



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Pedro Miguel Apolinário de Areia Basto

Reforço Sísmico de
Ligações de Construções Históricas



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Pedro Miguel Apolinário de Areia Basto

Reforço Sísmico de
Ligações de Construções Históricas

Tese de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor José Luís Ferreira da Silva Ramos

Julho de 2013

Resumo

O trabalho de investigação realizado teve como principal objetivo o conhecimento do comportamento de elementos de alvenaria quando submetidos a forças perpendiculares ao seu plano (como forças provenientes da ação sísmica ou do vento), de forma a desenvolver uma técnica capaz de lhes garantir uma maior resistência à flexão para do seu plano.

Cedo se percebeu que a técnica a ser desenvolvida teria dificuldade em competir com outro tipo de técnicas correntes utilizadas para reforçar este tipo de elementos, que garantem um incremento de resistência bastante elevado. A ideia foi desenvolvê-la de forma a poder ser aplicada em construções de alvenaria que se encontrem em estado de ruína, isto é, elementos remanescentes de construções históricas que se encontrem sem qualquer tipo de contraventamento horizontal. Nesse campo, a técnica apresenta muitas vantagens, visto que foi concebida de forma a não ficar visível, não alterando o valor estético, patrimonial e histórico do elemento a reforçar.

Ao longo deste trabalho foram realizados alguns ensaios experimentais, com maior destaque para os ensaios de flexão para fora do plano de seis provetes de paredes de alvenaria, encontrando-se quatro deles reforçados com este sistema de reforço desenvolvido.

Desses ensaios foi possível concluir que este sistema contribui para aumentar a rigidez, o limite elástico e a resistência à flexão dos elementos estruturais, assim como, para manter a integridade do elemento após a rotura. Porém, ainda terão que ser desenvolvidos alguns aspetos, nomeadamente a nível da trabalhabilidade, para conhecer a potencialidade do sistema.

Abstract

The research work developed had as the main objective the knowledge of the behavior of masonry elements when subjected to out-of-plane actions (as forces derived from seismic activity or the wind loads), in order to develop a strengthening technique to assure a higher flexural strength.

Quickly became apparent that it will be hard for the technique to compete with other kind of currently used techniques that can guarantee a very high increase in bending strength. So, the idea turned to focus on the developing so it can be applied in masonry ruins, like remaining elements of historic constructions that have no horizontal bracing. With this concern, the technique has many advantages, because it was conceived to be invisible to avoid aesthetic changes, irreversible, and loss of heritage and historical values.

During the development of this research work experimental tests were performed with greater emphasis on the bending tests of six specimens of masonry walls. Four of these six specimens were reinforced with the developed technique.

From these tests it was concluded that this system contributes to the increase of the stiffness, the elastic limit, and the flexural strength of the structural elements, as well as to maintain the integrity of walls after cracking and large deformations. However, it's still necessary to develop some aspects, particularly in terms of workability in order to be effective and to be able for practical applications

Índice

1	Introdução	1
1.1	Motivação.....	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Estrutura da Dissertação	1
2	Reforço Estrutural de Construções Históricas	3
2.1	Elementos das Construções Históricas	3
2.1.1	Fundações.....	3
2.1.2	Paredes	4
2.1.3	Pavimentos	7
2.1.4	Coberturas	8
2.2	Problemas das construções históricas	9
2.2.1	Ações Principais.....	9
2.2.2	Patologias da alvenaria sob ação sísmica	10
2.2.3	Patologias dos pavimentos sob ação sísmica.....	15
2.2.4	Mecanismos de rotura globais	16
2.3	Técnicas Correntes de Reforço.....	18
2.3.1	Exigências	18
2.3.2	Efeitos	19
2.3.3	Estratégias	19
2.4	O caso das ruínas e conclusão crítica	24
3	Conceção do Sistema de Reforço	25
3.1	Solução Proposta	25
3.2	Técnica base	25
3.3	As armaduras helicoidais de aço inoxidável (Helifix).....	27
3.4	Desenho dos reforços	28
4	Desenvolvimento do Sistema de Reforço	33
4.1	Seleção de materiais para os componentes do sistema de reforço.....	33
4.1.1	Cabos de aço inoxidável 6X7-CWS Inox Aisi 316	33
4.1.2	Cordões sintéticos reforçados com fibras de carbono	33
4.2	Construção de Protótipos.....	35
4.2.1	<i>Heli-agulhas</i>	35
4.2.2	Paredes de alvenaria	36
4.3	Estudo Prévio do comportamento estrutural e dimensionamento.....	40
4.3.1	Resistência à compressão das paredes de alvenaria	40
4.3.2	Momento fletor resistente.....	41

4.3.3	Verificação de segurança.....	42
5	Ensaio Experimentais	45
5.1	Elaboração do plano de ensaios.....	45
5.2	Ensaio de tração em cabos e cordões.....	45
5.2.1	Cabos de aço inoxidável.....	45
5.2.2	Cabos sintéticos reforçados com fibras de carbono.....	50
5.2.3	Conclusão dos ensaios com cabos.....	53
5.3	Ensaio de arrancamento.....	53
5.3.1	Configuração de ensaio.....	53
5.3.2	Análise dos Resultados.....	55
5.3.3	Conclusão dos ensaios de arrancamento.....	58
5.4	Ensaio em paredes de alvenaria.....	59
5.4.1	Ensaio de trabalhabilidade e aplicação da técnica.....	59
5.4.2	Configuração dos ensaios de comportamento mecânico.....	61
5.4.3	Análise dos resultados das paredes de referência.....	64
5.4.4	Análise dos resultados da parede reforçada com cordões sintéticos.....	67
5.4.5	Análise dos resultados da parede reforçada com cabos de aço.....	69
5.4.6	Análise dos ensaios com cabos de aço tensionados mecanicamente.....	70
5.4.7	Comparação de resultados.....	75
5.5	Conclusão dos ensaios experimentais.....	76
6	Conclusões e Trabalhos Futuros	79
6.1	Conclusões.....	79
6.2	Trabalhos futuros.....	79

Índice de figuras

Figura 1 – Fundações: a) fundação direta resultante do prolongamento das paredes; b) fundação direta com um aumento de espessura da parede (Pires, 2009)	3
Figura 2 – Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de paramentos [Roque, 2002]: (a) paramento simples; (b) dois paramentos sem ligação; (c) dois paramentos com ligação; (d) três paramentos com núcleo de fraca qualidade.	6
Figura 3 – Frontal Pombalino	6
Figura 4 – Forros de esteira do tipo “saia e camisa” (Pires, 2009)	7
Figura 5 – Viga com reforço de madeira (Pires, 2009).....	7
Figura 6 - Estrutura do rés-do-chão de um edifício Pombalino (Cóias, 2007)	8
Figura 7 – Esquema de uma cobertura frequente em edifícios de alvenaria (adaptado por Pena, 2008)	8
Figura 8 – Causas de vítimas mortais em sismos no século XX (Candeias & Coelho, 2007)	9
Figura 9 - Parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular, de dois panos (Carvalho & Oliveira, 1983).	11
Figura 10 – Parede com travadouros sob ação sísmica, nos quais se pode ver a existência de forças a contrariar as forças de desagregação	11
Figura 11 - Comportamento de uma parede isolada sob ação sísmica: a) Comportamento de parede isolada sob força transversal ao seu plano; b) Comportamento de parede isolada sob força longitudinal ao seu plano (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	12
Figura 12 – Mecanismo de rotura para fora do plano de duas paredes de pisos consecutivos (Pereira, 2009).....	12
Figura 13 – Comportamento resultante da deficiente ligação das paredes (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	13
Figura 14 – Comportamento de quatro paredes travadas por cunhais quando submetidas a ação sísmica (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)	13
Figura 15 - Comportamento de paredes muito compridas sob forças transversais (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	14
Figura 16 – Comportamento de paredes com aberturas aquando da aplicação de uma força longitudinal ao seu plano e fendilhação consequente (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	14
Figura 17 – Comportamento de um edifício assimétrico em planta (paredes com diferentes rigidezes) quando aplicada uma força horizontal (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	15
Figura 18 – Comportamento de um edifício assimétrico em altura quando aplicada uma carga horizontal (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983).....	15
Figura 19 – Comportamento de um edifício com uma boa ligação entre pavimento e paredes (adaptado por Candeias, 2008 de Carvalho & Oliveira, 1983)	15
Figura 20 – Comportamento do pavimento de madeira sob ação sísmica: a) estrutura do pavimento; b) movimento do soalho com baixa rigidez (1 prego por tábuas); c) movimento do soalho com maior rigidez (2 pregos por tábuas) (adaptado por Candeias, 2008 de Carvalho & Oliveira, 1983)	16
Figura 21 - Mecanismo de colapso de uma parede de fachada com uma ligação deficiente com as paredes laterais (Costa, 1999)	16
Figura 22 - Mecanismo de Rondelet (Costa, 1999)	16
Figura 23 - Mecanismo de Rondelet numa parede com aberturas (Costa, 2009)	17
Figura 24 – Mecanismos de colapso por falta de ligações de elementos estruturais num edifício isolado (Giuffrè, 1993).....	17

Figura 25 - Mecanismos típicos de colapso em edifícios de alvenaria (Adaptado por Costa, 2009 de Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici)	18
Figura 26 – Mecanismos de colapso de um edifício em posições diferentes em relação ao quarteirão em que está inserido (Carocci, 2001)	18
Figura 27 - Confinador dotado de manga injetada (corte vertical) (Cóias, 2007).....	21
Figura 28 - Confinador apertado mecanicamente (Cóias, 2007)	21
Figura 29 - Aplicação de reboco armado a uma fachada de um edifício de alvenaria (Cóias, 2007)	22
Figura 30 – Pregagens em zonas de ligação entre paredes concorrentes entre si (Roque, 2002)	23
Figura 31 – Pregagem numa zona de ligação entre paredes ortogonais com ancoragem, utilizando chapas de aço (Roque 2002).....	23
Figura 32 – Técnica de reforço utilizada numa ruína que provoca um impacto visual negativo	24
Figura 33 - Representação da secção de uma parede de alvenaria reforçada com o sistema a desenvolver	25
Figura 34 – Sistema de reforço criado por <i>Antonio Borri</i> com cabos de aço a percorrer as juntas.....	26
Figura 35 – Sistema de reforço criado por <i>Antonio Borri</i> com cordões de polietileno a percorrer as juntas	26
Figura 36 – Duas paredes construídas para ensaiar à flexão por <i>Antonio Borri</i> , juntamente com um grupo de engenheiros italianos	27
Figura 37 – Armadura helicoidais de aço inoxidável Helifix	27
Figura 38 – (a) e (b) Reparação de uma fissura numa parede utilizando armadura helifix	28
Figura 39 - Reparação de ligações entre paredes interiores e exteriores utilizando armadura helifix	28
Figura 40 – Estabilização de uma parede arqueada utilizando armadura Helifix	28
Figura 41 - Corte de perfil de parede de alvenaria reforçada.....	29
Figura 42 - Representação do sistema aplicado numa das faces de uma parede de alvenaria	29
Figura 43 - Vista posterior de um <i>heli-varão</i> introduzido numa parede de alvenaria.....	30
Figura 44 - Representação longitudinal de um varão	30
Figura 45 - Corte longitudinal da máquina que facilita a introdução da armadura	30
Figura 46 - Alçado longitudinal da máquina	31
Figura 47 - Vista frontal da máquina	31
Figura 48 - Vista posterior da máquina	31
Figura 49 - Fase 1: Introdução da armadura com ajuda da máquina	31
Figura 50 - Fase 2: Passagem dos cabos pela cabeça do varão.....	31
Figura 51 - Fase 3: Reposição de argamassa para que o sistema fique oculto.....	31
Figura 52 – Representação da secção dos cabos de aço inoxidável: (a) cabos com 2 e 4 milímetros de diâmetro; (b) cabos com 6 milímetros de diâmetro	33
Figura 53 – Cordão sintético reforçado com fibras de carbono com 4 mm de diâmetro	34
Figura 56 – Conceção das primeiras <i>heli-agulhas</i>	35
Figura 57 – Peça que facilita a inserção das <i>heli-agulhas</i> nas juntas de argamassa	35
Figura 58 – Estado final das <i>heli-agulhas</i>	36
Figura 59 – Estado final da peça criada para facilitar a inserção das <i>heli-agulhas</i>	36
Figura 60 – Representação da vista frontal da sapata de betão armado	37
Figura 61 – Representação da vista de perfil da sapata de betão armado	37
Figura 62 – Representação da parede, sapata de betão armado e respetiva cofragem em planta	37
Figura 63 – Sapata antes da realização da betonagem	38
Figura 64 – Representação da vista frontal da parede	38
Figura 65 – Representação da vista de perfil da parede.....	39
Figura 66 – Representação da parede reforçada	39
Figura 67 – Amarração dos cabos de aço com recurso a estropos.....	40
Figura 68 – Amarração dos cordões através de nós.....	40
Figura 54 - Representação do perfil de uma parede de alvenaria	43

Figura 69 - Provete de um cabo de aço inoxidável 6X7-CWS Inox Aisi 316 prontos a serem ensaiados à tração: (a) cabo com 2 mm de diâmetro; (b) cabo com 4 mm de diâmetro; (c) cabo com 6,4 mm de diâmetro.....	45
Figura 70 – Características dos estropos de 1,5 mm até 5 mm.....	46
Figura 71 - Características dos estropos de 6 mm até 12 mm.....	46
Figura 72 – Alicate apropriado para garantir o confinamento necessário ao bom funcionamento dos estropos.....	46
Figura 73 – Máquina de tração utilizada para ensaiar os cabos de aço inoxidável.....	47
Figura 74 - Fotografias dos ensaios de tração dos cabos de aço inoxidável.....	47
Figura 75 - Gráficos tensão/extensão dos provetes de aço inoxidável com: (a) 2 mm de diâmetro e (b) 4 mm de diâmetro.....	48
Figura 76 – Gráfico tensão/deformação dos provetes de aço inoxidável com 6 mm de diâmetro.....	48
Figura 77 – Rotura em provetes de aço inoxidável ensaiados à tração. a) Provete de 6 mm de diâmetro; b) Provete de 4 mm de diâmetro.....	49
Figura 78 – Provete de aço inoxidável com 4 mm de diâmetro e 2 estropos em cada extremidade.....	49
Figura 79 – Ensaio de tração a um cordão reforçado com fibras de carbono.....	50
Figura 80 – Gráfico força / deslocamento dos três ensaios a cordões reforçados com fibras de carbono.....	51
Figura 81 – Gráfico tensão / extensão dos três ensaios a cordões reforçados com fibras de carbono.....	51
Figura 82 – Representação da definição dos módulos de elasticidade de todos os cordões de 4 mm de diâmetro reforçados com fibras de carbono.....	51
Figura 83 – Rotura de um dos cordões reforçados com fibras de carbono quando ensaiado à tração.....	52
Figura 84 – Gráfico tensão / extensão dos ensaios de tração a cordões com 2 mm de diâmetro reforçados com fibras de carbono.....	53
Figura 86 – Ensaio de arrancamento: (a) setup do ensaio; (b) pormenor da amarra utilizada.....	55
Figura 81 – Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 64 mm.....	55
Figura 82 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 80 mm.....	56
Figura 83 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 96 mm.....	56
Figura 84 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 120 mm.....	57
Figura 85 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 160 mm.....	57
Figura 86 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 200 mm.....	58
Figura 87 – Gráfico força máxima/comprimento de amarração dos ensaios de arrancamento.....	58
Figura 88 – “Limpeza” das juntas.....	59
Figura 89 – Heli-agulhas: (a) vista lateral; e (b) vista de topo.....	59
Figura 90 – Sistema desenvolvido para facilitar a penetração das <i>heli-agulhas</i>	60
Figura 93 – Provete de alvenaria reforçado.....	61
Figura 94 - Setup dos ensaios de flexão (dimensões em mm).....	62
Figura 96 - Rótula.....	62
Figura 97 – Rótula que permite a rotação no plano vertical.....	63
Figura 99 – Transdutor LVDT situado na base com o objetivo de medir o deslocamento vertical.....	63
Figura 100 – Parede URW.1 pronta a ser ensaiada à flexão para fora do seu plano.....	64

Figura 101 – Ensaio de flexão URW.1: (a) posição inicial; (b) abertura da primeira fenda; (c) fenda da base muito aberta; (d) posição final	64
Figura 102 – Gráfico “força / deslocamento perto do ponto de aplicação da força” da parede URW.1	65
Figura 103 - Gráfico momento/curvatura da secção onde abriu a fenda na parede URW.1	65
Figura 104 – Parede URW.2 imediatamente antes de se dar início ao ensaio de flexão.....	66
Figura 105 – Fissura da parede URW.2: (a) aparecimento da fissura aos 0,3 kN; (b) fissura muito aberta	66
Figura 107 – Sobreposição dos gráficos força/deslocamento das paredes URW.1 e URW.2	67
Figura 109 – Parede SyRW.1	67
Figura 110 – Fissuras na parede SyRW.1	67
Figura 111 – Gráfico força / deslocamento horizontal da parede	68
Figura 112 – Deficiência dos cordões.....	68
Figura 113 – Estado da parede no final do ensaio	69
Figura 114 – Parede StRW.1	69
Figura 115 – Nova posição dos transdutores LVDT	69
Figura 116 – Fissuras na parede StRW.1	70
Figura 117 – Gráfico força / deslocamento horizontal do ensaio de flexão da parede StRW.1	70
Figura 118 – Novo método para tensionar os cabos: (a) esticador de cabos; (b) placas com os serra cabos.....	71
Figura 119 – Reforço de uma das duas restantes paredes.....	71
Figura 120 – Gráfico força / deslocamento horizontal da parede StRW.2	72
Figura 121 – Aparecimento da primeira fissura	72
Figura 122 – Aparecimento de fissuras nas duas juntas mais próximas da sapata	73
Figura 123 – (a) Estado da parede no final do ensaio; (b) Rotura do cabo de aço inoxidável.....	73
Figura 124 – Gráfico momento fletor / curvatura da secção correspondente à segunda junta de argamassa.....	73
Figura 125 – Fissuras existentes na parede StRW.3.....	74
Figura 126 – Gráfico força / deslocamento do ensaio de flexão da parede StRW.3.....	74
Figura 127 – Fendas abertas da parede StRW.3	75
Figura 128 – Compilação dos gráficos força / deslocamento dos ensaios mais relevantes	75
Figura 129 – Compilação de gráficos momento / curvatura.....	76

Índice de tabelas

Tabela 1 - Designação das paredes dos edifícios antigos de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante (Pinho, 1997)	4
Tabela 2 – Valores da resistência à compressão de alvenaria de pedra determinada por vários autores.....	41
Tabela 3 – Características de diferentes tipos de alvenaria (extraído das novas normas estruturais italianas (circ.NTC08, 2009) adaptado por Mageres & Penna, 2009).....	41
Tabela 8 – Características dos provetes de cabos de aço inoxidável sujeitos a ensaios de tração.....	47
Tabela 9 – Resultados obtidos nos ensaios de tração dos cabos de aço inoxidável	48
Tabela 10 – Características dos provetes de aço inoxidável com 2 estropos em cada extremidade.....	49
Tabela 11 – Resultados dos ensaios de tração a provetes de aço inoxidável com 2 estropos em cada extremidade	50
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de tração a cordões reforçados com fibras de carbono	50
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de tração a cordões reforçados com fibras de carbono com um diâmetro de 2 mm	52
Tabela 14 – Combinações de variáveis dos ensaios de arrancamento	54

1 Introdução

1.1 Motivação

Segundo dados estatísticos provenientes dos Censos 2011, que dizem respeito à época de construção de todos os edifícios portugueses, há em Portugal continental 494 801 edifícios construídos antes de 1945. A maior parte destes edifícios são construídos em alvenaria e madeira e a maior parte deles não estão concebidos para resistir aos efeitos de um sismo com elevada intensidade.

Até à data, os programas de reabilitação têm dado mais importância ao sentido estético e à resolução de problemas como infiltrações de água ou patologias dos materiais constituintes, relativamente à reabilitação estrutural dos edifícios. Esta devia ser tida em conta mais frequentemente, principalmente em zonas sísmicas, no que toca à melhoria da estrutura e à sua adequação sísmica, visto que, caso esta não seja realizada, não é possível garantir a segurança de pessoas e bens na eventual ocorrência de um sismo.

Quando a reabilitação de um edifício histórico é realizada, deve-se ter sempre como preocupação a não alteração do seu valor patrimonial. Esse valor não depende só da arquitetura do edifício, como também do contexto cultural onde este está inserido. Como tal, tanto os materiais como a sua estrutura não devem ser substituídos, mas sim recuperados e/ou reforçados.

1.2 Objetivos

Neste estudo procurou-se conhecer o comportamento de elementos estruturais de construções de alvenaria aquando submetidos a ações horizontais, as suas patologias e variadas técnicas de reforço existentes para este tipo de construções, com o objetivo principal de desenvolver um sistema de reforço eficaz e não intrusivo.

Essa técnica a desenvolver tem como princípio o reforço de ambas as faces de paredes ou muros de construções históricas de alvenaria através da passagem de cabos pelas juntas, de forma a garantir-lhes uma maior resistência à flexão para fora do seu plano. Para garantir que os cabos não saiam das juntas quando submetidos a um movimento cíclico para fora do seu plano, causado por forças horizontais, é necessário cravar uns varões dotados de uma cabeça que permita a passagem e a ancoragem dos cabos.

Como tal, ao longo desta dissertação, será necessário:

- Selecionar os materiais a utilizar para esta técnica;
- Desenvolver os seus componentes e outros elementos que a auxiliem, de forma a torná-la fácil e rápida de aplicar em casos reais;
- Desenvolver a técnica em si, no que toca a questões mecânicas (por exemplo, perceber se os cabos necessitam de ser pré-tensionados para melhorar a eficácia do sistema);
- Ensaiar os vários componentes do sistema;
- Ensaiar provetes de paredes de alvenaria com e sem o sistema instalado.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está organizada em 6 capítulos com a seguinte informação:

- No Capítulo 1 foi apresentada a motivação que levou a desenvolver esta dissertação e os principais objetivos que se pretendem alcançar com a realização da mesma;
- No Capítulo 2 procura-se recolher informação sobre as características e o comportamento dos elementos construtivos de construções de alvenaria, tal como as suas patologias aquando da aplicação de uma força horizontal nesses elementos. São ainda apresentadas

Capítulo 1 - Introdução

algumas técnicas de reforço correntemente utilizadas em edifícios de alvenaria e é ainda dado ênfase ao caso das construções em estado de ruína e à falta de técnicas de reforço que lhes sejam aplicáveis, sem denegrir o valor estético e patrimonial;

- No Capítulo 3 é apresentado o sistema de reforço que se pretende desenvolver ao longo desta dissertação, tal como a técnica base desenvolvida por *Antonio Borri* (2009). São ainda apresentados alguns dos primeiros desenhos de alguns elementos constituintes deste sistema;
- No Capítulo 4 é realizada a seleção dos materiais que serão responsáveis por garantir o aumento da flexão dos elementos estruturais a reforçar à flexão para fora do seu plano. É apresentado um estudo prévio sobre o comportamento desses elementos quando submetidos a forças horizontais e são ainda apresentados os protótipos desenvolvidos para a elaboração dos ensaios experimentais;
- No Capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios experimentais realizados, assim como a sua preparação. Esses ensaios agrupam-se em três grupos: os ensaios de tração dos cabos e cordões, ensaios de arrancamento de varões ancorados em provetes cilíndricos de argamassa, e ensaios de flexão de provetes de paredes de alvenaria;
- No Capítulo 6 procura-se retirar as conclusões de toda a dissertação e explanar alguns dos trabalhos futuros sugeridos que deverão ser realizados para desenvolver esta técnica.

2 Reforço Estrutural de Construções Históricas

A grande maioria das construções históricas, nomeadamente em Portugal, é constituída por construções em alvenaria. A alvenaria é um processo utilizado na construção há já vários milénios (crê-se que os primeiros edifícios construídos em alvenaria datam de 9000 A.C.) e era, até ao início do século XX, o principal método de construção, visto que era um método que apresentava uma boa durabilidade, solidez, facilidade de obtenção de materiais, reduzidos custos de manutenção e o facto de não necessitar de mão-de-obra especializada. Após esta data, o seu uso decresceu bastante, dando, então, lugar à construção utilizando o betão armado.

As primeiras construções em alvenaria, na maior parte dos casos, não continham nenhum elemento que unisse os blocos de pedra. Estes tinham uma forma “grosseira” e eram apenas sobrepostos sendo que as pedras de menores dimensões ocupavam os espaços vazios criados pelas pedras de maiores dimensões.

Entretanto, o Homem foi desenvolvendo novas técnicas de trabalho da pedra, o que foi permitindo uma grande redução dos espaços vazios entre os vários blocos, surgindo também o tijolo de adobe e, posteriormente, o tijolo de barro. Foi-se também desenvolvendo a forma de ligação dos blocos, surgindo, assim, a utilização de argamassa para tal efeito. Os ligantes mais utilizados para tal argamassa foram a cal, o gesso, o barro e o saibro, entre outros.

Nas próximas secções serão apresentadas algumas características dos elementos destas construções de alvenaria, tal como problemas que elas apresentam sobre o efeito de forças horizontais, nomeadamente, quando estas são provenientes da ação sísmica, e também técnicas de reforço estrutural que têm vindo a ser desenvolvidas para contornar estes problemas.

2.1 Elementos das Construções Históricas

2.1.1 Fundações

As fundações de construções de alvenaria podem ser agrupadas em dois grupos (fundações diretas ou indiretas) dependendo da profundidade à qual estas vão assentar. Caso o solo seja considerado resistente, isto é, apresente umas elevadas características mecânicas, a fundação pode ser entendida como um prolongamento das paredes-mestras (ver Figura 1a). Caso o solo não apresente características mecânicas suficientes para que apenas o prolongamento das paredes conduza à estabilidade da estrutura, as paredes sofriam um aumento de espessura de forma a diminuir a tensão a ser exercida no solo (ver Figura 1b).



Figura 1 – Fundações: a) fundação direta resultante do prolongamento das paredes; b) fundação direta com um aumento de espessura da parede (Pires, 2009)

As fundações indiretas encontram-se quando o solo não garante a estabilidade da estrutura utilizando nenhum dos métodos acima descritos. Como tal, era necessário construir as fundações com um nível de

profundidade superior. Uma das técnicas encontradas baseia-se no enchimento de poços, com profundidades suficientes para encontrar um solo com boas características mecânicas e espaçados por cerca de três metros, com enrocamento de pedras ordinárias, por vezes misturadas com argamassa. Outra técnica consiste na construção, em poços, de pilares de pedra talhada e unidos por arcos, de forma a assentar sobre estes últimos as paredes estruturais do edifício. Em ambas as técnicas, pode também, por vezes, encontrar-se arcos invertidos a unir inferiormente os poços de forma a reduzir o risco dos assentamentos diferenciais. Esta técnica permite que as cargas se distribuam de forma homogénea pelos diferentes poços.

2.1.2 Paredes

As paredes de alvenaria de construções históricas podem apresentar diferentes aspetos, nomeadamente no que toca ao material e ligantes utilizados.

Segundo Pinho (1997), “as diferentes tipologias e designações de paredes de alvenaria antigas identificam-se de acordo com a função desempenhada e a natureza e características dos materiais e ligantes utilizados”

Tabela 1 - Designação das paredes dos edifícios antigos de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante (Pinho, 1997)

Designação	Natureza
Parede de cantaria (ou silharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas.
Parede de alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes em argamassa ordinária
Parede de alvenaria ordinária	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem, e ligadas por argamassa ordinária
Parede de alvenaria de tijolo	Paredes construídas com tijolos, geralmente cerâmicos
Parede de alvenaria de pedra seca / empedrados	Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa
Paredes de adobe / Paredes de taipa	Paredes construídas com terra moldada
Paredes mistas	Paredes de alvenaria e cantaria; de pedra e tijolo; de alvenaria com madeira, etc
Paredes de alvenaria refratária	Pedras ligadas com argamassa refratária
Paredes de alvenaria hidráulica	Pedras ligadas com argamassa hidráulica

Com o objetivo de perceber o estado de conservação das paredes de alvenaria de uma construção histórica e pensar numa forma de reforçar a segurança dessas mesmas paredes, temos de ter em conta as características construtivas dessas mesmas paredes. Assim, segundo Binda (1998) e Roque (2002), essas características construtivas devem ser estudadas assentando em quatro parâmetros:

- **as pedras:** a forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não trabalhadas), a natureza ou origem, as dimensões, a cor e o estado de conservação;

- **a secção,** com referência à tipologia construtiva: o número de paramentos e respetiva espessura, o grau de sobreposição (ou imbricamento) entre paramentos, a presença de pedras transversais (perpianhos ou travadouros) que façam a ligação entre os paramentos ou de cunhas ou calços de assentamento, a dimensão e distribuição de vazios, a percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios);

- **o assentamento:** relativo à textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.) e sua disposição, com destaque para a presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões - seixos de assentamento);

- **a argamassa utilizada como elemento de ligação entre as pedras,** identificando principalmente a sua consistência e, secundariamente, o desempenho, a espessura das juntas, a cor, o diâmetro, a forma e a cor dos agregados.

Segundo Roque (2002), “a análise da secção desempenha um papel fundamental no estudo das propriedades e comportamento das alvenarias pelo que uma classificação mais geral apenas se refere à secção, nomeadamente, ao número de paramentos e ao seu grau de sobreposição.” Como tal, segundo um estudo sobre edifícios históricos danificados pelos sismos, realizado por Binda & Penazzi (2000), existem três tipologias principais de secções divididas em subcategorias:

▪ - **Paredes de paramento simples:**

- de pedra transversal única
- de pedra transversal única com rebocos espessos
- de grande espessura (em geral, com mais que uma pedra transversal)

▪ - **Paredes de dois paramentos:**

- paramentos sem ligação entre eles: são paredes constituídas por dois paramentos completamente separados entre eles por uma junta vertical ao longo do interface de contacto, que se pode encontrar seca ou preenchida por argamassa e cascalho.

- paramentos ligados:

- ♦ - por simples sobreposição: as pedras dos dois paramentos que constituem as paredes encontram-se apenas ligeiramente sobrepostas (cerca de 2 cm) no interface de contacto;
- ♦ - por pedras transversais: nestas paredes encontram-se pedras transversais alongadas que atravessam toda a secção, designadas por perpianhos ou travadouros.

- **Paredes de três paramentos:** são paredes constituídas por uma secção resistente, não homogénea, composta por dois paramentos exteriores, com razoável regularidade, separados por uma camada interior (o núcleo) de fraca qualidade. O núcleo é constituído por material de enchimento, num aglomerado de material grosseiro, que pode ser composto por restos de blocos e pedras com juntas de argamassa intercaladas, ou por material mais ou menos homogéneo, que se encontra solto ou parcialmente ligado.

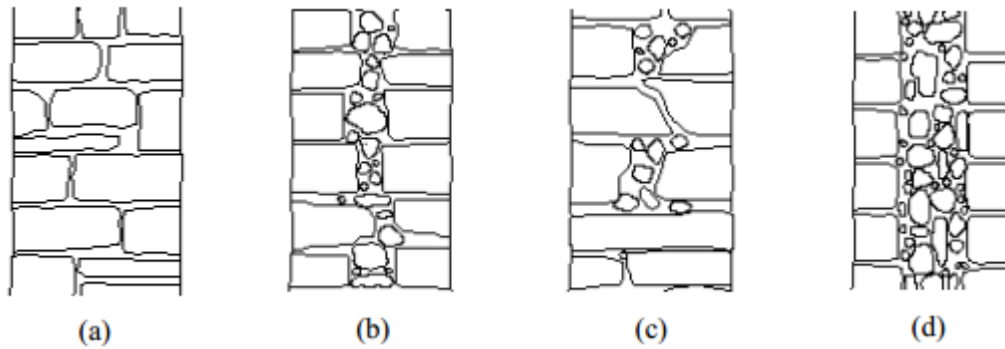


Figura 2 – Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de paramentos [Roque, 2002]: (a) paramento simples; (b) dois paramentos sem ligação; (c) dois paramentos com ligação; (d) três paramentos com núcleo de fraca qualidade.

As paredes resistentes das construções históricas apresentam uma grande espessura na base e uma diminuição significativa desta assim que a distância até ao topo do edifício se vai encurtando. Esta espessura deve-se ao facto destas paredes estarem encarregues de resistir a cargas verticais, como o peso próprio do edifício e sobrecargas, e também a cargas horizontais, como o vento e sismos, e ao facto da alvenaria apresentar uma fraca resistência ao corte e à tração (e, conseqüentemente, à flexão).

As paredes divisórias desempenham, geralmente, apenas a função de dividir as habitações e compartimentos. Praticamente só nos edifícios pombalinos é que estas são utilizadas para resistir a esforços. Estes edifícios são dotados de uma estrutura de madeira embebida na alvenaria que permite oferecer uma maior resistência a ações horizontais e uma maior capacidade de dissipação de energia. Essa estrutura, que ficou conhecida como a “Gaiola Pombalina” é constituída por vários painéis planos, colocados ortogonalmente, aos quais foi atribuído o nome de “paredes em frontal”. Esses painéis são conjuntos de inúmeras peças de madeira dispostas horizontal, vertical e diagonalmente, que estão ligadas entre si, compondo, assim, uma treliça que posteriormente era preenchida com elementos cerâmicos argamassados.

Segundo Lopes (2010), “como o triângulo é a única figura geométrica que não se pode deformar sem variar o comprimento dos lados, os painéis apenas precisam de mobilizar a resistência axial das barras de madeira para resistir bem tanto a cargas verticais como a cargas horizontais no seu plano.” A ligação entre os vários painéis ortogonais que originam uma treliça tridimensional é feita através de barras verticais denominadas “prumos”.

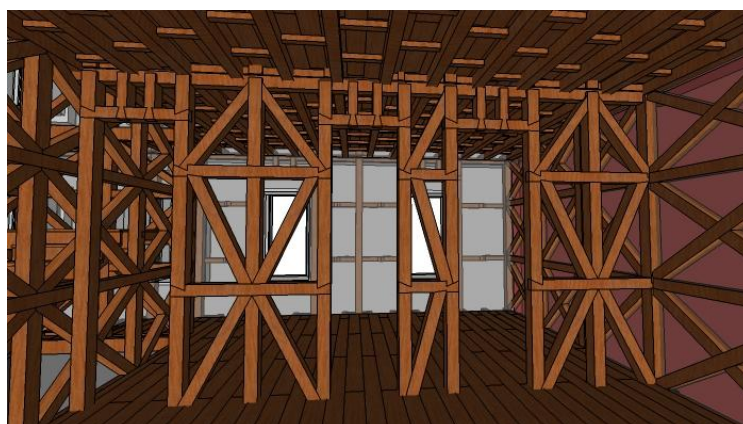


Figura 3 – Frontal Pombalino

As paredes de frontal têm também a função de contraventar as paredes principais de alvenaria de pedra a partir do primeiro piso. Estas paredes exteriores, no rés-do-chão, têm cerca de um metro de

espessura. Espessura essa que vai diminuindo de piso para piso, conforme nos aproximamos do topo do edifício.

Também os tetos/pavimentos dos edifícios pombalinos são diferentes no rés-do-chão e nos restantes pisos. Enquanto o teto do rés-do-chão é constituído por arcos e abóbadas de alvenaria de pedra, os restantes pisos é constituído por vigamentos de madeira revestidos superiormente por soalhos e inferiormente por forros do tipo “saia e camisa”.

2.1.3 Pavimentos

Na generalidade das construções históricas, o piso térreo sobre a alvenaria é constituído por várias camadas de argamassa. O processo de distinção deste tipo de pavimentos baseia-se na natureza da camada de suporte, na espessura das várias camadas e na qualidade da última camada, sendo que as camadas mais próximas da superfície são aquelas que apresentam uma maior compacidade e impermeabilização.

Os pavimentos dos pisos elevados destes edifícios são construídos em madeira. Estes são constituídos por vigamentos de madeira, revestidos superiormente por soalhos e inferiormente por forros de esteira simples ou por forros de esteira do tipo “saia e camisa”. Estas vigas ou barrotes de madeira estão, geralmente, dispostas paralelamente entre si, afastadas por pequenos intervalos, e encastradas nas paredes de alvenaria penetrando entre 20 a 25 cm nestas.



Figura 4 – Forros de esteira do tipo “saia e camisa” (Pires, 2009)

Nem sempre as vigas de madeira principais são suficientes para garantir a segurança. Quando as vigas de madeira têm de vencer um vão maior, é comum encontrar outras vigas de madeira posicionadas transversalmente às primeiras e que se apoiavam em pilares de alvenaria ou prumos de madeira (ver Figura 5). Encontra-se também outra solução construtiva, para os casos em que não era possível a construção de tal pilar para servir de apoio às vigas, que passa pela adição de elementos de secção variável às vigas de madeira. Estas vigas têm a sua secção com maior área no local onde os esforços atuantes são maiores (geralmente, a meio vão).

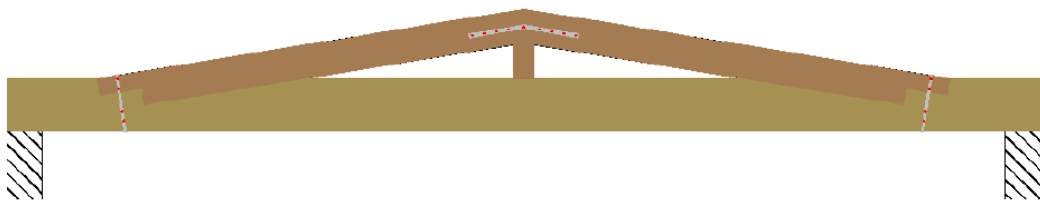


Figura 5 – Viga com reforço de madeira (Pires, 2009)

Em zonas sísmicas, é comum encontrar reforços na ancoragem parede/pavimento utilizando, para tal efeito, peças metálicas pregadas nesta ligação que ficam embebidas na alvenaria, atravessando-a ou não na sua totalidade. Nos casos em que a alvenaria é atravessada na sua totalidade, as peças metálicas são então ancoradas na face exterior da parede.

Em alguns edifícios, nomeadamente muitos edifícios na Baixa Pombalina em Lisboa, a estrutura até ao primeiro andar é constituída por arcos ou por abóbadas de alvenaria de pedra (ver Figura 6). Como tal, no pavimento do primeiro andar existe uma estrutura de madeira sobre estes arcos (sobre a qual é colocado o soalho) ou existe uma camada de argamassa e respetivo acabamento colocada sobre areia argilosa, pedra solta ou terra (materiais utilizados para o enchimento dos arcos e abóbadas). Esta foi uma

estratégia adotada para vencer maiores vãos e evitar que, em caso de incêndio, o fogo não se alastrasse para os pisos superiores.

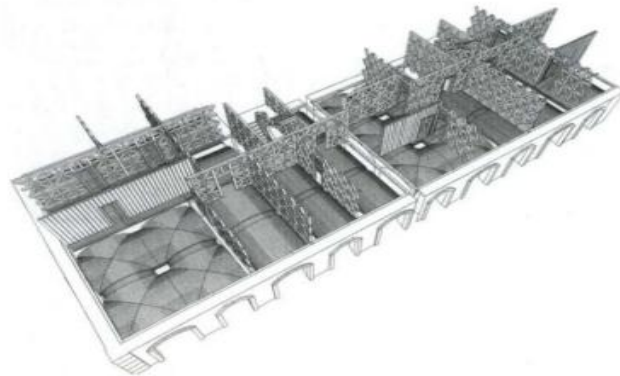


Figura 6 - Estrutura do rés-do-chão de um edifício Pombalino (Cóias, 2007)

2.1.4 Coberturas

As coberturas de edificações históricas podem apresentar diferentes técnicas construtivas. Estas podem ser inclinadas, planas ou curvas (caso das abóbadas e cúpulas). Estas coberturas têm como objetivo resistir a cargas como chuva, neve e vento.

Os casos mais frequentes são os das coberturas inclinadas. Estas podem ser constituídas por uma, duas, três ou quatro águas e têm como principal estrutura de suporte: asnas de madeira. Sobre as asnas é colocada uma estrutura de madeira (madres, ripas, etc) encarregue de suportar os materiais de revestimento que são, geralmente, telhas cerâmicas, lousa de ardósia ou colmo.

Nos casos de coberturas planas, temos como principais elementos de suporte: arcos e abóbadas de pedra ou tijolo. Nestas estruturas, não se utilizava a madeira por ser um material sensível à água e pelo facto de estas coberturas estarem expostas a grande humidade. Para garantir a impermeabilização era comum utilizar argamassa com características impermeabilizantes apoiada em entulho que preenchia o espaço entre os arcos ou abóbadas e as camadas de impermeabilização. Pode-se também encontrar folhas de chumbo ou zinco no lugar da argamassa. Estas coberturas exigem uma pendente mínima de 1% para a drenagem da água das chuvas.

O caso menos frequente é o das coberturas curvas como abóbadas ou cúpulas, visto que o processo de construção é mais complexo, o que leva a um elevado custo. Este tipo de coberturas é visível em edifícios mais importantes e cobre apenas uma pequena parte da área em planta desses edifícios.

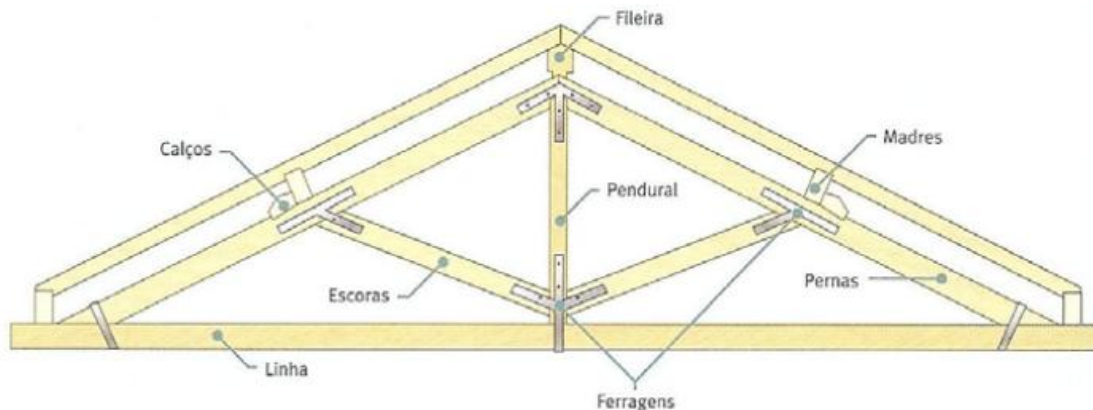


Figura 7 – Esquema de uma cobertura frequente em edifícios de alvenaria (adaptado por Pena, 2008)

2.2 Problemas das construções históricas

2.2.1 Ações Principais

As construções históricas, tirando algumas exceções como o caso dos edifícios pombalinos, não foram dimensionadas para resistir à ação sísmica. Como tal, dependendo da intensidade do sismo, da distância ao epicentro, das características do terreno e das características dos edifícios apresentadas mais à frente, a ocorrência de um sismo pode ter vários efeitos nos edifícios, incluindo o colapso total.

Aquando da ocorrência de um sismo, é imposta uma deformação na base do edifício com características mecânicas que introduz acelerações transmitidas aos vários pisos. O efeito do sismo num edifício é, então, equivalente a um conjunto de forças horizontais variáveis no tempo que se desenvolvem ao nível dos pisos (Ruivo, 2010).

Em caso de sismo, o colapso de edifícios de alvenaria é a principal causa de morte do elevado número de vítimas causado por esta catástrofe natural, como podemos ver na Figura 8.

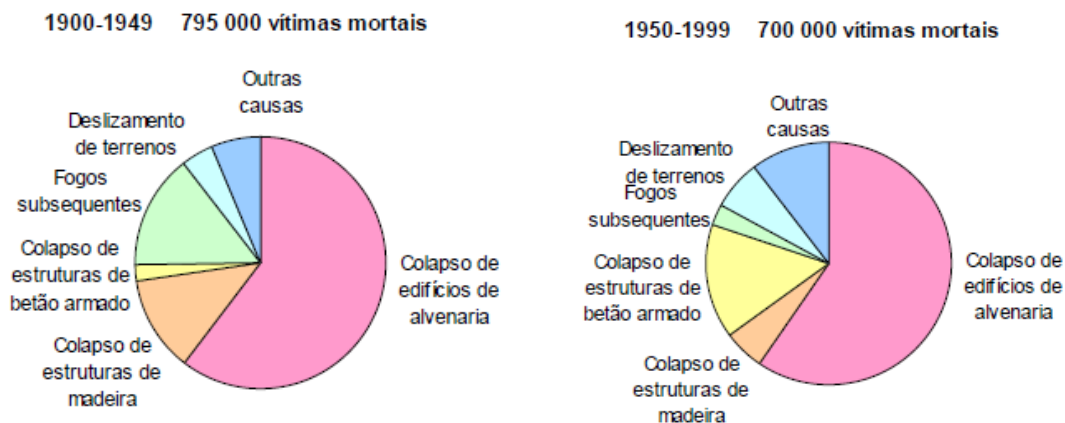


Figura 8 – Causas de vítimas mortais em sismos no século XX (Candeias & Coelho, 2007)

O ICOMOS – Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitetónico compara os processos a ter aquando da reabilitação de um edifício às várias fases utilizadas na medicina, no tratamento de um paciente: “Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo correspondem, respetivamente, à análise da informação histórica, identificação das causas de danos e degradações, seleção das ações de consolidação e controlo da eficácia das intervenções.” Como tal, a intervenção num edifício exige uma análise cuidada do edifício a reabilitar. É necessário fazer o levantamento arquitetónico e estrutural do edifício, dos materiais utilizados, no que toca à sua natureza e às suas propriedades mecânicas, das características do solo onde este assenta e das anomalias que este poderá ter adquirido com o passar do tempo.

A maior parte dos colapsos devem-se às forças aplicadas nas paredes de alvenaria, transversais e longitudinais ao plano destas e, segundo Candeias & Coelho (2007), o efeito destas forças na:

- Utilização de tijolos/blocos e argamassas de baixa resistência, inadequadamente ligados
- Ligação deficiente entre faces das paredes exteriores
- Ligação insuficiente entre paredes perpendiculares
- Baixa rigidez dos pisos e coberturas no próprio plano
- Ligação deficiente entre as paredes e os pavimentos e/ou cobertura

- Degradação e deterioração da estrutura ao longo do tempo
- Introdução de sucessivas alterações na estrutura

Segundo Ruivo (2010), “Para qualquer material estrutural utilizado, terão de ser asseguradas a resistência e a rigidez para cargas verticais e horizontais. A resistência prende-se com a capacidade de transmissão de cargas desde o ponto de aplicação até às fundações sem que a capacidade resistente dos elementos estruturais seja ultrapassada, ao passo que a rigidez é necessária para controlar as deformações nos elementos estruturais sujeitos ao carregamento gravítico e os deslocamentos entre pisos provocados pelas ações horizontais.”

2.2.2 Patologias da alvenaria sob ação sísmica

As construções de alvenaria apresentam, geralmente, como ponto forte, o facto de oferecerem uma boa resistência a esforços de compressão, nomeadamente, os esforços provenientes do seu peso próprio, dos pavimentos e da cobertura. Porém, como vimos anteriormente, têm como um dos seus pontos fracos a fraca resistência a esforços de tração, e conseqüente fraca resistência à flexão. Isto faz com que os edifícios de alvenaria tenham um mau comportamento quando submetidas a ações para fora do plano das paredes e a excentricidade de cargas verticais demasiado elevadas. Segundo Carvalho & Oliveira (1983), “a aptidão das mesmas perante outro tipo de esforços, particularmente os inerentes à ação sísmica, é muito variável, podendo ir desde a total inaptidão até a uma resistência satisfatória.” Esta heterogeneidade de comportamento pode estar relacionada com as propriedades físicas, químicas e mecânicas das pedras, com a composição da argamassa, com as técnicas de construção, com o número de panos das paredes e com diferentes estados de degradação dos materiais.

Algumas das principais causas dos danos provocados nos edifícios de alvenaria provenientes da ação sísmica são o facto da argamassa utilizada não ser a mais adequada para ligar as pedras entre si e o facto da ligação entre os dois panos das paredes exteriores ser deficiente. Como tal, as paredes de alvenarias de ligação seca ou com ligantes de fraca qualidade com pedra irregular com um ou dois panos são as que pior se comportam sob o efeito dos sismos. Segundo Carvalho & Oliveira (1983), o efeito das forças horizontais, provenientes da ação sísmica, nas paredes deste tipo de alvenaria conduz rápida e facilmente à sua desagregação, existindo aspetos que contribuem duma forma significativa para o seu comportamento:

1. Quanto mais arredondadas forem as pedras mais facilmente se desagregam;
2. O movimento oscilatório da parede para fora do seu plano, em ambos os sentidos, provocado pelo facto do sentido das forças variar rapidamente e diversas vezes durante a ocorrência de um sismo;
3. A existência de acelerações verticais agrava a possibilidade de desagregação, pois atenua o efeito estabilizador das forças de compressão;
4. A possível fratura de pedras que não sejam de boa qualidade.

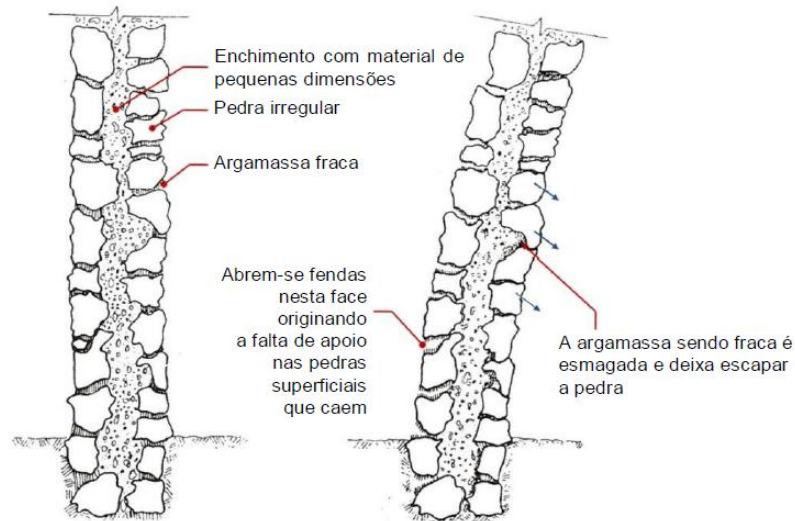


Figura 9 - Parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular, de dois panos (Carvalho & Oliveira, 1983).

No caso das paredes de três panos é de notar que a resistência à compressão depende do grau de confinamento transversal dos panos externos, da existência de material incoerente no pano interno e do volume e distribuição de vazios. Segundo Silva (2009), geralmente neste tipo de paredes, o pano interno é constituído por materiais de muito fraca resistência mecânica, com tendência para compactar, resultando numa distribuição de tensões não-uniforme, o que pode levar, através da deformação deste, à expulsão para fora do plano dos panos externos. O facto dos vazios no pano interno se encontrarem aleatoriamente distribuídos e a resistência à compressão do mesmo depender totalmente dessa distribuição condiciona ainda mais o comportamento deste tipo de paredes.

Tanto nas paredes de dois panos como nas de três, a existência de elementos a ligar transversalmente (travadores) os panos destas é essencial para garantir uma resposta mais eficaz aos movimentos induzidos na parede pelas forças sísmicas, visto que estes elementos permitem um maior grau de confinamento e uma maior interligação entre os vários elementos, como se pode ver na Figura 10.

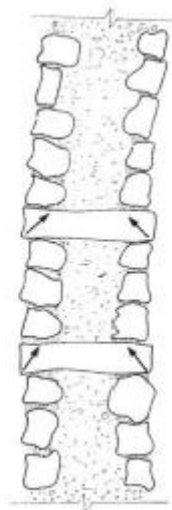


Figura 10 – Parede com travadores sob ação sísmica, nos quais se pode ver a existência de forças a contrariar as forças de desagregação

Outra das principais causas de danos nas construções de alvenaria sob ações sísmicas é o facto de as paredes terem uma fraca resistência ao corte. Esta patologia está relacionada com o facto de a argamassa utilizada nas juntas ter uma fraca resistência ao corte e está também relacionada com a fraca resistência à tração da argamassa e da ligação entre a argamassa e as pedras.

Como dito anteriormente, as paredes de alvenaria nas construções históricas estão encarregadas de suportar cargas verticais e horizontais. Sobre estas, aquando da ocorrência de um sismo, são induzidas forças transversais e longitudinais ao seu plano. Na Figura 11 é possível observar o comportamento de uma parede isolada quando são introduzidas essas forças transversais e longitudinais ao plano.

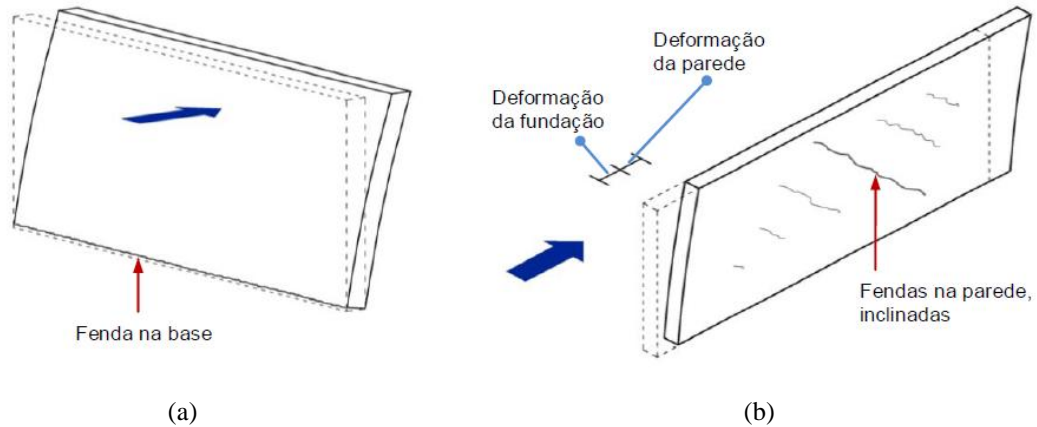


Figura 11 - Comportamento de uma parede isolada sob ação sísmica: a) Comportamento de parede isolada sob força transversal ao seu plano; b) Comportamento de parede isolada sob força longitudinal ao seu plano (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

Segundo Carvalho & Oliveira (1983) e Pomba (2007), “a atuação de forças transversais é muito mais desfavorável do que a atuação de forças longitudinais. Uma parede mesmo que bem construída perante a atuação de forças transversais possui uma baixa resistência, ocorrendo facilmente o derrubamento da mesma, devido à formação de uma fenda junto da fundação ou pelo mecanismo de rotura da própria fundação. Pelo contrário, a atuação de forças longitudinais ao plano de uma parede são suportadas em melhores condições, sendo transferidas para a fundação de uma forma eficaz. Neste caso o problema do derrubamento não se levanta, podendo, no entanto, a parede atingir a rotura através dum mecanismo de deslocamento relativo face à fundação ou devido ao fenómeno de fendilhação na própria parede. Como tal, facilmente se conclui que a resistência da parede perante forças atuantes longitudinalmente ao seu plano é muito maior do que a sua resistência face a atuação de forças transversais.”

Quando as deformações são impostas para fora do plano da parede, a rotura da parede dá-se por flexão composta. Este tipo de flexão pode originar uma acumulação tal de tensões de compressão na interface entre duas paredes de pisos consecutivos que resulte no esmagamento desse mesmo material. Nesse caso, a diminuição da base de apoio da parede superior pode originar o derrubamento da parede, como se pode ver na Figura 12 (Pereira, 2009).

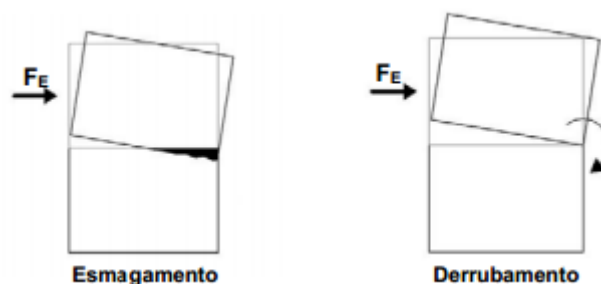


Figura 12 – Mecanismo de rotura para fora do plano de duas paredes de pisos consecutivos (Pereira, 2009)

Com o objetivo de garantir um bom comportamento sísmico, há que dispor de elementos resistentes funcionando em mais de uma direção. No entanto, esta disposição de paredes não garante por si só um comportamento eficaz quando submetidas a forças sísmicas, pois uma ligação deficiente entre elas

implica um comportamento isolado das mesmas (Pomba, 2007). Na Figura 13, podemos observar o resultado de uma ligação deficiente entre paredes perpendiculares entre si.

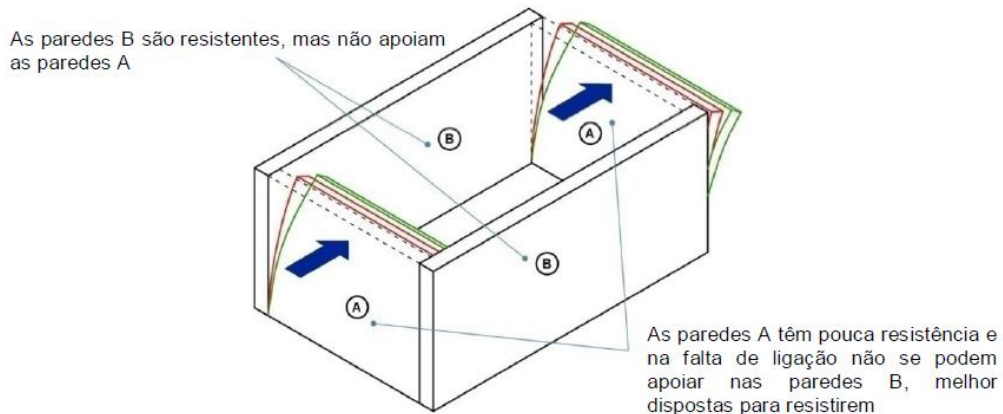


Figura 13 – Comportamento resultante da deficiente ligação das paredes (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

Esta figura prova a importância do bom funcionamento do conjunto das paredes e, portanto, a elevada importância das zonas de ligação entre as paredes perpendiculares (cunhais). Segundo Pomba (2007), “na generalidade das construções de pequeno porte com paredes de alvenaria, verifica-se que as zonas dos cunhais exibem blocos de maiores dimensões e de melhor qualidade. No entanto, é necessário garantir um correto travamento dos mesmos, que em geral é conseguido pela sua disposição em direções transversais e melhorado pelo uso de uma boa argamassa.”

Na Figura 14, é possível observar o comportamento do mesmo edifício da Figura 13, mas agora assegurando uma boa ligação entre as paredes perpendiculares através do travamento dos cunhais. Na figura da esquerda podemos ver as paredes B a suportar as paredes A, e na figura da direita, as paredes A a suportar as paredes B.

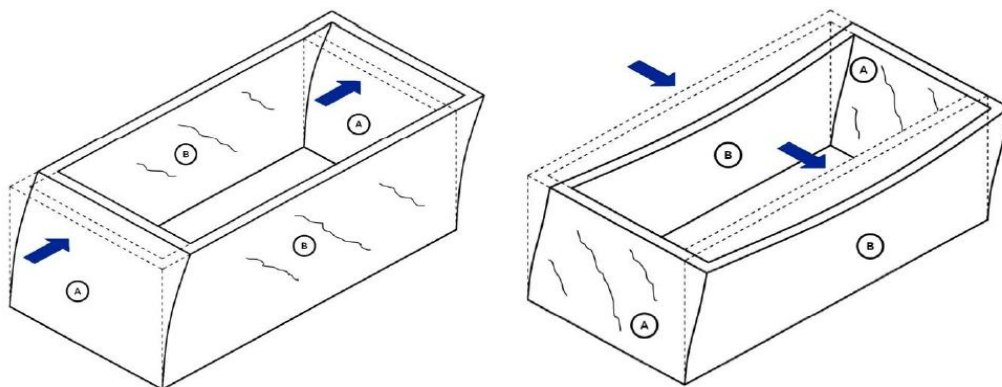


Figura 14 – Comportamento de quatro paredes travadas por cunhais quando submetidas a ação sísmica (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

Quando as paredes travadas por cunhais têm um comprimento considerável, estas podem agir como se fossem isoladas. Na Figura 15 pode-se observar o comportamento de paredes com um comprimento considerado elevado. Como as zonas centrais dessas paredes não se podem apoiar em paredes transversais, acabam por se comportar como se estivessem isoladas, deformando-se para fora do plano das mesmas.

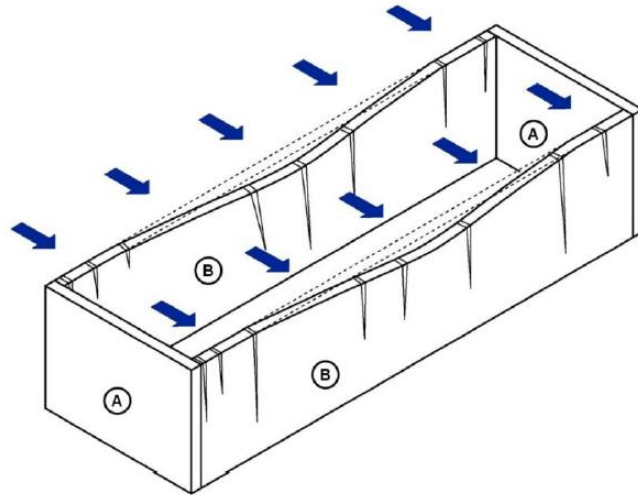


Figura 15 - Comportamento de paredes muito compridas sob forças transversais (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

Existem ainda dois fenómenos que agravam o comportamento das paredes de edifícios de alvenaria aquando da ocorrência de um sismo.

O primeiro fenómeno é a existência de aberturas nas paredes, como janelas e portas. Estas fazem com que as forças aplicadas à parede sejam encaminhadas de forma diferente para a fundação consoante a posição da abertura na parede. Dependendo das suas dimensões relativamente às da parede onde se inserem, estas aberturas podem alterar-lhe de forma significativa o comportamento e a resistência, diminuindo a rigidez da parede no seu plano, como podemos observar na Figura 16, onde se ilustra o comportamento de uma parede com aberturas solicitada por uma força longitudinal ao plano da mesma (Carvalho & Oliveira, 1983).

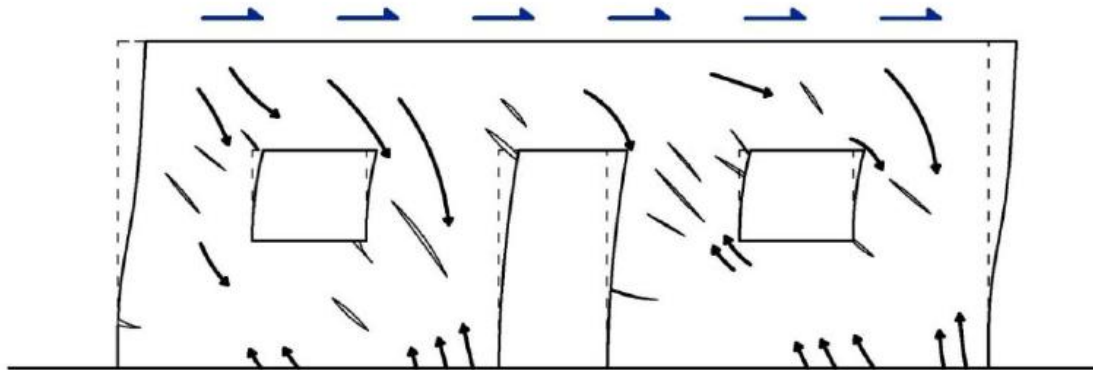


Figura 16 – Comportamento de paredes com aberturas aquando da aplicação de uma força longitudinal ao seu plano e fendilhação consequente (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

O outro fenómeno é o efeito de assimetrias e irregularidades no edifício que faz com que lhe seja introduzida uma torção quando lhe são aplicadas forças horizontais, como podemos ver nas figuras seguintes.

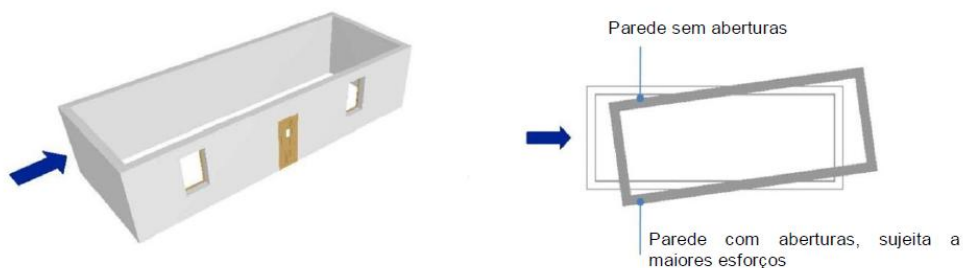


Figura 17 – Comportamento de um edifício assimétrico em planta (paredes com diferentes rigidezes) quando aplicada uma força horizontal (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

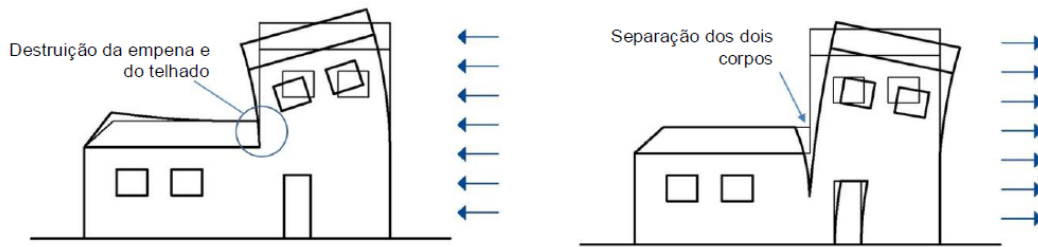


Figura 18 – Comportamento de um edifício assimétrico em altura quando aplicada uma carga horizontal (adaptado por Pomba, 2007 de Carvalho & Oliveira, 1983)

2.2.3 Patologias dos pavimentos sob ação sísmica

Tal como a ligação entre paredes ortogonais, a ligação entre as paredes e o pavimento e a forma como este consegue dissipar a energia proveniente da ação sísmica até às paredes e das paredes até às fundações são bastante importantes para o bom comportamento sísmico de uma estrutura, como se pode observar na Figura 19.

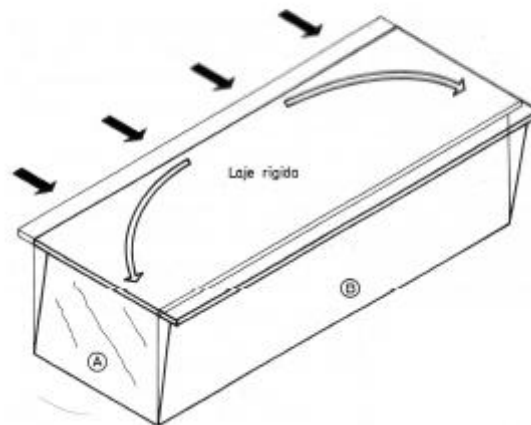


Figura 19 – Comportamento de um edifício com uma boa ligação entre pavimento e paredes (adaptado por Candeias, 2008 de Carvalho & Oliveira, 1983)

Numa construção histórica, em que o pavimento é de madeira, é necessário analisar o comportamento deste no seu plano. Esse comportamento depende da sua rigidez e da sua resistência. Quanto maior for a sua rigidez, menor será o seu movimento no plano, como podemos observar na Figura 20.

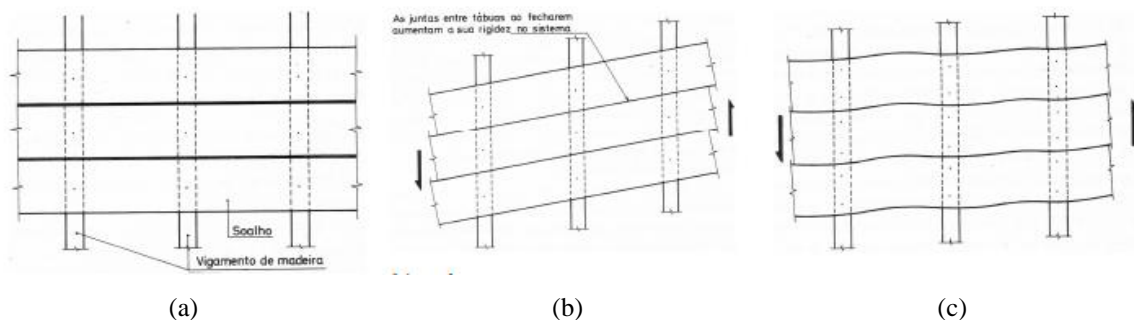


Figura 20 – Comportamento do pavimento de madeira sob ação sísmica: a) estrutura do pavimento; b) movimento do soalho com baixa rigidez (1 prego por tábuas); c) movimento do soalho com maior rigidez (2 pregos por tábuas) (adaptado por Candeias, 2008 de Carvalho & Oliveira, 1983)

2.2.4 Mecanismos de rotura globais

Os primeiros mecanismos de colapso apresentados aqui dizem respeito à parede de fachada principal de um edifício isolado.

No primeiro caso, podemos observar o mecanismo de colapso de uma parede de fachada após a capacidade de ligação entre esta e as paredes laterais ter sido ultrapassada, provocando um derrubamento monolítico dessa parede.

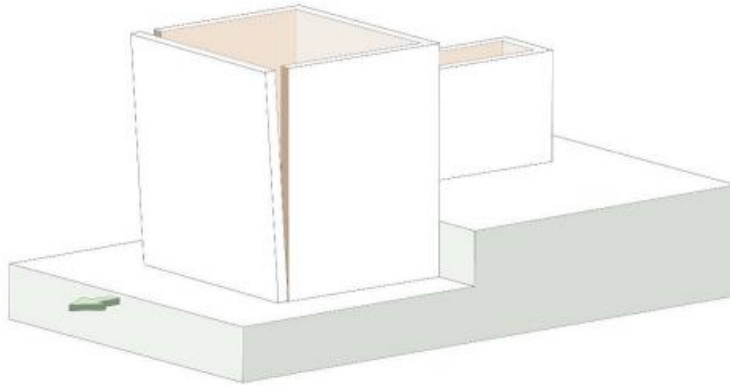


Figura 21 - Mecanismo de colapso de uma parede de fachada com uma ligação deficiente com as paredes laterais (Costa, 1999)

Quando a ligação entre as paredes laterais e a parede de fachada é eficaz, pode ocorrer um mecanismo conhecido por mecanismo de Rondelet, apresentado na Figura 22.

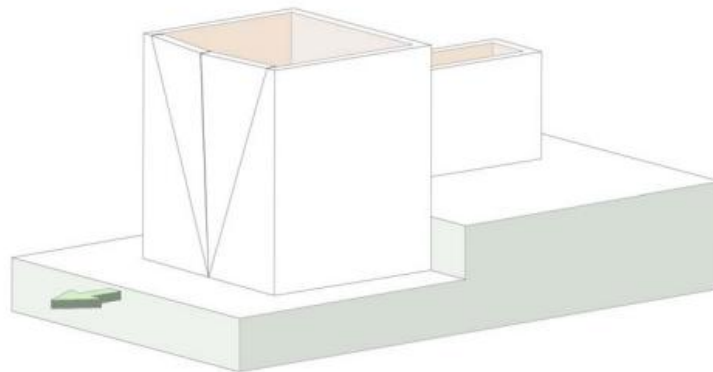


Figura 22 - Mecanismo de Rondelet (Costa, 1999)

O mecanismo seguinte resulta de uma adaptação do mecanismo de Rondelet a uma parede de fachada com aberturas (janelas e portas).

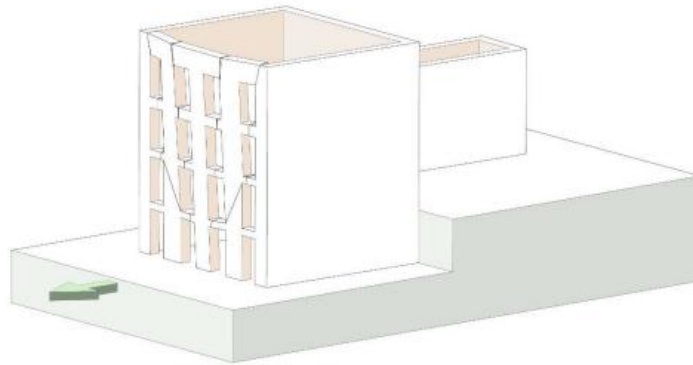


Figura 23 - Mecanismo de Rondelet numa parede com aberturas (Costa, 2009)

Apresenta-se, de seguida, os mecanismos de colapso devidos a faltas de ligação de elementos estruturais num edifício isolado enumerados por Giuffrè (1993).

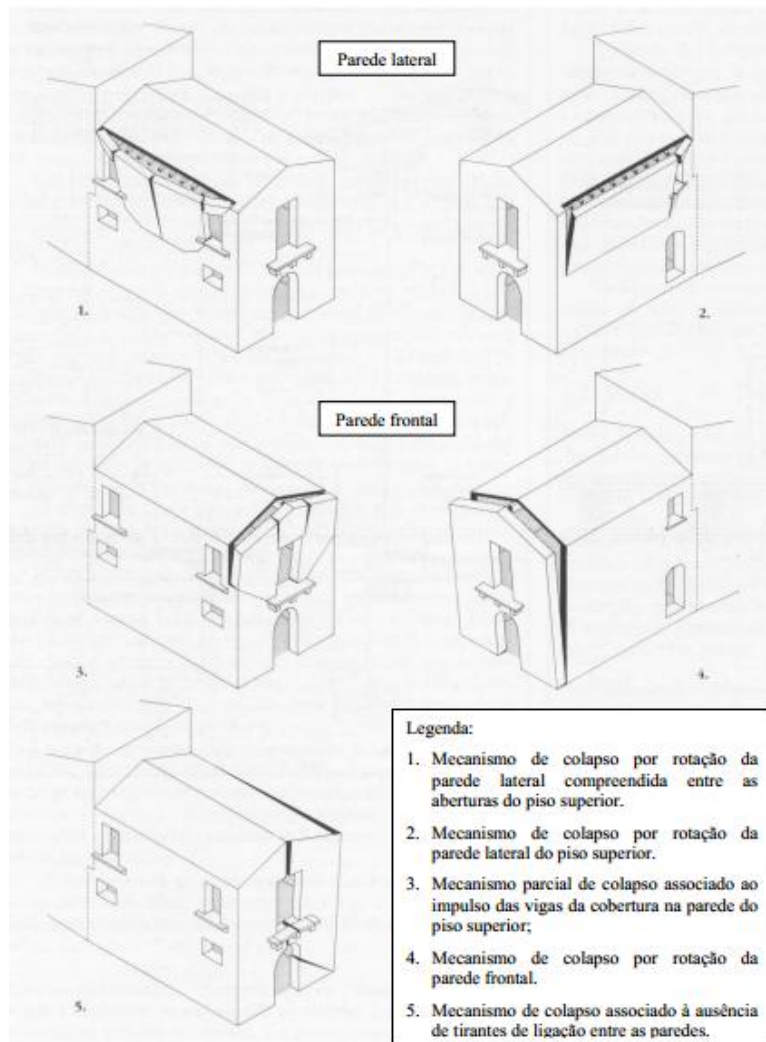


Figura 24 – Mecanismos de colapso por falta de ligações de elementos estruturais num edifício isolado (Giuffrè, 1993)

Nos casos em que o edifício de alvenaria está bem construído, isto é, as ligações entre paredes perpendiculares são eficientes, o efeito das forças sísmicas traduz-se na rutura e no colapso de pequenas porções da parede. Na Figura 25 estão representados vários mecanismos de rotação das paredes (Costa, 1999)

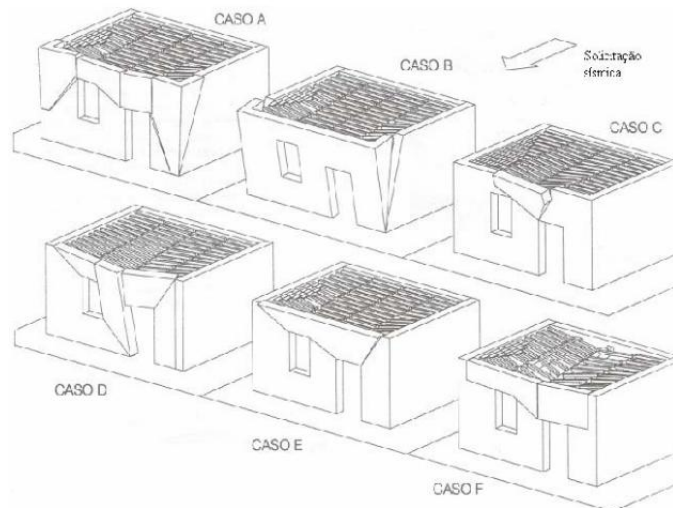


Figura 25 - Mecanismos típicos de colapso em edifícios de alvenaria (Adaptado por Costa, 2009 de Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici)

No caso de um edifício estar inserido num quarteirão, os mecanismos de colapso podem ser diferentes, como se pode observar na Figura 26.

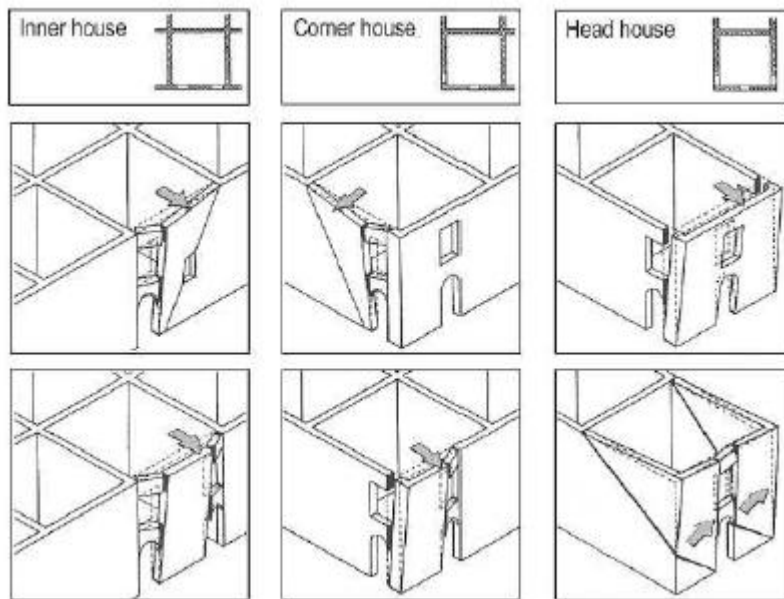


Figura 26 – Mecanismos de colapso de um edifício em posições diferentes em relação ao quarteirão em que está inserido (Carocci, 2001)

2.3 Técnicas Correntes de Reforço

Com o objetivo de reabilitar os edifícios históricos e torná-los seguros para todos os utilizadores (não apenas os que se encontrem dentro de um determinado edifício, como também qualquer transeunte que circule perto desse), têm surgido variadas técnicas de reforço.

2.3.1 Exigências

O facto de as intervenções de reforço de alvenarias antigas serem realizadas com materiais atuais (sendo, portanto, diferentes dos antigos) leva a que seja necessário exigir aos materiais e às técnicas de reforço certos requisitos com o objetivo de garantir o sucesso da intervenção. Atendendo a isto e ao

princípio da intervenção mínima, dever-se-á exigir a uma técnica de reforço e respetivos materiais três características fundamentais (Roque, 2002 e ICOMOS, 2004):

Compatibilidade:

- i) Compatibilidade mecânico-estrutural, isto é as técnicas e os materiais utilizados no reforço devem assegurar que as características da rigidez da construção e do funcionamento estrutural original sejam o mínimo possível alteradas;
- ii) Compatibilidade físico-química, isto é, garantir que os materiais utilizados não provoquem o aparecimento de novas patologias, por apresentarem diferentes comportamentos físicos e/ou químicos, relativamente aos materiais originais.

Durabilidade: a necessidade de preservação das estruturas antigas, especialmente históricas, por um longo período de vida, justifica que as exigências de durabilidade dos materiais a utilizar no reforço sejam mais severas que em estruturas novas;

Reversibilidade: visto que na realidade não existem técnicas verdadeiramente reversíveis, o termo remobilidade é mais adequado. É uma característica a que se tem dado muita importância em intervenções com materiais modernos e prende-se com o facto de se conseguir remover, sem provocar danos nos materiais originais, os novos elementos resultantes da intervenção, no fim da sua vida útil ou no caso de revelarem sinais de inadequabilidade.

Em causa está, também, a preservação do valor patrimonial e estético do edifício, isto é, o tipo de reforço a ser aplicado num determinado edifício deve respeitar ao máximo a história do mesmo. Citando Córias (2007), “o fachadismo ganhou foros de movimento a seguir à Segunda Guerra Mundial, traduzindo uma transposição para a Europa do *american way of life* e, na prática, uma cedência aos interesses do grande negócio imobiliário. Segundo esta tendência, aproveita-se apenas a “carcaça” dos antigos edifícios, que é preenchida com uma estrutura de materiais modernos, em aço ou betão. Exigências funcionais e argumentos de segurança são, normalmente, os invocados para justificar estes atentados à autenticidade. Ao contrário do fachadismo, operar no tecido histórico-urbano com respeito e verdadeira compreensão pelos seus diversos valores, exige sensibilidade, espírito criativo e multidisciplinaridade.”

2.3.2 Efeitos

Os efeitos das técnicas de reforço num determinado edifício estão distinguidos em dois grupos (Roque, 2002):

- Técnicas de reforço passivo, nas quais o reforço só funciona para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores;

- Técnicas de reforço ativo, nas quais o reforço pressupõe uma modificação das condições de carga com reação imediata da estrutura (alteração do estado de equilíbrio e de deformabilidade). Este é o caso das soluções pré-esforçadas.

2.3.3 Estratégias

Aquando de um processo de reabilitação de um edifício com o objetivo de fazer com que o mesmo tenha capacidade para responder a forças provenientes da ação sísmica, as estratégias são adotadas com base numa análise cuidada do edifício. Essa análise tem como objetivo conhecer as patologias do edifício, bem como as propriedades do mesmo e dos seus elementos, e perceber quais as técnicas mais eficazes e menos intrusivas para lhe garantir tal capacidade. Segundo Córias (2007), a reabilitação sísmica pode ser conseguida pondo em prática uma ou mais das sete estratégias indicadas nas recomendações americanas:

- 1- Melhoria local de componentes estruturais, que consiste na reabilitação de determinados elementos do edifício, aumentando a resistência dos mesmos através de processos como o confinamento, reforçando ligações entre eles ou substituindo componentes que se encontram em estado de degradação;
- 2- Eliminação ou redução de irregularidades e descontinuidades, como variações de rigidez, de massa ou de capacidade resistente que provocam comportamentos sísmicos indesejáveis no edifício;
- 3- Aumento global da rigidez, que tem como objetivo reduzir a deformabilidade global da estrutura para corrigir a falta de ductilidade de alguns elementos. Esta estratégia é intrusiva, visto que altera as características dinâmicas da estrutura, podendo até agravar a ação sísmica;
- 4- Aumento global da resistência, que visa corrigir a falta de elasticidade apresentada por alguns elementos submetidos a uma ação sísmica com valores considerados baixos;
- 5- Redução da massa, que é uma técnica intrusiva e na qual se reduzem as forças de inércia e os deslocamentos provocados pela ação sísmica através da remoção de elementos ou andares mais elevados do edifício;
- 6- Isolamento sísmico, que consiste na colocação de apoios especialmente concebidos entre a superestrutura do edifício e as suas fundações com a função de tornar o comportamento da superestrutura semelhante ao do corpo rígido. Esta solução é bastante complexa e apenas se executa em edifícios antigos quando se está perante casos de grande exigência em relação ao comportamento estrutural esperado;
- 7- Aumento da capacidade de dissipação de energia, que se baseia na introdução de dispositivos com capacidade de dissipar energia por atrito, histerese ou viscoelasticidade assim que submetidos a deslocamentos causados pela ação sísmica;

As técnicas correntes utilizadas no reforço sísmico de edifícios de alvenaria agrupam-se em cinco grupos. São eles:

a) Injeções:

Este grupo de técnicas, que apresenta uma reduzida intrusividade e é facilmente reversível, consiste na injeção de dispositivos em furos previamente realizados em paredes (geralmente em paredes de três panos) e tem como objetivo aumentar a resistência das mesmas, principalmente à compressão. Este aumento da resistência do elemento é garantido através do seu confinamento.

Esses dispositivos, chamados confinadores, que penetram na parede de alvenaria e a atravessam transversalmente, e que são responsáveis pelo aumento da resistência à compressão das paredes, podem apresentar várias derivações. Uma delas são os confinadores dotados de manga injetada que fazem o papel dos travadouros e que contribuem para atenuar o risco de esmagamento em paredes que se encontram muito carregadas.

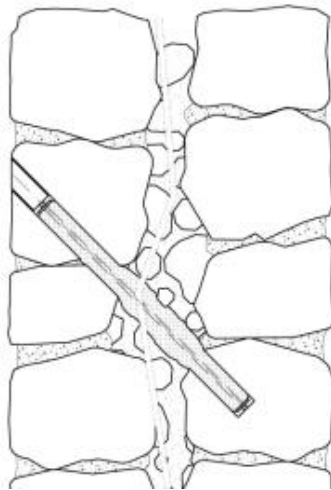


Figura 27 - Confinador dotado de manga injetada (corte vertical) (Cóias, 2007)

Outra das derivações é o caso dos confinadores apertados mecanicamente. Estes atravessam a parede na sua totalidade e apresentam, nas suas extremidades, placas de distribuição apertadas mecanicamente, dando assim possibilidade de controlar a tensão de confinamento comunicada à alvenaria. É uma técnica útil também nos casos de embarrigamento de paredes (Cóias, 2007).

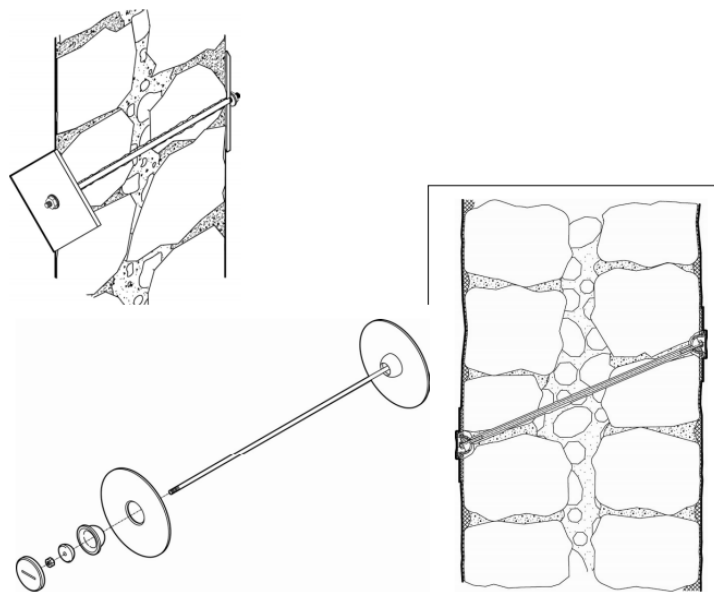


Figura 28 - Confinador apertado mecanicamente (Cóias, 2007)

- Execução de rebocos armados:

Este grupo de técnicas tem como objetivo reparar e reforçar as paredes de alvenaria aumentando a resistência da parede à flexão fora do plano desta. Não são técnicas intrusivas, mas a remoção das mesmas pode levar à remoção de material original das alvenarias.

Estas técnicas têm como fase inicial a limpeza e reparação da alvenaria e só após esta fase é aplicado nas paredes um reboco de argamassa que incorpora uma armadura metálica ou polimérica com uma espessura a variar entre 2 a 3 cm que é fixada à alvenaria através de confinadores com chapas de distribuição colocados como vimos anteriormente.

Segundo Cóias (2007), este método apresenta alguns inconvenientes que se prendem com o facto de ser difícil, aquando da fase de projeto, quantificar o efeito que esta técnica apresentará, visto que existem variados fatores que interferem nos resultados e o facto de se poderem dar fenómenos de corrosão.

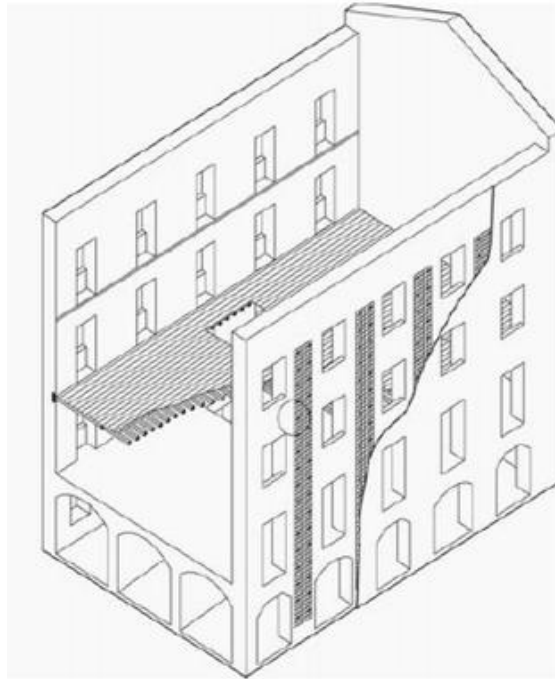


Figura 29 - Aplicação de reboco armado a uma fachada de um edifício de alvenaria (Cóias, 2007)

- Pregagens

Estas técnicas consistem na inserção de armadura com tratamento anti corrosão em furos realizados previamente nas paredes. Uma das possíveis funções deste grupo de técnicas passa por serem utilizadas para aumentar a resistência à compressão da parede de alvenaria, funcionando como uma espécie de confinadores, sendo, nestes casos, ancoradas nas faces exterior e interior das paredes. Outra das funções é aumentar a resistência de uma parede na sua generalidade dispondo as armaduras em direções cruzadas de forma a constituir uma malha tridimensional interior à alvenaria. Uma outra aplicação das pregagens passa pelo reforço de zonas críticas de construções de alvenaria, como ligações entre paredes concorrentes entre si (Roque, 2002).

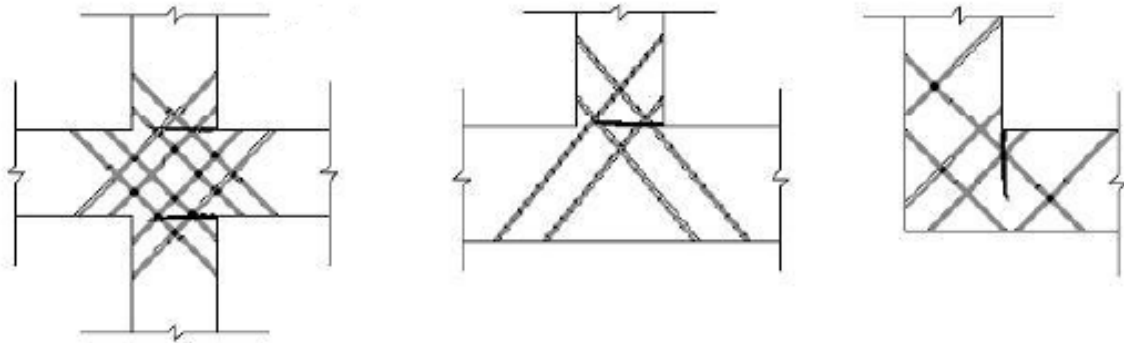


Figura 30 – Pregagens em zonas de ligação entre paredes concorrentes entre si (Roque, 2002)

Neste último caso, a armadura anti corrosão é inserida em furos previamente executados paralelos ou não aos paramentos das paredes e faz-se posteriormente a sua selagem com uma calda apropriada. Esta técnica é destinada a reparar fendas, fraturas e a casos em que há uma redução da secção da parede por perda de material (Cóias, 2007)

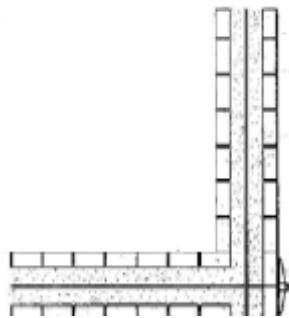


Figura 31 – Pregagem numa zona de ligação entre paredes ortogonais com ancoragem, utilizando chapas de aço (Roque 2002)

- **Encamisamento:** Esta técnica consiste na aplicação de uma camada de recobrimento de betão armado com umas características mecânicas mais elevadas que um simples recobrimento. Esta técnica é mais invasiva do que as anteriormente referidas (Roque, 2002).

- **Soluções de pré-esforço:** Estas soluções, que também são mais invasivas do que os casos das pregagens, injeções ou dos rebocos armados, visam corrigir fissuras, zonas críticas de esforços de tração, deformações e separações de elementos estruturais. Baseiam-se na introdução de cabos de alta resistência pré-esforçados, colocados no interior ou no exterior da alvenaria, com o intuito de introduzir um novo sistema de forças na estrutura que, sobreposto ao anteriormente existente, garanta uma maior segurança estrutural (Cóias, 2007).

Existe ainda uma técnica pouco invasiva que não se enquadra em nenhum destes grupos de técnicas e que se revela bastante interessante no âmbito do projeto a desenvolver ao longo desta dissertação. Essa solução consiste no confinamento de um elemento de alvenaria ordinária através da colocação de cabos ou cordões (metálicos ou poliméricos) à sua superfície, numa ou nas suas duas faces. Os cabos podem desenvolver-se segundo uma ou duas direções e são fixados entre si por conectores móveis. Este método tem como inconveniente o facto de ser visível, podendo, assim, degradar o valor estético do edifício, agravando-se nos casos em que os locais de ancoragem dos cabos necessitem de se encontrar em elementos decorativos (Cóias, 2007)

2.4 O caso das ruínas e conclusão crítica

Como foi visto anteriormente, há uma grande variedade de técnicas para reforço sísmico de edifícios de alvenaria. No caso de técnicas concebidas com o mesmo objetivo, elas podem ser comparadas segundo a sua eficiência, o seu custo, a sua facilidade de aplicação, a sua intrusividade no edifício, a sua reversibilidade e a sua compatibilidade com os materiais existentes.

No caso de o edifício de alvenaria a reforçar se encontrar em estado de ruína, o que pode passar pelo exemplo de um edifício devoluto sem pavimentos ou coberturas ou por construções antigas, como partes remanescentes de muralhas, castelos ou igrejas ou mesmo por sítios arqueológicos, i.e. construções com elevado valor patrimonial, será mais complicado encontrar uma técnica de reforço concebida com o objetivo de consolidar estruturalmente este tipo de construções sem afetar negativamente os valores estético e patrimonial das mesmas. Nestas construções, os restantes elementos, como paredes e muros, encontram-se, na maior parte dos casos, sem qualquer conexão a outros elementos, estando assim vulneráveis devido à falta de travamento horizontal. Essa falta de elementos de contraventamento faz com que a resistência à flexão para fora do plano dessas paredes ou muros seja muito baixa que qualquer vibração possa pôr em causa a estabilidade das mesmas.

Ao contrário dos casos correntes de edifícios de alvenaria, estas construções podem encontrar-se apenas apoiadas nas suas próprias fundações, sem ligações com nenhum outro elemento construtivo que funcione como contraventamento e apresentar uma geometria complexa. Estes factos levam a que a necessidade de garantir a estabilidade deste tipo de construções, seja geralmente solucionada através da adição de elementos de reforço que provocam um impacto visual negativo no sítio ou no monumento, como é visível na Figura 32.



Figura 32 – Técnica de reforço utilizada numa ruína que provoca um impacto visual negativo

Neste âmbito, apresenta-se de seguida uma técnica a desenvolver ao longo desta dissertação que terá como objetivo aumentar a resistência à flexão para fora do plano dos elementos deste tipo de construções sem denegrir o valor patrimonial e estético das mesmas.

3 Conceção do Sistema de Reforço

3.1 Solução Proposta

O sistema de reforço sísmico a desenvolver terá como objetivo principal aumentar a resistência de paredes de alvenaria à tração e, conseqüentemente, à flexão para fora do seu plano. Crê-se que após aplicação deste sistema, a resistência à compressão da parede aumente também, através do confinamento da mesma. Esta técnica consiste na introdução de pequenos varões helicoidais em aço inoxidável nas juntas das paredes de alvenaria a reforçar, em furos previamente executados nas juntas de argamassa. Na extremidade dos *heli-varões* que se encontra mais perto da superfície da parede, os varões serão dotados de uma cabeça que permita a passagem de cabos (que podem ser metálicos ou de uma material polimérico, como o *nylon*). Esses cabos têm capacidade de se deformar e vão acompanhar as juntas de argamassa, à superfície da parede, em todas as direções. Antes da colocação do sistema, será necessário retirar a argamassa das juntas até uma profundidade de 2 ou 3 cm, sendo que, após a aplicação do mesmo, as juntas voltarão a ser preenchidas com argamassa. As principais vantagens deste sistema serão: o facto de podermos ter os cabos a percorrer ambas as faces da parede, o que nos permite ter uma secção com uma altura útil igual à altura da secção, aumentando, assim, a capacidade resistente à flexão para momentos positivos e negativos; os trabalhos necessários serem muito fáceis de executar, não sendo necessário mão-de-obra especializada; e o facto de, além de ser uma técnica pouco intrusiva, ser impercetível e de fácil remoção.

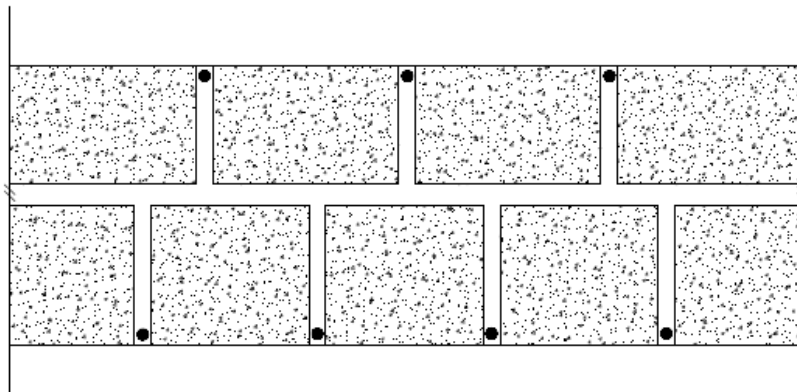


Figura 33 - Representação da secção de uma parede de alvenaria reforçada com o sistema a desenvolver

3.2 Técnica base

A técnica a desenvolver ao longo desta dissertação é semelhante a um sistema de reforço de paredes de alvenaria apresentado por um engenheiro italiano chamado *Antonio Borri* em 2009, à qual ele deu o nome de "*Reticolatus*". A diferença entre esta técnica e a que é apresentada ao longo desta dissertação prende-se, principalmente, nos materiais utilizados, como se pode observar nas figuras seguintes.



Figura 34 – Sistema de reforço criado por *Antonio Borri* com cabos de aço a percorrer as juntas



Figura 35 – Sistema de reforço criado por *Antonio Borri* com cordões de polietileno a percorrer as juntas

Borri (2009) realizou ensaios de flexão em duas paredes. Uma sem qualquer tipo de reforço e outra reforçada com o sistema por eles apresentado.

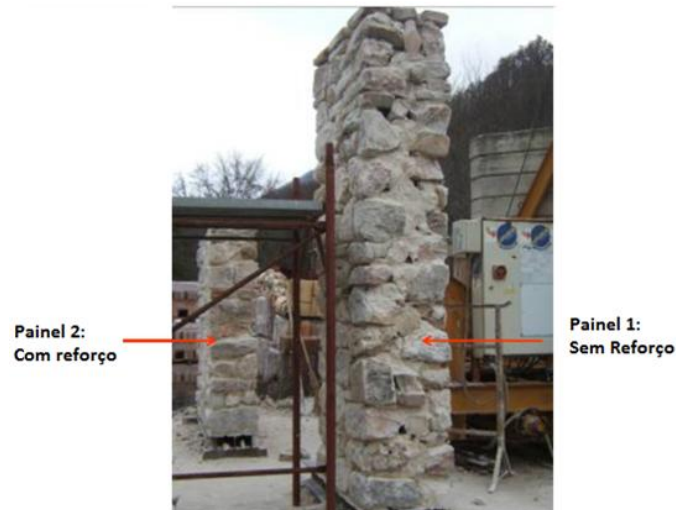


Figura 36 – Duas paredes construídas para ensaiar à flexão por *Antonio Borri*, juntamente com um grupo de engenheiros italianos

Segundo *Borri* (2009), os resultados dos ensaios à flexão mostram que o painel não reforçado atingiu a rotura quando, para além do seu peso próprio, se encontrava carregado com cerca de 600 kg (equivalente a 1600 kg/m), enquanto o painel reforçado atingiu a rotura depois de resistir ao seu peso próprio e a cerca de 2000 kg (equivalente a 4100 kg /m), ou seja aumentou a resistência em cerca de três vezes mais. Estes ensaios decorreram com os dois painéis deitados, apoiados nas suas extremidades e submetidos a uma força vertical aplicada a meio vão.

3.3 As armaduras helicoidais de aço inoxidável (Helifix)

Este tipo de armadura tem como principais vantagens, a fácil penetração devido à sua forma, o facto de ser inoxidável (facto importante no que toca a reforços de paredes de alvenaria de pedra), e é suficientemente flexível para acomodar movimentos estruturais normais.



Figura 37 – Armadura helicoidais de aço inoxidável Helifix

Tem como principais aplicações:

- Reparação de lintéis de arcos de tijolo;
- Reparações de fissuras em parede, perto de cantos e aberturas (ver Figura 38);
- Reparação de janelas salientes;
- Reconectar paredes interiores a paredes exteriores, como é observável na Figura 39;
- Reparação de fissuras;
- Ultrapassar problemas de assentamentos da fundação;
- Criação de vigas de alvenaria;
- Reparação de arcos de alvenaria de pontes;
- Criação de juntas de dilatação;
- Estabilizar paredes arqueadas nas zonas de ligação com as vigas (ver Figura 40).

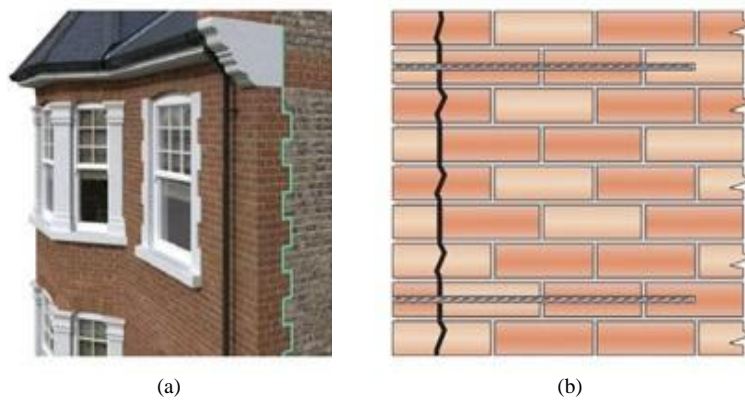


Figura 38 – (a) e (b) Reparação de uma fissura numa parede utilizando armadura helifix



Figura 39 - Reparação de ligações entre paredes interiores e exteriores utilizando armadura helifix

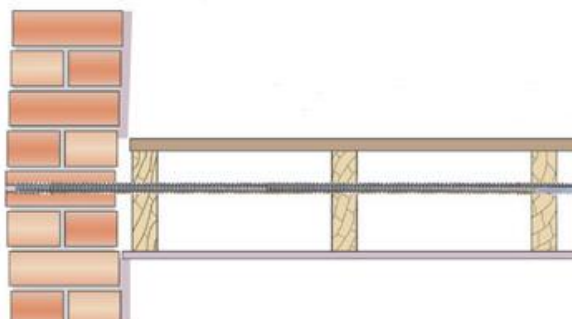


Figura 40 – Estabilização de uma parede arqueada utilizando armadura Helifix

3.4 Desenho dos reforços

De seguida são apresentados dois esquemas do sistema de reforço aplicado a uma parede de alvenaria. Na Figura 41 está representado um corte em perfil de uma parede de alvenaria após a introdução dos varões helicoidais. Embora estes tenham como função principal, trabalhar como ancoragens para, além de permitir a passagem dos cabos, suportar e transmitir para a pedra os esforços que estes sofram aquando da aplicação de forças horizontais na parede, percebe-se através da análise deste esquema, que trabalham também como confinadores, aumentando assim a resistência à compressão da parede. A profundidade dos varões helicoidais irá depender, principalmente, da qualidade da argamassa das juntas e da morfologia da parede.

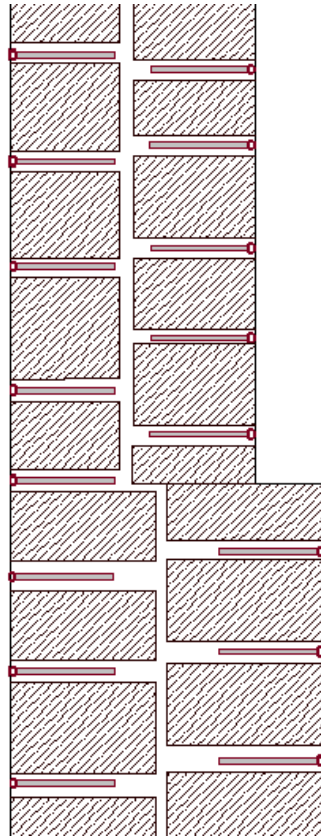


Figura 41 - Corte de perfil de parede de alvenaria reforçada

Na Figura 42 está representada a técnica de reforço, aqui composta por 3 cabos representados a cores diferentes, aplicada numa das faces da parede de alvenaria. Os círculos representam as cabeças dos *heli-varões* helicoidais que estão colocados em locais estratégicos de forma a garantir que os cabos não tenham tendência a mudar a sua posição quando solicitados. São, portanto, necessários em praticamente todas as mudanças de direção. Em determinadas juntas será necessária a utilização de mais do que um cabo a percorrê-las.

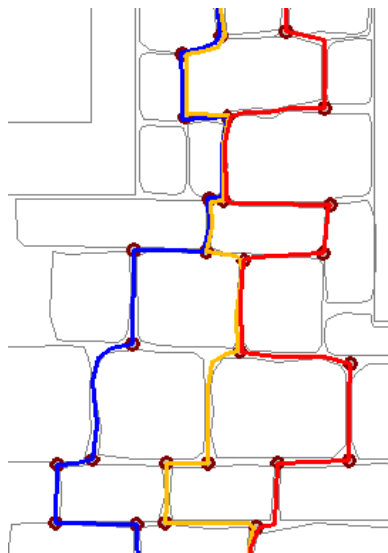


Figura 42 - Representação do sistema aplicado numa das faces de uma parede de alvenaria

Em alguns edifícios de alvenaria, as pedras que constituem as suas paredes têm um espaçamento entre elas que ronda os dois centímetros, isto é, as juntas de argamassa que as conectam são bastante estreitas. Como tal, é importante otimizar a forma da cabeça dos varões helicoidais de forma a garantir que, após a introdução destes, esta não ultrapasse o plano da superfície da parede.

Com esse objetivo, a cabeça dos varões adotou a forma de uma cruz, como se pode observar na Figura 43. Para facilitar a introdução do varão nas juntas, essa cruz vai aumentando de dimensão consoante se afasta do varão, como é nítido na Figura 44.

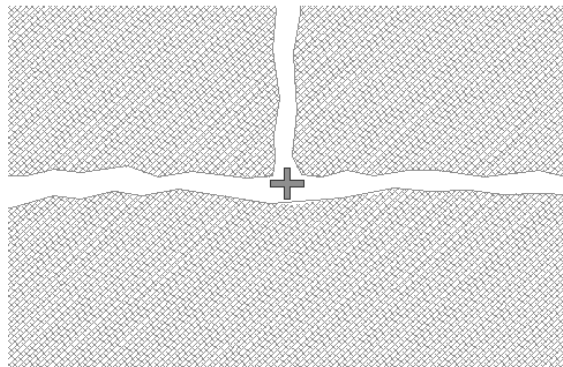


Figura 43 - Vista posterior de um heli-varão introduzido numa parede de alvenaria

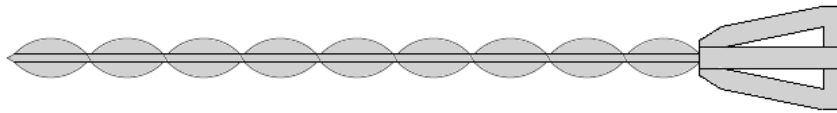


Figura 44 - Representação longitudinal de um varão

A armadura helicoidal, como dito anteriormente, tem a vantagem de penetrar facilmente numa junta de argamassa, visto que, executando um pré-furo com um diâmetro menor que o do varão e introduzindo a extremidade do varão nesse pré-furo, basta um número reduzido de pancadas com um martelo para que o heli-varão usufrua da sua forma e comece a rodar, penetrando na parede na sua totalidade.

Para tirar partido dessa vantagem e não danificar a armadura com as pancadas do martelo, foi então concebida uma máquina possível de agregar a uma pistola tipo martelo, na qual é inserido o varão (que fica preso numa peça com ranhuras com a forma e dimensões da cabeça do varão e que tem a capacidade de ir rodando conforme o movimento do mesmo). Através de um sistema composto por uma mola, vai facilitando a introdução da armadura, como se pode observar nas próximas figuras. A máquina é cilíndrica em quase toda a sua totalidade, exceto na extremidade que ficará em contacto com a parede. Essa extremidade tem uma forma cónica para se adaptar às pedras que constituem a parede e garantir que o varão é introduzido na sua totalidade, só ficando a cabeça à superfície. A máquina é ainda dotada de um material mais confortável à mão do trabalhador na zona em que este terá de agarrar para efetuar a penetração do varão.

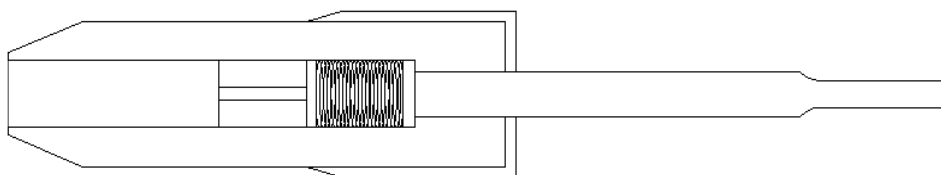


Figura 45 - Corte longitudinal da máquina que facilita a introdução da armadura

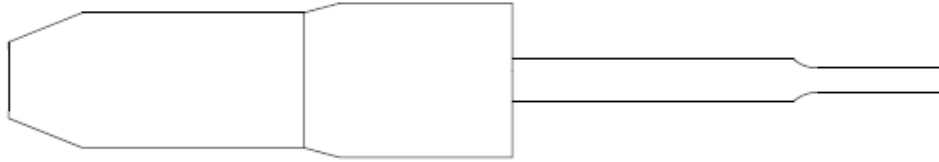


Figura 46 - Alçado longitudinal da máquina

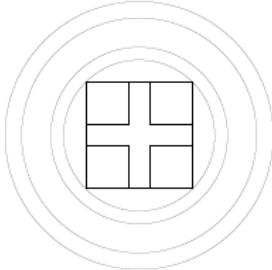


Figura 47 - Vista frontal da máquina

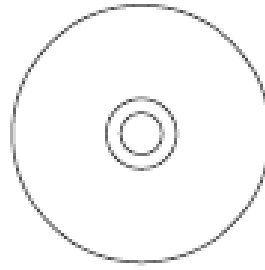


Figura 48 - Vista posterior da máquina

Nas figuras seguintes, está representado o processo de introdução de um varão numa junta de argamassa de uma parede de alvenaria após execução do pré-furo.

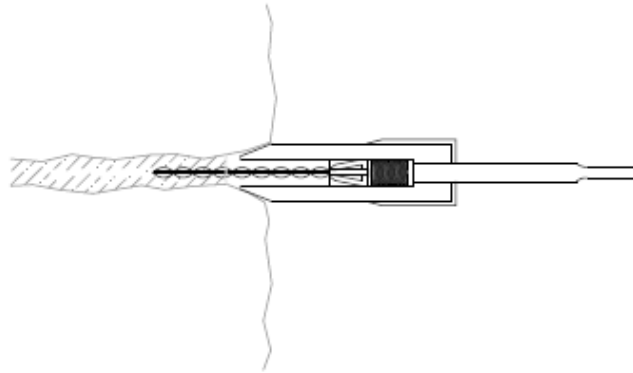


Figura 49 - Fase 1: Introdução da armadura com ajuda da máquina

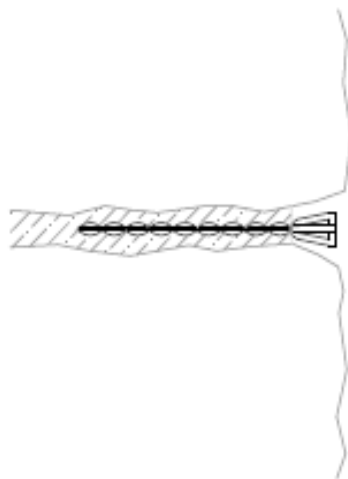


Figura 50 - Fase 2: Passagem dos cabos pela cabeça do varão

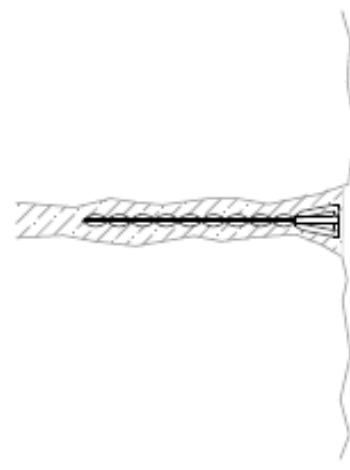


Figura 51 - Fase 3: Reposição de argamassa para que o sistema fique oculto

4 Desenvolvimento do Sistema de Reforço

A primeira fase do estudo prende-se com a necessidade de avaliar que materiais são mais vantajosos para utilizar como cabos responsáveis pelo incremento do momento resistente da secção da parede de alvenaria.

A primeira condição para a escolha do material prende-se com o facto do material a utilizar ser necessariamente flexível, de forma que possa acompanhar as juntas de argamassa da parede. Como tal, são aqui analisados dois materiais flexíveis e que têm capacidade de perfazer ângulos de 90° e superiores em pequenos espaços:

- Cabos de aço inoxidável
- Cordões sintéticos que incorporam fibras de carbono

4.1 Seleção de materiais para os componentes do sistema de reforço

4.1.1 Cabos de aço inoxidável 6X7-CWS Inox Aisi 316

Os cabos de aço inoxidável são cabos que resultam do conjunto de vários cordões de aço inoxidável, também eles constituídos por vários fios. Devido à necessidade anteriormente discutida de ter os cabos a perfazer ângulos de grande amplitude em pequenos espaços, apenas cabos com um diâmetro inferior a 8 mm serão interessantes, visto que a partir dessa dimensão estes deixam de ser tão flexíveis quanto o desejado. Como tal, serão aqui analisados cabos de aço inoxidável com 2, 4 e 6,4 milímetros de diâmetro, comercializados pela empresa Oliveira Sá. No caso dos cabos com 2 e 4 mm de diâmetro, estes são constituídos por seis cordões exteriores, cada um dotado de 7 arames, e um cordão central, também com 7 arames com diâmetros ligeiramente maiores do que os arames constituintes dos cordões exteriores. No caso dos cabos com 6,4 mm de diâmetro, os cabos apenas são constituídos por cordões exteriores, sendo que, se fossem dotados do cordão central, estes não teriam a flexibilidade requerida para esta técnica.



Figura 52 – Representação da secção dos cabos de aço inoxidável: (a) cabos com 2 e 4 milímetros de diâmetro; (b) cabos com 6 milímetros de diâmetro

Os cabos de aço inoxidável com um diâmetro nominal de 2 mm de diâmetro têm uma resistência à tração de 2,6 kN. Por sua vez, os cabos com 4 mm de diâmetro têm uma resistência à tração de 10,4 kN, enquanto que os cabos com 6,4 mm de diâmetro têm uma resistência à tração de 23,3 kN. Estes valores são valores catalogados. No Capítulo 5.2.1 os cabos serão ensaiados à tração de forma a comprovar os valores catalogados, assim como a perceber o comportamento destes quando tracionados.

4.1.2 Cordões sintéticos reforçados com fibras de carbono

Outro material pensado para ser utilizado como elemento responsável por aumentar a resistência à tração de uma parede de alvenaria consiste num cordão sintético reforçado com fibras de carbono que está a ser desenvolvido por alunos da Universidade do Minho. Este material é conhecido por ter uma elevada resistência à tração. Serão então analisados provetes destes cordões com 2 e 4 mm de diâmetro. Em

ambos os casos, o núcleo interno dos cordões é composto por fibras unidirecionais de carbono e é protegido por 20 fios de *polyester* com 10 tex, isto é, 10 gr por cada 1000 m.

O núcleo dos cordões com 2 mm de diâmetro tem uma densidade linear de massa de 4×1600 g/km, o que corresponde a 6400 g/km, e uma densidade de $1,76$ g/cm³. Resulta, então, que a área dos cordões é de $6400 \times 10^{-5} / 1,76$, o que corresponde a $3,64$ mm². Tal como foi apresentado, anteriormente, a tensão de rotura das fibras de carbono é de 4300 MPa, logo, é de esperar que a força de tração capaz de levar os cordões à rotura corresponda a $4300 \times 3,64$, ou seja, cerca de 15,64 kN.

O núcleo dos cordões de 4 mm de diâmetro tem uma densidade linear de massa de 12×1600 g/km, o que corresponde a 19200 g/km e uma densidade de $1,78$ g/cm³. A área dos cordões é de $19200 \times 10^{-5} / 1,78$, o que corresponde a $10,79$ mm². Visto que a tensão de rotura das fibras de carbono é de 4300 MPa, é de esperar que a força de tração que leve os cordões à rotura seja $4300 \times 10,79$, o que corresponde a cerca de 48,39 kN.



Figura 53 – Cordão sintético reforçado com fibras de carbono com 4 mm de diâmetro

4.2 Construção de Protótipos

4.2.1 *Heli-agulhas*

Heli-agulhas foi o nome escolhido para a peça formada pelos varões helicoidais, dotados de uma cabeça soldada numa extremidade, desenvolvida para permitir a passagem dos cabos ou cordões. Essa cabeça é composta por quatro ganchos que são soldados no topo da cabeça.

Nas figuras seguintes é possível observar as primeiras cabeças desenvolvidas e a formação das primeiras *heli-agulhas*, ainda sem conectar os dois componentes recorrendo a um processo de soldadura. De notar a forma arredondada que foi atribuída a cada gancho que constitui as cabeças das *heli-agulhas*. Esta forma permite otimizar o espaço destinado à passagem dos cabos, e ao mesmo tempo, o facto de não ter nenhuma aresta protege-os de se desgastarem nos pontos em que os cabos estão em contacto com um gancho da cabeça da *heli-agulha*.



Figura 54 – Conceção das primeiras *heli-agulhas*

Utilizando o negativo da cabeça, foi criada uma peça para facilitar a inserção das *heli-agulhas* nas juntas, sem ter de encomendar a criação da peça dotada da mola referida no Capítulo 3.4. Nesta primeira fase foi apenas concebida para auxiliar a inserção das *heli-agulhas* sem estar preparada para conectar com uma máquina que funcione como martelo.



Figura 55 – Peça que facilita a inserção das *heli-agulhas* nas juntas de argamassa

Após desenvolvimento de ambas as peças, são apresentadas nas figuras seguintes, os seus estados finais. A cabeça das *heli-agulhas* foi entretanto alargada um pouco com o intuito de permitir a passagem de dois cabos com 4 mm de diâmetro entre cada um dos quatro ganchos que a constitui.



Figura 56 – Estado final das heli-agulhas



Figura 57 – Estado final da peça criada para facilitar a inserção das heli-agulhas

4.2.2 Paredes de alvenaria

Com o objetivo de realizar ensaios de flexão a paredes de alvenaria que permitam comparar a resistência à flexão para fora do plano de paredes não-reforçadas e reforçadas com o sistema desenvolvido, foram construídas seis provetes que procuram retratar paredes de alvenaria regular. Esses seis provetes de alvenaria regular consistem em muros de alvenaria de dois panos encastrados em sapatas de betão armado, como se pode observar nas Figura 58 a Figura 60. As dimensões dos esquemas representados nessas figuras estão em milímetros.

As sapatas de betão armado contêm uma malha de armadura de varões com 8 mm de diâmetro e 4 ganchos à superfície feitos com varões 12 mm de diâmetro. Esses quatro ganchos têm a função de facilitar o seu transporte aquando da preparação para os ensaios de flexão. De notar, ainda, que a sapata tem um negativo com a área da secção da parede com 100 mm de profundidade, com a função de garantir o encastramento da parede na mesma, e quatro negativos em forma de concha, nos quais estão salientes outros quatro ganchos com a finalidade de servirem de amarração dos cabos ou cordões que constituem o sistema de reforço. Para garantir a perfeita conexão entre a sapata à laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST) onde as paredes foram ensaiadas à flexão para fora do seu plano, a sapata foi realizada com quatro furos com 50 mm de diâmetro, cujos centros estão espaçados de 750 mm nas duas direções para permitir a ancoragem à laje de reação.

Capítulo 4 – Desenvolvimento do Sistema de Reforço

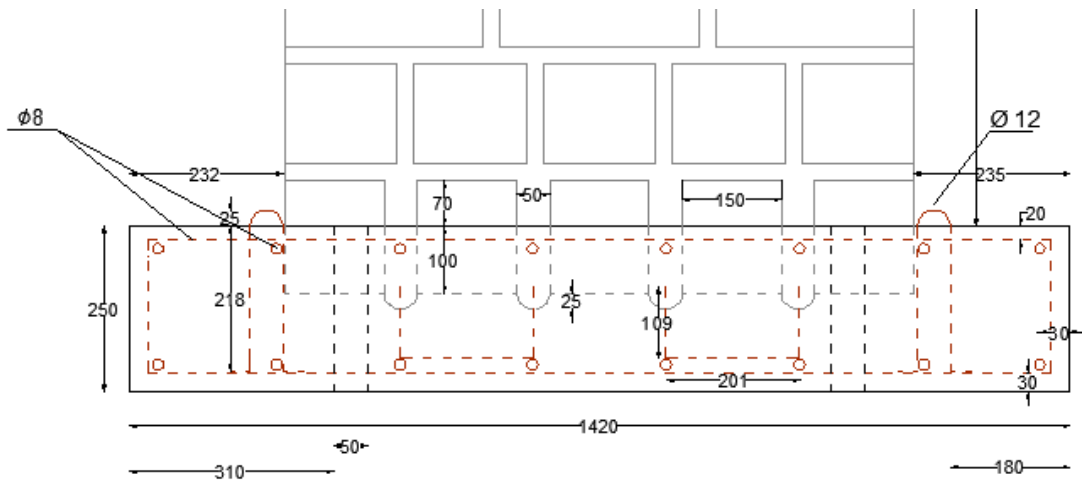


Figura 58 – Representação da vista frontal da sapata de betão armado

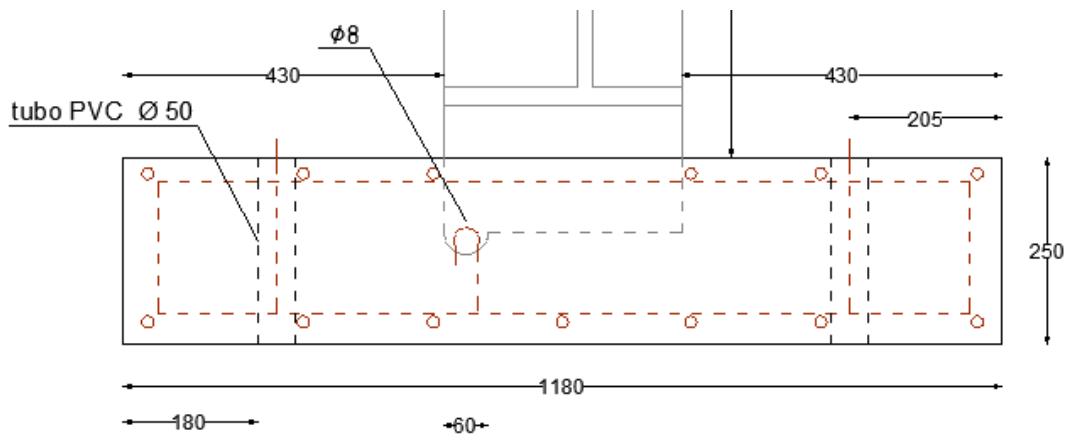


Figura 59 – Representação da vista de perfil da sapata de betão armado

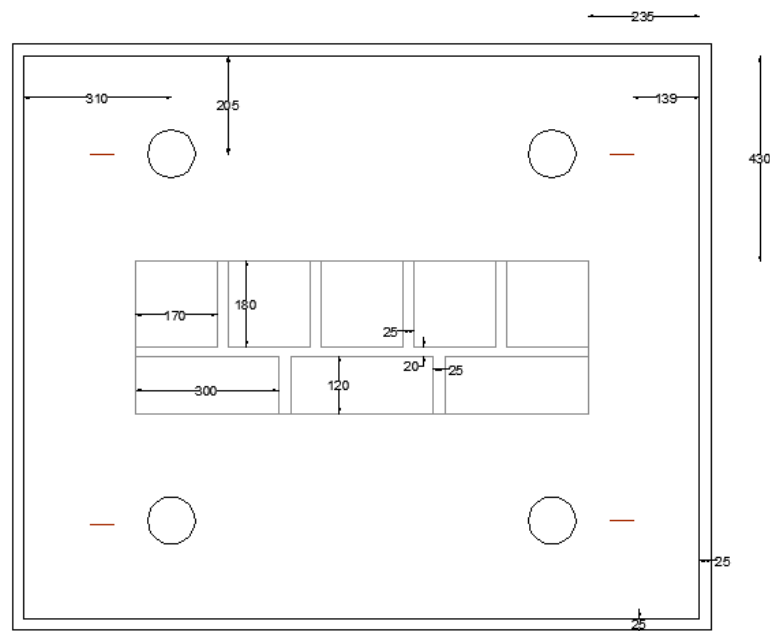


Figura 60 – Representação da parede, sapata de betão armado e respetiva cofragem em planta

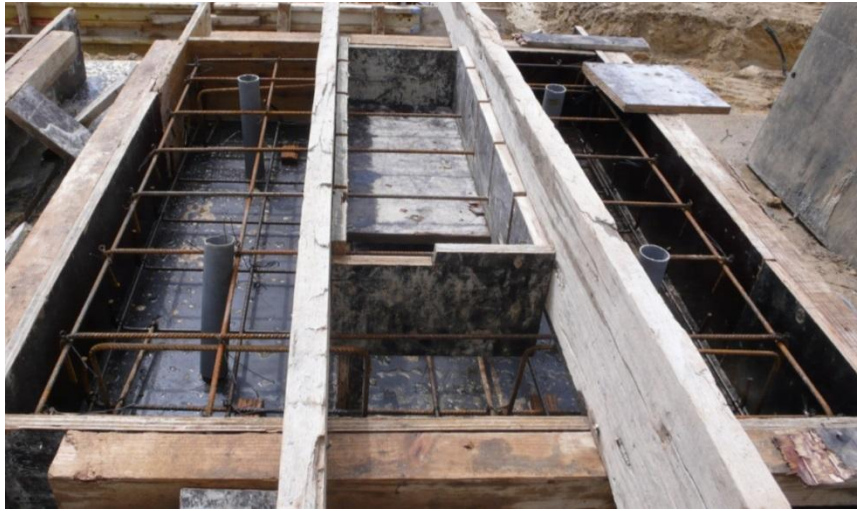


Figura 61 – Sapata antes da realização da betonagem

Os seis provetes de alvenaria têm uma altura de 1,12 m, uma largura de 0,95 m e uma espessura de 0,32 m. A parede foi constituída por três tipos de blocos de granito com dimensões diferentes. Um deles tem 17x18x15 cm, outro tem 30x12x15 cm e os da base têm 15x32x17 cm. As juntas foram construídas com argamassa Webber Tradition® com 2,5 cm de espessura ao longo de toda a parede exceto as juntas que separam os dois panos da parede que têm 2 cm de espessura e as da base que têm 5 cm.

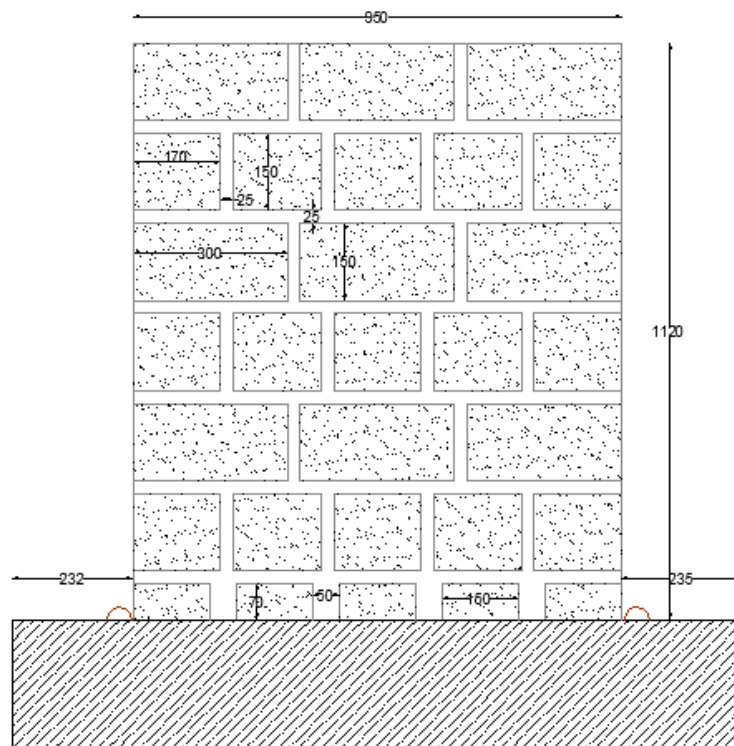


Figura 62 – Representação da vista frontal da parede

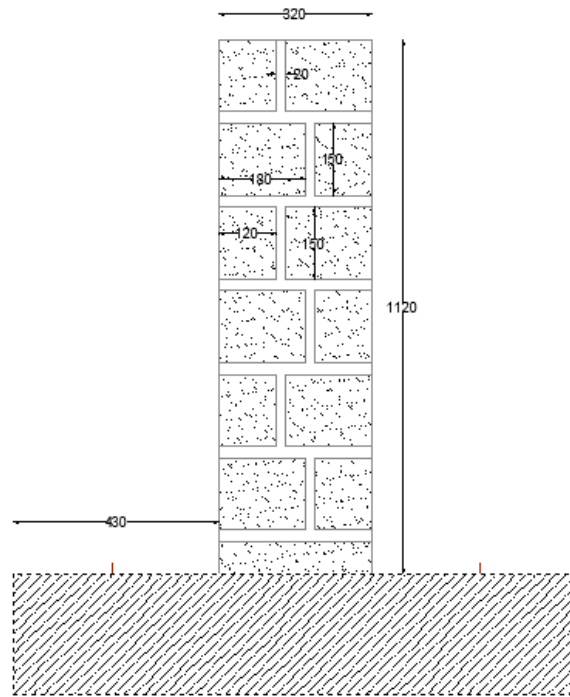


Figura 63 – Representação da vista de perfil da parede

Dos seis provetes de alvenaria, dois deles foram ensaiados à flexão para fora do seu plano sem qualquer tipo de reforço, outros dois foram reforçados com o sistema desenvolvido, sendo os cabos que acompanham as juntas de argamassa de aço inoxidável com um diâmetro de 4 mm, e outros dois foram reforçados com o mesmo sistema, com a diferença que nestes serão utilizados cordões reforçados com fibras de carbono para percorrer as juntas de argamassa. Em cada argola estarão presos dois cabos ou cordões que percorrerão as mesmas juntas de argamassa lado-a-lado.

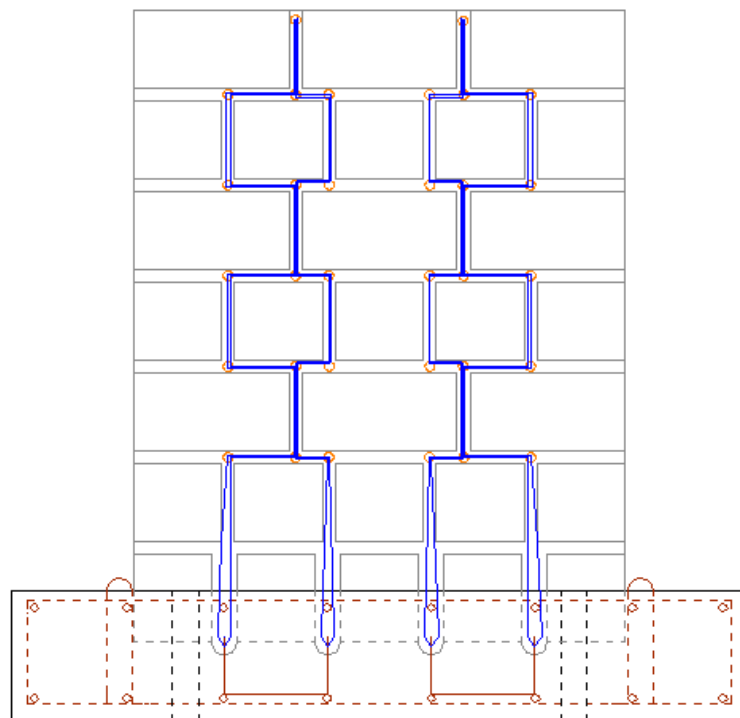


Figura 64 – Representação da parede reforçada

Após a betonagem das sapatas, foi necessário ancorar os cabos e cordões nas argolas antes de começar a construir a parede. Para tal, no caso dos cabos de aço inoxidável, a solução encontrada foi recorrer a estropos apertados com o alicate apropriado, tal como foi realizado na preparação de provetes para ensaiar à tração.



Figura 65 – Amarração dos cabos de aço com recurso a estropos

No caso dos cordões reforçados com fibras de carbono, a amarração foi realizada através de nós, como se pode observar na Figura 66.



Figura 66 – Amarração dos cordões através de nós

4.3 Estudo Prévio do comportamento estrutural e dimensionamento

4.3.1 Resistência à compressão das paredes de alvenaria

Para desenvolver um estudo do comportamento estrutural de um elemento de alvenaria, é necessário fazer uma estimativa da resistência à compressão desse elemento.

O Eurocódigo 6 estabelece diferentes resistências características à compressão de uma parede de alvenaria conforme essa parede seja construída com argamassa convencional, com argamassa-cola, com argamassa leve, com juntas verticais não preenchidas ou com juntas descontínuas. No caso de a parede ser realizada com argamassa convencional, o valor da resistência característica (f_k) da parede será baseado na relação da resistência à compressão das unidades de alvenaria simples e na resistência à compressão da argamassa, e pode ser calculado através da expressão:

$$f_k = k \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

onde:

Capítulo 4 – Desenvolvimento do Sistema de Reforço

K é uma constante expressa em $(\text{N/mm}^2)^{0,1}$ e que varia entre 0,4 e 0,6;

f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria expressa em N/mm^2

f_m é a resistência à compressão da argamassa convencional expressa em N/mm^2 e terá de ser menor que 20 N/mm^2 e a $2 f_b$.

A resistência normalizada à compressão varia bastante consoante diferentes trabalhos realizados por vários autores, como se pode ver na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores da resistência à compressão de alvenaria de pedra determinada por vários autores

Autores	E (GPa)	G (GPa)	Resistência à compressão		
			fc min (MPa)	fc media (MPa)	fc max (MPa)
Tomažević	356	118	0,33	0,66	0,98
Sorour et al.	1900	-	-	1,5	-
Vintzileou et al.	1250	-	1,74	2	2,26
Henriques et al.	2245	-	5,8	10,45	15,1

Visto que os provetes de alvenaria foram realizados com blocos cortados de granito, foi possível retirar informação útil da tabela seguinte, nomeadamente a resistência à compressão normalizada da alvenaria (nesta tabela, é tratada por F_m) e o módulo de elasticidade (E).

Tabela 3 – Características de diferentes tipos de alvenaria (extraído das novas normas estruturais italianas (circ.NTC08, 2009) adaptado por Mageres & Penna, 2009)

Tipologia da alvenaria	F_m (N/mm^2)	T_o (N/mm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	W (kN/m^3)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Alvenaria de pedra irregular	1,0 1,8	0,020 0,032	690 1050	230 350	19
Alvenaria de pedra não cortada	2,0 3,0	0,035 0,051	1020 1440	340 480	20
Alvenaria de pedra cortada com boa conexão	2,6 3,8	0,056 0,074	1500 1980	500 660	21
Alvenaria de pedra macia	1,4 2,4	0,028 0,042	900 1260	300 420	16
Alvenaria de pedra lavrada em formato quadrangular (Silhar)	6,0 8,0	0,090 0,120	2400 3200	780 940	22
Alvenaria de tijolo sólido com argamassa de cal	2,4 4,0	0,060 0,090	1200 1800	400 600	18

4.3.2 Momento fletor resistente

Utilizando a fórmula do Eurocódigo 6 enunciada em 4.3.1, é então possível alcançar valores plausíveis da resistência à compressão. Da Tabela 3 é também possível assumir um valor razoável do módulo de elasticidade do elemento de alvenaria. Estes são dados fundamentais para poder calcular o momento fletor resistente.

De forma a calcular o momento resistente máximo que as paredes reforçadas poderão atingir, foi assumido que os cabos resistem a uma força máxima de 11 kN e que cada parede foi reforçada com 8 cabos, sendo f_{yk} correspondente a $11000 / 2^2 * \pi = 875,4 \text{ MPa}$ e A_s correspondente a $8 * 2^2 * \pi = 100,5 \text{ mm}^2$.

Segundo o Eurocódigo 6, no caso de uma secção retangular simplesmente armada, submetida simplesmente à flexão, o valor de cálculo do momento resistente, M_{Rd} , pode ser considerado igual a:

$$M_{Rd} = \frac{A_s \times f_{yk} \times z}{\gamma_s}$$

Também segundo o Eurocódigo 6, o braço do binário z pode ser considerado igual a:

$$z = d \left[1 - 0,5 \times \frac{A_s \times f_{yk} \times \gamma_M}{b \times d \times f_k \times \gamma_s} \right] \leq 0,95 \times d$$

Em que:

b é a largura da secção

d é a altura útil da secção

A_s é a área da secção transversal de armadura à tração

f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência da armadura

γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria (neste caso, considerado igual a 1,5)

γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo à armadura (neste caso, considerado igual a 1,1)

4.3.3 Verificação de segurança

Visto que num edifício de alvenaria não é fácil idealizar a estrutura em termos dos elementos singulares correntemente utilizados (vigas, pilares, pórtico), e mesmo que se consiga reduzir o edifício a esses elementos, na maior parte dos casos, não se conhecem as alterações que eles e as suas ligações sofreram, tornando-se assim difícil avaliar o estado de tensão resultante dessas alterações, a análise estrutural de modelos em regime elástico não pode ser aplicada a estes edifícios. A juntar a estas razões, o facto do comportamento da alvenaria não ser elástico para os campos de deslocamentos induzidos pela ação sísmica, fez com que surgissem vários modelos de análise estrutural de edifícios de alvenaria, sendo os mais recentes, baseados em métodos mais sofisticados como o método dos elementos finitos.

No que toca à verificação sísmica, as estruturas de alvenaria de pedra irregular e madeira colocam vários problemas visto que: estas construções têm tendência para se comportarem de forma frágil, não sendo fácil conhecer o grau de ductilidade com que se pode contar; têm tendência para exibirem uma degradação da rigidez e da resistência quando se encontram sujeitas a ações cíclicas; são difíceis de avaliar no que toca às propriedades mecânicas dos seus materiais e ao comportamento das ligações entre os seus elementos estruturais; entre outros (Cóias, 2007).

Segundo Cóias (2007), a análise estrutural de um edifício de alvenaria de pedra e madeira pode ser realizada utilizando cinco métodos após avaliação da não-linearidade esperada para o comportamento do edifício, da sua altura e da sua regularidade:

- Método linear estático – método não preciso, baseado numa relação linear tensão-extensão e que consiste numa simplificação do comportamento real das estruturas;
- Método linear dinâmico – os métodos mais utilizados são: o método de análise modal normal e o método do espectro de resposta.
- Método não-linear estático (push-over) – método que consiste numa simulação dos deslocamentos da estrutura consoante o incremento de cargas até que os primeiros elementos resistentes cedam. Assim que cedem, esses elementos são substituídos por rótulas plásticas e obtém-se a nova deformada da estrutura. Volta-se a aplicar cargas até que novos elementos

resistentes cedam e repete-se o procedimento. Este processo é repetido até que se garanta a total instabilização da estrutura ou elemento em estudo. O objetivo passa por, no final, ser possível obter curvas correspondentes ao comportamento da estrutura a partir das quais, seja possível conhecer relações entre ductilidade requerida e capacidade, deslocamentos inelásticos dos pisos e qual o desempenho esperado da estrutura.

- Método não-linear dinâmico - método baseado na integração direta das equações de movimento onde a ação aplicada é traduzida por um acelerograma de forma a determinar a resposta da estrutura ao longo do tempo. Neste método, um modelo matemático que incorpora as características força-deformação dos componentes da estrutura é submetido à ação sísmica resultante do movimento do solo.
- Método cinemático – método adequado à verificação da segurança aos estados limite últimos, baseado no método dos “macro-elementos” de Giuffrè.

Verificação da segurança aos estados limite último através de uma análise cinemática

Como foi referido anteriormente, esta análise cinemática baseia-se no método dos “macro-elementos” de Giuffrè (1993). Segundo este, um macro-elemento é um elemento de construção caracterizado por um comportamento sísmico individualizável. De seguida, é demonstrado o processo de cálculo para conhecer as forças horizontais capazes de levar a parede ao derrubamento.

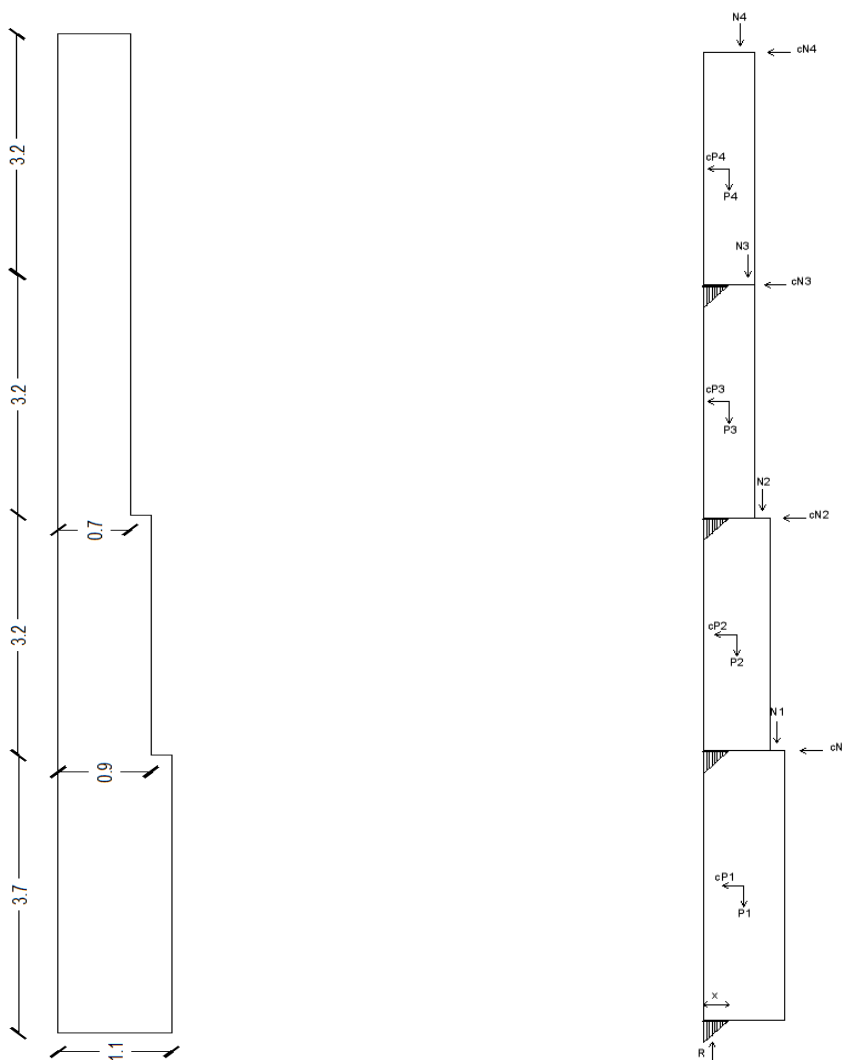


Figura 67 - Representação do perfil de uma parede de alvenaria

O coeficiente de colapso (c), pelo qual as forças verticais são multiplicadas, de forma a obter as equivalentes forças horizontais capazes de levar o elemento ao colapso é dado pela seguinte expressão:

Capítulo 4 – Desenvolvimento do Sistema de Reforço

$$c = \frac{P_1 \times \frac{b_1}{2} + P_2 \times \frac{b_2}{2} + P_3 \times \frac{b_3}{2} + P_4 \times \frac{b_4}{2} +}{P_1 \times \frac{h_1}{2} + N_1 \times h_1 + P_2 \times (h_1 + \frac{h_2}{2}) + N_2 \times (h_1 + h_2) + P_3 \times (h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}) + \frac{+N_1 \times d_1 + N_2 \times d_2 + N_3 \times d_3 + N_4 \times d_4}{+N_3 \times (h_1 + h_2 + h_3) + P_4 \times (h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2}) + N_4 \times (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}$$

Sendo que, neste caso:

$$d_1 = 1,0\text{m};$$

$$d_2 = 0,8\text{m};$$

$$d_3 = 0,6\text{m};$$

$$d_4 = 0,6\text{m};$$

$$h_1 = 3,7;$$

$$h_2 = h_3 = h_4 = 3,2\text{m}$$

5 Ensaios Experimentais

5.1 Elaboração do plano de ensaios

De forma a ser possível avaliar e desenvolver este sistema, foi necessário a realização de determinados ensaios. Os ensaios começaram inicialmente por ser submetidos apenas aos componentes do sistema, e depois, ao sistema completo.

O primeiro grupo de ensaios consistiu em ensaios de tração dos cabos de aço inoxidável e dos cordões sintéticos reforçados com fibras de carbono a fim de conhecer e prever o seu comportamento quando sujeitos à tração imposta pela flexão de uma parede para fora do seu plano.

O segundo grupo de ensaios teve como principal objetivo avaliar o comportamento de varões helicoidais assim que submetidos a forças de arrancamento. Desta forma, os ensaios foram baseados, numa primeira fase, na inserção de varões helicoidais de 8 e de 10 milímetros de diâmetro em provetes de argamassa com um pré-furo, cujo diâmetro corresponde a menos dois ou menos quatro milímetros que o diâmetro do varão. Os comprimentos de ancoragem dos varões nos provetes de argamassa foi também uma variável ao longo deste grupo de ensaios. Numa segunda fase, os varões foram submetidos a uma força de arrancamento executada na direção do eixo do varão.

Os últimos ensaios consistiram, numa primeira fase, em ensaios de trabalhabilidade onde se encontraram problemas e soluções na aplicação do sistema em 4 provetes de paredes de alvenaria regular. Numa segunda fase, foram ensaiados 6 provetes de paredes de alvenaria à flexão para fora do plano, sendo que duas das seis paredes não estavam reforçadas para poder avaliar o incremento de resistência à flexão garantido pela técnica a desenvolvida.

5.2 Ensaios de tração em cabos e cordões

5.2.1 Cabos de aço inoxidável

De forma a avaliar o comportamento dos cabos, determinar os respetivos módulos de elasticidade e a comprovar a resistência à tração catalogada, os cabos foram submetidos a ensaios de tração. Como tal, foram preparados três provetes de cada tipo de cabo com estropos para tornar possível a criação de laços nas suas extremidades, através dos quais são passados cilindros para ancorar os cabos à máquina de tração. Esses provetes são observáveis nas figuras seguintes.



Figura 68 - Provette de um cabo de aço inoxidável 6X7-CWS Inox Aisi 316 prontos a serem ensaiados à tração: (a) cabo com 2 mm de diâmetro; (b) cabo com 4 mm de diâmetro; (c) cabo com 6,4 mm de diâmetro

Capítulo 5 – Ensaios Experimentais

Os estropos ou mangas de dois, quatro e seis centímetros têm uma resistência de, 3,74 kN, 9,55 kN e 20 kN, respetivamente, tal como é possível constatar nas duas figuras seguintes.

Item No.	Wire Rope Dia.		Sleeve	Hole No.	Safety load using 2 wire ropes			Wire Rope destruction Load (Using ARM Oval Sleeve.)	Q'ty/ Bag (PCS)	Net Weight 1 Bag (kg)	Q'ty/ CTN (Bag)	Packing Weight 1 carton (kg)	M 3
	mm	inch											
OS-1A	1.5	1/16"		①	56kg less	54kg less	48kg less	200kg	30	0.03	120	5.5	0.02052
OS-1B	2	5/64"		①	96kg less	92kg less	82kg less	374kg	30	0.03	120	5.0	0.02052
OS-2A	2.5	3/32"		②	152kg less	148kg less	132kg less	551kg	20	0.06	120	8.5	0.02867
OS-2B	2.8	7/64"		②	182kg less	176kg less	158kg less	630kg	20	0.05	120	7.6	0.02867
OS-3A	3	1/8"		③	220kg less	212kg less	190kg less	725kg	20	0.11	60	7.8	0.02228
OS-3B	3.5	-		③	280kg less	270kg less	242kg less	840kg	20	0.10	60	7.1	0.02228
OS-4A	4	5/32"		④	282kg less	272kg less	244kg less	955kg	20	0.13	60	9.5	0.03097
OS-5A	5	3/16"		⑤	446kg less	430kg less	386kg less	1,651kg	20	0.18	60	12.9	0.04111

Figura 69 – Características dos estropos de 1,5 mm até 5 mm

Item No.	Wire Rope Dia.		Sleeve	Hole No.	Safety load using 2 wire ropes			Wire Rope destruction Load (Using ARM Oval Sleeve.)	Q'ty/ Box (PCS)	Net Weight 1 Box (kg)	Q'ty/ CTN (Boxes)	Packing Weight 1 carton (kg)	M 3
	mm	inch											
OS-6A	6	1/4"			556kg less	536kg less	480kg less	2,000kg	20	0.3	10	3.2	0.00445
OS-8A	8	5/16"			990kg less	956kg less	856kg less	3,150kg	20	0.5	10	5.0	0.00669
OS-9A	9	3/8"			1,250kg less	1,206kg less	1,082kg less	3,770kg	20	1.0	10	9.7	0.01129
OS-10A	10	13/32"			1,546kg less	1,494kg less	1,338kg less	5,225kg	20	0.9	10	9.2	0.01129
OS-12A	12	1/2"			2,226kg less	2,150kg less	1,926kg less	6,920kg	20	1.8	10	18.3	0.01980

Figura 70 - Características dos estropos de 6 mm até 12 mm

Os estropos foram confinados recorrendo ao auxílio de um alicate próprio para realizar essa função. Esse alicate é visível na Figura 71.



Figura 71 – Alicate apropriado para garantir o confinamento necessário ao bom funcionamento dos estropos

Na tabela seguinte, estão descritas as características dos provetes ensaiados. O comprimento dos provetes foi medido já na máquina de tração, assim que os mesmos se encontravam tensionados e imediatamente antes do ensaio começar. Desta forma, foi prevenido que os resultados do ensaio fossem mal medidos devido ao deslocamento proveniente da tensão nos dois laços.

Capítulo 5 – Ensaio Experimentais

Tabela 4 – Características dos provetes de cabos de aço inoxidável sujeitos a ensaios de tração

Provete	Diâmetro [mm]	Área [mm ²]	Comprimento [mm]
CA2_1	2	3,142	304
CA2_2	2	3,142	294
CA2_3	2	3,142	294
CA4_1	4	12,566	305
CA4_2	4	12,566	305
CA4_3	4	12,566	305
CA6_1	6	28,274	377
CA6_2	6	28,274	383
CA6_3	6	28,274	377



Figura 72 – Máquina de tração utilizada para ensaiar os cabos de aço inoxidável



Figura 73 - Fotografias dos ensaios de tração dos cabos de aço inoxidável

Dos ensaios realizados na máquina de tração visível na Figura 72, foram obtidos os resultados observáveis na Tabela 5. Porém, ao contrário do que era expectável nos provetes de 2 e 6 mm de diâmetro, a rotura deu-se num ponto localizado imediatamente após o estropo em todos os provetes testados (Figura 76). Esse facto originou a quebra brusca que pode ser observada nos gráficos tensão/deformação apresentados na Figura 74 e na Figura 75.

O módulo de elasticidade de cada provete foi obtido através de uma regressão linear do gráfico tensão/deformação entre os valores correspondentes a 1/3 e 2/3 do valor máximo da tensão.

Capítulo 5 – Ensaios Experimentais

Tabela 5 – Resultados obtidos nos ensaios de tração dos cabos de aço inoxidável

Provete	Força máxima [kN]	Resistência máxima [MPa]	Alongamento máximo [%]	Módulo elasticidade (E) [GPa]
CA2_1	2,92	929,25	2,54	49,63
CA2_2	3,03	964,94	2,55	57,72
CA2_3	3,06	973,25	2,94	51,73
Média	3,00	955,81	2,68	53,03
CoV	0,02	0,02	0,09	0,08
CA4_1	10,57	841,27	3,19	45,02
CA4_2	10,33	821,93	3,07	43,80
CA4_3	10,02	797,24	2,81	44,11
Média	10,31	820,15	3,02	44,31
CoV	0,03	0,03	0,06	0,01
CA6_1	16,98	600,67	3,99	22,96
CA6_2	17,42	616,04	4,08	22,03
CA6_3	17,70	626,03	4,41	22,11
Média	17,37	614,25	4,16	22,37
CoV	0,02	0,02	0,05	0,02

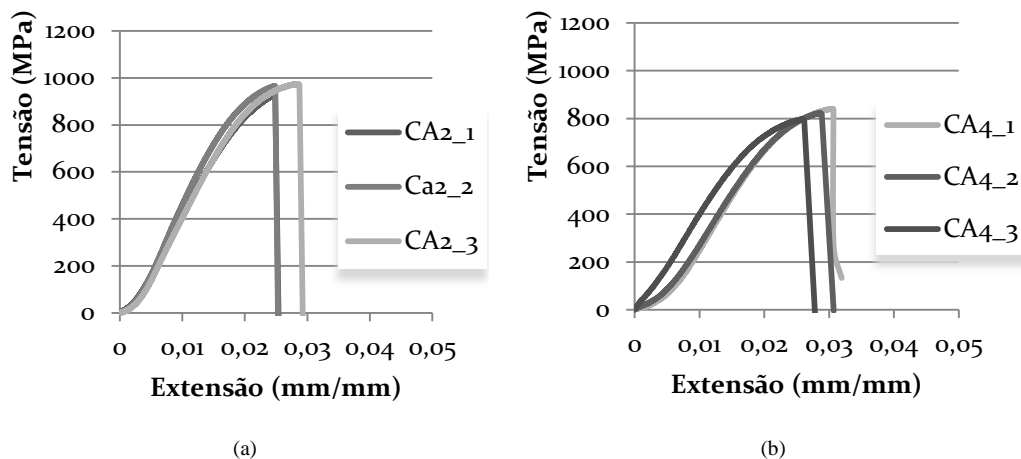


Figura 74 - Gráficos tensão/extensão dos provetes de aço inoxidável com: (a) 2 mm de diâmetro e (b) 4 mm de diâmetro

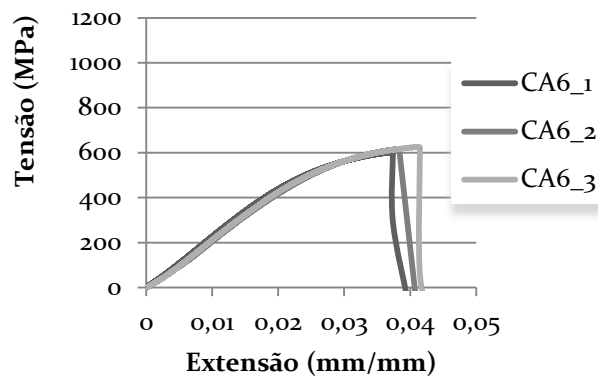


Figura 75 – Gráfico tensão/deformação dos provetes de aço inoxidável com 6 mm de diâmetro

Capítulo 5 – Ensaios Experimentais

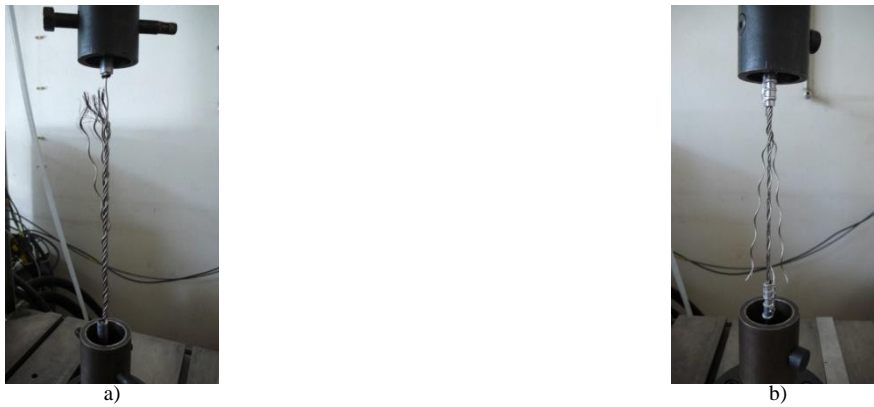


Figura 76 – Rotura em provetes de aço inoxidável ensaiados à tração. a) Provete de 6 mm de diâmetro; b) Provete de 4 mm de diâmetro

Com o intuito de aumentar a resistência da ligação, repetiram-se estes ensaios de tração com provetes de cabos de aço inoxidável de dois e quatro milímetros de diâmetro, colocando dois estropos em cada extremidade, como se pode observar na Figura 77. Porém, o modo de rotura foi semelhante ao observado nos ensaios de tração de cabos de aço inoxidável com um estropo em cada extremidade. No entanto, observa-se um aumento da capacidade resistente dos provetes de quatro milímetros de diâmetro, que nestes ensaios apresentam valores que superam os 12 kN, como mostra a Tabela 7.



Figura 77 – Provete de aço inoxidável com 4 mm de diâmetro e 2 estropos em cada extremidade

Tabela 6 – Características dos provetes de aço inoxidável com 2 estropos em cada extremidade

Provete	Diâmetro [mm]	Área [mm ²]	Comprimento [mm]
CA2#2_1	2	3,142	345
CA2#2_2	2	3,142	340
CA4#2_1	4	12,566	321
CA4#2_2	4	12,566	331

Capítulo 5 – Ensaio Experimentais

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de tração a provetes de aço inoxidável com 2 estropos em cada extremidade

Provete	Força máxima [N]	Resistência máxima [Mpa]	Deslocamento máximo [%]	Módulo elasticidade (E) [GPa]
CA2#2_1	2703,598	860,58	2,84	50,19
CA2#2_2	2699,405	859,25	2,79	49,57
CA4#2_1	12445,87	990,41	2,43	66,62
CA4#2_2	12588,05	1001,73	2,3	69,68

5.2.2 Cabos sintéticos reforçados com fibras de carbono

Outro material testado com o objetivo de conhecer o seu comportamento à tração, podendo assim tirar conclusões sobre qual ou quais são os materiais mais vantajosos para percorrer as juntas de argamassa de paredes de alvenaria, garantindo-lhes uma maior resistência à flexão para fora do seu plano, consiste num cordão sintético reforçado com fibras de carbono. Após a realização de ensaios de tração a 3 provetes com o auxílio de duas amarras adequadas para a realização deste tipo de ensaios a cordões sintéticos (Figura 78), foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 8.



Figura 78 – Ensaio de tração a um cordão reforçado com fibras de carbono

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de tração a cordões reforçados com fibras de carbono

Provete	Área (mm ²)	Comprimento (mm)	Força Máxima (kN)	Tensão Máxima (MPa)	Extensão máxima (%)	Módulo de elasticidade [E] (MPa)
SRFC4_1	10,786	120	5,01	464,49	43,78	1528,6
SRFC4_2	10,786	120	5,385	499,26	32,78	2553
SRFC4_3	10,786	120	5,033	466,62	45,08	1850,3
Média	10,786	120	5,143	476,79	40,55	1977,3
CoV	0	0	0,041	0,041	0,167	0,265

No gráfico da Figura 79 é possível observar o comportamento dos três provetes. É perceptível que, em todos os provetes, a força continua a aumentar após uma primeira quebra. No gráfico da Figura 80 está representada a relação entre a tensão e a extensão dos três provetes. Na Figura 81 está representado o módulo de elasticidade destes provetes de cordões sintéticos calculado entre os valores correspondentes a 1/3 e 2/3 da força máxima.

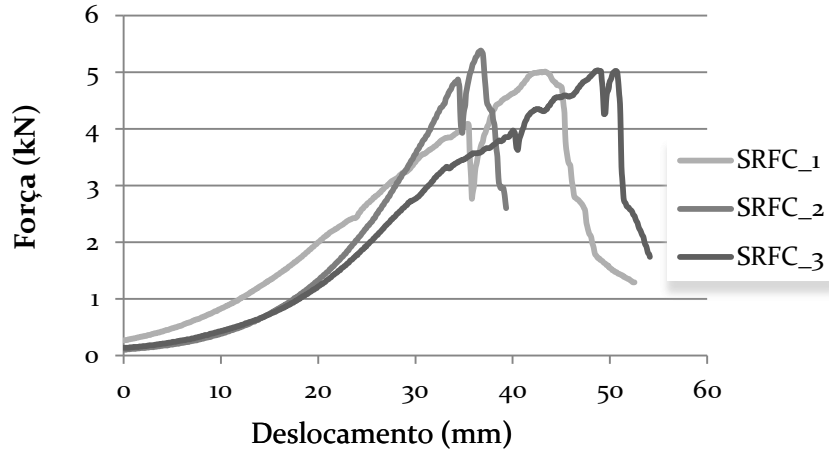


Figura 79 – Gráfico força / deslocamento dos três ensaios a cordões reforçados com fibras de carbono

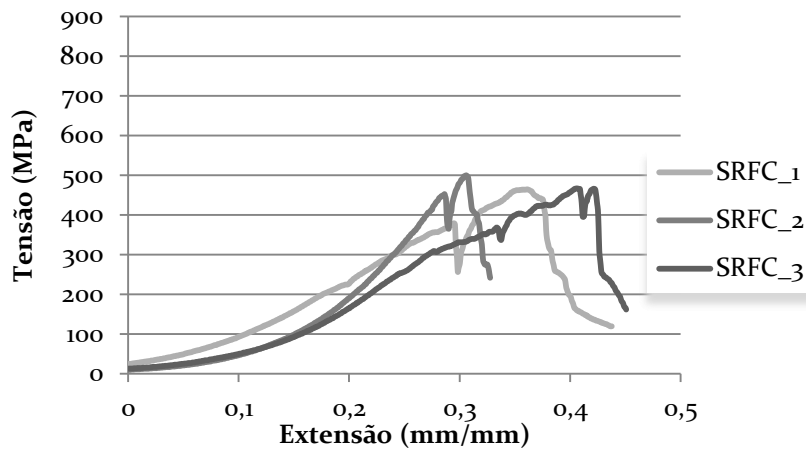


Figura 80 – Gráfico tensão / extensão dos três ensaios a cordões reforçados com fibras de carbono

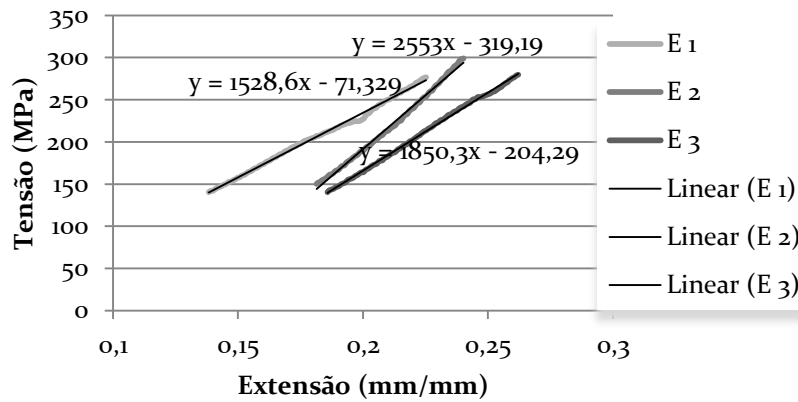


Figura 81 – Representação da definição dos módulos de elasticidade de todos os cordões de 4 mm de diâmetro reforçados com fibras de carbono

A rotura dos cordões deu-se sempre em zonas do cordão que se encontravam em contacto com a amarra, como é observável na Figura 82.



Figura 82 – Rotura de um dos cordões reforçados com fibras de carbono quando ensaiado à tração

Dos ensaios de tração realizados a cordões reforçados com fibras de carbono com um diâmetro de quatro milímetros, pode-se concluir que estes não conseguem atingir forças tão elevadas quanto aquelas que eram esperadas (apenas foi alcançado 20% do valor calculado no capítulo 4.1.2) e que sofrem uma grande extensão relativamente à tensão que lhes é submetida.

Foram também testados cordões iguais mas com um diâmetro de dois milímetros. Dos ensaios a estes cordões resultaram os resultados apresentados na Tabela 9. No gráfico apresentado na Figura 83 é possível observar o comportamento destes provetes assim que submetidos à tração. Neste gráfico, o grafismo foi alterado, relativamente ao utilizado ao longo da dissertação, para permitir uma leitura mais fácil do mesmo.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de tração a cordões reforçados com fibras de carbono com um diâmetro de 2 mm

Provete	Área (mm ²)	Comprimento (mm)	Força Máxima (kN)	Tensão Máxima (MPa)	Extensão máxima (%)	Módulo de elasticidade [E] (Mpa)
SRFC2_1	4,66	100	3,33	714,9	59,6	9090
SRFC2_2	4,23	100	3,53	834,1	33,6	7300
SRFC2_3	4,03	100	2,58	640,9	35,2	7342
SRFC2_4	4,26	100	3,01	716,7	43,1	6986
Média	4,295	100	3,04	726,65	42,875	7679,5
CoV	0,061	0	0,156	0,11	0,278	0,124

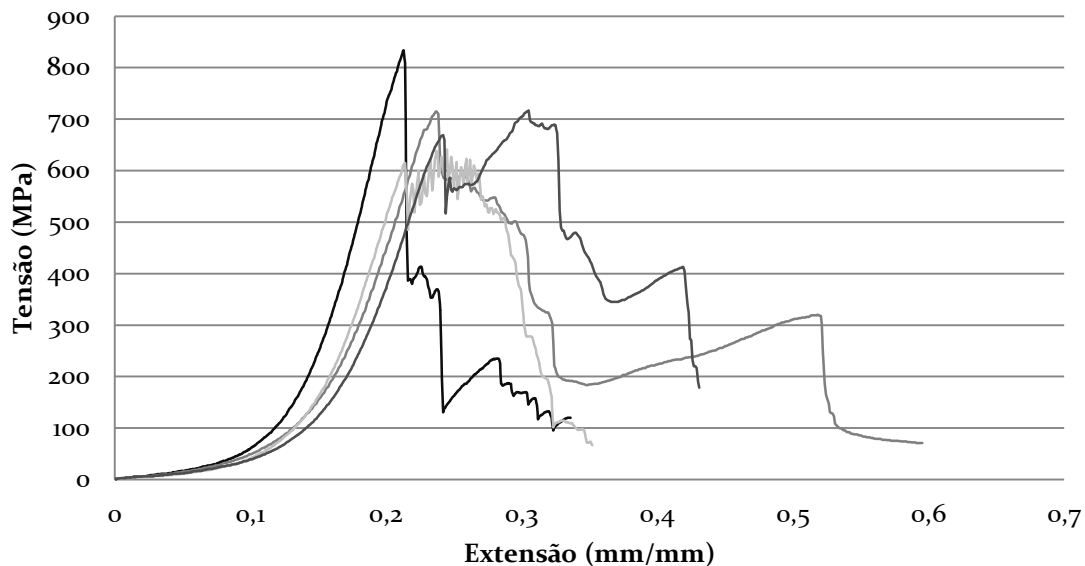


Figura 83 – Gráfico tensão / extensão dos ensaios de tração a cordões com 2 mm de diâmetro reforçados com fibras de carbono

Verificou-se, tal como nos cordões de quatro milímetros de diâmetro, que os resultados dos ensaios ficaram muito aquém do que aqueles que eram expectáveis antes da sua realização (cerca de 11,1% do valor expectado).

5.2.3 Conclusão dos ensaios com cabos

Da análise dos resultados dos ensaios descritos neste capítulo, é possível concluir que os cabos de aço de dois e quatro milímetros de diâmetro têm uma resistência superior àquela catalogada e que apresentam um alongamento satisfatório (entre os 2% e os 3% do comprimento original do cabo), enquanto que os cabos de seis milímetros de diâmetro não foram capazes de atingir a resistência do estropo. Em relação aos ensaios de tração dos cordões sintéticos reforçados com fibras de carbono, os resultados mostram que o comportamento destes ficou muito aquém do que era expectável. Para além de que os cordões de 2 milímetros e os de 4 milímetros de diâmetro atingirem apenas 11% e 20%, respetivamente, da resistência à tração esperada, estes apresentam um alongamento muito grande e relação ao comprimento original (a rondar os 40%).

5.3 Ensaios de arrancamento

Com o objetivo de conhecer o comportamento dos varões helicoidais aquando do momento em que são solicitados, foram realizados ensaios de arrancamento de varões previamente inseridos em provetes de argamassa. Ao longo desta série de ensaios, os varões foram submetidos a esforços axiais de tração. Desta forma, foi possível obter resultados que permitam comparar a resistência ao arrancamento de varões helicoidais com diferentes diâmetros, com diferentes comprimentos de amarração e com diferentes diâmetros de pré-furação.

5.3.1 Configuração de ensaio

Foram concebidos 60 provetes cilíndricos da mesma argamassa (Webber Tradition®) utilizada nas juntas das paredes de alvenaria anteriormente referidas, com três diâmetros diferentes para os varões helicoidais e com diferentes comprimentos de amarração. Para cada combinação de variáveis foram realizados cinco ensaios. As combinações de variáveis e as dimensões dos provetes encontram-se apresentadas na Tabela 10.

Capítulo 5 – Ensaios Experimentais

Tabela 10 – Combinações de variáveis dos ensaios de arrancamento

Dimensões dos provetes de argamassa (diâmetro/altura) [mm / mm]	Comprimento de amarração relativo	Diâmetro do varão helicoidal (ϕ) [mm]	Designação do ensaio	Comprimento de amarração real [mm]	Diâmetro da pré-furação [mm]	
7/15	8 ϕ	8	8 ϕ 8	64	4	
					6	
		10	8 ϕ 10	80	6	
				8		
	12 ϕ	8		12 ϕ 8	96	4
						6
10,5/21,5	12 ϕ	10	12 ϕ 10	120	6	
					8	
	20 ϕ	8	20 ϕ 8	160	4	
					6	
15/30	20 ϕ	10	20 ϕ 10	200	6	
					8	

Como se pode observar na Tabela 10, os pré-furos nos provetes de argamassa são inferiores em dois ou quatro milímetros em relação ao diâmetro dos varões helicoidais. Salienta-se que a furação com dois milímetros abaixo do diâmetro do varão é uma recomendação do fabricante. No entanto, é importante conhecer a relação entre a pré-furação e a resistência ao arrancamento por questões de trabalhabilidade e de eficiência de ancoragem.

Durante a realização da cravação dos varões helicoidais com o auxílio de um martelo para fazer a inserção, concluiu-se que, neste tipo de argamassa, a facilidade na inserção é igual para ambos os diâmetros da pré-furação.

Os provetes foram ensaiados com o auxílio de atuador com capacidade máxima de carga corresponde a 50 kN e com um curso total de 200 mm, tendo-se utilizado amarras apropriadas para o arrancamento, tal como se pode observar na Figura 84. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade constante que variou entre os 0,08 mm/s e os 0,12 mm/s, consoante o comprimento de amarração, visto que os critérios seguidos exigiam que a força máxima fosse atingida quando estavam decorridos entre 1 e 3 minutos após o início do ensaio.

Para melhorar a aderência entre o varão e este tipo de amarras, foi fixado um tubo com um diâmetro pouco maior que o diâmetro do varão helicoidal, na extremidade do varão que não se encontra embebida na argamassa, recorrendo a um adesivo estrutural baseado em resina epóxi inserido entre o tubo e o varão para impedir o deslizamento entre estes dois elementos.



(a)
Figura 84 – Ensaio de arrancamento: (a) setup do ensaio; (b) pormenor da amarra utilizada

5.3.2 Análise dos Resultados

De seguida, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento de varões helicoidais penetrados em provetes de argamassa.

Na Figura 85, é possível observar o gráfico força/deslocamento da envolvente dos resultados para o varão de 8mm de diâmetro, com um comprimento de amarração de 64 mm, para os casos do pré-furo de 4 e de 6 milímetros de diâmetro. O deslocamento aqui representado traduz-se no deslocamento vertical do varão relativamente ao provete de argamassa, medido por dois transdutores LVDT fixados no varão. Como seria de esperar, os varões penetrados nos provetes de argamassa com um pré-furo de 4 mm de diâmetro têm maior resistência ao arrancamento quando comparados com os varões com um pré-furo de 6 mm de diâmetro. Em ambos os casos, a forma máxima atingida foi de 1,14 kN e 0,2 kN, respetivamente. A força máxima de arrancamento ocorreu entre os 5 e os 10 mm de deslizamento.

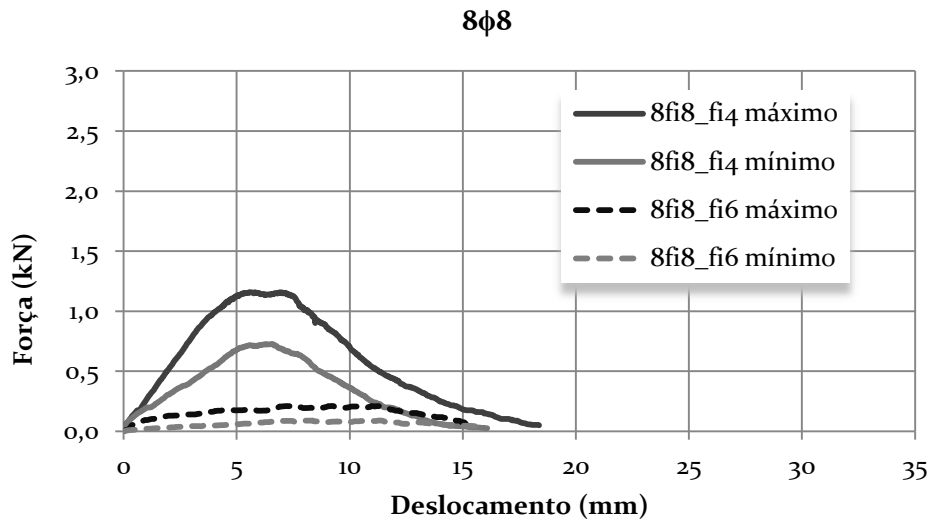


Figura 85 – Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 64 mm

O mesmo se passou com os varões de 10 mm de diâmetro com um comprimento de ancoragem de 80 mm, ou seja os varões cravados com um pré-furo 4 mm inferior ao diâmetro nominal oferece maior resistência, tal como se ilustra a Figura 86. Em termos de resistência ao arrancamento, estes ensaios apresentam valores semelhantes aos ensaios com varões de 8mm de diâmetro.

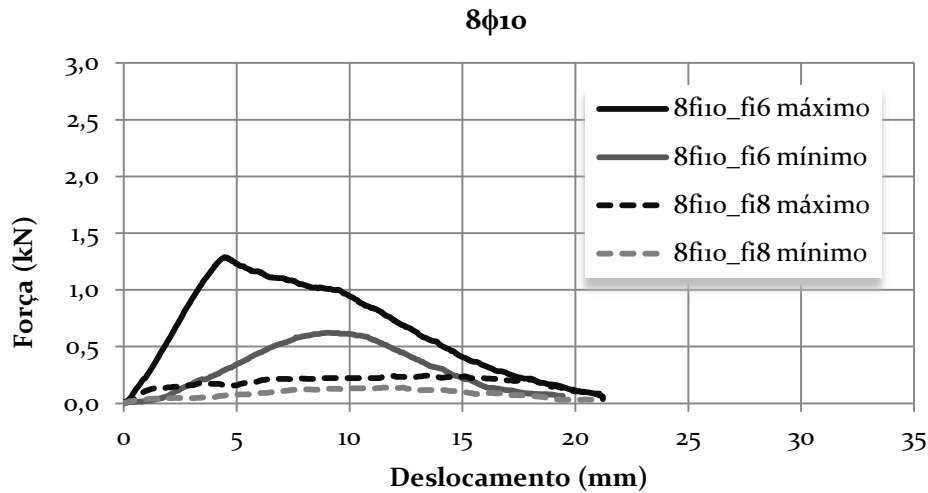


Figura 86 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 80 mm

No caso dos varões com 8 mm de diâmetro e com um comprimento de amarração de 96 mm (12φ), a resistência ao arrancamento dos varões aumentou significativamente em relação aos dois grupos de ensaios anteriores, tal como se pode observar na Figura 87. A força máxima atingida foi igual a 1,8 kN e 0,8 kN para um pré-furo de -2mm e -4mm, respetivamente. Novamente, a força máxima de arrancamento ocorreu entre os 5 e os 10 mm de deslizamento.

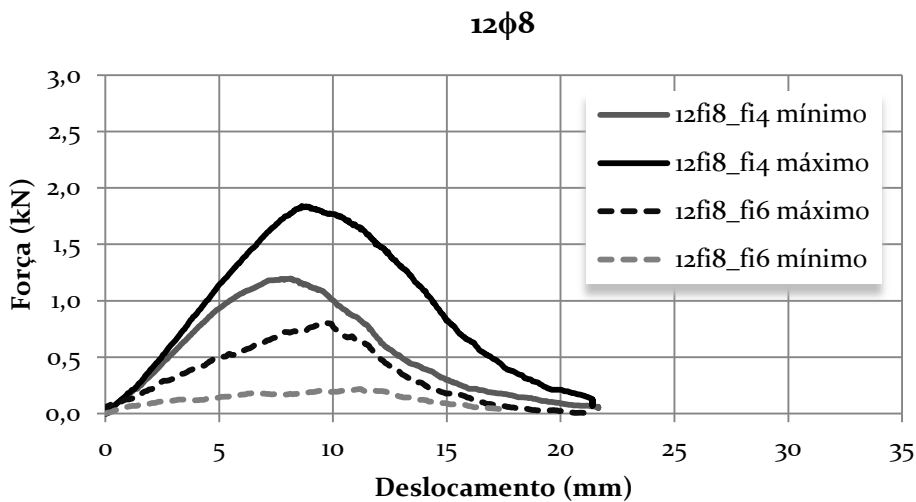


Figura 87 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 96 mm

Na Figura 88 é possível observar os gráficos força de arrancamento / deslocamento dos ensaios com varões helicoidais de 10 mm de diâmetro e com um comprimento de ancoragem de 120 mm. A principal diferença entre os gráficos dos ensaios 12φ8 e 12φ10 prende-se com o facto de, no caso dos varões com 10 mm de diâmetro com pré-furo correspondente a -2mm, todos os ensaios terem atingido uma força cerca de quatro vezes superior à atingida pelo varão de 8 mm de diâmetro que atingiu a menor força de arrancamento.

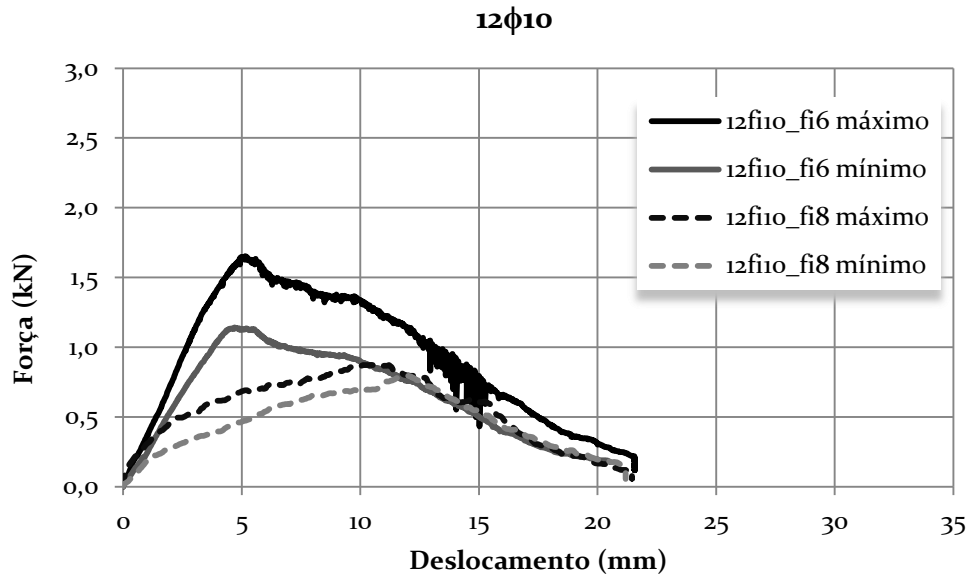


Figura 88 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 120 mm

No caso dos varões com diâmetro de 8 mm e com comprimento de amarração e 160 mm, são apenas apresentados aqui os resultados dos ensaios realizados com pré-furo de 6 mm, visto que só foi possível realizar dois ensaios com pré-furo de 4 mm. Nesses dois ensaios, os dois varões sofreram torção e atingiram a fase plástica, não sendo possível reutilizá-los nos três ensaios restantes. Essa torção foi visível através do movimento circular da placa, na qual se encontram os transdutores de deslocamento (LVDTs), fixada na zona do varão que não se encontra penetrada no provete de argamassa e que não se encontra presa nas amarras. Nesses dois ensaios, os varões atingiram uma força de arrancamento a rondar os 2,4 kN.

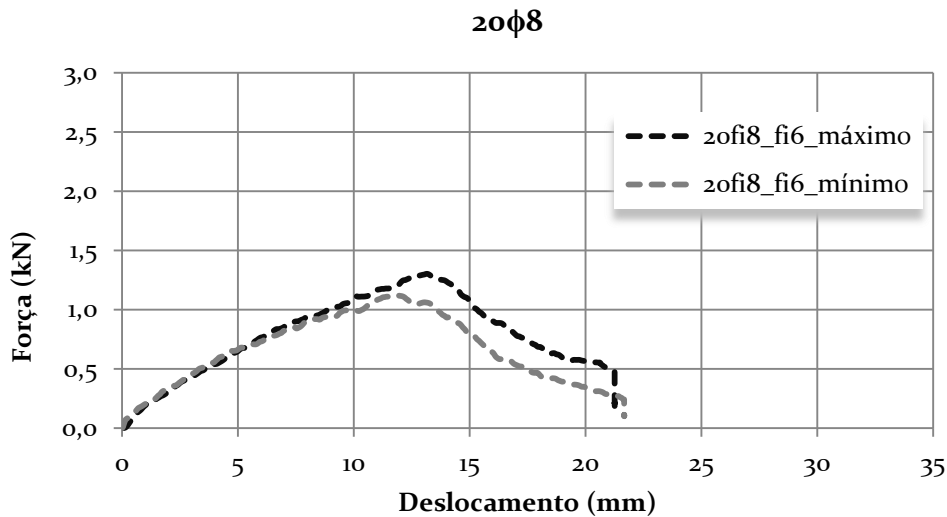


Figura 89 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 8 mm de diâmetro ancorados em 160 mm

Na Figura 90, é visível o comportamento dos varões com 10 mm de diâmetro que se encontram ancorados num comprimento de 200 mm. Como seria de esperar, estes grupos de ensaios foram os que atingiram os valores da força de arrancamento mais elevados. Foram também os que obtiveram maior disparidade entre a força máxima dos varões que ofereceram maior e menor resistência. No caso dos ensaios com um pré-furo de 6 mm de diâmetro, os varões sofreram uma torção menor do que no caso anterior, não tendo estes atingido a fase plástica. Como tal, não se detectou qualquer deformação nos varões, tendo sido usados para completar a série de cinco ensaios.

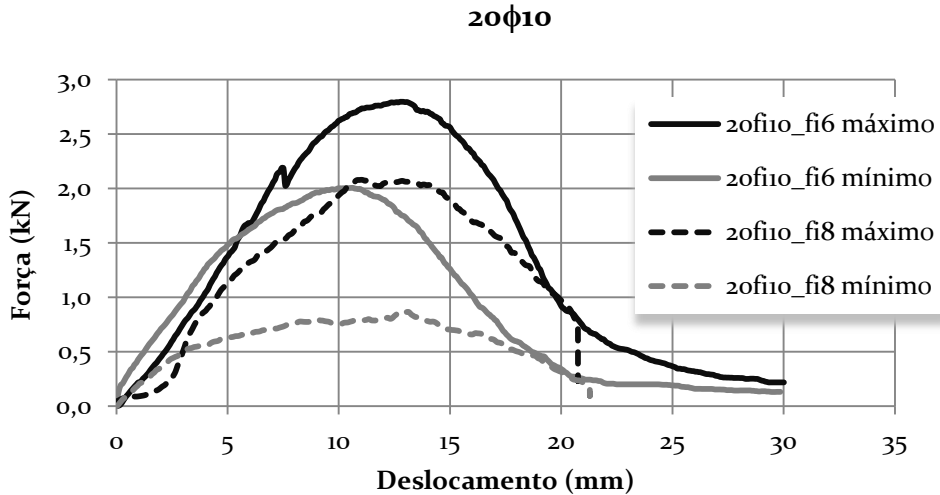


Figura 90 - Gráfico força/deslocamento dos ensaios limite de arrancamento de varões com 10 mm de diâmetro ancorados em 200 mm

5.3.3 Conclusão dos ensaios de arrancamento

Após análise de todos os resultados pode-se concluir que a força máxima aumenta significativamente assim que se aumenta o comprimento de ancoragem dos varões e assim que se reduz o diâmetro do pré-furo, como se pode constatar no gráfico da Figura 91. Pode-se também concluir que, à exceção do caso dos varões com diâmetro de 8 mm que sofreram deformação plástica, a força máxima praticamente não se altera para os diferentes diâmetros dos varões considerados.

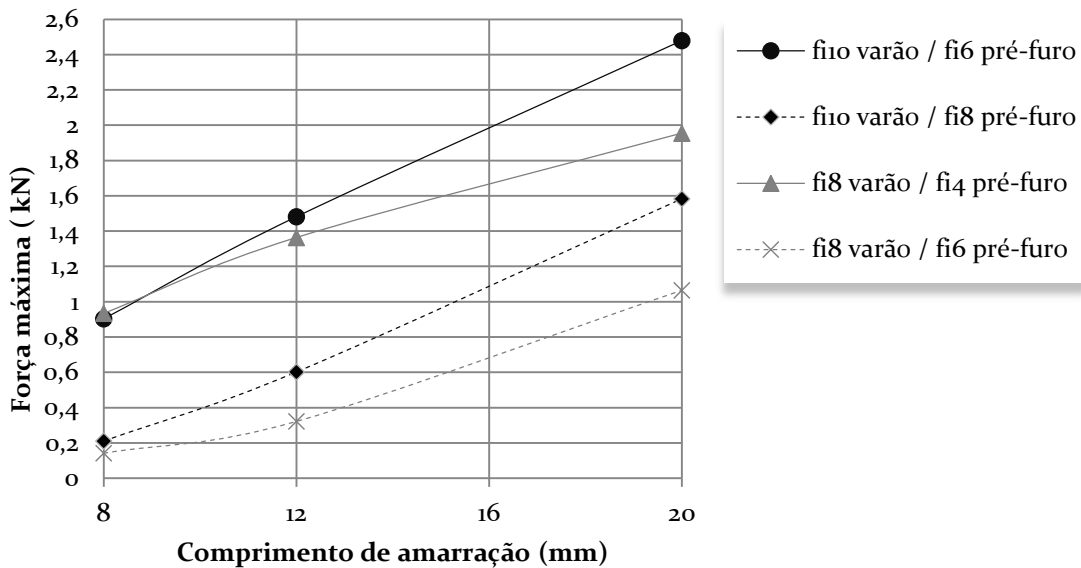


Figura 91 – Gráfico força máxima/comprimento de amarração dos ensaios de arrancamento

5.4 Ensaio em paredes de alvenaria

5.4.1 Ensaio de trabalhabilidade e aplicação da técnica

Após construção dos provetes de alvenaria apresentados na Secção 4.2.2 foi necessário aplicar o sistema de reforço desenvolvido. Como tal, o primeiro passo consistiu na “limpeza” das juntas por onde os cabos ou cordões passam, isto é, foi necessário retirar cerca de 2,5 cm de profundidade de argamassa dessas mesmas juntas.



Figura 92 – “Limpeza” das juntas

O segundo passo foi realizar a pré-furação nos locais onde os as *heli-agulhas* seriam inseridas. Visto que as *heli-agulhas* desenvolvidas para estes provetes de alvenaria têm um diâmetro de 8 mm e um comprimento (da extremidade até ao início da cabeça) de 10 cm, os pré-furos foram realizados com um diâmetro de 4 mm e um comprimento igual ao das *heli-agulhas*. Estes pré-furos além de facilitarem a penetração dos varões, ajudam a conduzir a *heli-agulha* de modo a que esta fique perpendicular ao plano da parede.

As furações foram realizadas em todos os cruzamentos e vértices das juntas de argamassa transpostos pelos cabos ou cordões, visto que estes provetes de paredes de alvenaria são compostos por blocos de pedra. Esses blocos têm arestas que podem danificar e quebrar, os cabos ou cordões caso estes estejam em contacto com essas arestas. Assim, a existência das *heli-agulhas* em todos os vértices das juntas é essencial para preservar o bom comportamento dos cabos ou cordões.



(a)



(b)

Figura 93 – Heli-agulhas: (a) vista lateral; e (b) vista de topo

O passo seguinte consistiu em fazer penetrar as *heli-agulhas*, visíveis na Figura 93, nos pré-furos anteriormente referidos. Para que tal processo decorra de forma simples e eficaz foram desenvolvidas duas peças para adaptar a uma máquina de furação que tenha a capacidade de martelar. Uma das peças tem a função de agarrar a cabeça da *heli-agulha*, sendo portanto um cilindro com o negativo da cabeça da *heli-agulha*. A outra peça tem a função de guiar a anterior, permitindo a rotação livre da máquina (sem

transmitir torção à heli-agulha). Com este sistema a penetração de cada *heli-agulha* demora cerca de 10 segundos e apenas precisa de uma pessoa para a realizar. Outra grande vantagem é o facto do sistema não provocar a deformação das cabeças das heli-agulhas. Para avaliar *a priori* a capacidade que as *heli-agulhas* têm de penetrar nestas juntas, também se optou por experimentar martelá-las diretamente, sem auxílio de nenhuma ferramenta a não ser um martelo. Com este ensaio concluiu-se que as heli-agulhas apresentam algumas dificuldades em penetrar e que as cabeças podem deformar-se bastante.



Figura 94 – Sistema desenvolvido para facilitar a penetração das *heli-agulhas*

O quarto passo baseia-se em fazer passar os cabos ou cordões pelas cabeças das *heli-agulhas* e pelas juntas de argamassa, da base até o topo.



Figura 95 – Passagem dos cabos pelas heli-agulhas

No topo da parede, os cabos foram fixados recorrendo novamente a estropos que agarram dois cabos diferentes, i.e. que tenham feito um percurso diferente ao longo da parede, tal como se pode observar na Figura 96 e na Figura 97. No caso dos cordões, a estratégia utilizada para os agarrar no topo da parede foi semelhante à dos cabos, diferenciando no facto de os estropos serem substituídos por nós semelhantes aos realizados para atar os mesmos nas argolas situadas na sapata de betão armado. Inicialmente, todos cabos foram manualmente esticados.



Figura 96 – Fixação dos cabos no topo da parede



Figura 97 – Provete de alvenaria reforçado

O último passo consistiu na restituição das juntas. Para tal foi utilizada uma argamassa de secagem rápida Prompt Natural Cement®, que atinge uma resistência à compressão de 4 MPa em 15 minutos a uma temperatura de 20°C.

5.4.2 Configuração dos ensaios de comportamento mecânico

Para a realização dos ensaios de flexão foi utilizado a configuração de ensaio apresentada na Figura 98. Estes ensaios decorreram com quatro velocidades diferentes consoante o deslocamento horizontal:

1. Entre 0-2mm: 0,005 mm/s
2. Entre 2-6mm: 0,010 mm/s
3. Entre 6-10mm: 0,020 mm/s
4. Entre 10-20mm: 0,030 mm/s

No topo da parede (1) foram colocadas duas vigas gémeas metálicas com 1,2 m de comprimento, apertadas entre si nas suas extremidades através de varões roscados. A função destas é a distribuição da força horizontal ao longo de todo o comprimento da parede e de reduzir o risco de queda da parede durante o ensaio.

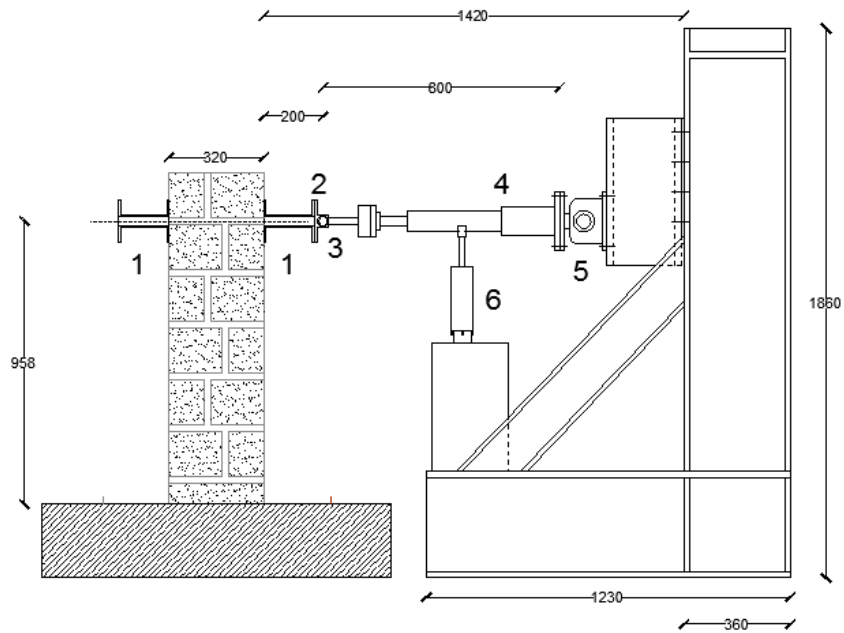


Figura 98 - Setup dos ensaios de flexão (dimensões em mm)



Figura 99 – Vigas gémeas de distribuição da força apertadas nas extremidades

A força horizontal foi transmitida às vigas gémeas através de uma rótula (3) conectada a uma placa (2). Por sua vez a rótula estava incluída numa peça que apertava diretamente na cabeça da célula de carga (ver Figura 100).



Figura 100 - Rótula

A fixação do atuador (4) à viga/parede de reação foi realizada através de uma segunda rótula (5), tal como mostra a Figura 101. Para anular o peso do atuador e para alinhar melhor a força horizontal foi introduzido um suporte pneumático (ver Figura 102) para garantir que o atuador comece o ensaio exercendo um deslocamento constante e perpendicular ao plano da parede.



Figura 101 – Rótula que permite a rotação no plano vertical



Figura 102 – Suporte pneumático do atuador

Com o objetivo de medir os deslocamentos lineares na parede, foram utilizados 7 transdutores de deslocamento (LVDTs). O transdutor de controlo foi instalado com um apoio magnético fixado ao corpo do atuador, estando o sensor em contacto com a placa representada pelo número 2 da Figura 98. Este sensor registou o deslocamento relativo entre a cabeça do atuador e o topo da parede. Dois transdutores foram fixados em duas barras verticais, colocadas especialmente para servir de suporte à utilização destes, a fim de medir os deslocamentos horizontais relativos da parede imediatamente abaixo das vigas de distribuição de carga. Estes transdutores foram colocados próximos dos bordos da parede. Os quatro restantes transdutores foram localizados na base da parede (ver Figura 103), junto aos bordos e de uma forma simétrica para medir a abertura de fenda e a curvatura da parede na zona de maiores esforços (estando, portanto, dois na face tracionada e dois na face comprimida da parede).



Figura 103 – Transdutor LVDT situado na base com o objetivo de medir o deslocamento vertical

5.4.3 Análise dos resultados das paredes de referência

A primeira parede a ser ensaiada à flexão para fora do seu plano foi uma parede não-reforçada, à qual foi dado o nome URW.1 (Unreinforced Wall 1). Na Figura 104 é possível observar a parede imediatamente antes de ser dado início ao ensaio.

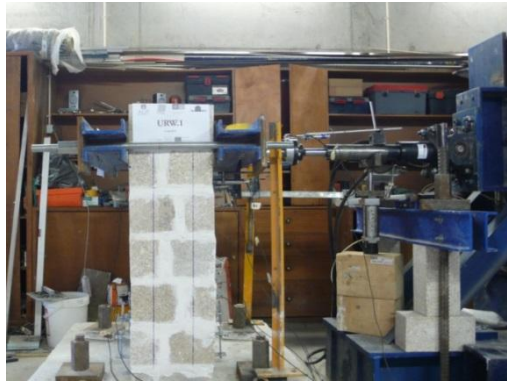


Figura 104 – Parede URW.1 pronta a ser ensaiada à flexão para fora do seu plano

Nas figuras seguintes podemos acompanhar a deformação da parede ao longo do ensaio, nomeadamente com o aparecimento de uma fenda na base da parede e rotação da mesma.

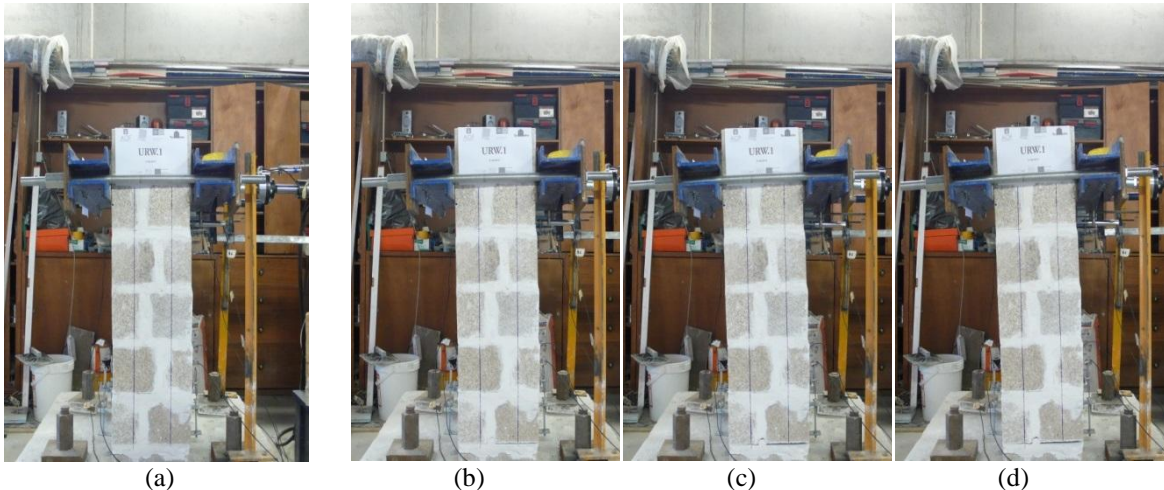


Figura 105 – Ensaio de flexão URW.1: (a) posição inicial; (b) abertura da primeira fenda; (c) fenda da base muito aberta; (d) posição final

A curva de comportamento desta parede encontra-se apresentada na Figura 106. O gráfico apresenta a força horizontal versus o deslocamento médio dos transdutores localizados no topo da parede e imediatamente abaixo das vigas metálicas.

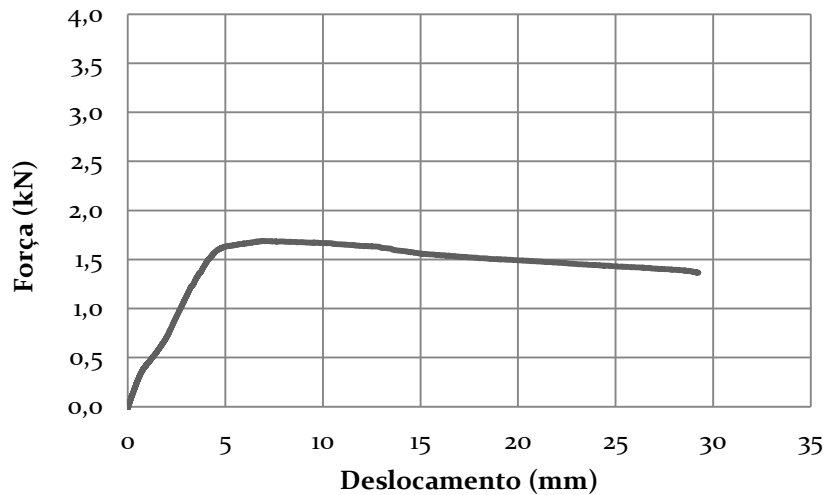


Figura 106 – Gráfico “força / deslocamento perto do ponto de aplicação da força” da parede URW.1

Através da análise deste gráfico podemos perceber que o limite elástico da parede se situa num ponto correspondente a uma força entre os 0,3-0,4 kN. Nesse momento há uma mudança de rigidez acentuada sendo que a partir daí estamos perante um caso de um mecanismo de colapso por derrubamento (*rocking*), no qual a parede se comporta como um corpo rígido que sofre rotação, visto que não consegue transmitir um impulso que equilibre a força horizontal que derruba a parede.

Quanto à secção na qual a parede fendilhou, foi possível obter o gráfico Momento/Curvatura. Sendo que a força é aplicada a uma distância de 900 mm da secção onde a fenda abriu, e calculando a curvatura através da divisão da subtração dos valores medidos por dois LVDT na base (um tracionado e outro comprimido) pela distância entre eles (que corresponde à espessura da parede) (ver Figura 107).

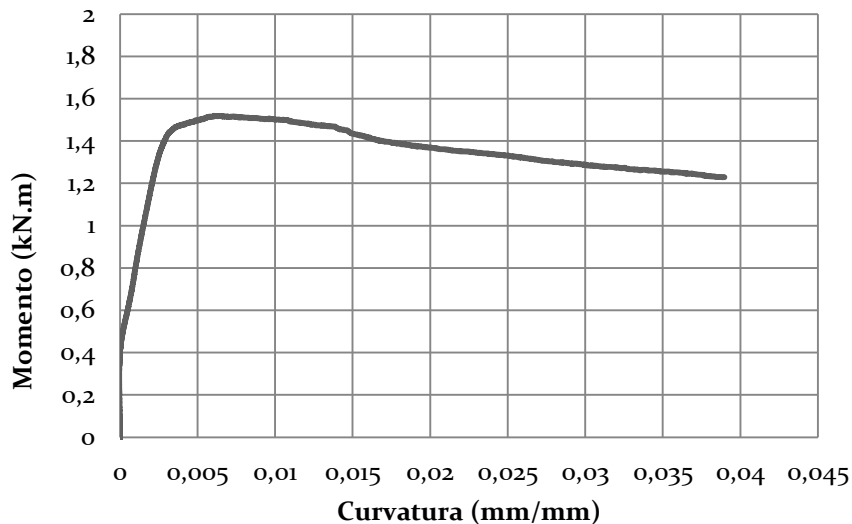


Figura 107 - Gráfico momento/curvatura da secção onde abriu a fenda na parede URW.1

De seguida, foi ensaiada a segunda parede não reforçada (URW.2). Na Figura 108, é possível observar a parede URW.2 pronta a ser ensaiada. Foram assinaladas com marcador as fissuras existentes provenientes da retração da argamassa e do transporte do provete.



Figura 108 – Parede URW.2 imediatamente antes de se dar início ao ensaio de flexão

No caso da URW.2, contrariamente ao que aconteceu na URW.1, a principal fenda na qual a parede quebrou não se situa na primeira junta mais próxima da base, mas sim na segunda, tal como se ilustra na Figura 109. A reposta da parede encontra-se apresentada na Figura 110.



Figura 109 – Fissura da parede URW.2: (a) aparecimento da fissura aos 0,3 kN; (b) fissura muito aberta

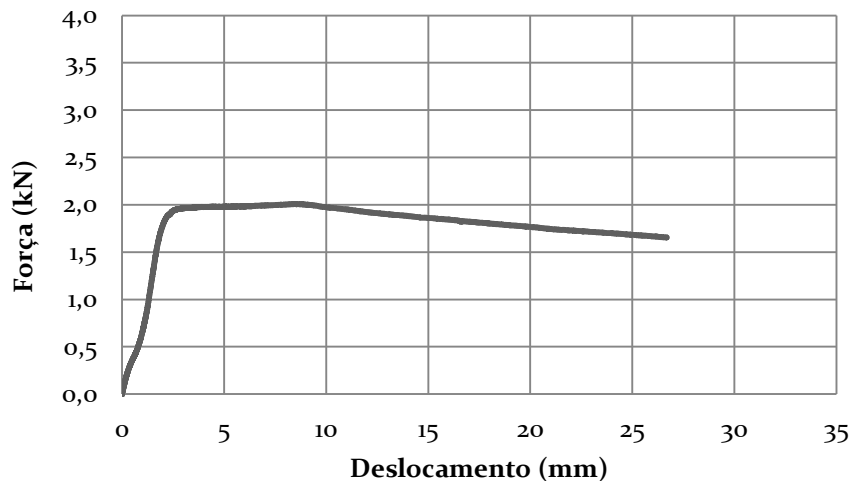


Figura 110 - Gráfico “força / deslocamento perto do ponto de aplicação da força” da parede URW.2

Tal como na parede URW.1, esta parede também atingiu o seu limite elástico por volta dos 0,3-0,4 kN. Nesse momento, existe uma grande perda de rigidez e a partir daí a parede funciona como um corpo rígido num mecanismo de derrubamento.

Na Figura 111, podemos ver a sobreposição dos gráficos força/deslocamento das paredes URW.1 e URW.2 sendo que, num tom mais claro, está representado o gráfico da parede URW.1. De notar que a parede UWR.2 tem uma rigidez maior, visível na diferença entre a inclinação de ambas as linhas, e que tem uma resistência também maior.

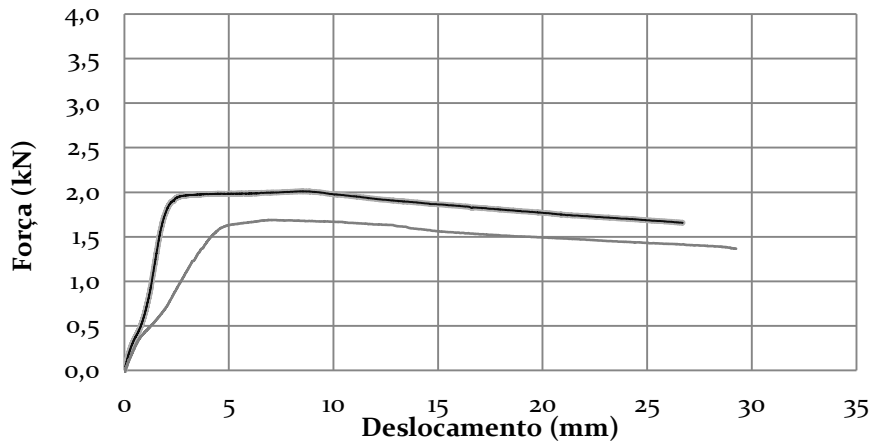


Figura 111 – Sobreposição dos gráficos força/deslocamento das paredes URW.1 e URW.2

Visto que a parede quebrou na segunda junta, é impossível fazer um gráfico momento/curvatura sobre a secção visto que os LVDT's estavam preparados para medir o deslocamento vertical da primeira junta. Este facto fez com que nos ensaios seguintes os LVDT's fossem mudados de posição.

5.4.4 Análise dos resultados da parede reforçada com cordões sintéticos

Depois do ensaio da parede URW.2, foi ensaiada uma das paredes reforçadas com cordões sintéticos constituídos por com fibras de carbono, à qual foi dado o nome de SyRW.1 (Synthetic Reinforced Wall 1).



Figura 112 – Parede SyRW.1

Neste provete, a primeira fissura apareceu quando a força horizontal atingiu 0,6 kN e localizou-se na quarta junta mais próxima da base. Foi nessa mesma junta que abriu a principal fenda a partir da qual a parede colapsou.



Figura 113 – Fissuras na parede SyRW.1

Contrariamente ao esperado, os cordões aparentemente não começaram a trabalhar desde o início do ensaio, tal como se pode observar no gráfico da Figura 114.

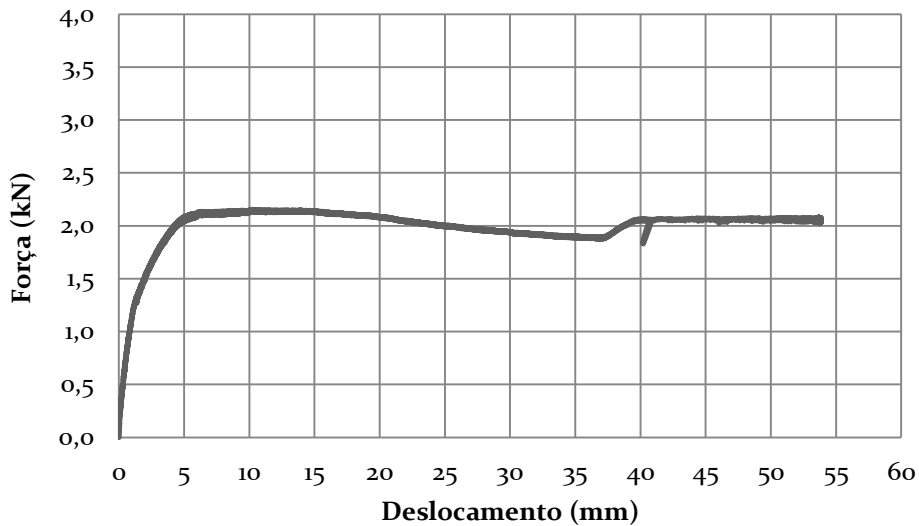


Figura 114 – Gráfico força / deslocamento horizontal da parede

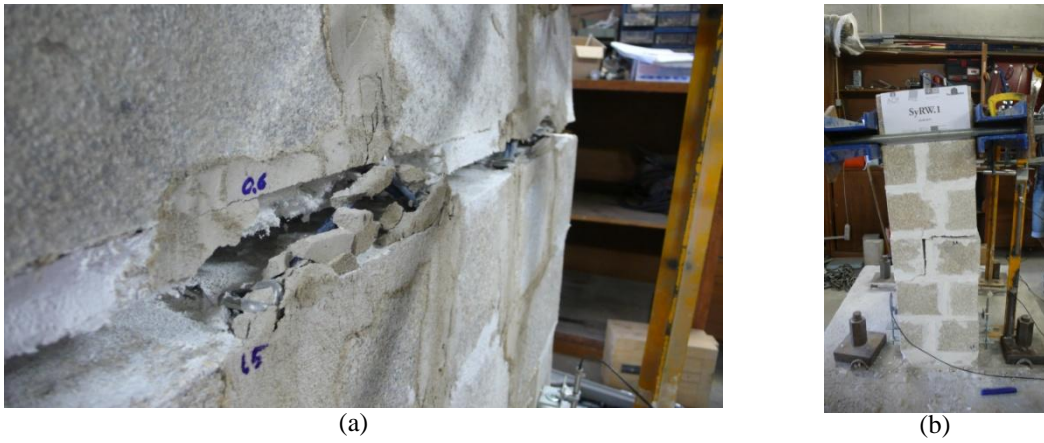
Analisando o gráfico, parece provável que os cordões só tenham começado a trabalhar quando o deslocamento atingiu os 37 milímetros. Esta falta de eficiência deveu-se ao facto de os cordões apenas terem sido esticados manualmente e ao próprio comportamento do material. Como foi constatado nos ensaios de tração dos cordões sintéticos reforçados com fibras de carbono (Secção 5.2.2), o alongamento máximo é de cerca de 40% do seu tamanho original. Para além dessas duas causas, os cordões parecem apresentar algumas deficiências, como se pode comprovar na Figura 115, que podem ter alterado o seu comportamento. Nesta figura, podemos constatar que algumas fibras de carbono estavam partidas em alguns pontos dos cordões antes do ensaio se iniciar.



Figura 115 – Deficiência dos cordões

Porém, é de notar que o limite elástico desta parede, que parece rondar os 1,3 kN, é bastante superior ao atingido pelas duas paredes não reforçadas. Este facto recoloca a questão se os cordões estarão ou não a trabalhar antes do deslocamento da parede atingir os 37 mm.

Na Figura 116, é possível observar o estado da parede aquando do final do ensaio. A argamassa utilizada para recobrir os cabos nas juntas foi-se destacando progressivamente, deixando visível uma pequena parte do reforço instalado.



(a)
Figura 116 – Estado da parede no final do ensaio

5.4.5 Análise dos resultados da parede reforçada com cabos de aço

A próxima parede a ser ensaiada foi uma das paredes onde foi instalado o sistema de reforço com cabos de aço inoxidável, à qual foi dado o nome de StRW.1 (Steel Reinforced Wall 1).



Figura 117 – Parede StRW.1

Neste ensaio, tal como nos próximos, os LVDTs foram dispostos para que nas duas faces da parede cada par de LVDTs consiga medir o deslocamentos nas fendas. Assim sendo, numa face, um mede o deslocamento da primeira e segunda juntas mais próximas da sapata e o outro mede o deslocamento da terceira e quarta junta.



Figura 118 – Nova posição dos transdutores LVDT

Nesta parede, a primeira fenda surgiu na segunda junta de argamassa mais próxima da base e quando o ensaio atingiu uma força de 1,2 kN. Foi a partir dessa mesma fissura que, mais tarde, a parede colapsou.



Figura 119 – Fissuras na parede StRW.1

Tal como no caso da parede SyRW.1, os cabos de aço inoxidável também não começaram a trabalhar desde o início do ensaio. Neste caso, a causa será apenas pelo facto dos cabos estarem apenas esticados manualmente, visto que nos ensaios de tração concluiu-se que o alongamento máximo dos cabos será de cerca de 3% do seu comprimento original. Na Figura 120, está representado o gráfico “força / deslocamento horizontal” resultante deste ensaio de flexão.

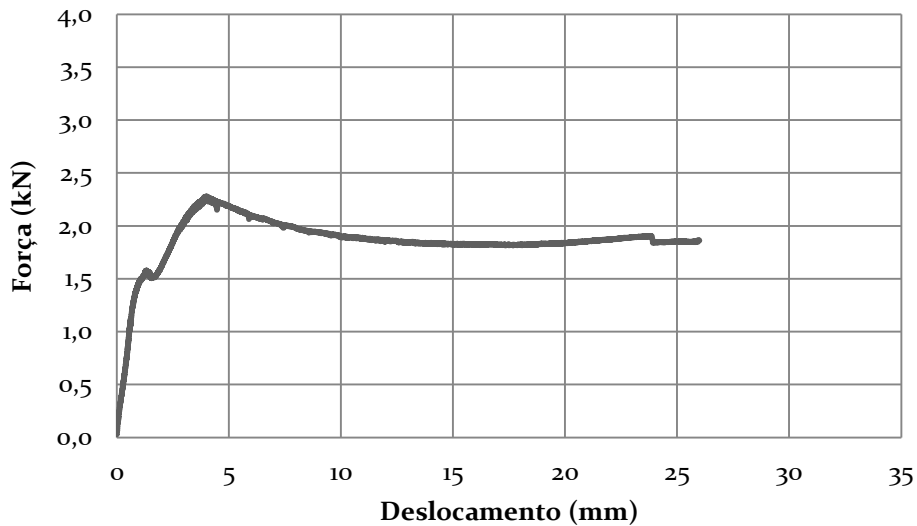


Figura 120 – Gráfico força / deslocamento horizontal do ensaio de flexão da parede StRW.1

Através da análise do gráfico, pressupõe-se que os cabos não trabalharam o desejável ao longo de todo o ensaio, apesar de, provavelmente, terem contribuído para o aumento do limite elástico.

5.4.6 Análise dos ensaios com cabos de aço tensionados mecanicamente

Analisando os resultados dos dois últimos ensaios pode-se concluir que não seria produtivo ensaiar estas paredes à flexão sem garantir que os cabos estão tensionados. Visto que não existia disponível nenhum dispositivo que conseguisse tensionar os cabos com 4 mm de diâmetro, os cabos de aço inoxidável e os cordões das duas restantes paredes foram substituídos por cabos de aço inoxidável de 2 milímetros, sendo que em vez de existir dois cabos ou cordões a percorrer as juntas horizontais e quatro as juntas verticais, apenas se passou um cabo nas juntas horizontais e dois cabos nas juntas verticais. os cabos de 2 mm de diâmetro foram convenientemente ancorados à sapata de betão. Em ambos os casos, os cabos e os cordões pré-existent foram cortados.

Após a colocação dos cabos de 2 mm foi necessário passá-los pelas cabeças das *heli-agulhas*, sendo que, desta vez, estes foram esticados manualmente ao passar por cada cabeça e utilizaram-se serra cabos junto às cabeças das *heli-agulhas* para apertar melhor os cabos, com o objetivo de não os deixar relaxar. No topo da parede usou-se um esticador de cintas metálicas para esticar melhor os cabos. No final, a ancoragem dos cabos foi realizada por intermédio de um serra cabos fixado numa placa metálica por onde

atravessavam os cabos (ver Figura 121). Após tensionar os cabos, as juntas foram restauradas com argamassa Prompt Natural Cement®.

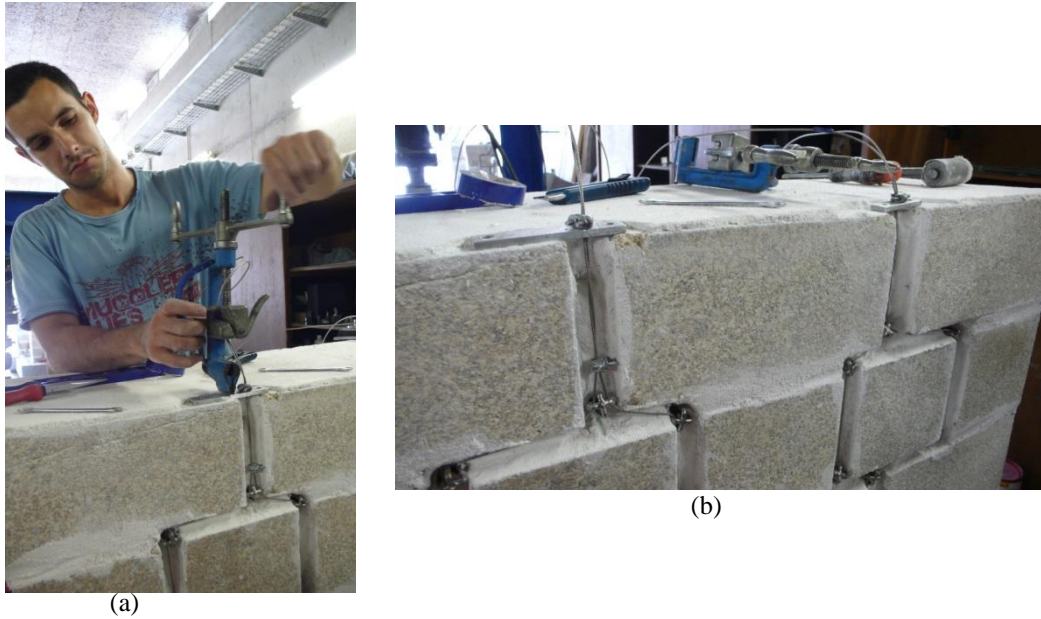


Figura 121 – Novo método para tensionar os cabos: (a) esticador de cabos; (b) placas com os serra cabos



Figura 122 – Reforço de uma das duas restantes paredes

Na Figura 123 está representado o gráfico força / deslocamento horizontal resultante da primeira parede a ser ensaiada (StRW.2), na qual já é possível observar o efeito da contribuição efetiva dos cabos. Como se pode comprovar pelo gráfico, nota-se um aumento considerável da força aplicada, atingindo um valor máximo de 3,3 kN. O limite elástico também aumentou, relativamente às outras duas paredes reforçadas anteriormente testadas. Neste caso, o limite elástico corresponde a uma força de cerca de 1,8 kN e a primeira fenda apareceu na quarta junta mais próxima da base (ver Figura 124).

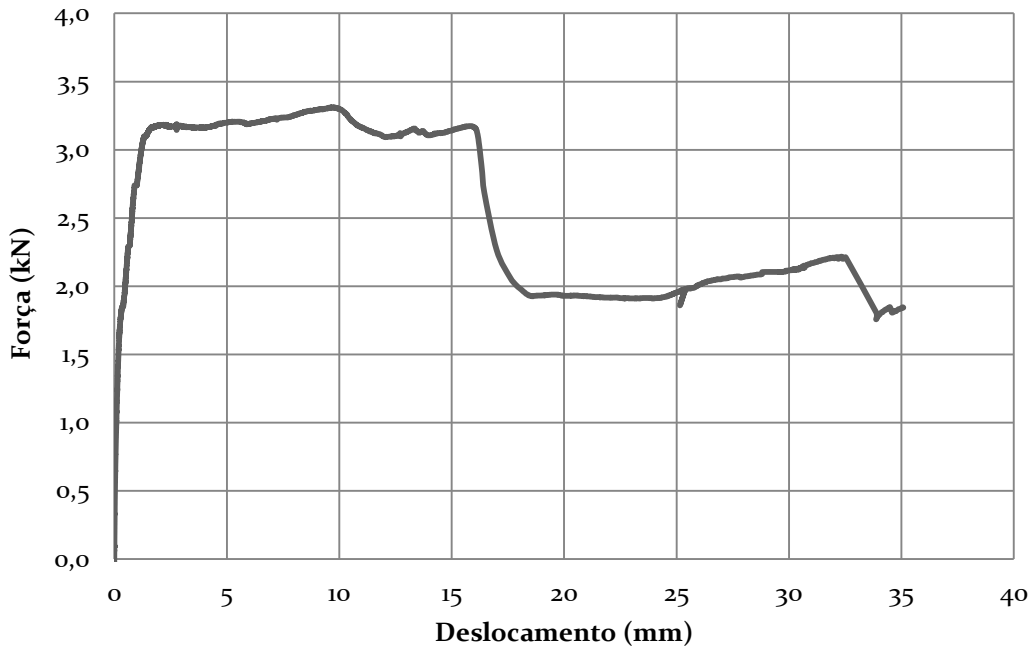


Figura 123 – Gráfico força / deslocamento horizontal da parede StRW.2



Figura 124 – Aparecimento da primeira fissura

De notar que assim que a parede fendilha para uma força aproximadamente igual a 3,2 kN, o gráfico entra em patamar com pequenos altos e baixos. Este fenómeno é, provavelmente, causado pelo ajuste das cabeças das *heli-agulhas nas juntas*, visto que os cabos tensionados, assim que tendem a esticar, exercem sobre elas uma força que as tende a deformar. Durante este período, abriram-se fendas nas duas juntas mais próximas da sapata, como é visível na Figura 125. No final desse patamar, é possível observar uma queda abrupta da força. Tal queda deve-se ao facto de um dos cabos ter quebrado. Essa quebra foi causada pela deformação de uma das cabeças, localizada na segunda junta mais próxima da base, que obrigou o cabo a entrar em contacto com uma aresta de um bloco de granito. Isto fez com que o cabo sofresse dano mais rápido levando-o à rotura (ver Figura 126). Salienta-se que nesta parede ocorreram mais fendas de flexão, um sinal claro de uma maior dissipação de energia.



Figura 125 – Aparecimento de fissuras nas duas juntas mais próximas da sapata

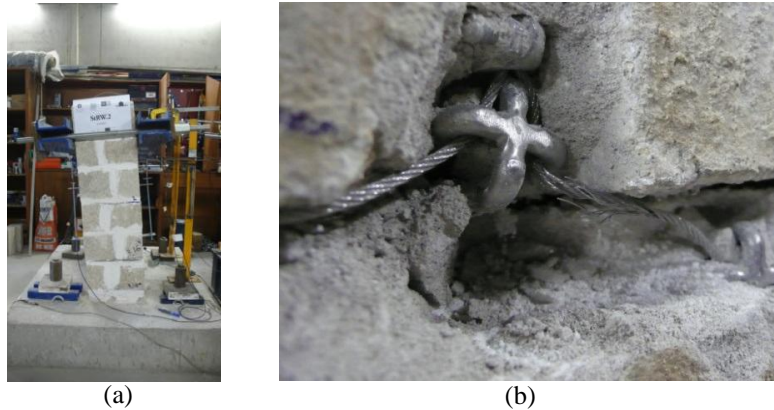


Figura 126 – (a) Estado da parede no final do ensaio; (b) Rotura do cabo de aço inoxidável

Na Figura 127 está representado o gráfico momento fletor / curvatura dessa mesma secção.

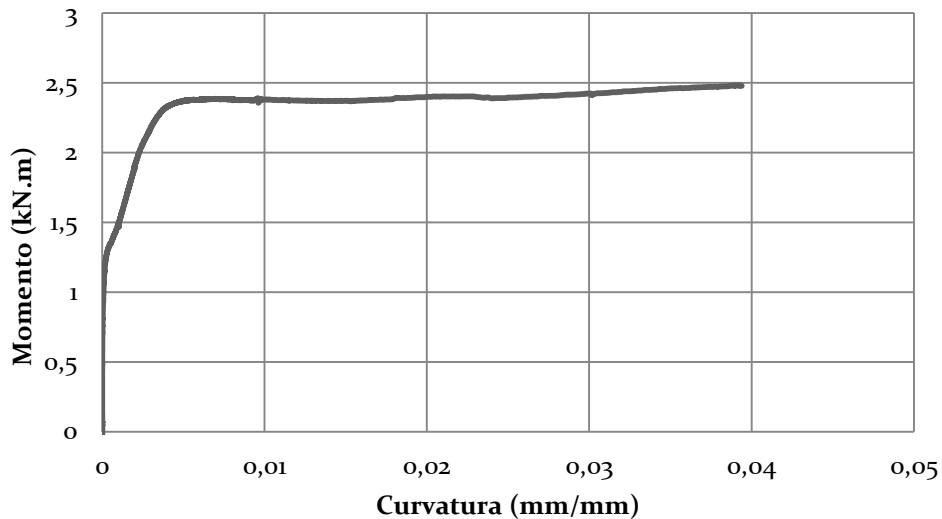


Figura 127 – Gráfico momento fletor / curvatura da secção correspondente à segunda junta de argamassa

Por fim, foi ensaiada a última parede que foi designada de StRW.3. Tal como foi referido anteriormente, esta parede está também reforçada com apenas um cabo de aço inoxidável a fazer cada percurso. Esta parede apresentava algumas fissuras notificadas antes de se dar início ao ensaio. Estas encontram-se situadas nas três juntas de argamassa mais próximas da base, como é visível na Figura 128.



Figura 128 – Fissuras existentes na parede StRW.3

Durante o ensaio, a primeira fissura a aparecer na parede causada pelo deslocamento horizontal imposto pelo atuador, surgiu na terceira junta mais próxima da base, para uma força de 1,16 kN. Na Figura 129, está representado o gráfico força / deslocamento horizontal do ensaio de flexão ao qual se submeteu a parede StRW.3.

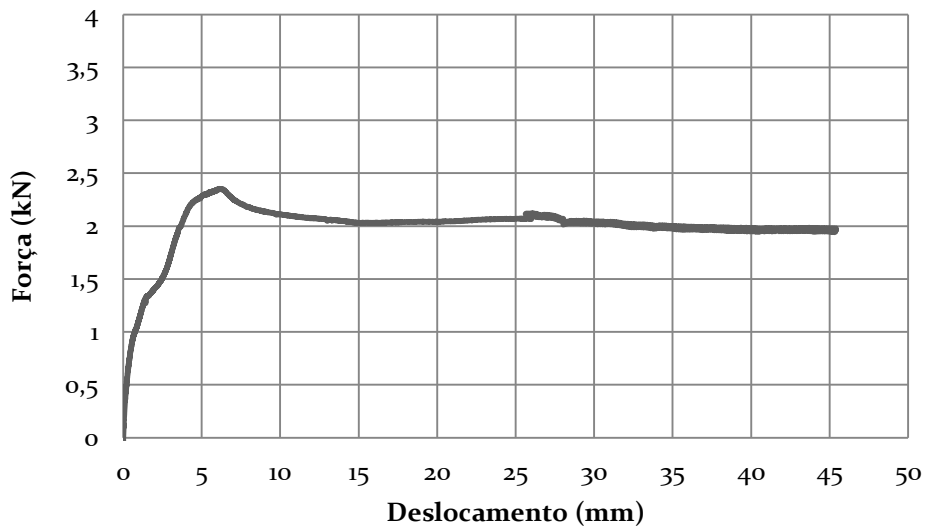


Figura 129 – Gráfico força / deslocamento do ensaio de flexão da parede StRW.3

Como é perceptível por este gráfico, este ensaio não decorreu como era esperado, visto que a força máxima é inferior em 1 kN relativamente ao ensaio anterior e visto que a parede perdeu rigidez em vários pontos até atingir a sua força máxima. Numa análise visual minuciosa no final do ensaio aos cabos foi possível observar que um dos serra-cabos posicionados no topo da parede estava mal apertado. Concluiu-se assim que, em princípio, ao longo de todo ensaio, houve escorregamento no serra-cabos e por isso ocorreu uma perda de resistência da parede. Todavia, esta parede contrariamente às anteriores não rodou sobre apenas um ponto, mas sim sobre duas juntas. A primeira ocorreu aos 1,4 kN e localizou-se na segunda junta mais próxima da base e a segunda fenda ocorreu na terceira junta a contar da base, ver Figura 130.



Figura 130 – Fendas abertas da parede StRW.3

Assim sendo, o gráfico momento / curvatura de qualquer uma das secções onde a fenda abriu não nos dará uma informação relevante para comparar com os gráficos dos restantes ensaios.

5.4.7 Comparação de resultados

Na Figura 131, é apresentado uma compilação dos gráficos força / deslocamento dos ensaios de flexão para fora do plano das paredes mais relevantes, isto é, os dois ensaios com as paredes não reforçadas e os dois ensaios dos cabos de aço inoxidável de dois milímetros de diâmetro tensionados com o esticador de cintas.

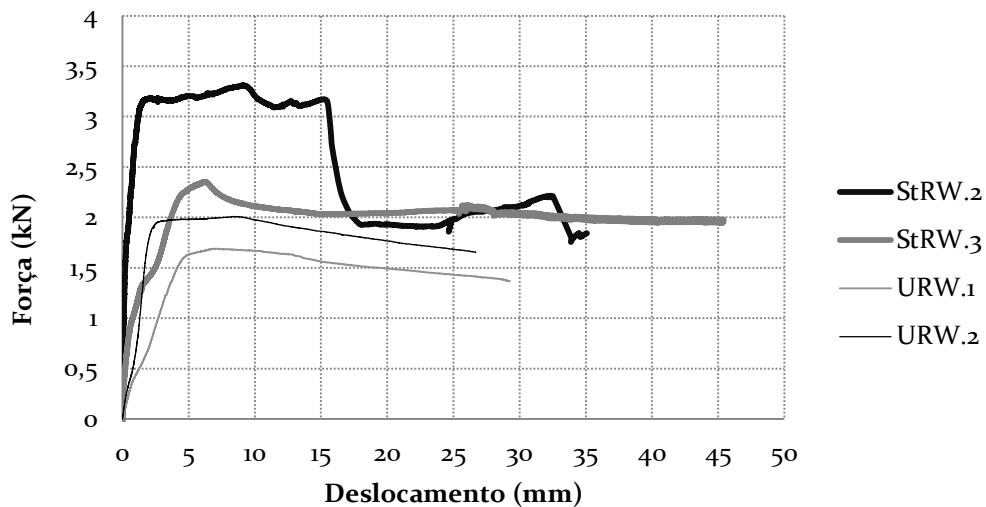


Figura 131 – Compilação dos gráficos força / deslocamento dos ensaios mais relevantes

Pela análise dos resultados constata-se que quando os cabos são convenientemente esticados e ancorados às paredes a resistência à flexão aumenta cerca de 65% comparativamente às paredes não reforçadas e para uma pequena quantidade de armadura (0,004%/m). Também verificou-se um aumento significativo no limite elástico da resistência à flexão, assim como da rigidez da parede na fase elástica. O comportamento da parede depois da rotura também sofreu alteração com a introdução dos cabos. Como se pode observar, contrariamente aos gráficos dos ensaios realizados em paredes não-reforçadas, nos quais a força cai consoante o deslocamento imposto depois de a parede atingir a rotura, nas paredes reforçadas a resposta mantém-se em patamar até o final do ensaio, evidenciando um aumento da ductilidade da parede.

Na figura seguinte, é possível observar uma compilação dos gráficos “momento fletor / curvatura” das paredes URW.1 e da parede StRW.2 entre o início do ensaio e até o deslocamento horizontal atingir os 17 cm. Neste gráfico é visível o incremento de momento fletor garantido pela aplicação desta técnica, assim como, o limite elástico e a ductilidade.

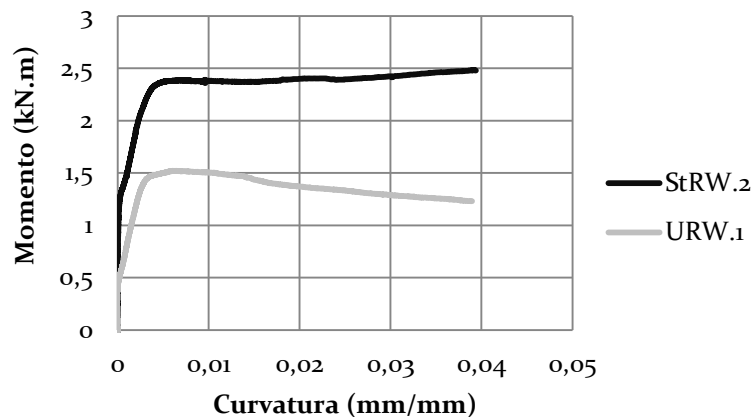


Figura 132 – Compilação de gráficos momento / curvatura

5.5 Conclusão dos ensaios experimentais

As primeiras conclusões retiradas dos ensaios experimentais estão relacionadas com a seleção dos materiais empregues. Como foi referido anteriormente, os cabos ou cordões utilizados neste sistema terão que ser flexíveis, maleáveis e convém que tenham uma elevada resistência à tração, embora seja conveniente que tenham um diâmetro pequeno para facilitar a passagem nas cabeças das *heli-agulhas*. Os cabos de aço inoxidável de 6 mm de diâmetro ensaiados à tração ofereciam dificuldades ao passar nas cabeças das *heli-agulhas*.

Para além das restrições em cima referidas no que toca à escolha do material, há uma bastante importante que se prende com a aderência e ancoragem dos cabos nas juntas. Para que o sistema de reforço desenvolvido trabalhe como é esperado, os cabos não podem escorregar consoante a face da parede onde eles estão colocados é tracionada. Esse aspeto vai contra a filosofia da conceção desta técnica de reforço.

Dos ensaios de arrancamento de varões helicoidais ancorados em provetes cilíndricos de argamassa, as principais conclusões que se retiram prendem-se com a conjugação das três variáveis destes ensaios: o diâmetro dos varões, o diâmetro do pré-furo do provete de argamassa e o comprimento de ancoragem. Assim, pode-se dizer que a força de arrancamento é maior quando o comprimento de ancoragem é maior ou quando se diminui o pré-furo existente. Uma conclusão importante que se retirou destes ensaios é que quando o pré-furo é realizado com um diâmetro menor do que o diâmetro do varão helicoidal em apenas 2 mm, o varão não oferece grande resistência ao arrancamento. Na fase de preparação dos ensaios, constatou-se também que este tipo de pré-furo não facilita mais a inserção do varão do que o pré-furo com 4 mm a menos do que o diâmetro do varão.

É também possível perceber que a força não varia muito com o aumento do diâmetro do varão helicoidal relativamente ao mesmo comprimento de ancoragem relativo. Apesar disso, é de referir que quando os varões têm um comprimento de ancoragem muito grande relativamente ao seu diâmetro. Estes sofrem torção na zona entre a extremidade amarrada e zona que está ancorada na argamassa. Este fenómeno ocorre porque a força atinge um valor elevado e ele tende a rodar sobre o seu próprio eixo para facilitar a sua saída do provete de argamassa. Como foi referido no Capítulo 5.3, este fenómeno de torção levou mesmo os varões com diâmetro de 8 milímetros a atingirem a fase plástica quando o comprimento de ancoragem correspondia a 20 vezes o seu diâmetro.

Dos ensaios em paredes de alvenaria descritos em 5.4, as principais conclusões que se retiram prendem-se com a trabalhabilidade e com a necessidade de, no futuro, se desenvolver certas componentes do sistema para aumentar a eficiência da técnica.

A primeira conclusão que se obteve foi: o sistema, com as peças que foram desenvolvidas, é, de facto, de fácil e rápida instalação. Além de serem tarefas simples e de precisar de mão-de-obra especializada, permite que a aplicação possa ser realizada por um grupo de pessoas a trabalhar ao mesmo tempo.

Durante e após os ensaios de flexão foi possível retirar algumas conclusões sobre a eficiência mecânica do sistema. Uma delas prende-se com a necessidade de dotar o sistema com cabos ou cordões que tenham um pequenos alongamentos e da necessidade de estes estarem tensionados para que comecem a trabalhar a partir do momento em que é aplicada uma força que leve a parede a fletir para fora do seu plano. Para que tal aconteça, é necessário também desenvolver uma conexão mais eficaz entre a cabeça da *heli-agulha* e o varão helicoidal que faz parte da mesma. Nestes ensaios de flexão, foram utilizadas *heli-agulhas* com varões de 8 mm de diâmetro, o que é uma dimensão pequena para garantir uma boa conexão. Os varões deverão ter 10 mm ou mais de diâmetro para garantir uma melhor conexão com a cabeça. A deformação das cabeças das *heli-agulhas*, para além de contribuir para o relaxamento dos cabos, pode levá-los a entrar em contacto com as arestas das pedras e fazê-los atingir mais facilmente a rotura, através do seu desgaste. Em todo o caso, visto que poderá ser difícil garantir essa tal conexão ideal entre os varões e as cabeças, os cabos deveriam estar dotados de algum tipo de proteção para não serem desgastados pelas pedras.

Finalmente, pode-se concluir que o sistema de reforço aumentar significativamente o limite elástico e a rigidez das paredes, assim com a ductilidade e resistência à flexão quando os cabos são convenientemente esticados. Após atingir o valor máximo da resistência, o sistema mantém as paredes com alguma coesão mesmo para grandes deformações e sem haver o colapso estrutural. Visto que o sistema está pensado para ser aplicado em ruínas, este é um facto de importância considerável.

6 Conclusões e Trabalhos Futuros

6.1 Conclusões

Este trabalho consistiu no desenvolvimento de uma técnica de reforço de elementos de alvenaria concebida por *Antonio Borri* em 2009, à qual foi dado o nome de “*Reticolatus*”. O principal objetivo desta técnica é incrementar a resistência à flexão destes elementos quando estão submetidos a forças transversais ao seu plano, fazendo passar cabos pelas juntas de argamassa em ambas as faces desses elementos. Esses cabos são fixados à alvenaria através da inserção, em locais estratégicos das juntas, de umas peças desenvolvidas ao longo desta dissertação e que consistem num conjunto formado por um varão helicoidal de aço inoxidável e uma cabeça, fixada numa extremidade do varão, através da qual é permitida a passagem dos cabos. A este conjunto foi dado o nome de “*heli-agulha*”.

Com o desenrolar desta dissertação, foi possível ir alcançando algumas conclusões que ajudaram a determinar melhor o campo de aplicação desta técnica. Após alguns ensaios de trabalhabilidade, é perceptível que a maior parte das juntas das construções de alvenaria são estreitas demais para que se consiga passar um número de cabos ou cordões tal que possa garantir uma resistência à flexão que possa competir com resistências garantidas por outras técnicas de reforço correntemente utilizadas. Porém, em construções com elevado valor histórico, patrimonial, ou estético que se encontrem em estado de ruína, com elementos sem qualquer tipo de contraventamento horizontal, esta técnica apresenta uma boa solução, com vista em aumentar a resistência à flexão desses elementos para fora do seu plano. Esta técnica garante assim que os elementos se tornem menos vulneráveis a forças horizontais como as provenientes da ação sísmica, ou mesmo do vento, não criando um impacto visual negativo.

Relativamente ao desenvolvimento da técnica, foi possível retirar conclusões bastante importantes dos ensaios de trabalhabilidade e dos ensaios mecânicos realizados. Entre elas se destacam:

- a necessidade de utilizar cabos flexíveis com elevadas resistências à tração e pequenos alongamentos;
- a necessidade ter os cabos permanentemente tensionados para que estes comecem a trabalhar assim que a força é exercida;
- o facto do pré-furo na junta de argamassa, apesar de facilitar a penetração do varão, contribuir para que seja necessária uma menor força de arrancamento para extrair o varão da junta. Como tal, o diâmetro desse pré-furo deverá ser menor do que o diâmetro do varão helicoidal em, no mínimo, quatro milímetros.
- O facto de o comprimento de ancoragem do varão helicoidal na junta de argamassa ter uma grande influência na força de arrancamento necessária para extrair o varão.
- A necessidade de existir uma conexão tal entre a cabeça e o varão helicoidal que não permita a deformação da cabeça assim que os cabos comecem a exercer força sobre ela.

É ainda de valorizar o facto de esta técnica ter cumprido um dos principais objetivos, que consistia na necessidade de ser um sistema de reforço de fácil e rápida aplicação, sem necessitar de mão-de-obra especializada.

6.2 Trabalhos futuros

Ao longo desta dissertação, foi perceptível que esta técnica tem potencial para cumprir os objetivos que se querem atingir. Contudo, muitas coisas têm que ser desenvolvidas e melhoradas, principalmente dois aspetos, visto que sem eles, o sistema não funciona. O primeiro aspeto passa por encontrar uma forma de conectar melhor as cabeças das *heli-agulhas* com os varões helicoidais, evitando assim as deformações das mesmas, o que, posteriormente, leva os cabos a entrar em contacto com as arestas das pedras, provocando o desgaste dos mesmos e contribuindo para uma rotura precoce dos cabos. Outro

aspecto fundamental que é necessário desenvolver consiste em algum instrumento que consiga garantir que os cabos estão permanentemente tensionados. Esse instrumento terá que tensionar os cabos a cada passagem por uma *heli-agulha*, visto que, de outra forma, haverá sempre pequenos relaxamentos. De tal forma, este instrumento terá que conseguir penetrar nas juntas previamente escavadas para conseguir tensionar os cabos, o que poderá ser complicado, em alguns casos, devido ao facto de as juntas poderem ser bastante estreitas. Uma das formas de solucionar este problema pode passar por desenvolver um instrumento dotado de uma roldana estreita, na qual o cabo passa e depois é agarrado e esticado perpendicularmente à parede. Ainda com o cabo agarrado no instrumento, será necessária a aplicação de um objeto como um serra cabos junto à cabeça da *heli-agulha*, para garantir que o cabo não relaxe.

Um outro trabalho futuro que é importante, após desenvolvimento da conexão entre as cabeças e os varões das *heli-agulhas* é ensaiar o arrancamento de *heli-agulhas* ancoradas em provetes de alvenaria ou mesmo em paredes de alvenaria existentes. Desta vez, o objetivo seria exercer uma força de corte na *heli-agulha*, representando assim o que se passa na realidade, quando a parede reforçada com este sistema começa a fletir para fora do seu plano. Para tal, seria necessária a utilização de um dinamómetro.

Para finalizar, seria interessante avaliar mais materiais para funcionar como cabos ou cordões neste sistema de reforço. Apesar de não ter sido mencionado nesta dissertação, foram realizadas tentativas de ensaios de tração a um material chamado *kevlar*, que é um material sintético conhecido por ter uma elevada resistência à tração. Os ensaios não correram bem porque não estavam disponíveis condições necessárias para agarrar estes cordões. Porém, apesar de ser um material caro, seria interessante testá-lo e conhecer o seu comportamento. Poderia até, devido ao seu elevado preço, não ser utilizado em todas as juntas a percorrer, mas sim, para reforçar determinados pontos considerados mais críticos.

Referências

- Azevedo, H. (2010). *Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos de Madeira Maciça*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Borri, A. (s/data) Relatório fotográfico da campanha experimental com a tecnologia Reticolatus (pp 1-3)
- Borri, A., De Maria, A. (2009). Eurocode 8 and Italian Code: A Comparison about safety levels and classification of Interventions on Masonry Existing Buildings. In Cosenza, E. (Ed.), *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop* (pp. 237-246). Nápoles: Doppiavoce.
- Borri, A. Castori, G., Corradi, M., & Speranzini, E. (2011). Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests. *Construction and Building Materials*, 25(12), 4403-4414.
- Borri, A., Corradi, M., Vignoli, A. (2003). Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Construction and Building Materials*, 17(5), 325–337.
- Cabos de Aço e suas Ferragens*. (s.d.). Gondomar: JNF. Acedido a 30 de Julho de 2012 em http://www.gloriasilvestre.pt/gloriasilvestre/catalogos/jnf/cabos_de_aco.pdf
- Candeias, P. (2009). *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios de Alvenaria*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Candeias, P., Coelho, E. (2007). *Alvenaria moderna e os sismos: A experiência do LNEC*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Cóias, V. (2006, 27 Janeiro). *Reabilitação “Amiga do Património”*: O novo desafio à criatividade. Comunicação apresentada no workshop O Habitat do Futuro inserido no Património Construído: Desafios e Oportunidades para o Sector da Reabilitação, Hotel Imperial, Aveiro.
- Cóias, V. (2007). *Reabilitação estrutural de edifícios antigos*. Lisboa: Argumentum.
- Comité Européu de Normalização. (1995). *Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria*. Bruxelas: Secretariado Central.
- Costa, A. (1999). *Reforço de Estruturas e Adequação Sísmica em Edifícios Tradicionais*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, A. (2012). *Reforço Sísmico de paredes portantes de alvenaria: caracterização experimental de soluções variantes de reboco armado*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Guimarães da Costa, A., Salavessa, E., Vaz, R. (2010). *Reabilitação do solar dos Belezas, em Provesende, Portugal: caracterização, diagnóstico de anomalias construtivas e propostas de intervenção*. Acedido a 1 de Fevereiro de 2012 em <http://www.cinpar2010.com.ar>
- Guimarães, J. (2009). *Técnicas Tradicionais de Construção, Anomalias e Técnicas de Intervenção em Fachadas e Coberturas de Edifícios Antigos*. Tese de Mestrado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.
- Helifix. (2012). *Case Study Sympathetic Structural Repair to Church Suffering from Severe Earthquake Damage*. Helifix: Londres. Acedido a 3 de Fevereiro de 2012 em <http://www.helifix.co.uk/case-studies/structural-repairs-on-earthquake-damaged-church/>
- Helifix. (2012). *Stress Free Strutural Solutions*. Helifix: Londres.

- LNEC. (2005). *A gaiola como génese da construção anti-sísmica*. Acedido a 1 de Fevereiro de 2012 em http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol_const_sism.html
- Lopes, M. (2010, 20 – 23 Outubro). *Construção pombalina: Património histórico e estrutura sismo-resistente*. Artigo apresentado no Sismica 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade de Aveiro.
- Lourenço, P., Mendes, N. (2008). *Redução da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria*. Relatório de Investigação, Universidade do Minho, Guimarães.
- Lourenço, P.; Oliveira, D. (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitetónico*. Tradução das recomendações definidas pelo Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitetónico (ICOMOS). Universidade do Minho, Guimarães.
- Lourenço, P., Roque, J. (2003). Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria. *Construção Magazine*, 7(1), 4-10.
- Maciel, I., Gouveia, J., Lourenço, P. (2007, 26-28 Setembro). Dimensionamento de Estruturas de Alvenaria sujeita a Acções Sísmicas. Artigo apresentado no Sismica 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Magenes, G., Penna, A. (2009) *Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment* - Relatório de Investigação, Pavia, Itália.
- Mascarenhas Mateus, J. (2005). *Baixa Pombalina: bases para uma intervenção de salvaguarda*. Lisboa: Câmara Municipal de Lisboa – Pelouros do Licenciamento Urbanístico, Reabilitação Urbana, Planeamento Urbano, Planeamento Estratégico e Espaços Verdes.
- Pena, A. (2008). *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Pereira, D. (2009). *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos: Reforço e Análise Não-linear*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Pires, P. (2009). *Teoria e Prática de Técnicas de Construção, Conservação e Restauro de Edifícios do Século XVIII: Estudo sobre uma Capela Setecentista de Samodães (Lamego)*. Tese de Mestrado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.
- Pomba, F. (2007). *Comportamento Sísmico de Edifícios de Pequeno Porte*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Ramos, J. (2002). *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães.
- Roque, J. (2002). *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães.
- Ruivo, L. (2010). *Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Silva, R. (2008). *Caracterização experimental de alvenaria antiga : reforço e efeitos diferidos*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães.
- Teixeira, M. (2010). *Reabilitação de Edifícios Pombalinos: Análise Experimental de Paredes de Frontal*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Vasconcelos, G., Lourenço, P. (2004, 14-16 Abril). Análise Experimental do Comportamento de Paredes de Alvenaria de Pedra não Reforçada sob Acções Cíclica no Plano. Artigo apresentado no Sismica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho, Guimarães.