamassa de cimento (traço 1:1:1 – cimento: areia de rio: areia de

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

areeiro). O gesso, por ser mais deformável do que a argamassa de cimento, terá permitido maiores deslocamentos das pregagens (e, em consequência, da cantoneira).

No que concerne ao murete M213, este tem uma capacidade de carga superior comparativamente aos muretes M209 e M215, Figura 13, o que era espectável porque a superfície de microbetão oferece maior resistência à deformação dos ferrolhos do que a alvenaria.

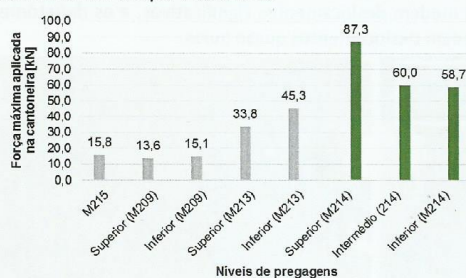


Figura 13 – Força registada na ligação em diferentes muretes

Os muretes M214 e M213 foram reforçados com microbetão na face onde se executou a ligação. No entanto, a capacidade de carga das pregagens do murete M214 foi superior à das pregagens do murete M213, Figura 13. Este facto justifica-se pela resistência do microbetão aplicado no murete M213 (21,5 MPa) ser menor que a do microbetão aplicado no murete M214 (36,3 MPa). Além disso, a lâmina de microbetão armada do murete M214 preencheu toda a face do murete, ao contrário do murete M213, cuja lâmina de microbetão era armada em apenas 1,05 m de altura.

4.2 Ensaio de compressão axial do murete M214

Após os ensaios das ligações realizados nos diferentes muretes, procedeu-se ao desmonte do correspondente sistema de ensaio realizando-se de seguida o ensaio de compressão do murete.

Neste caso, mediu-se a carga aplicada através da célula de carga CC1 e os deslocamentos pelos defletómetros D1 a D4 cujo posicionamento pode ser observado na Figura 6. O carregamento do murete foi realizado através de uma bomba hidráulica, associada ao cilindro hidráulico, a uma velocidade de 1,3kN/s, que se manteve constante até à rotura. Na Figura 14 observa-se o diagrama tensão - deformação em que a tensão foi obtida para um murete de referência (murete “simples” com uma área de 1,20 x 0,40 m²) obtendo, desta forma, valores de referência. A deformação apresentada neste gráfico consiste no quociente entre a média dos deslocamentos medidos nos quatro defletómetros e a altura do murete (1,20 m). Como resultados finais, o murete M214 obteve uma tensão resistente de referência à compressão de 0,90 MPa com uma deformação média na rotura de 3,51 ‰.

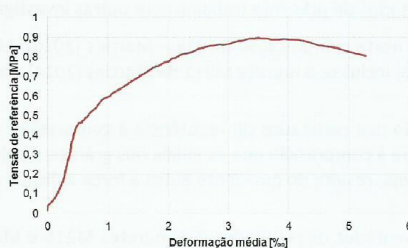


Figura 14 – Diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão axial do murete

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Tendo a lâmina de microbetão uma rigidez muito superior à da alvenaria do murete, o centro de gravidade do murete reforçado desloca-se para próximo da lâmina de microbetão. Este motivo faz com que a carga aplicada, no centro do lintel tenha uma excentricidade em relação ao centro de rigidez do murete reforçado. Por esta razão era expectável que se observasse, durante o ensaio, a sua rotação, Figura 15. Esta ocorrência pode ser averiguada pela análise da Figura 16, em que se observa que os defletómetros D1 e D4 (afastados da lâmina de microbetão) medem deslocamentos significativos, e os defletómetros D2 e D3 (próximos da lâmina de microbetão) medem deslocamentos quase nulos.

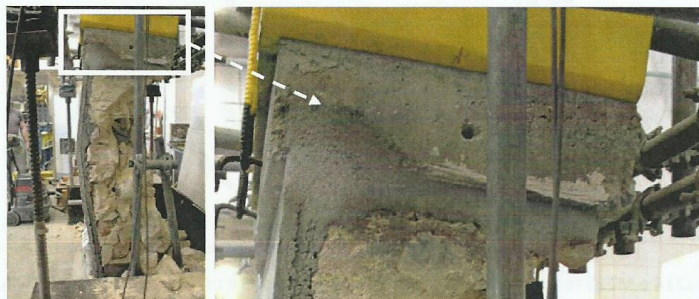


Figura 15 – Rotação do lintel no ensaio de compressão axial do murete

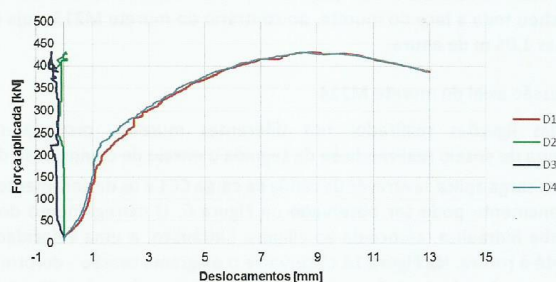


Figura 16 – Diagrama força-deslocamento do ensaio de compressão axial do murete

4.2.1 – Comparação de resultados do presente trabalho com outras investigações

Além dos muretes referidos nesta comunicação (M215 – Martins (2014); M209 e M213 – Simões (2015) e M214 – do presente trabalho) inclui-se o murete M211 de Martins (2014) nos ensaios de compressão que se analisam seguidamente.

Adiante, faz-se a comparação dos resultados de resistência à compressão dos muretes com condições de reforço distintas. A resistência à compressão que se indica nos gráficos é calculada em relação a um murete simples (de referência), ou seja, resulta do quociente entre a força aplicada e a área de murete sem reforço ($1,20 \times 0,40 \text{ m}^2$).

Em primeiro lugar são apresentados os resultados dos muretes M215 e M211 de Martins (2014), M209 e M213 de Simões (2015) em seguida o M214 do presente trabalho, Figura 17.

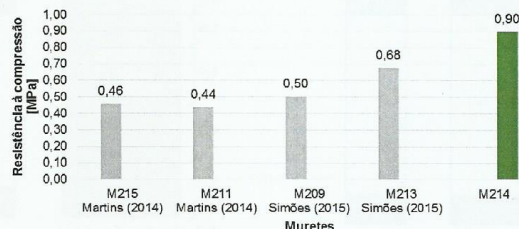
Cinpa
2016XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Figura 17 – Comparação de resultados entre o murete M214 e os muretes da presente linha de investigação

O murete M214, reforçado numa das faces, apresentou, naturalmente, maior resistência mecânica do que os muretes simples M215, M211 e M209. Relativamente aos muretes de Martins (2014), o murete M214 apresentou uma resistência à compressão igual ao dobro da média das tensões máximas dos muretes M215 e M211. Comparativamente ao murete simples de Simões (2015) (M209) a tensão máxima de compressão do murete M214 foi 1,8 vezes superior.

Apesar dos muretes M213 e M214 serem reforçados numa das faces, a resistência à compressão do murete M214 foi 32% superior à do murete M213. A diferença de resultados pode ser justificada pelo facto da altura da malha metálica de microbetão ter sido aplicado com apenas 1,05 m de altura, não reforçando a face do murete M213 na totalidade (1,40 m de altura a partir da base) e de o microbetão do provete M214 (36,3 MPa) ser mais resistente do que o do M213 (21,5 MPa).

Os muretes apresentados nesta comunicação fazem parte duma 2ª série construtiva de muretes. A 1ª série foi criada no âmbito do trabalho de Pinho (2007) onde se realizou um estudo de muretes simples e reforçados. Os materiais e técnicas construtivas são os mesmos em todos os muretes que se referem nesta comunicação. É importante referir que as dimensões dos muretes do trabalho de Pinho (2007) têm $1,20 \times 0,80 \times 0,40 \text{ m}^3$ (altura x largura x espessura).

A Figura 18 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial dos muretes simples M43, M21 e M32 de Pinho (2007), representados esquematicamente na Figura 19a. A resistência à compressão do murete M214 é cerca de duas vezes superior à média das resistências à compressão dos muretes M43, M21 e M32, que é 0,43 MPa. Os resultados de Pinho (2007), Martins (2014) e Simões (2015) confirmam a ordem de grandeza da resistência à compressão de muretes simples, claramente inferior à resistência do murete reforçado numa das faces (M214).

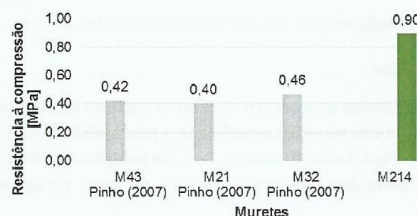
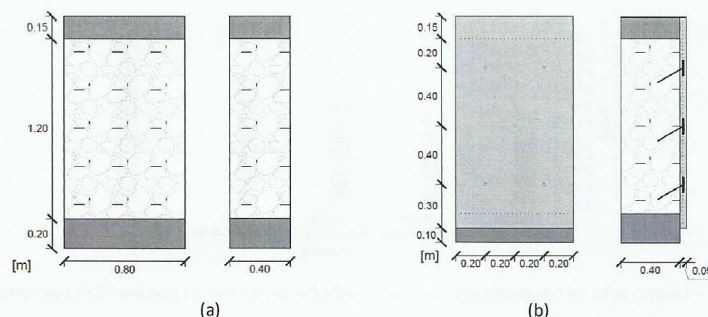


Figura 18 - Diagrama de comparação entre o murete M214 e os muretes simples de Pinho (2007)

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal



(a) – muretes simples M43, M21 e M32; (b) – muretes reforçados numa face M53, M51, M30 e M42

Figura 19 – Representação esquemática dos muretes de Pinho (2007)

Os muretes M53, M51, M30 e M42 ensaiados por Pinho (2007) eram reforçados numa das suas faces com uma lâmina de microbetão (dosagens apresentadas no Quadro 1) armada com malha metálica. Esta lâmina foi aplicada com elementos de confinamento como está representado esquematicamente na Figura 19b.

Na Figura 20, observa-se alguma dispersão nas tensões axiais máximas registadas nos muretes esquematizados na Figura 19b, ainda assim, a média dos valores resulta em 0,91 MPa. O valor obtido pelo murete M214 é semelhante à média dos muretes M53, M51, M30 e M42. No entanto, os muretes de Pinho (2007) são reforçados na totalidade de uma das faces mas não em toda a base do murete e possui elementos de confinamento. Diferente foi a solução que se optou para o murete M214 que consiste no reforço duma das faces e base do murete na sua totalidade mas sem confinamento.

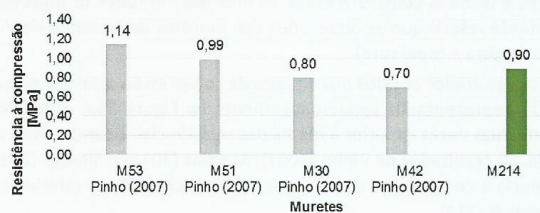


Figura 20 – Diagrama de comparação entre o murete M214 e os muretes de Pinho (2007) reforçados numa face

4.3 Profundidade de carbonatação

A carbonatação é uma reação química que ocorre durante o endurecimento da cal aérea. Sendo a cal aérea um dos constituintes da alvenaria dos muretes estudou-se a profundidade de carbonatação após o ensaio de compressão em cada um deles. Para o efeito, utilizou-se uma solução alcoólica de fenoltaleína, indicador de pH que, na sua aspersão na alvenaria, se mostra incolor na zona carbonatada e carmim na zona não carbonatada (Figura 3c).

No âmbito do trabalho de Pinho (2007) registou-se a evolução da profundidade de carbonatação nos muretes da 1ª série, representados a vermelho no diagrama da Figura 21. Os muretes que fazem parte da 2ª série construtiva estão sinalizados a verde, tendo um comportamento semelhante aos valores de referência. É um resultado esperado sabendo que os materiais, as suas proporções e as técnicas construtivas utilizadas se mantiveram constantes ao longo das duas séries construtivas de muretes.

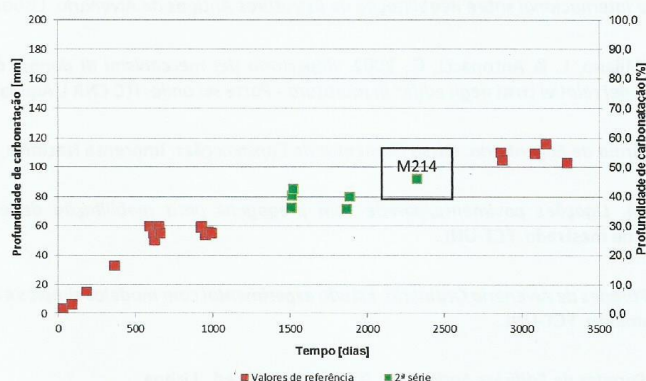
Cinpa
2016XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Figura 21 – Diagrama da profundidade da carbonatação-tempo, adaptado de Pinho (2007)

5. Conclusão

As pregagens ensaiadas no murete M214 apresentaram uma capacidade de carga e deformações diferentes nos três níveis o que pode ser explicado pela heterogeneidade do murete. A capacidade de carga das ligações no murete M214 foi maior que nos restantes muretes da presente linha de investigação, devido ao facto do microbetão aplicado neste murete (M214) ser mais resistente do que o aplicado no murete M213 ou do que a alvenaria simples (M215 e M209). Os deslocamentos também dependem da superfície onde ocorre o mecanismo de ferrolho, isto é, dependem do “quanto” o material da superfície permite a deformação dos ferrolhos.

Relativamente à resistência à compressão dos muretes, os trabalhos de Pinho (2007), Martins (2014) e Simões (2015) permitem conhecer a ordem de grandeza da tensão axial máxima dos muretes simples, tendo os autores obtido, nos seus trabalhos, valores médios de 0,43 MPa, 0,45MPa e 0,50 MPa, respetivamente. No caso dos muretes da presente linha de investigação comparam-se duas soluções de reforço distintas: (i) aplicação de uma lâmina de microbetão armada, não reforçando totalmente a sua face com rede metálica (M213); (ii) reforço de toda a face e base do murete com uma lâmina de microbetão armada (M214). Nas soluções de reforço de Pinho (2007) referidas nesta comunicação apresentou-se a seguinte: (iii) aplicação de uma lâmina de microbetão armada e confinada à alvenaria, mas não reforçando toda a base dos muretes (M53, M51, M30 e M42). A solução (ii) apresenta uma resistência à compressão superior à registada na solução (i). No entanto, as soluções (i) e (ii) possuem apenas um resultado experimental. O murete com a solução de reforço (ii) oferece uma resistência às cargas verticais semelhante aos muretes reforçados com a solução (iii).

A evolução da profundidade da carbonatação nos muretes da 2ª série está enquadrada na tendência dos valores do trabalho de Pinho (2007), o que seria expectável sabendo a constância nas séries construtivas de muretes no que diz respeito aos materiais, proporções e processos construtivos.

6. Bibliografia

Appleton, J., 2003. *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, ed.,

Baião, M. et al., 2012. Aspectos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. In F. Pinho et al., eds.

Estudo da ligação por pregagens entre pavimentos e paredes de edifícios de alvenaria de pedra

Cinpa
2016

XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation
26-29 October, 2016, Porto, Portugal

Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria. Lisboa, pp. 47–62.

Beolchini, G.C., Milano, L. & Antonacci, C., 2002. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura - Parte seconda*. ITC CNR L'Aquila, ed.,

Leitão, L., 1896. *Arma de Engenharia. Curso Elementar de Construções*. Imprensa Nacional, ed., Lisboa.

Martins, S., 2014. *Ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos*. Dissertação de mestrado. FCT-UNL.

Pinho, F., 2007. *Paredes de Alvenaria Ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de doutoramento. FCT-UNL.

Pinho, F., 2000. *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. LNEC, ed., Lisboa.

Rosa, C., 2013. *Caracterização de alvenarias de pedra antigas*. Dissertação de mestrado. FCT-UNL.

Segurado, J., 1942. *Trabalhos de Carpintaria Civil*. Livraria Bertrand, ed., Lisboa. Biblioteca de Instrução Profissional.

Simões, L., 2015. *Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaio e verificações de projeto*. Dissertação de mestrado. FCT-UNL.