U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

REFORÇOS DE PAREDES PORTANTES DE ALVENARIA DE PEDRA PARA MELHORIA DO DESEMPENHO PARA AÇÕES FORA DO PLANO. APLICAÇÃO E AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL

ANTÓNIO MIGUEL MOURA DE FREITAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Engenheira Ana Luísa Zeferino Gomes

SETEMBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha avó

Science has made us gods even before we are worthy of being men.

Jean Rostand

AGRADECIMENTOS

A realização da presente dissertação não teria sido possível sem o apoio e colaboração de algumas pessoas que de uma forma contribuíram e ao qual eu pretendo expressar a minha gratidão.

Ao Professor Doutor António Arêde, orientador nesta dissertação pelo acompanhamento dos trabalhos, orientações e conhecimentos transmitidos assim como o incentivo e simpatia demonstrados.

À Engenheira Ana Gomes, coorientadora neste trabalho pelo apoio e orientações prestadas.

Ao Sr. Valdemar Luís e ao Engenheiro Guilherme Nogueira pela disponibilidade, esforço e paciência oferecidos na realização do projeto.

Ao Doutor Nuno Pinto, assim como ao Engenheiro André Furtado e Patrícia Raposo no apoio do trabalho de laboratório prestados.

À Engenheira Paula Silva pela disponibilidade na realização de ensaios.

Ao LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) pelo material e meios despendidos.

Aos meus pais e minha irmã pelo longo contributo na obtenção dos meus objetivos.

RESUMO

A presente dissertação é uma continuação de trabalhos de investigação já realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, no âmbito da caraterização do comportamento de ações horizontais fora do plano em paredes de alvenaria de pedra tradicionais. No seguimento de trabalhos apresentados por Diogo Marques [1] e Tiago Ferreira [2], o objetivo principal foi de melhorar uma solução de reforço estrutural de paredes, sugerida em [1], aplicando-o e ensaiando-o em paredes de alvenaria de pedra estudadas em [2].

A forma de procedimento passou por reconstruir/reparar as três amostras de paredes de alvenaria de pedra à escala real utilizadas em [2], para se poder proceder à aplicação da solução de reforço. Em seguida é apresentado com detalhe os materiais e técnicas adotadas na aplicação do reforço, assim como algumas caraterísticas importantes do mesmo. As três paredes usadas, foram submetidas a diferentes estados de tensão, idênticos aos usados nos ensaios anteriores, usando um sistema de carga axial semelhante. O ensaio experimental realizou-se com recurso a uma ação horizontal distribuída aplicada fora do plano das paredes, tentando-se reproduzir os ensaios efetuados nas respetivas amostras.

Efetuado os ensaios experimentais é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos com paredes reforçadas e não reforçadas de modo a identificar ganhos ou perdas que esta solução posso exibir.

No final é realizada uma análise numérica de uma construção em alvenaria de pedra reforçada através da solução de reforço em estudo, quando solicitada a ações sísmicas, de modo a obter esforços a que o sistema de reforço estaria submetido.

Palavras-Chave: Paredes de alvenaria de pedra, Reforço, Resposta fora-do-plano, Ensaios cíclicos, Ductilidade.

ABSTRACT

The present dissertation is a continuation of research already carried out in Earthquake Engineering and Structural Laboratory (LESE) Department of Civil Engineering, University of Porto, in the context of the characterization of the behavior of traditional stone masonry walls under out-of-plane horizontal actions. Following papers presented by Diogo Marques [1] and Tiago Ferreira [2], the main objective was to improve a structural reinforcement solution, suggested in [1], applying it and practicing it in masonry walls stone studied in [2].

The procedure involved the reconstruction/repair of the three full scale samples of stone masonry walls, used in [2], in order to proceed with the implementation of the enhanced solution. Next is presented in detail the materials and techniques used in order to strengthen implementation, as well as some important features of it. The three walls used, were submitted to different vertical compression states, identical to those used in previous tests, using a similar axial load system. The experimental test was conducted using a distributed horizontal action applied outside the plane of the walls, trying to reproduce the tests performed on the respective samples.

After the experimental testing, it is done a comparative analysis of the results with reinforced walls and not reinforced to identify gains or losses that this solution can display.

At the end it is conducted a numerical analysis of a stone masonry construction strengthened with the proposed solution, considered subjected to a given seismic action, in order to obtain stresses that the reinforcement system would be subjected.

KEYWORDS: Traditional stone masonry walls, Reinforcement, out-of-plane, Cyclic tests, Ductility

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO. 1

1.2. OBJETIVOS DO ESTUDO 1

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

2. ALVENARIA DE PEDRA E O SEU COMPORTAMENTO SÍSMICO 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. REFERÊNCIA HISTÓRICA DA ALVENARIA DE PEDRA 3

2.3. ALVENARIA DE PEDRA, NOÇÕES GERAIS 5

2.4. COMPORTAMENTO E MECANISMOS DE DANO EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA SOB AÇÕES HORIZONTAIS 8

2.4.1. COMPORTAMENTO NO PLANO 8

2.4.2. COMPORTAMENTO FORA DO PLANO 9

2.5. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL EM CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA 12

2.5.1. INTRODUÇÃO 12

2.5.2. INJEÇÃO 12

2.5.3. REFECHAMENTO DE JUNTAS 13

2.5.4. APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO 14

2.5.5. PREGAGENS 14

2.5.6. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO 15

2.5.7. ENCAMISAMENTO 15

2.5.8. REBOCOS ARMADOS 16

3. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO 17

3.1. INTRODUÇÃO 17

3.2. TRABALHOS JÁ REALIZADOS – DESCRIÇÃO SUMÁRIA 17

3.2.1. PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NÃO REFORÇADAS (2012) 17

3.2.2. PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA REFORÇADAS (2014) 24

4. SOLUÇÃO DE REFORÇO 29

4.1. PREPARAÇÃO DAS PAREDES 29

4.2. REFORÇO DAS PAREDES DE ALVENARIA 30

4.2.1. APRESENTAÇÃO GERAL DO SISTEMA DE REFORÇO 30

4.2.2. MATERIAIS USADOS NO REFORÇO 31
4.2.3. DIMENSIONAMENTO DA REDE 33
4.2.4. DIMENSIONAMENTO DOS CONETORES 34
4.2.5. DIMENSIONAMENTO DA ANCORAGEM À SAPATA 35
4.2.6. PROCESSO DE MONTAGEM DA SOLUÇÃO DE REFORÇO 36
4.3. CARATERÍSTICAS DOS MATERIAIS USADOS NO REFORÇO 40
4.3.1. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA REABILITA CAL CONSOLIDAÇÃO 41
4.3.1.1. Ensaio de Flexão 41
4.3.1.2. Ensaio de Compressão 43
4.3.2. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA DE ENCHIMENTO DA PAREDE OP_PA1R 44
4.3.2.1. Ensaio de flexão 45
4.3.2.2. Ensaio de compressão 46
4.3.3. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA ARMADA 46
4.3.3.1. Ensaio de tração 48
4.4. COMENTÁRIOS FINAIS 52
5. ENSAIOS DE PAREDES, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS 55
5.1. AMOSTRAS UTILIZADAS. 55
5.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO 55
5.3. RESULTADOS OBTIDOS 57
5.3.1. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA1R – 0 KN DE CARGA AXIAL 57
5.3.1.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio 57
5.3.1.2. Evolução do momento na base em função do deslocamento imposto 60
5.3.1.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio. 60
5.3.1.4. Dissipação de Energia 62
5.3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA2R 63
5.3.2.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio 63
5.3.2.2. Evolução da força em função do deslocamento imposto 66
5.3.2.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio. 66
5.3.2.4. Dissipação de Energia 68
5.3.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA3R 69
5.3.3.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio 69
5.3.3.2. Evolução da força em função do deslocamento imposto 71

5.3.3.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio. 71
5.3.3.4. Dissipação de Energia 73
5.3.4. MEDIÇÃO DAS FREQUÊNCIAS DURANTE O ENSAIO 73
5.3.5. RESUMO DA SÍNTESE DE RESULTADOS OBTIDOS 75
6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ANTERIORES, DE PAREDES REFORÇADAS E NÃO REFORÇADAS 77
6.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM CAMPANHAS ANTERIORES 77
6.1.1. PAREDES NÃO REFORÇADAS OP_PA# 77
6.1.2. PAREDES NÃO REFORÇADAS OP_PF# 78
6.1.3. PAREDES REFORÇADAS OP_PFR# 79
6.1.4. PAREDES REFORÇADAS OP_PAR# 80
6.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OP_PA COM OP_PAR E OP_PAR COM OP_PFR 81
6.2.1. COMPARAÇÃO OP_PA COM OP_PAR 81
6.2.2. COMPARAÇÃO OP_PAR COM OP_PFR 84
6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS 86
7. ANÁLISE NUMÉRICA DOS EFEITOS SÍSMICOS NUM EXEMPLO DE UMA HABITAÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA 87
7.1. INTRODUÇÃO 87
7.2. AÇÕES CONSIDERADAS 87
7.3. CARACTERÍSTICAS ALTERADAS NO MODELO 90
7.4. RESULTADOS OBTIDOS 90
7.5. COMENTÁRIOS FINAIS 93
8. CONCLUSÕES 95
8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 95
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 97

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Necrópole de Gizé 2550 A.C [4] 3

Fig.2.2 – Grande Muralha da China (220 A.C.) [5] 4

Fig.2.3 – Ponte de Alcântara datada de (106 D.C) [7] 4

Fig.2.4 – Exemplo de um esquema de alvenaria de pedra, [9] 5

Fig.2.5 – Tipo de organização da alvenaria [11] 6

Fig.2.6 - a) um pano, b) dois panos sem conexão, c) dois panos com conexão, d) três panos com um núcleo de fraca qualidade, e) parede de alvenaria de pedra seca [12] 6

Fig.2.7 – Alvenaria de pedra seca [13] 7

Fig.2.8 – Exemplo de Perpianho (Travadouro), [14] 7

Fig.2.9 – Exemplo de fundações de alvenaria de pedra [15] 8

Fig.2.10 – a) deslizamento pelas juntas, b) derrubamento da parede. [16] 9

Fig.2.11 – Abaulamento da parede de alvenaria de pedra. [17] 9

Fig.2.12 – Diversos mecanismos de rotura de edifícios de alvenaria de pedra segundo D'Ayala e Speranza [16] 11

Fig.2.13 – Exemplos de rotura de paredes de alvenaria de pedra [18] 12

Fig.2.14 – Processo de injeção de caldas [20] 13

Fig.2.15. – Refechamento de juntas [10] 14

Fig.2.16 – Exemplos de aplicação de pré-esforço, interior e exterior [10], [20] 14

Fig.2.17 – Método de uso de pregagens [8] 15

Fig.2.18 – Reconstrução de faixas de alvenaria de alvenaria de pedra [20] 15

Fig.2.19 – Encamisamento de alvenaria de pedra [20] 16

Fig.2.20 – Reboco armado de alvenaria de pedra [8] 16

Fig.3.1 – Paredes de Alvenaria de Pedra 1,2 e 3, conforme [2] 17

Fig.3.2 – Paredes de Alvenaria de Pedra 4,5 e 6, conforme [2] 18

Fig.3.3 – Disposição da instrumentação, adaptado de [2] 19

Fig.3.4 – Setup utilizado para carga distribuída (a), e carga concentrada no topo da parede (b), adaptado de [2] 20

Fig.3.5 – Forças atuantes na parede de alvenaria para o caso (a) força distribuída, (b) força concentrada [2] 20

Fig.3.6 – Lei de carga utilizada nos ensaios de [2] e na presente dissertação, adaptado de [2] 21

Fig.3.7 – Gráfico das 3 paredes usando airbags, adaptado de [2] 22

Fig.3.8 – Gráfico das envolventes das 3 paredes usando airbags, adaptado de [2] 22

Fig.3.9 – Gráfico das 3 paredes usando Atuador (força concentrada) [2] 23

Fig.3.10 – Gráfico das envolventes das 3 paredes usando Atuador (força concentrada). [2] 23

Fig.3.11 – Padrão de dano ocorrido no fim do ensaio para carga distribuída, adaptado de [2] 23

Fig.3.12 – Padrão de dano ocorrido no fim do ensaio para carga concentrada, adaptado de [2] 24

Fig.3.13 – Lei de carga da fase inicial usada em [1] 24

Fig.3.14 – Lei de carga usada na segunda fase após obtenção dos 90mm em [1] 25

Fig.3.15 – Gráfico das envolventes das paredes reforçadas com imposição do deslocamento com carga concentrada [1] 26

Fig.4.1 – Paredes antes de serem intervencionadas 29

Fig.4.2 – a) desmonte e b) reconstrução da parede OP_PA1R. 30

Fig.4.3 – Processo de montagem do sistema de reforço, OP_PA2 31

Fig.4.4 – Rolo e rede Cintoflex da Tenax 31

Fig.4.5 – Saco de Argamassa Reabilita Cal Consolidação Da Secil 32

Fig.4.6 – Bucha plástica de fixação e parafuso 32

Fig.4.7 – Esquema de aplicação da rede usado nas paredes de alvenaria de pedra 33

Fig.4.8 – Disposição dos conetores na parede OP_PA2R Face Norte 35

Fig.4.9 – Ancoragem realizada nas 3 paredes 36

Fig.4.10 – Sistema de ancoragem usado in situ [24] 36

Fig.4.11 – Malha de rede Cintoflex 37

Fig.4.12 – Esquema de rolo com manivela que se usou para o esticamento da rede 37

Fig.4.13 – a) colocação dos parafusos roscados na sapata, b) colocação da borracha na aresta do perfil L 38

Fig.4.14 – a) exemplo de uma zona irregular dos elementos graníticos ajustados com mais conetores, b) dispensa da malha a meia altura 38

Fig.4.15 – Moldes de Argamassa de Cal 39

Fig.4.16 – Esquema de pré-esforço utilizado como os macacos planos. 40

Fig.4.17 – Provetes de argamassa Reabilita Cal Consolidação 41

Fig.4.18 – Resultados dos ensaios à flexão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 40dias 42

Fig.4.19 – Resultados dos ensaios à flexão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 80dias 42

Fig.4.20 – Ensaios de compressão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 40dias 43

Fig.4.21 – Ensaios de compressão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 80dias 44

Fig.4.22 – Resultados de ensaio à flexão da argamassa de enchimento 45

Fig.4.23 – Resultados de ensaio à compressão da argamassa de enchimento 46

Fig.4.24 – a) Gemetria do provete usado, b) molde e provetes usados (série B) 47

Fig.4.25 – Provetes usados (série B esquerda e série A direita)..... 48

Fig.4.26 – Setup utilizado para o ensaio de tração, a) série A e b) série B..... 48

Fig.4.27 – Resultados do ensaio de tração dos provetes série A..... 49

Fig.4.28 – Resultados do ensaio de tração dos provetes série B..... 49

Fig.4.29 – Ensaio de tração do provete da série A sequência de a) a f), neste caso do provete A4 ... 50

Fig.4.30 – Ensaio de tração do provete da série B sequência de a) a f), neste caso B1 51

Fig.5.1 – Setup do ensaio: a) Esquema, b) vista poente 56

Fig.5.2 – Lei de carga utilizada nas paredes OP_PA1R e OP_PA3R 56

Fig.5.3 – Disposição da instrumentação nas três paredes de alvenaria. Imagem planificada das faces Este, Norte e Oeste..... 57

Fig.5.4 – Parede OP_PA1R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm, c) 150mm, d) 200mm, e) 250mm e f) 300mm..... 58

Fig.5.5 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio, a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7 59

Fig.5.6 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente. 60

Fig.5.7 – a) Deslocamento em altura, b) rotação na vertical no topo da parede. 61

Fig.5.8 – Rotação da base da parede para fora do plano, OP_PA1R, quando deslocamento final máximo de 300mm..... 61

Fig.5.9 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA1R 62

Fig.5.10 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA1R..... 63

Fig.5.11 – Parede OP_PA2R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm, c) 125mm, d) 200mm, e) 250mm e f) 300mm..... 64

Fig.5.12 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio: a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7 e f) força axial aplicado no topo da parede. 65

Fig.5.13 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente. 66

Fig.5.14 – a) Deslocamento em altura, b) rotação na vertical no topo da parede. 67

Fig.5.15 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA2R 68

Fig.5.16 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA2R..... 69

Fig.5.17 – Parede OP_PA3R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm e c) 150mm..... 69

Fig.5.18 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio: a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7 e f) força axial aplicada no topo da parede parede. 70

Fig.5.19 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente. 71

Fig.5.20 – Deslocamento em altura, e na horizontal no topo da parede. 72

Fig.5.21 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA3R 72

Fig.5.22 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA3R 73

Fig.5.23 – Evolução da frequência fundamental de vibração das paredes ao longo do ensaio 74

Fig.6.1 – Gráficos a) Força-Deslocamento e b) dissipação da energia durante os ensaios das paredes OP_PA#, [2] e [23] 78

Fig.6.2 – Gráficos a) Força-Deslocamento e b) dissipação de energia das paredes OP_PF1, OP_PF2 e OP_PF3, [2] e [23] 78

Fig.6.3 – Gráficos a): Força-Deslocamento e b): dissipação da energia das paredes OP_PF#, OP_PFR# de [2] e [23] 79

Fig.6.4 – Gráficos a): Força-Deslocamento e b): dissipação da energia das paredes OP_PA#, [2] e [23] 80

Fig.6.5 – Gráfico Força-Deslocamento das paredes 1,2 e 3 com e sem reforço. 82

Fig.6.6 – Deformação da rede na base da parede junto à ancoragem 83

Fig.6.7 – Comparação da dissipação da energia das paredes 1,2 e 3 com e sem reforço. 83

Fig.6.8 – Gráfico momento de derrube vs. rotação vertical das paredes reforçadas OP_PAR# e OP_PFR# 85

Fig.6.9 – Comparação de dissipação da energia das paredes OP_PAR# e das paredes OP_PFR#.. 86

Fig.7.1 – Casa da Canada do Sousa [26] 88

Fig.7.2 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção x 89

Fig.7.3 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção y 89

Fig.7.4 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção z 90

Fig.7.5 – Diagrama de esforços axiais na direção horizontal 91

Fig.7.6 – Diagrama de esforços axiais na direção vertical 91

Fig.7.7 – Diagrama de momentos fletores horizontais máximos 91

Fig.7.8 – Diagrama de momentos fletores horizontais mínimos 92

Fig.7.9 – Diagrama de momentos fletores verticais máximos 92

Fig.7.10 – Diagrama de momentos fletores verticais mínimos 92

Fig.7.11 – Diagrama de tensões relativamente à horizontal 93

Fig.7.12 – Diagrama de tensões relativamente à vertical 93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores de Compressão Axial 18

Quadro 3.2 – Valores de Frequência e do Módulo de Elasticidade 19

Quadro 4.1. – Caraterísticas da Rede Tenax Cintoflex (Anexo 2) 31

Quadro 4.2. – Características da Argamassa 32

Quadro 4.3. – Estimativa do momento (kN.m) resistente das paredes reforçadas, na sua seção da base 34

Quadro 4.4. – Argamassa conferida a cada parede. 39

Quadro 4.5 – Provetes de argamassa ensaiados 41

Quadro 4.6 – Resultados do ensaio à flexão 43

Quadro 4.7 – Resultados do ensaio à compressão 44

Quadro 4.8 – Resultados dos ensaios 46

Quadro 4.9 – Resultados do ensaio de tração dos provetes de argamassa armada 51

Quadro 4.10 – Estimativas da rigidez inicial e fendilhada das amostras A e B 52

Quadro 4.11 – Resultados dos ensaios de argamassa armada 52

Quadro 5.1 – Valores de frequência e módulo de elasticidade 74

Quadro 5.2 – Caraterísticas das paredes reforçadas OP_PAR nestes ensaios 75

Quadro 5.3 – Caraterísticas das paredes OP_PAR nestes ensaios, para perfil transversal, energia dissipada e momento de derrube para o deslocamento 150mm 75

Quadro 5.4 – Frequências obtidas e módulo de elasticidade correspondente 76

Quadro 6.1 – Momento máximo e energia dissipada nas paredes OP_PA# e OP_PAR# 81

Quadro 6.2. – Energia dissipada acumulada pelas paredes OP_PA# e OP_PAR# 84

Quando 6.3 – Momentos de derrube das paredes 1, 2, 3, 4, 5 e 6 para solução reforçada e não reforçada, com sistema de carregamento referidos. 86

Quadro 7.1 – Características dos materiais constituintes 88

Quadro 7.2 – Geometria do edifício 88

Quadro 7.3 – Ações Permanentes 89

Quadro 7.4 – Ações Variáveis 89

Quadro 7.5 – Características melhoradas utilizadas, referentes às paredes OP_PFR# 90

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO.

As construções em alvenaria de pedra são um dos sistemas mais comuns na história do Homem. A relativa facilidade de construção, a boa durabilidade dos materiais e o conhecimento empírico de um bom comportamento à compressão vertical tornou este método construtivo sobrevivente até aos dias de hoje. Atualmente ainda existem vários edifícios em alvenaria de pedra, o que torna este trabalho interessante, pois a requalificação destas construções é hoje em dia uma alternativa ao novo edificado, também como na preservação de edifícios históricos e patrimoniais.

A presente dissertação tem como tema "Reforços de paredes portantes de alvenaria de pedra para melhoria do desempenho para ações fora do plano. Aplicação e avaliação experimental" e baseia-se em dissertações [1], [2], [3] para confrontação e interpretação de resultados. A solução de reforço deste género tem particular interesse na proteção e conservação do edificado, em situações como paredes de alvenaria que não apresentem uma boa confiança, ou tendo como duvidosa as suas qualidades estruturais promovendo melhores caraterísticas a imposições de esforços e deslocamentos. Este tipo de reforço mostra-se bastante interessante na proteção de paredes de alvenaria de pedra, quando sujeitas a ações sísmicas, com especial atenção a acelerações induzidas fora do plano da parede. A conservação da totalidade do edifício, em paredes de alvenaria de pedra portantes, após um acontecimento sísmico é de enorme importância.

Assim este estudo tem interesse na identificação da melhoria da resistência e ductilidade por implementação de um reforço em paredes de alvenaria de pedra quando sujeitas a ações fora do plano.

1.2. OBJETIVOS DO ESTUDO

O trabalho tem como principal objetivo a aplicação de uma solução de reforço idêntica à adotada na dissertação [1] em paredes de alvenaria de pedra para obtenção de uma maior resistência, ductilidade e dissipação de energia, para oferecerem um melhor desempenho estrutural face às ações sísmicas impostas fora do plano da parede.

O presente estudo expõe o modo de conceção do reforço, caraterísticas estruturais e dimensionamento a ser aplicados num edifício em alvenaria de pedra, assim como a sua praticabilidade e funcionamento.

São apresentadas melhorias das técnicas de aplicação do reforço comparativamente a trabalhos anteriores como o de Diogo Marques [1], com a intenção de fazer promover um melhor desempenho do reforço de modo a alcançar valores de resistência e ductilidade mais elevados.

É feita uma análise para um tipo de aplicação de carga horizontal, sendo esta ação reproduzida através de uma força distribuída ao longo da parede, simulando o contributo da aceleração da sua massa.

Para tal foram ensaiadas à escala real paredes de alvenaria de pedra na direção fora do plano de forma a introduzir deslocamentos horizontais e esforços que numa situação de ação sísmica facilmente poderia ocorrer.

Além disso é feito um estudo do comportamento de um edifício típico em alvenaria de pedra à ação sísmica através de um estudo numérico, para a identificação dos esforços que seriam sujeitos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação inicia-se com esta introdução que apresenta de uma forma muito breve o conteúdo do tema em análise e os objetivos pretendidos.

No capítulo 2 referem-se algumas noções básicas, mecanismos de colapso relativos a ações sísmicas assim como algumas técnicas de reabilitação destes edifícios.

De seguida no capítulo 3 é feita a apresentação de teses/artigos onde esta dissertação tem base, procurando identificar os pontos de interesse, para posteriormente poder fazer comparações correspondentes a estas.

No capítulo 4 é abordada a solução de reforço referente ao trabalho de Diogo Marques em [1] mas com algumas ligeiras modificações, apesar de, em geral, ser bastante semelhante. Foram tomadas opções de contrastantes a [1], como aplicação direta da rede na parede de alvenaria sem presença de camada de regularização, pré-compressão da parede previamente à colocação do reforço, pré esticamento da rede para colmatar falhas e melhorar distribuição de esforços, melhoria da condição de ancoragem da rede à base da sapata, entre outros pequenos detalhes. Ficando assim neste capítulo feita a descrição da colocação do reforço assim como do material utilizado.

Após um conhecimento mais aprofundado sobre o projeto, no capítulo 5 é realizada a descrição ensaios, assim como a apresentação dos resultados obtidos.

No capítulo 6 são comparados os resultados obtidos na realização da presente dissertação com trabalhos anteriores, também realizadas no (LESE) com condições semelhantes aos presentes ensaios, para que se possa identificar alterações das soluções experimentais.

No capítulo 7 é realizada uma pequena análise numérica de uma habitação de alvenaria de pedra localizada na ilha do Faial, sujeita uma ação sísmica ocorrida em 1998 sendo o modelo de estudo produzido por Liliana Alves, base de trabalho usado na dissertação [3].

No último capítulo são feitas as conclusões finais do presente trabalho.

2

ALVENARIA DE PEDRA E O SEU COMPORTAMENTO SÍSMICO

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é efetuada uma breve apresentação das caraterísticas da alvenaria de pedra assim como o comportamento das paredes para ações no plano e fora do plano, sísmicas em particular, e ainda algumas técnicas de reabilitação estrutural.

2.2. REFERÊNCIA HISTÓRICA DA ALVENARIA DE PEDRA

A construção em alvenaria de pedra é sem dúvida uma das soluções construtivas mais antigas do Homem dado exercerem a função de envolvente exterior e de compartimentação, usando recursos naturais de uma forma mais ou menos trabalhada, e organizados com um formato simples.

A pedra é dos materiais mais abundantes e é a matéria-prima utilizada nas construções das civilizações pré-históricas e da antiguidade. Este material era usado em habitações, templos, fortificações, estradas e pontes. Inicialmente eram usadas pedras com a sua forma natural, mais ou menos regulares, disposta de um modo simples ligadas por vezes por meio de argilas ou argamassas diversas. Só com a invenção de ferramentas mais duras foi possível trabalhar a sua superfície dando forma mais regular ao edificado.

Os métodos construtivos e o trabalhar da pedra foram evoluindo com o passar dos tempos, devido a um melhor conhecimento da alvenaria de pedra, de melhores técnicas, ferramentas e mecanismos que facilitaram a edificação de grandes monumentos históricos que perduram até aos dias de hoje. Dois dos exemplos são as pirâmides do Egito (Fig.2.1.) e a grande muralha da China (Fig.2.2.).



Fig.2.1 – Necrópole de Gizé 2550 A.C [4]



Fig.2.2 – Grande Muralha da China (220 A.C.) [5]

O grande perfecionismo das construções em alvenaria de pedra advém do Classicismo Grego e Romano que marca este tipo de construção até aos dias de hoje. A importância das civilizações e da necessidade de algumas infraestruturas fez desenvolver a construção em pedra, com técnicas mais elaboradas como o arco e a abóbada, assim como melhores ligantes como a pozolana (derivados de cinzas volantes) criando a propriedade de ligante hidráulico [6]. Um dos exemplos de Classicismo Romano deixado em Portugal é a ponte de Alcântara em alvenaria de pedra, que ainda se encontra em serviço (Fig.2.3.).



Fig.2.3 – Ponte de Alcântara datada de (106 D.C) [7]

A partir do séc. XIX (início do séc. XX), na sequência da revolução industrial e do início da construção em betão armado, observa-se o decaimento da edificação em alvenaria de pedra. Atualmente esta técnica tradicional é menos empregue, mas será sempre de enorme importância proteger e reabilitar estas construções face às ações correntes e, em especial às ações sísmicas.

2.3. ALVENARIA DE PEDRA, NOÇÕES GERAIS

Define-se alvenaria de pedra como o conjunto de elementos de pedra associados a um ligante, normalmente argamassa de cal ou cimento, capazes de proporcionar uma ligação entre as unidades de alvenaria.

Nas construções de alvenaria de pedra os elementos principais são as paredes, que são capazes de transmitir à fundação as cargas da estrutura. Geralmente as paredes de pedra apresentam uma boa resistência à compressão e fraca resistência ao corte e à tração. O elevado peso próprio das mesmas permite que para pequenas solicitações que originariam trações, em alguns pontos da parede, se encontrem ainda em compressão [8].

Típica morfologia de uma parede em alvenaria de pedra apresentada na (Fig.2.4.).

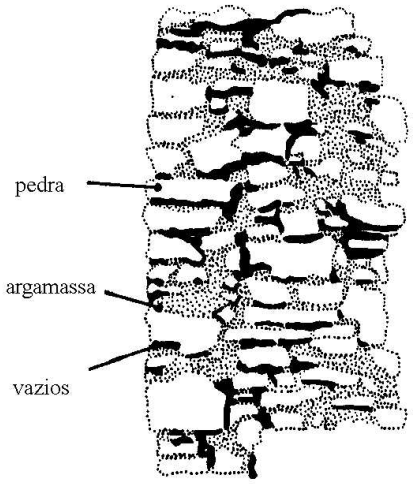
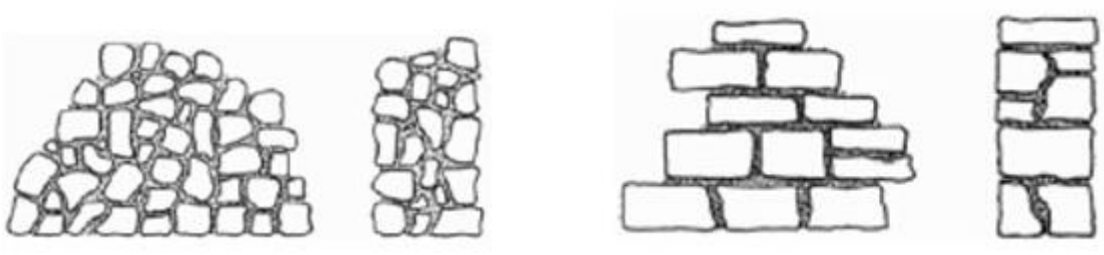


Fig.2.4 – Exemplo de um esquema de alvenaria de pedra, [9]

O método construtivo das paredes de alvenaria de pedra e as propriedades dos materiais são de facto um aspeto importante na resistência estrutural. Assim as paredes de alvenaria de pedra podem ser classificadas em quatro parâmetros base [10]:

- Pedras – as formas das pedras utilizadas, a origem, as dimensões, a cor e o estado de conservação.
- Secção – A presença ou não de perpianhos (travadouros), o número de panos (folhas) constituinte da secção, a espessura assim como a percentagem de vazios.
- Assentamento – A disposição dos elementos, a presença de calços ou cunhas para uma boa fixação das pedras.
- Argamassa – Tipo de argamassa utilizada no preenchimento das juntas.

Relativamente à forma de assentamento e propriedades geométricas dos elementos das paredes de alvenaria de pedra, podem ser classificadas como regulares e irregulares como mostra a figura (Fig.2.5).



Alvenaria de pedra irregular Alvenaria de pedra regular

Fig.2.5 – Tipo de organização da alvenaria [11]

Do ponto de vista da secção transversal são apresentados alguns tipos de soluções construtivas tais como demonstram as figuras (Fig.2.6. / Fig.2.7.).

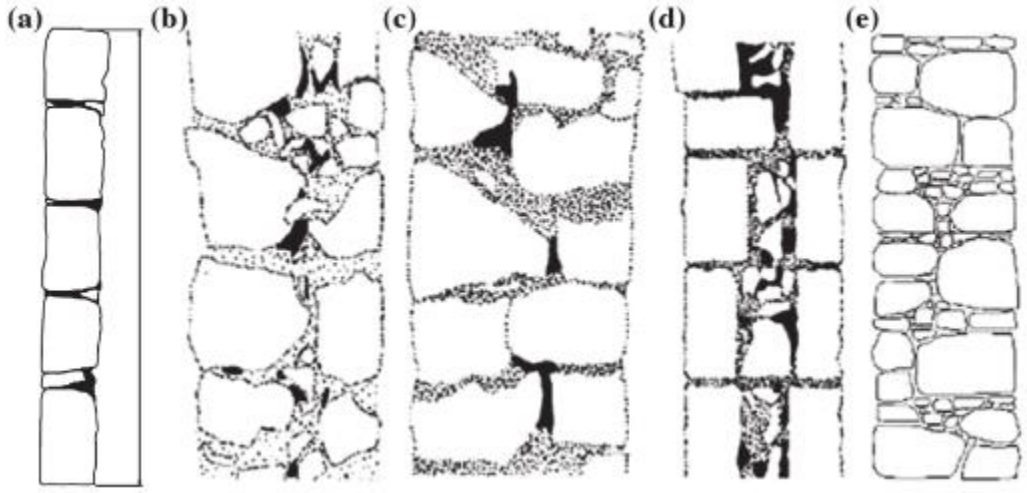


Fig.2.6 - a) um pano, b) dois panos sem conexão, c) dois panos com conexão, d) três panos com um núcleo de fraca qualidade, e) parede de alvenaria de pedra seca [12]



Fig.2.7 – Alvenaria de pedra seca [13]

Na construção de paredes de alvenaria de pedra, o facto de existirem de perpianhos (travadouros) (Fig.2.8.), elementos que atravessam totalmente a espessura da parede, permite um aumento de rigidez para ações fora do plano, e melhoram a conexão entre os elementos permitindo um aperfeiçoado travamento vertical.

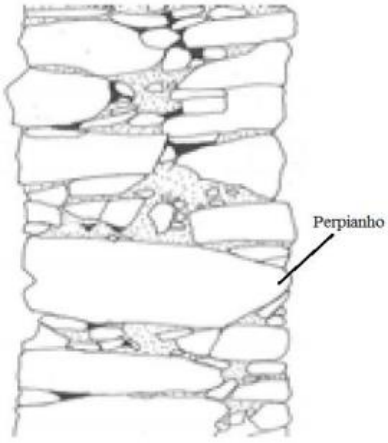


Fig.2.8 – Exemplo de Perpianho (Travadouro), [14]

As fundações superficiais de alvenaria de pedra dos edifícios antigos eram normalmente formadas por sapatas corridas, também por alvenaria de pedra (com ou sem argamassa), que permitiam a transmissão de esforços ao terreno.

Estas fundações poderiam apresentar uma sobrelargura em relação à espessura da parede (Fig.2.9), para diminuir a tensão de compressão que o terreno ficaria sujeito, ou então a simples continuidade da mesma espessura do elemento a níveis inferiores de solo, quando a sua resistência o permitia.

No caso de fraca resistência do solo nas zonas superficiais do terreno, ou por necessidade de maior reação devido a maiores cargas, eram realizadas fundações indiretas com recurso a poços de fundação ou a cravação de estacas de madeira. Os poços de fundação consistiam em aberturas realizadas no solo

para a colocação de alvenaria no seu interior, deslocando assim o nível da fundação para zonas inferiores. A fundação por estacas de madeira era um dos métodos utilizados quando o solo apresentava fraca resistência, sendo as estacas cravadas para obtenção de resistências do terreno em níveis mais profundos, mas proporcionando também um melhor confinamento do terreno nas zonas mais superficiais [10].

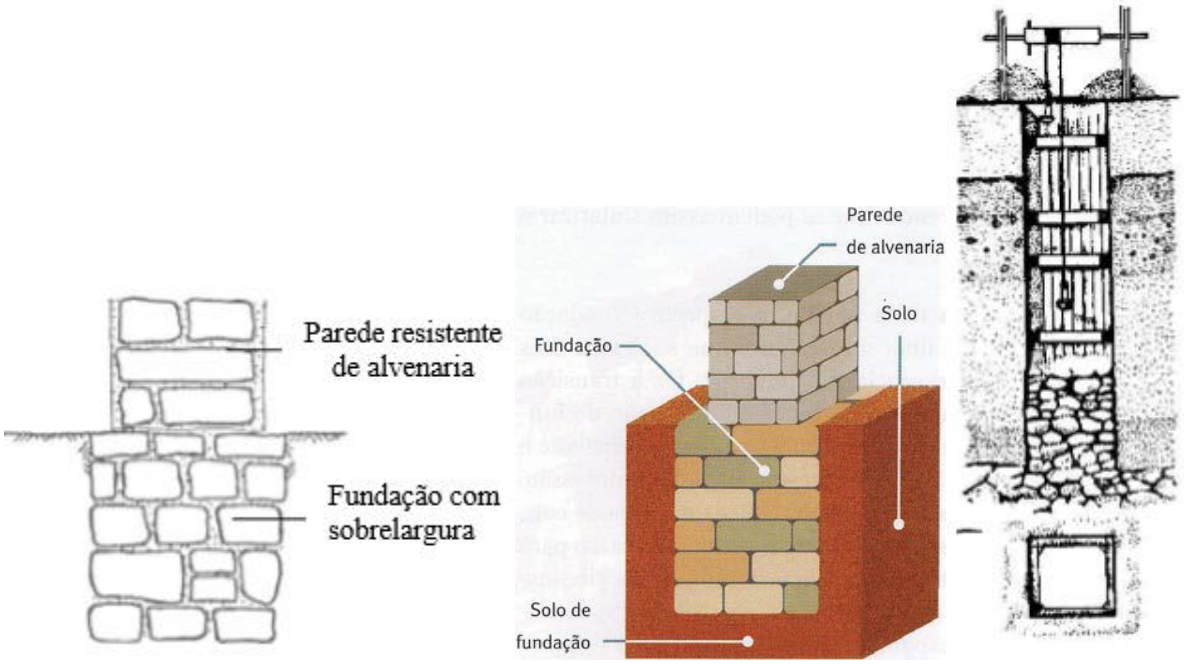
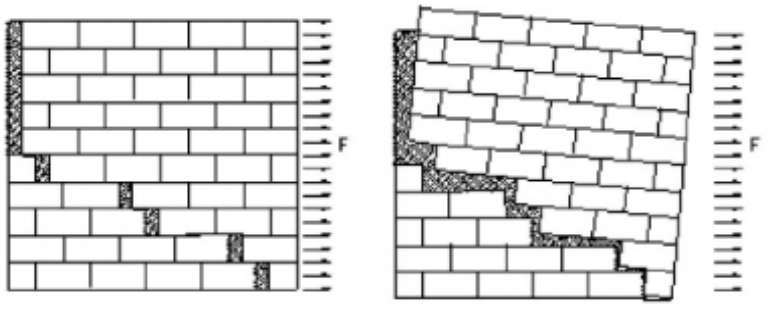


Fig.2.9 – Exemplo de fundações de alvenaria de pedra [15]

2.4. COMPORTAMENTO E MECANISMOS DE DANO EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA SOB AÇÕES HORIZONTAIS

2.4.1. COMPORTAMENTO NO PLANO

A resposta a uma ação horizontal é, como em qualquer estrutura, maioritariamente absorvida por zonas de maior rigidez, que normalmente estão associadas a elementos com o seu plano paralelo á direção da ação. Nas construções de alvenaria de pedra as paredes portantes oferecem uma boa restrição ao movimento no seu plano, melhor quanto maior for a sua massa, sendo que, de qualquer um dos modos, a rotura nestas paredes pode acontecer. Estas roturas podem ser dos seguintes dois tipos (Fig.2.10): por deslizamento das juntas (rotura por corte) e/ou por derrubamento (normalmente rotura por fraca resistência à tração associada ao baixo nível de carga vertical) [16].



a) b)

Fig.2.10 – a) deslizamento pelas juntas, b) derrubamento da parede. [16]

Refere-se ainda outra situação que poderá ocorrer, o colapso no plano da parede, mas relativo a uma ação vertical em que o fraco travamento vertical entre os panos de alvenaria possibilita o abaulamento da parede (Fig.2.11.).

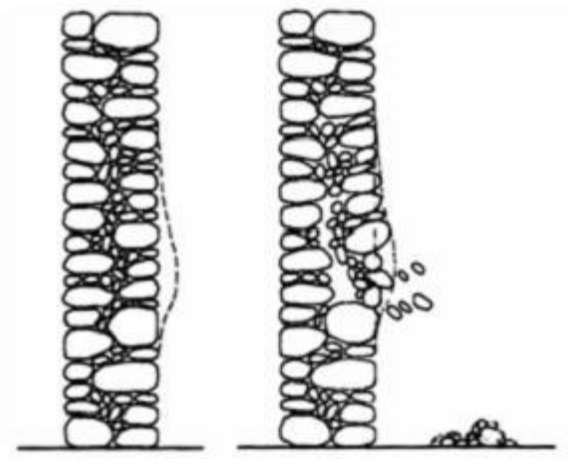


Fig.2.11 – Abaulamento da parede de alvenaria de pedra. [17]

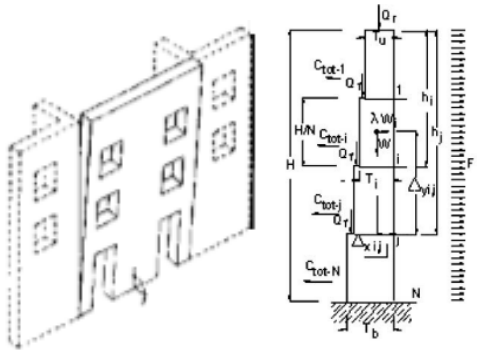
2.4.2. COMPORTAMENTO FORA DO PLANO

Como já foi referido a resistência a ações horizontais (sísmicas em particular) é principalmente assegurada pelos mecanismos resistentes no plano da parede. De qualquer dos modos deve ser dada a devida importância aos mecanismos de colapso que poderão acontecer para estas ações quando fora do plano, porque a deficiente conexão entre paredes perpendiculares deixa as paredes mais frágeis, privadas de qualquer contraventamento para ações fora do plano.

Neste contexto, D'Ayala e Speranza, em 2003 propuseram uma metodologia que define o comportamento de alguns mecanismos de rotura em paredes de alvenaria, para os quais propõem expressões do (λ) fator de instabilidade lateral (fora do plano), em função do peso da estrutura.

Na (Fig.2.12.) apresentam-se alguns dos diversos mecanismos elaborados, bem como a expressão do respetivo fator de carga de colapso.

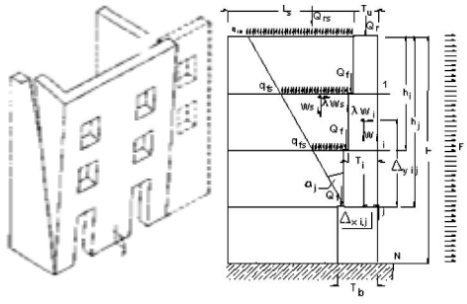
- Mecanismo A: Derrube da fachada, que ocorre quando a ligação da parede de fachada às paredes laterais é fraca ou insuficiente.



$$\lambda_{(0),j}=\frac{\sum_{i=1}^{j}\frac{T_i^2}{2}L+\beta\frac{h_s}{3}j^3\mu sb\sum_{i=1}^{j}\frac{l}{r}+kL\left[\frac{T_N}{2}+\mu h_s j+\sum_{i=1}^{j}\cdot\left(T_i+\Delta T+\mu h_s(j-i)\right)\right]}{h_s\left[\sum_{i=1}^{j}LT_i\left(j-i+\frac{1}{2}\right)+kL\left(j+\sum_{i=1}^{j}(j-i)\right)\right]}$$

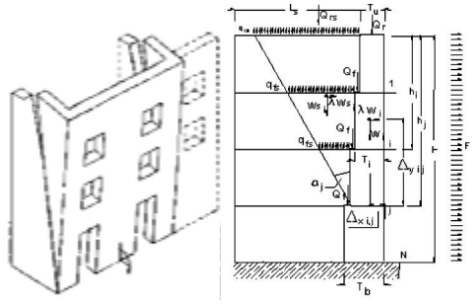
- Mecanismo B: Derrube da fachada com rotura das paredes laterais, que ocorre quando a ligação entre a fachada e as paredes laterais é suficiente, e o ponto frágil se encontra numa ou nas duas paredes laterais.

Mecanismo B1: Derrube com rotura apenas de uma parede lateral.



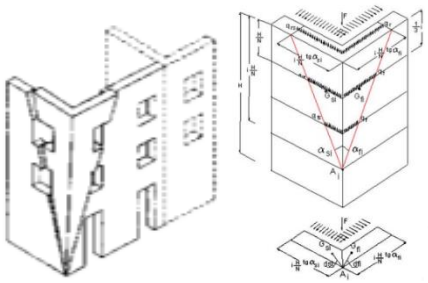
$$\lambda_{(0),j}=\frac{\sum_{i=1}^{j}\frac{T_i^2}{2}L+(\varepsilon+\beta)\frac{h_s}{2}j^2\tan\alpha_j T_s\left(\frac{h_s}{3}\tan\alpha_j+T_i\right)+kL\left[\frac{T_N}{2}+\mu h_s j+\sum_{i=1}^{j}\cdot\left(T_i+\Delta T+\mu h_s(j-i)\right)\right]}{h_s\left[\sum_{i=1}^{j}LT_i\left(j-i+\frac{1}{2}\right)+(\varepsilon+\beta)\frac{h_s^2}{3}j^3\tan\alpha_j+kL\left(j+\sum_{i=1}^{j}(j-i)\right)\right]}$$

Mecanismo B2: Derrube com rotura de ambas as paredes laterais.



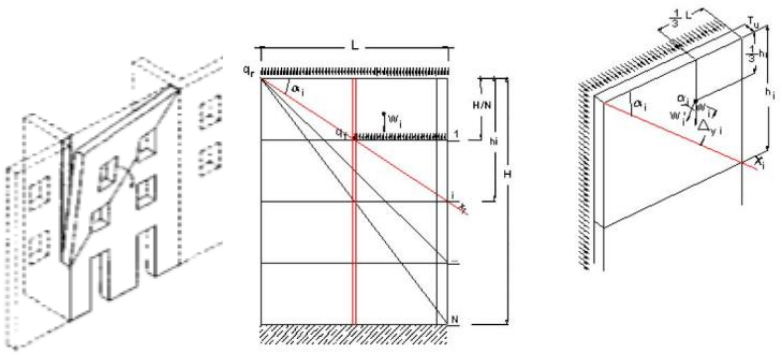
$$\lambda_{(0),j}=\frac{\sum_{i=1}^{j}\frac{T_i^2}{2}L+(\varepsilon+\beta)\frac{h_s}{2}j^2\tan\alpha_j T_s\left(\frac{h_s}{3}\tan\alpha_j+T_i\right)+kL\left[\frac{T_N}{2}+\mu h_s j+\sum_{i=1}^{j}\cdot\left(T_i+\Delta T+\mu h_s(j-i)\right)\right]}{h_s\left[\sum_{i=1}^{j}LT_i\left(j-i+\frac{1}{2}\right)+(\varepsilon+\beta)\frac{h_s^2}{3}j^3\tan\alpha_j+kL\left(j+\sum_{i=1}^{j}(j-i)\right)\right]}$$

- Mecanismo C: Colapso do cunhal, que ocorre quando o cunhal não se encontra bem ligado às paredes adjacentes impedindo a rotação do mesmo.



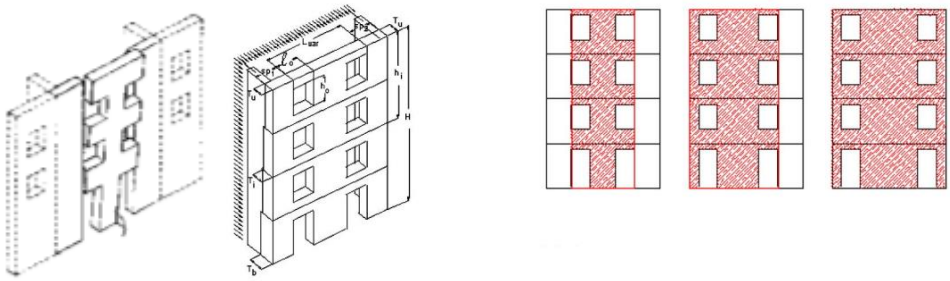
$$\lambda_{(0),j}=\frac{\theta_{\beta}\left[\frac{T_N+T_j}{2}\frac{j^2}{2}+vk\sum_{i=0}^{j-1}(j-i)\right]\sqrt{\left(\frac{jh_s}{3}\theta_{\beta}\right)^2+\left(\frac{T_j}{2}\right)^2}+\theta_{\beta}\left[\frac{T_N+T_j}{2}\frac{j^2}{2}+vk\sum_{i=0}^{j-1}(j-i)\right]\sqrt{\left(\frac{jh_s}{3}\theta_{\beta}\right)^2+\left(\frac{T_j}{2}\right)^2}}{\frac{2}{3}j\left[j^2\frac{T_N+T_j}{2}\frac{h_s}{2}(\theta_{\beta}+\theta_{\beta})+k(v\theta_{\beta}+(1-v)\theta_{\beta})\sum_{i=0}^{j-1}(j-i)\right]}$$

- Mecanismo D: Derrube parcial, que ocorre quando uma parte da parede da fachada se encontra em derrube não mobilizando resistências nas paredes laterais.



$$\lambda_{(0),j}=\frac{\frac{T_{mj}}{2}\left[\frac{T_{mj}}{2}Lj+kL+kh_s\tan\alpha_j\sum_{i=1}^{j-1}(j-i)\right]+(1+\sum_{\beta}\left(\frac{L_{\beta}}{L}\right)^2)\frac{h_s}{3}j^2\mu sb\sum_{i=1}^{r}\frac{l}{r}+\mu jkh_s\left[\frac{L}{2}+\frac{2}{3}h_s\tan\alpha_j\sum_{i=1}^{j-1}(j-i)\right]}{j\left[j\frac{LT_{mj}}{3}+kL\frac{h_s}{2}+\frac{2}{3}kh_s^2\tan\alpha_j\sum_{i=1}^{j-1}(j-i)\right]}$$

- Mecanismo E: Faixa de Derrube Vertical, que ocorre quando a disposição das aberturas da fachada podem comprometer a sua integridade estrutural no seu plano, levando a roturas parciais.



$$\lambda_{(0),j}=\frac{\sum_{i=1}^{j}\frac{T_i^2}{2}L_{var}+\left[(v+\eta)(h_s-h_{op})+\beta h_s\right]\frac{1}{3}j^2\mu sb\sum_{i=1}^{r}\frac{l}{r}+kL_{var}\left[\frac{T_N}{2}+\mu h_s j+\sum_{i=1}^{j}\cdot(T_i+\Delta T+\mu h_s(j-i))\right]}{h_s L_{var}\left[\sum_{i=1}^{j}T_i\left(j-i+\frac{1}{2}\right)+k\left(j+\sum_{i=1}^{j}(j-i)\right)\right]}$$

Fig.2.12 – Diversos mecanismos de rotura de edifícios de alvenaria de pedra segundo D'Ayala e Speranza [16]

Alguns exemplos de roturas devido a ações sísmicas em paredes de alvenaria de pedra, são ilustrados na (Fig2.13.).



Fig.2.13 – Exemplos de rotura de paredes de alvenaria de pedra [18]

2.5. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL EM CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA

2.5.1. INTRODUÇÃO

A construção em alvenaria é um método construtivo bastante antigo, que tem persistido perante o tempo. Atualmente a construção nova por este método é praticamente inexistente. No entanto para edifícios que tenham utilidade, mas que não apresentem as qualidades estruturais necessárias, a reabilitação poderá ser tida em conta, pois usualmente permite a continuidade da existência e utilização do edifício, melhorando assim as suas caraterísticas resistentes da estrutura.

As técnicas de reabilitação não deverão ser demasiado intrusivas, para que o aspeto final do edifício não diferencie muito do originalmente projetado, e segundo Appleton [19], deverá respeitar os três seguintes parâmetros:

- Compatibilidade: os processos e materiais empregados não devem provocar alterações elevadas nas caraterísticas de rigidez, assim como não devem causar novas patologias por diferenciação entre materiais novos/antigos.
- Durabilidade: aplicação de materiais que apresentem caraterísticas mais duradouras, para que as necessidades de manutenção sejam menos frequentes.
- Reversibilidade: caraterística que permite alteração dos materiais ou do processo de reabilitação, sem danificar os elementos anteriores a estes.

De seguida apresentam-se algumas técnicas de reabilitação de edifícios de alvenaria, que têm vindo a ser utilizadas. Desses métodos são identificadas as suas propriedades e a adequabilidade ao reforço pretendido.

2.5.2. INJEÇÃO

Técnica que tem como funcionalidade o preenchimento de cavidades existentes como fissuras ou vazios intrínsecos na secção da parede, com recurso a caldas ou resinas fluidas. Este processo é normalmente aplicado/adequado em paredes de alvenaria de pedra pois a execução de furos para injeção é relativamente fácil e por usualmente apresentarem vazios no seu interior de alguma relevância.

Consoante algumas particularidades da alvenaria são realizados diferentes processos de injeção dos quais se pode destacar:

- Injeção sob pressão: injeção realizada em pressão, através de tubos de adução, em alvenaria pouco a bastante degradada, aplicada normalmente da zona inferior para a superior, de modo a manter equilibrada a estrutura (peso próprio). Também pode ser aplicada das extremidades para o interior.

- Injeção por gravidade: injeção aplicada em paredes de alvenaria gravemente degradadas proporcionando o desnível entre o tubo de adução (inferior) e o reservatório da calda (superior).

- Injeção sob vácuo: neste método a calda é aspirada por uma extremidade da tubagem enquanto é injetada por outra. É indicada para reforços de pequenos elementos através de calda bastante fluida.

O tipo de calda a usar deverá ser tido em conta, de forma a que seja compatível com os elementos heterogéneos da parede de alvenaria [10]. A (Fig2.14.) mostra alguns passos do processo de injeção de calda em paredes de alvenaria de pedra.



Fig.2.14 – Processo de injeção de caldas [20]

2.5.3. REFECHAMENTO DE JUNTAS

O refechamento de juntas tem o intuito de restaurar as juntas das fachadas melhorando assim as caraterísticas mecânicas e de proteção da parede.

Este processo deve ser precedido da remoção das juntas degradadas da fachada que se pretende tratar até uma profundidade máxima de 1/3 da espessura da seção da parede (Fig2.15.), seguida de limpeza para remoção de poeiras e fragmentos mais pequenos e para finalizar aplicação de argamassa compatível com o material existente [21].

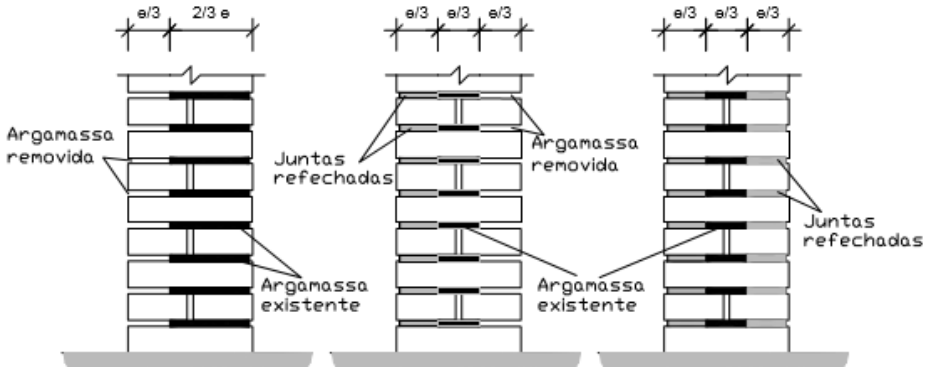


Fig.2.15. – Refechamento de juntas [10]

2.5.4. APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

As roturas de estruturas de alvenaria de pedra são muitas vezes resultantes de imposição de ações indutoras de esforços de tração pois os elementos que constituem as paredes têm fraca resistência a este tipo de solicitações. Por contrário as caraterísticas à compressão são boas, pelo que a realização de uma solução por pré-esforço é razoável, que permite introduzir previamente esforços de compressão para que se reduza o valor trações na seção pretendida, impedindo roturas por este tipo.

A realização de ancoragens e aplicação de tirantes permite obter melhoria de comportamento (Fig2.16.).

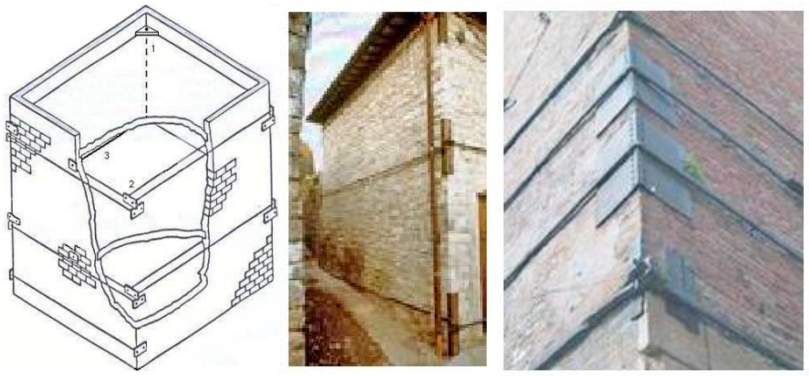


Fig.2.16 – Exemplos de aplicação de pré-esforço, interior e exterior [10], [20]

2.5.5. PREGAGENS

As pregagens são uma técnica ligeiramente idêntica ao pré-esforço, mas atuam de uma forma passiva, em que os varões que realizam a "costura" no edifício estão sujeitos a esforços quando a estrutura assim o solicita. A pregagem é realizada recorrendo à perfuração em zonas de cruzamento de paredes ortogonais em que de seguida é inserido no interior da furação um varão (ou cabo) de forma a fazer a ligação entre as alvenarias. Este método além de ser ligeiramente intrusivo, podendo degradar a seção em causa, requer a proteção contra a corrosão do metal inserido, sendo a selagem/ancoragem feita quimicamente ou mecanicamente [8]. Esquemas de realização da costura de pregagens em paredes ortogonais, para promover uma correta ligação entre as mesmas (Fig2.17.).

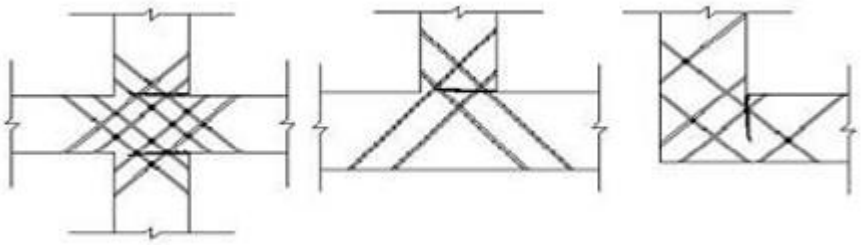


Fig.2.17 – Método de uso de pregagens [8]

2.5.6. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO

A solução de reconstituição de uma zona degradada é uma técnica tradicional que recorre ao desmonte da parede e rearranjo da mesma (Fig.2.18.), melhorando a sua qualidade estrutural. A qualidade do processo depende do trabalhador, que deverá ter a devida atenção e conhecimento na colocação/disposição dos elementos de alvenaria. Este tipo de método necessita a estabilização da estrutura para a execução dos trabalhos, recorrendo frequentemente a soluções de escoramento.

Esta técnica pode apresentar problemas quando os materiais são substituídos por outros com caraterísticas diferentes, não apresentando boa compatibilidade com o material anterior, induzindo alterações de esforços e deformações devido à diferença de elasticidade/deformação [20].

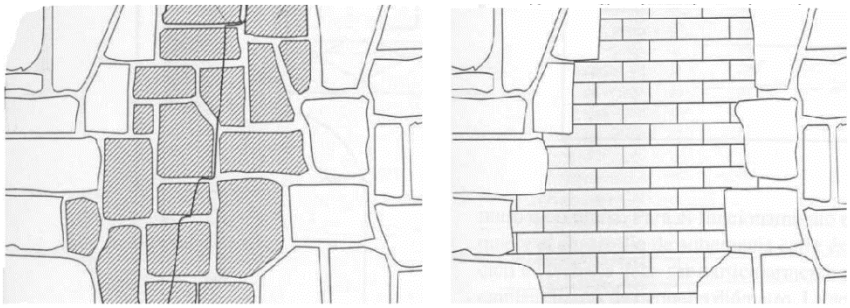


Fig.2.18 – Reconstrução de faixas de alvenaria de alvenaria de pedra [20]

2.5.7. ENCAMISAMENTO

O encamisamento é uma técnica de reforço inspirada no betão armado, em que se aplica nas faces da parede uma camada de betão associada a armadura metálica com pregagens para a fixar à alvenaria, (Fig.2.19.).

Este tipo de método é aconselhável a estruturas muito degradadas e aos quais o reforço poderá ser permanente, pois o mesmo é irreversível criando forte impacto na estética e nas condições hidrotérmicas do edifício [8].

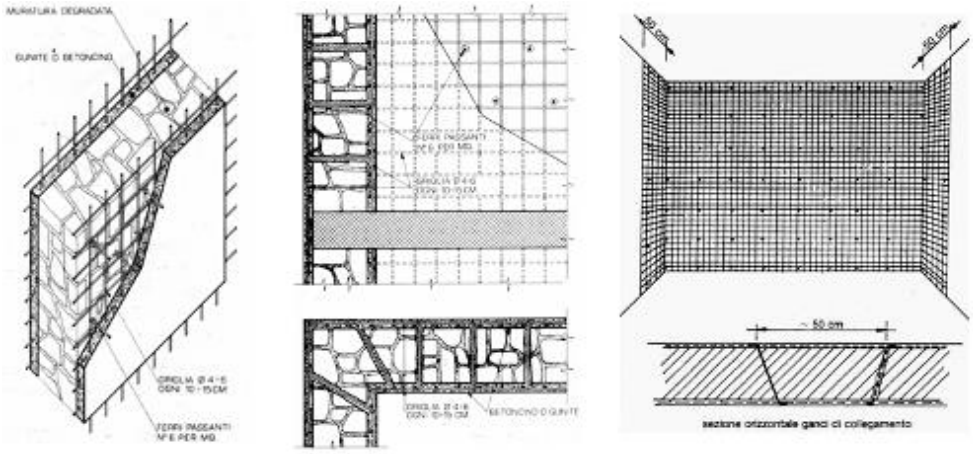


Fig.2.19 – Encamisamento de alvenaria de pedra [20]

2.5.8. REBOCOS ARMADOS

Os rebocos armados são uma técnica que se tem vindo a tornar cada vez mais usual, quando o recobrimento das fachadas da parede não é esteticamente impedido. O método consiste na aplicação de lâminas de rede metálica fixadas através de conetores e buchas à alvenaria, revestidas por argamassa (Fig.2.20.). Este método promove uma melhor resistência superficial à tração e ao corte da parede, produzindo melhorias na capacidade de absorção e dissipação de energia sob ações sísmicas, assim como na capacidade de deformação (ductilidade) sem rotura precoce.

O tipo e quantidade de armadura a aplicar estarão relacionados com a necessidade de resistência, durabilidade e ductilidade a impor à estrutura, assim como o aspeto económico, pois a quantidade requerida de material pode ser um fator de limitação.

A argamassa de revestimento pode ser de origem inorgânica, sintética ou mista, mas deverá ser compatível com as propriedades da alvenaria e da armadura aplicada. Argamassas como as cimentícias são de evitar, devido às diferenças de rigidez, assim como ao facto de limitarem a permeabilidade da parede ao vapor de água (respiração da parede) [10].



Fig.2.20 – Reboco armado de alvenaria de pedra [8]

De forma simples esta é a técnica abordada e aplicada no âmbito do presente trabalho.

3
ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

3.1. INTRODUÇÃO

Este trabalho parte da continuidade de outros já realizados no âmbito do estudo do comportamento de paredes de alvenaria de pedra para ações fora do plano. As presentes paredes de alvenaria de pedra foram testadas em 2012, por Ferreira *et al.* em [2] face a solicitações horizontais fora do plano, sem terem qualquer reforço estrutural, permitindo assim a análise dos resultados obtidos e respetivas comparações com o que aqui foi obtido.

Também em 2014 de forma idêntica a esta dissertação, foram ensaiadas paredes de alvenaria já reforçadas (com semelhante solução de reforço por Diogo Marques, [1]), para determinação do comportamento das paredes face a ações fora do plano.

3.2. TRABALHOS JÁ REALIZADOS – DESCRIÇÃO SUMÁRIA

3.2.1. PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NÃO REFORÇADAS (2012)

No trabalho de investigação de Ferreira *et al*. [2] foram testadas 6 paredes tradicionais de alvenaria de pedra granítica amarelada não regular, preenchidas por pequenos fragmentos de pedra e por um ligante com mistura de cal aérea e material argiloso (saibro) ao traço 1:3. As paredes foram ensaiadas para ações fora do plano por dois métodos, um de carga concentrada no topo da face sul da parede, usando 3 paredes (Parede 4, 5 e 6) e outro de carga distribuída na face sul da parede através de airbags usando outras 3 paredes (Parede 1, 2 e 3) (Fig.3.1.) e (Fig.3.2.).

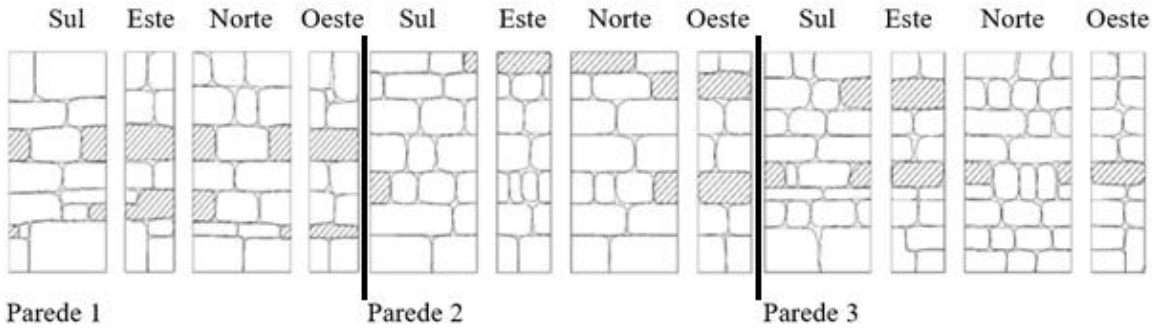


Fig.3.1 – Paredes de Alvenaria de Pedra 1,2 e 3, conforme [2]

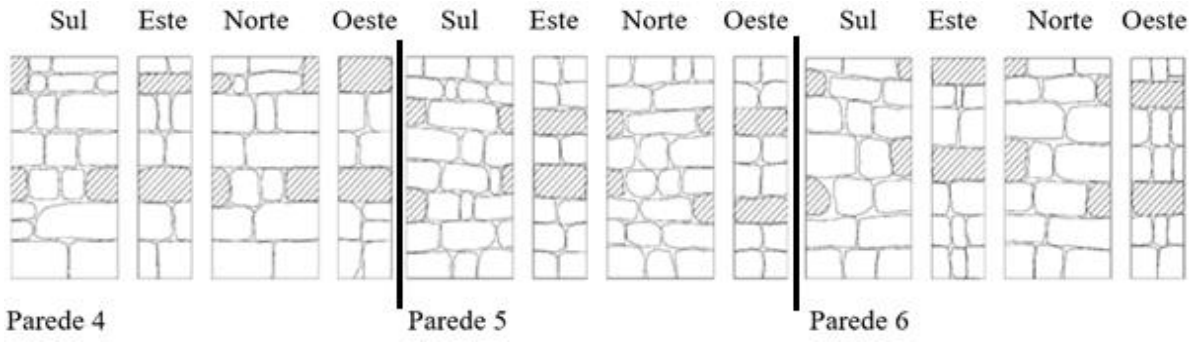


Fig.3.2 – Paredes de Alvenaria de Pedra 4,5 e 6, conforme [2]

As paredes têm dimensões de, aproximadamente 2,50 m de altura, 1,30 m de largura e 0,65m de espessura, construídas sobre uma sapata de betão armado com 1,30x1,30m^2 em planta.

Para simular as diferentes alturas que um edifício possa ter, estas paredes foram comprimidas a um esforço axial de 52kN, 140kN, respetivamente a (r/c + 1 piso) e (r/c+3 pisos), e 0kN correspondente a um edifício só com piso térreo (Quadro 3.1.). O cálculo destes valores tenta simular a sobrecarga imposta pelo peso próprio da alvenaria para um dado número de pisos, com um peso volúmico de 21kN/m^3 assim como duas cargas distribuídas adicionais de 1,2 e 1,5 kN/m^2 referentes à cobertura e ao pavimento, respetivamente, com uma largura de influência de 2m, tal como é corrente numa construção em alvenaria de pedra tradicional.

Quadro 3.1 – Valores de Compressão Axial

Parede	Nome de Teste	N (kN)	Tensão na base (kPa)
1	OP_PA1	0	52,5
2	OP_PA2	52	113,3
3	OP_PA3	140	227,5
4	OP_PF1	0	52,5
5	OP_PF2	52	113,3
6	OP_PF3	140	227,5

Através de 5 acelerómetros colocados na superfície das pedras da parede de alvenaria foram medidas as suas frequências naturais, para que deste modo se pudesse estimar o módulo de elasticidade da parede. Esta estimativa foi calculada com recurso a uma equação (3.1.) para estruturas em consola só apoiadas na base caso das paredes 1, 2 e 3 e segundo a equação (3.2.) para as paredes fixadas no topo e apoiadas na base caso das restantes paredes 4, 5 e 6 como realizado em [2].

$$w_c = 1{,}875^2\sqrt{EI/ml^4} \tag{3.1.}$$

$$w_{fp} = \pi^2\sqrt{EI/ml^4} \tag{3.2.}$$

E que E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia da seção na direção em consideração, m é a massa da parede por unidade de comprimento l, que neste caso é a altura da parede. O (Quadro 3.2.) refere-se aos valores obtidos e calculados.

Quadro 3.2 – Valores de Frequência e do Módulo de Elasticidade

	Parede	Frequência Fundamental (Hz)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Consola	1	8.39	0.53
	2	7.42	0.42
	3	7.25	0.40
Apoiada no topo	4	21.34	0.44
	5	24.59	0.58
	6	24.66	0.59

A disposição dos acelerómetros, e dos LVDT's corresponde ao indicado na (Fig.3.3.), adaptada de [2].

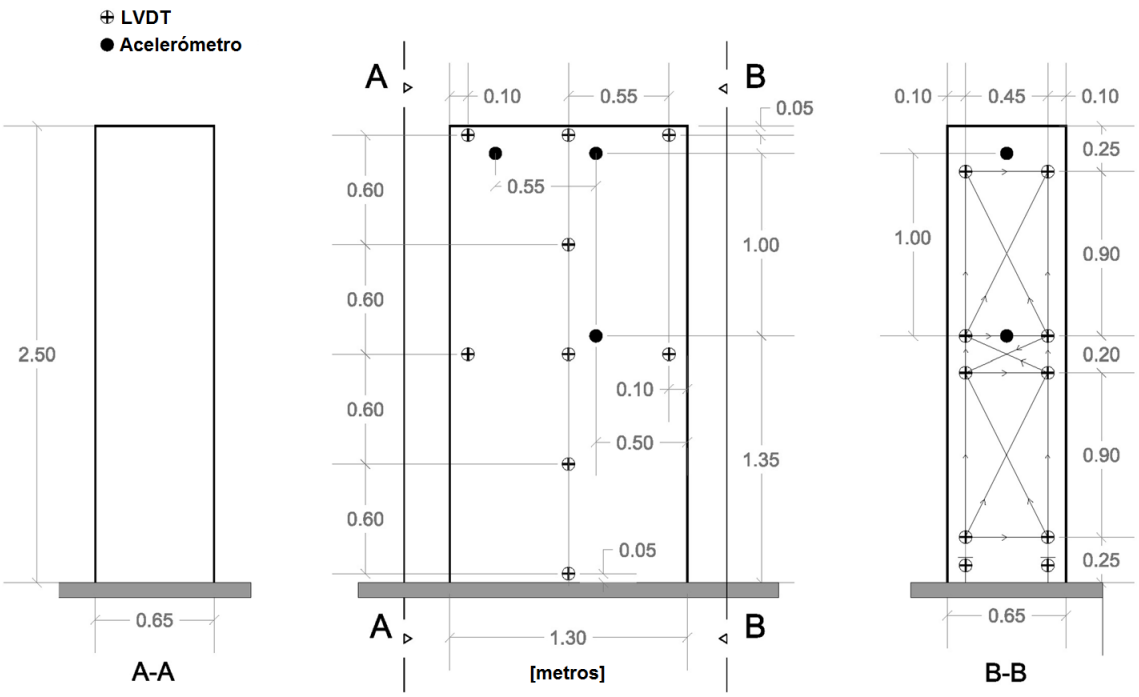
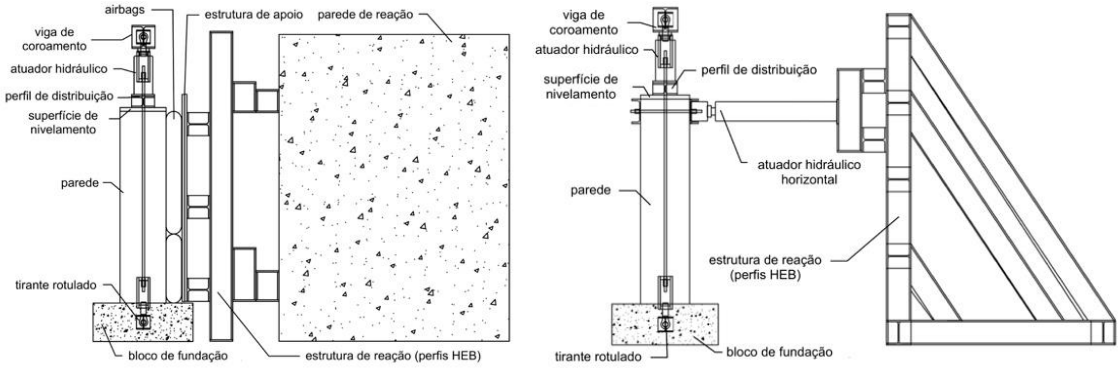


Fig.3.3 – Disposição da instrumentação, adaptado de [2]

O sistema (*setup*) utilizado para a realização dos ensaios em [2] foi, como ilustra a (Fig.3.4.), em que a) refere-se à aplicação força horizontal com carga distribuída, recurso a bolsas de ar (*airbags*), e b) com carga concentrada no topo da parede, com recurso a um atuador hidráulico.



a) b)

Fig.3.4 – Setup utilizado para carga distribuída (a), e carga concentrada no topo da parede (b), adaptado de [2]

A apreciação dos resultados obtidos pelos ensaios incide principalmente na força horizontal aplicada em função do deslocamento imposto. Na realização destes ensaios as paredes 2, 3, 5 e 6 estiveram solicitadas por um esforço axial que simula a carga adicional que estaria sujeita para diferentes números de pisos. O sistema de aplicação da força axial é, conforme ilustra a (Fig.3.4. / Fig.3.5.), através de tirantes de aço e um atuador hidráulico no topo da parede. Porém, durante o decorrer do ensaio, esta força axial induz uma força horizontal de sentido contrário ao deslocamento, criando uma reação adicional ao mecanismo de pré-compressão/parede de alvenaria. Esta força adicional tem de ser descontada à força que impõe o deslocamento horizontal, segundo as equações (3.3.) e (3.4.) utilizada em [2].

$$\mathrm{F}(\theta) = \left(F_m - \mathrm{N}.\sin(\theta)\right) - \frac{\Delta N \times t}{2h} \qquad (3.3.)$$

$$\Delta N = N.(1 - \cos(\theta)) \qquad (3.4.)$$

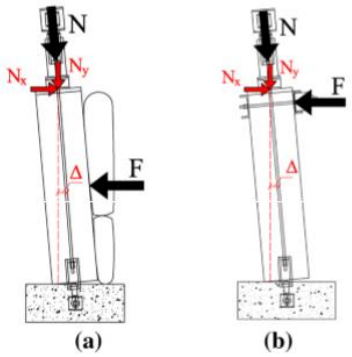


Fig.3.5 – Forças atuantes na parede de alvenaria para o caso (a) força distribuída, (b) força concentrada [2]

E que N representa a soma do esforço axial dos dois tirantes, θ a variação angular da parede relativamente à vertical, t a espessura da parede e h a altura da mesma. A força horizontal aplicada pelos *airbags*, ou pelo atuador, dependendo do tipo de ensaio, corresponde à designação F_m.

No caso do ensaio com uso de *airbags* para promover deslocamentos horizontais nas paredes de alvenaria, a força $F_m$vêm corrigida conforme as equações (3.5.), (3.6.) e (3.7.), em que A é a área dos três *airbags* encostados à parede de dimensões em planta (1600x700mm^2) sendo que se usaram duas camadas de *airbags*, a sigla P_a é a pressão dos *airbags* medida nas células de pressão e F_c é o fator corretor que foi calculado em [22]. Este fator F_c, está relacionado com o valor e, que mede a abertura dos *airbags* conforme o deslocamento, em que C_{ga} é o centro de gravidade dos *airbags* em relação à base da parede, δ é o deslocamento obtido no topo da parede, e o valor de e_i é o espaçamento inicial da parede de alvenaria à parede de reação.

$$F_m = \mathrm{A}\times P_a \times F_c \tag{3.5.}$$

$$F_c = -0{,}00031\times e^2 - 0{,}00108\times e + 1{,}085599 \tag{3.6.}$$

$$e = (C_{ga}/h)\times\delta + e_i \tag{3.7.}$$

A lei de carga aplicada nestes ensaios e na presente dissertação consistiu na imposição de deslocamentos cíclicos, controlados no topo da parede através de um LVDT de controlo. O ensaio procedeu-se com dois ciclos iniciais de 6mm em que de seguida se passa para os dois ciclos de 25mm seguidos de outros dois de metade da amplitude dos ciclos maiores, com uma razão de crescimento de 25mm, conforme mostra a (Fig.3.6.).

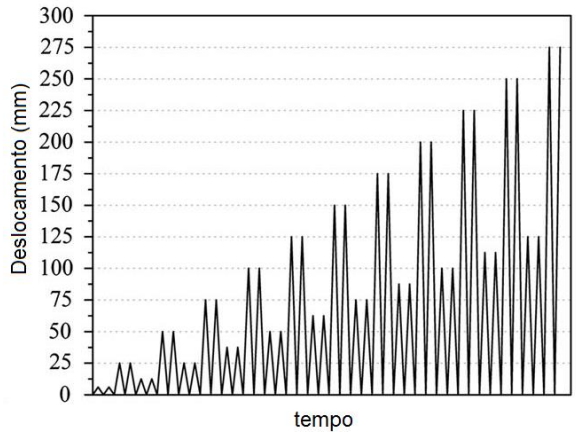


Fig.3.6 – Lei de carga utilizada nos ensaios de [2] e na presente dissertação, adaptado de [2]

Os resultados obtidos das Paredes 1, 2 e 3 relativos à aplicação da força horizontal distribuída em função da rotação da parede encontram-se descritos nos gráficos nas (Fig.3.7. / Fig.3.8.) correspondentes ao

movimento total (cíclico carga/descarga/recarga…), e à envolvente deste ensaio. O mesmo para o ensaio de carga concentrada nas (Fig.3.9. / Fig.3.10.).

É de notar que consoante o aumento do esforço axial imposto, maior é a resistência máxima para o mesmo deslocamento imposto.

Em todos os ensaios as paredes tiveram um comportamento tipo balanceamento/derrube (*rocking*) rodando em relação à base de uma forma bastante uniforme em altura, verificando-se assim que o momento de derrube é fortemente condicionado pelas condições equilíbrio estático da parede.

A variação da frequência transversal das paredes não apresenta perda linear ou facilmente descritível, pois a mesma está relacionada com os danos que vão aparecendo durante o ensaio. A variação da frequência entre o início e fim de ensaio foi de aproximadamente 20% para o ensaio com airbags e de 24% para o ensaio de carga concentrada.

Em termos de capacidade de dissipação de energia, é de notar que esta aumenta consoante o estado de compressão da parede, notou-se ainda que a capacidade de dissipação de energia é maior para o ensaio de carga concentrada que para o de carga distribuída.

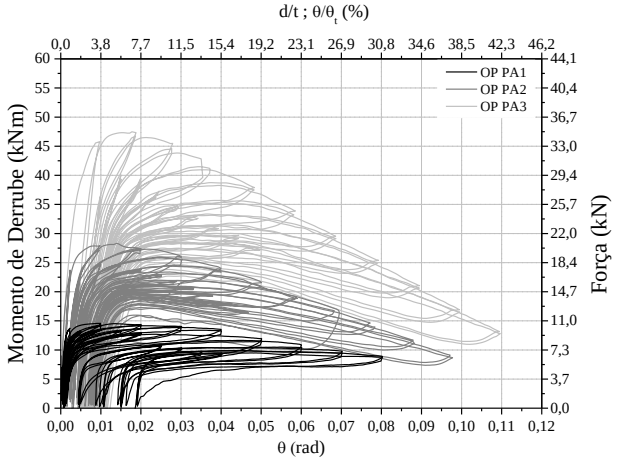


Fig.3.7 – Gráfico das 3 paredes usando *airbags*, adaptado de [2]

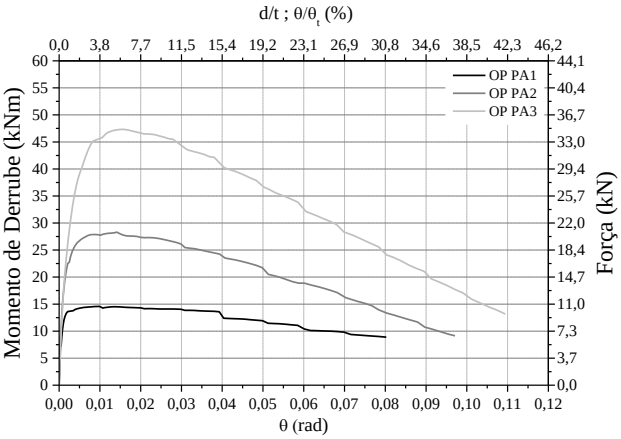


Fig.3.8 – Gráfico das envolventes das 3 paredes usando *airbags*, adaptado de [2]

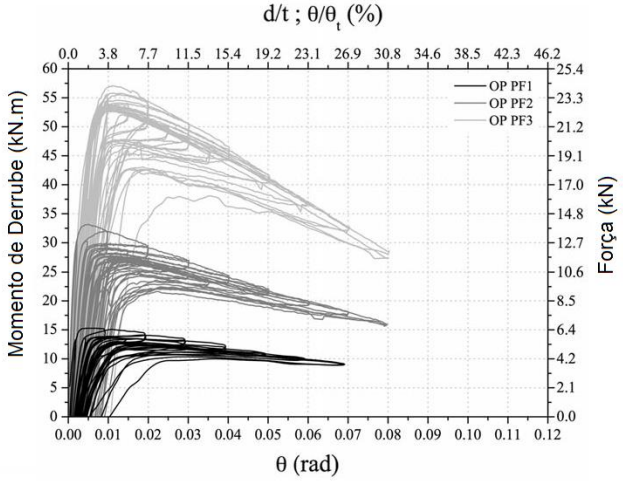


Fig.3.9 – Gráfico das 3 paredes usando Atuador (força concentrada) [2]

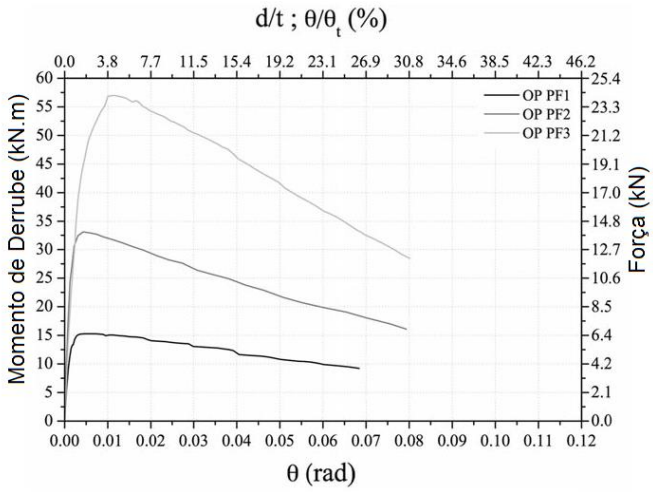


Fig.3.10 – Gráfico das envolventes das 3 paredes usando Atuador (força concentrada). [2]

O padrão de dano obtido nas paredes usando airbags situa-se na zona inferior das mesmas devido ao efeito de *rocking* em que os primeiros elementos de alvenaria inferior tendem a separar-se da parte superior (Fig.3.11.). No caso de utilização de carga pontual no topo da parede são mais visíveis danos devidos à flexão da parede e a ocorrência da separação dos panos verticais da parede (Fig.3.12.).

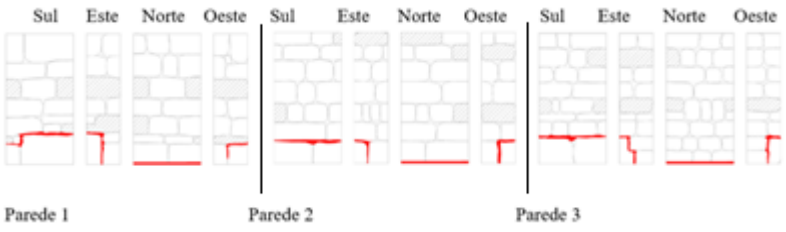


Fig.3.11 – Padrão de dano ocorrido no fim do ensaio para carga distribuída, adaptado de [2]

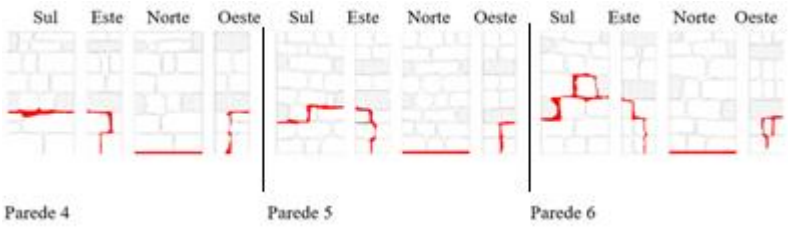


Fig.3.12 – Padrão de dano ocorrido no fim do ensaio para carga concentrada, adaptado de [2]

3.2.2. PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA REFORÇADAS (2014)

O trabalho realizado por Diogo Marques em [1] assenta em procedimentos de ensaio idênticos aos de [2], com uma especial diferença em relação à existência de um reforço com reboco armado ligeiro, o mesmo usado na presente dissertação.

Nos ensaios das paredes reforçadas houve também uma ligeira alteração no início da lei de carga utilizada relativo às paredes sem reforço, em que o deslocamento foi primeiro unidirecional e depois bidirecional até se atingir o deslocamento de 90 mm (Fig.3.13.).

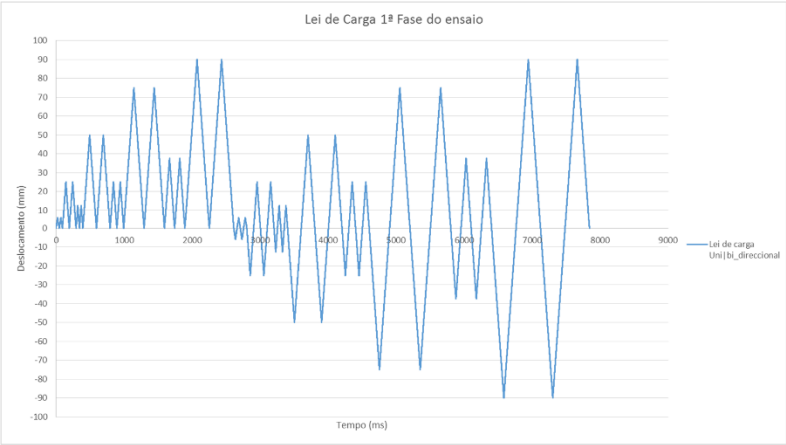


Fig.3.13 – Lei de carga da fase inicial usada em [1]

Na segunda fase do ensaio a lei de carga foi relativamente idêntica à usada no ensaio sem reforço, com exceção da omissão dos ciclos pequenos, mas do mesmo modo de crescimento de 25mm e com dois ciclos do mesmo valor (Fig.3.14.).

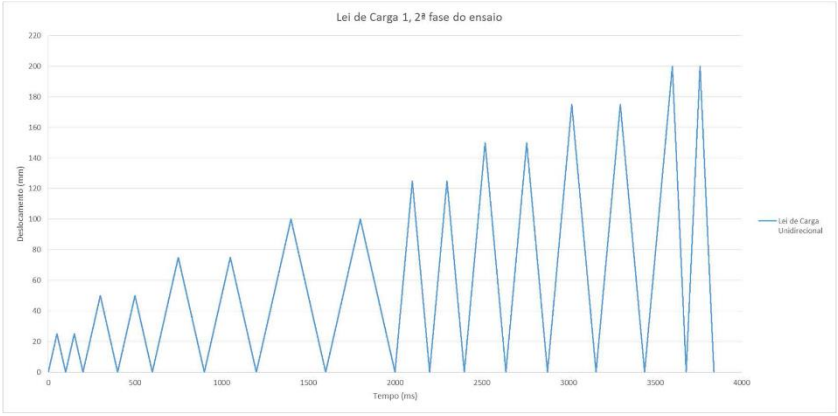


Fig.3.14 – Lei de carga usada na segunda fase após obtenção dos 90mm em [1]

No esquema de ensaio os outros aspetos foram em tudo semelhantes entre os ensaios de paredes reforçadas e não reforçadas dos trabalhos [1] e [2], no entanto relativamente ao estudo da presente dissertação procedeu-se uma diferença importante comparativamente aos anteriores, a data de aplicação do esforço normal nas paredes é distinta. Para os trabalhos antecedentes a este, a carga de esforço normal foi introduzida aproximadamente à data da realização do ensaio da parede a estudar, o que no caso do [1] se destaca que foi aplicado posteriormente à instalação do reforço. No atual estudo, este esforço normal foi inserido previamente à aplicação da solução de reforço, o que se verificou condicionar os resultados obtidos.

Nos resultados obtidos dos ensaios das paredes de alvenaria com reforço (Paredes 4, 5 e 6), ilustrados na (Fig.3.15.), apresentado as três envolventes para cada parede analisada referentes à situação de ensaio de primeira fase constituído por duas envolventes, uma da solicitação unidirecional (deslocamento máximo de 90mm) e da solicitação bidirecional (deslocamento máximo de 90mm e relativo ao sentido do unidirecional) e por último a envolvente da segunda fase do ensaio.

Com a observação dos resultados obtidos verifica-se que houve um ligeiro acréscimo de resistência comparativamente ao ensaio de paredes não reforçadas, e a sua deformação por flexão menos visível (efeito de *rocking*). Assim os padrões de dano relativo à flexão da parede verificaram-se menores devido à presença do reforço de rede aplicado nas faces das paredes.

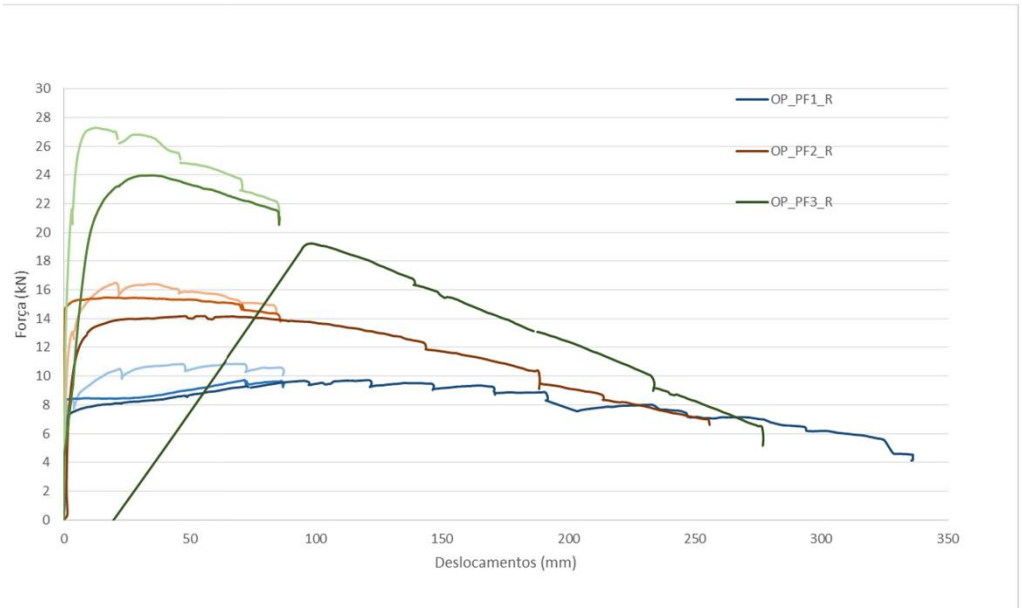


Fig.3.15 – Gráfico das envolventes das paredes reforçadas com imposição do deslocamento com carga concentrada [1]

3.2.3. RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS JÁ REALIZADOS

No presente subcapítulo são apresentados alguns resultados obtidos a partir do tratamento dos dados dos ensaios das paredes de alvenaria de pedra com recurso a carga distribuída (*airbags*), (Quadro 3.3.) e carga concentrada, (Quadro 3.4.) [2]. O valor K_{ini} é o valor da rigidez inicial obtido para 10 a 40% do momento máximo de derrube, o K_{eff} é o valor da rigidez efetiva calculada para 70% do mesmo momento. Os valores M_{max}, θ_{Mmax} e d_{Mmax} são o momento máximo de derrube, a rotação e o deslocamento para o respetivo momento máximo, respetivamente. $M_{min(\theta Mu)}$ é o momento mínimo de derrube para a rotação de momento último relativo ao resultado da parede OP_PA1 e OP_PF1, respetivamente para cada quadro. Os valores de M_u, θ_{Mu} e d_{Mu}/t são respetivamente o momento último de derrube, rotação respetiva a esse momento e a razão deslocamento do momento último de derrube pela espessura da parede.

Quadro 3.3 – Caraterísticas de resistência das paredes OP_PA, adaptado de [2]

			Resultados no pico			Resultados no pós-pico				
	K_{ini}	K_{eff}	M_{max}	θ_{Mmax}	d_{Mmax}	$M_{min(\theta Mu)}$	M_u	M_u/M_{max}	θ_{Mu}	d_{Mu}/t
Ensaio	(kN/m)	(kN/m)	(kNm)	(rad)	(mm)	(kNm)	(kNm)	(%)	(rad)	(%)
OP PA1	3707	1986	14.57	0.0099	24.82	8.95	8.95	38.61	0.080	30.86
OP PA2	4137	2469	28.30	0.0141	35.41	13.35	9.13	67.75	0.097	37.35
OP PA3	4712	2689	47.33	0.0157	39.02	24.10	13.16	72.19	0.109	42.09

Quadro 3.4 – Caraterísticas de resistência das paredes OP_PF, adaptado de [2]

			Resultados no pico			Resultados no pós-pico				
	K_{ini}	K_{eff}	M_{max}	θ_{Mmax}	d_{Mmax}	$M_{min(\theta Mu)}$	M_u	M_u/M_{max}	θ_{Mu}	d_{Mu}/t
Ensaio	(kN/m)	(kN/m)	(kNm)	(rad)	(mm)	(kNm)	(kNm)	(%)	(rad)	(%)
OP PF1	3575	1484	15.28	0.0051	12.72	9.17	9.17	39.94	0.068	26.30
OP PF2	3893	1744	33.08	0.0043	10.75	18.02	16.07	51.41	0.079	30.51
OP PF3	4769	2049	57.02	0.0113	28.28	33.33	28.47	50.62	0.080	30.82

De forma a perceber melhor os efeitos do reforço, foram comparadas algumas caraterísticas entre as paredes não reforçadas e reforçadas, sujeitas à imposição de deslocamento através de carga concentrada. O (Quadro 3.5.) apresenta resumidamente o ganho do valor da força máxima, deslocamento máximo e a energia dissipada no ensaio, segundo [23].

Quadro 3.5 – Comparação da força, deslocamento máximos e energia dissipada, adaptado de [23]

Parede	Força máxima (kN)	Deslocamento máximo (mm)	Energia Dissipada (kJ)
OP_PF1	6,1	172,8	2,40
O_PF1R	10,8 (+77%)	336,2 (+95%)	7,46 (+311%)
OP_PF2	14,1	199,6	6,39
OP_PF2R	16,5 (+17%)	255,9 (+28%)	11,61 (+82%)
OP_PF3	24,3	200,8	13,01
OP_PF3R	27,3 (+12%)	277,0 (+38%)	9,66 (-26%)

3.2.3. COMENTÁRIOS FINAIS

O objeto de estudo da presente dissertação tenciona reproduzir algumas destas condições aqui apresentadas, implementando nas paredes OP_PA, com uma solução de reforço idêntica à usada nas paredes OP_PFR, que será descrito detalhadamente no capítulo 4. Como se viu existem dois sistemas de aplicação de carga, um com carga distribuída (*airbags*), e outro com carga concentrada (atuador hidráulico). Para todos os ensaios descritos a carga axial de compressão foi realizada apenas à data de execução do ensaio, exceção da qual difere o presente trabalho.

Pela comparação de paredes reforçadas com não reforçadas, verificam-se alguns ganhos de caraterísticas de resistência, integridade e proteção que o reforço aplicado nelas pode oferecer. Neste estudo pretende-se melhorar o reforço a aplicar nas paredes OP_PA1, 2 e 3.

4
SOLUÇÃO DE REFORÇO

4.1. PREPARAÇÃO DAS PAREDES

Neste trabalho foram utilizadas as paredes OP_PA1, OP_PA2 e OP_PA3 (Fig.4.1.) que para a correta aplicação do reforço nas paredes de alvenaria era necessário que as mesmas estivessem em bom estado de conservação. As paredes OP_PA1 e OP_PA3 precisaram de intervenção para a melhoria da sua qualidade estrutural, pois apresentavam algumas juntas com falta de ligante.



OP_PA1 OP_PA2 OP_PA3

Fig.4.1 – Paredes antes de serem intervencionadas

A parede OP_PA1R foi completamente desmanchada e reconstruída tendo sido a colocação das pedras graníticas na nova sapata realizada conforme a geometria e posicionamento da anterior, de forma a manter o arranjo e as propriedades estruturais. Em relação à construção desta parede, os elementos graníticos foram devidamente calçados com pequenas "cunhas" de pedra de modo a estabilizá-los, e o interior foi preenchido com argamassa, mistura de saibro e cal aérea ao traço 1:3, e cascalho de granito (Fig.4.2. b), as juntas foram acabadas com o mesmo ligante referido.

No que refere à parede OP_PA2R foi realizado o enchimento do topo com betão armado com uma pequena grelha de varões de aço Ø6mm, orientados com 2 longitudinais (2x1.25m) e 6 transversais (6x0.6m), afim de melhorar a uniformidade do carregamento vertical pelos macacos hidráulicos sobre a parede de alvenaria de pedra.

Relativamente à parede OP_PA3R apenas se retocou as juntas onde aparentavam fissuras, picando-as com alguma profundidade e voltando a preenche-las com a argamassa.



a) b)

Fig.4.2 – a) desmonte e b) reconstrução da parede OP_PA1R.

4.2. REFORÇO DAS PAREDES DE ALVENARIA

4.2.1. APRESENTAÇÃO GERAL DO SISTEMA DE REFORÇO

O sistema de reforço das paredes de alvenaria consistiu na colocação de uma rede plástica sobre as faces do plano da parede, fixando-a através de conetores. À semelhança de trabalhos já realizados neste sentido, como o [1] e [2], de forma a reproduzir melhor a realidade de execução em obra, foram pré-tensionadas as paredes OP_PA2R e OP_PA3R através de macacos planos com 50KN e 140KN, que representam a carga no piso térreo de uma habitação com 2 e 4 andares, respetivamente. Após o carregamento foi colocada a rede e pré-tensionada, para reduzir imperfeições e melhorar uniformemente os esforços na rede (emprego do sistema que se verá mais adiante). Esta pré-compressão da parede face à instalação do reforço apenas foi utilizado neste trabalho sendo que nos trabalhos referidos anteriormente apenas foi realizado na data do ensaio. O esticamento prévio da rede de forma a colmatar falhas foi também uma inovação aplicada relativamente a [1] e [2].

A fixação da rede foi realizada com a colocação de conetores. No final, foi projetada manualmente a argamassa contra a parede chapiscando a mesma primeiro, e depois uma segunda camada de massa para acabamento após presa de pelo menos 1 dia (Fig.4.3.).



Fig.4.3 – Processo de montagem do sistema de reforço, OP_PA2

4.2.2. MATERIAIS USADOS NO REFORÇO

O sistema de reforço como já se referiu é apoiado na resistência à tração que a rede plástica oferece. De seguida, apresenta-se as suas características.

A rede usada foi da marca *Tenax Cintoflex* (www.tenax.net) quadrangular feita em filamentos de polietileno (Fig.4.4.), que apresenta as seguintes características:

Quadro 4.1. – Caraterísticas da Rede *Tenax Cintoflex* (Anexo 2)

Características Mecânicas			Características Físicas		
Resistência Tração longitudinal	3,5	kN/m	Aberturas Longitudinais	16	mm
Resistência Tração Transversal	3,5	kN/m	Aberturas Transversais	19	mm
Extensão de plastificação Longitudinal	15	%	Peso	50	g/m2
Extensão de plastificação Transversal	10	%	Largura do rolo	1	m



Fig.4.4 – Rolo e rede *Cintoflex* da *Tenax*

A fixação da rede à parede foi realizada pelo conjunto buchas plásticas/parafusos e pela argamassa *Reabilita Cal Consolidação* da *Secil* (Fig.4.5.). Esta argamassa é hoje em dia bastante usada para reabilitação de edifícios antigos, pois apresenta características mecânicas idênticas às argamassas originais, boa aderência ao suporte e oferece boa proteção às alvenarias, entre outras. As características da mesma são apresentadas no (Quadro 4.2.). A argamassa utilizada foi produzida em 25-02-2016.

Quadro 4.2. – Características da Argamassa

Produto Endurecido	Valor	Norma
Resistência à Compressão	$Classe\ CS\ II$	EN1015-11
Aderência ao tijolo e bloco/modo de fratura	$0{,}2MPa/B$	EN1015-12
Módulo de Elasticidade	$2000 - 4000N/mm^2$	BS1881-5
Massa volúmica	$1750 \pm 50Kg/m$	EN1015-10



Fig.4.5 – Saco de Argamassa Reabilita Cal Consolidação Da Secil

As buchas plásticas usadas são polietileno que se mostram adequadas à fixação de painéis regulares e irregulares. Estas buchas possuem uma cabeça achatada e flexível com um diâmetro aproximado de 7cm, que permite criar uma boa área de contacto à rede facilitando uma correta fixação da mesma à parede. A sua flexibilidade mostra-se ideal para superfícies rugosas/irregulares (como o caso), e o seu aperto é realizado através de um parafuso zincado de classe de aço C1018-C1022 [1], (Fig.4.6.).



Fig.4.6 – Bucha plástica de fixação e parafuso

4.2.3. DIMENSIONAMENTO DA REDE

A quantidade de rede aplicada no reforço das paredes de alvenaria de pedra foi a mesma que aplicada na dissertação de Diogo Marques em [1]. Consistiu em duas camadas de malha de rede *Cintoflex* da marca *Tenax* por face da parede, com dispensa de uma delas a meia altura visto que os esforços diminuem em altura. Esta rede vem em rolos de 1,00m, e a face da parede tem 1,30m. Sendo assim optou-se pelo esquema de sobrepor a mesma na zona central com 0,50m, ficando 0,10m para cada topo (lateral) da parede como ilustra a (Fig.4.7.).

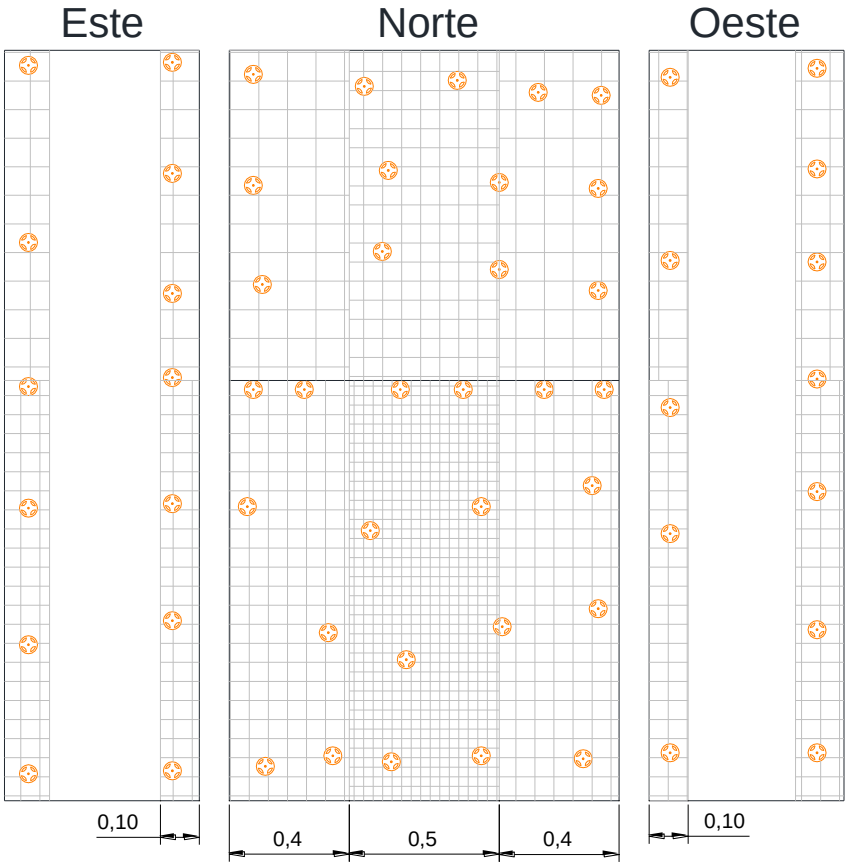


Fig.4.7 – Esquema de aplicação da rede usado nas paredes de alvenaria de pedra

Atendendo às propriedades da rede *Cintoflex* e à geometria da parede os seguintes cálculos simples permitem estimar o valor do momento resistente expectável para os diferentes níveis de carga axial, considerando a resistência à tração da rede (3,5kN/m) indicado no (Quadro 4.1.)

Admitindo para este tipo de alvenaria um peso volúmico de 21kN/m^3 o peso total da parede vem segundo a equação (4.1.).

$$Peso\ da\ parede\ de\ alvenaria\ \cong 21{\times}0{,}65{\times}1{,}30{\times}2{,}50\ \cong 44kN \qquad (4.1.)$$

Supondo um braço do binário resistente de $0{,}9.h$, onde h é a espessura da parede, obtêm-se o valor do momento resistente na base pela rede descrito na equação (4.2.).

$$Momento\ resistente\ com\ 2\ malhas\ de\ rede\ \cong 2.[0{,}9{\times}0{,}65.(1{,}30{\times}3{,}5)]\ \cong 5{,}32kN.m \quad (4.2.)$$

Para a estimativa do valor do momento estabilizador relativo ao peso próprio da parede para deslocamentos pequenos é dado pela força do peso próprio por metade da espessura da parede, equação (4.3.) refere-se sem adição de esforço normal.

$$Momento\ estabilizador\ devido\ à\ peso\ da\ parede\ \cong 44\times\frac{0{,}65}{2}\cong 14{,}3kN.m \qquad (4.3.)$$

No limite os valores máximos do momento resistente tomam os valores do (Quadro 4.3).

Quadro 4.3. – Estimativa do momento (kN.m) resistente das paredes reforçadas, na sua seção da base

Parede de alvenaria reforçada	OP_PA1R	OP_PA2R	OP_PA3R
Momento resistente (kN.m)	19,6	35,9	65,1

4.2.4. DIMENSIONAMENTO DOS CONETORES

Os conetores têm como função fixar a rede em questão à parede de alvenaria, através da cabeça achatada da bucha de *nylon*, e do aperto do parafuso zincado nos furos que foram feitos. Atendendo que é irrelevante a resistência ao corte das buchas plásticas, sobra só a dos parafusos, e foi sobre esta que se trabalhou para o cálculo da quantidade necessária de conetores.

Sabendo da informação do fornecedor que o material é aço C1018-C1022, e que são parafusos com cabeça de Ø6mm possuem um diâmetro na zona mais delgada de Ø3,30 mm.

$$C1018=\begin{cases} fu=440MPa \\ fy,02=370MPa \end{cases}$$

$$C1022=\begin{cases} fu=470MPa \\ fy,02=330MPa \end{cases}$$

Admitindo o valor de resistência à tração máxima de 330MPa dos parafusos zincados, a força resistente ao corte de cálculo de um parafuso ($Fv_{,rd}$) é de 1,08kN e vêm segundo a equação (4.4.) e (4.5.).

$$Fv_{,rd}\times 1{,}5=\frac{1}{\sqrt{3}}\times fy,02\times As \qquad (4.4.)$$

$$Fv_{,rd}=\frac{1}{1{,}5}\times\frac{1}{\sqrt{3}}\times 330\times\frac{\pi\times 3{,}3^2}{4}=1{,}08KN \qquad (4.5.)$$

A força resistente de tração na rede é 4,55kN por comprimento de parede, que associada às duas malhas colocadas na zona inferior oferece um total (de 9,1kN em que 1,3m é largura da parede e 3,5kN/m é o valor de referência da resistência à tração da rede, não sujeita a coeficientes de segurança para se poder assumir o valor mais aproximado da realidade ou mais provável dela quando é máxima a tração.

$$Ft_{,rd}=Ft\times l\ =3{,}5\times 1{,}3=4{,}55kN \qquad (4.6.)$$

$$Ft_{,rd}=3{,}5\times 1{,}3\times 2=9{,}1\ KN \qquad (4.7.)$$

Se admitirmos que 50% da força é ainda fixada à parede através da argamassa de reboco, os restantes 50% são seguros através dos conetores obtém-se o valor de n, número de conetores por largura:

$$n = \frac{Ft_{,rd}}{Fv_{,rd}} \times 50\% = \frac{9{,}1}{1{,}08} \times 0{,}5 = 4{,}21 \implies 4/5\ conetores\ por\ lagura \qquad (4.8.)$$

Este cálculo é realizado de uma forma muito simples, sendo que o valor exato dos conetores exigiria a avaliação do esforço rasante com uma dada distribuição de carga compatível com o momento resistente na base da parede.

A disposição destes conetores foi conforme apresenta a (Fig.4.8.), tendo em atenção que a sua fixação realizada num elemento rígido como são as pedras, e não nas juntas da parede de alvenaria.



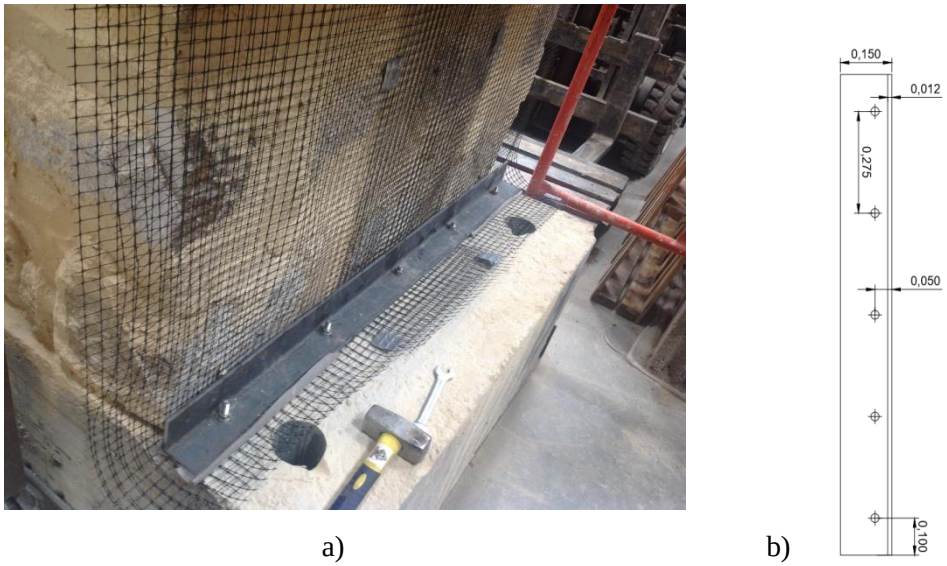
Fig.4.8 – Disposição dos conetores na parede OP_PA2R Face Norte

4.2.5. DIMENSIONAMENTO DA ANCORAGEM À SAPATA

A ancoragem da rede à sapata foi realizada por uma cantoneira em L de abas iguais 150x150x12mm e com 1.30m de comprimento, de modo a cobrir a face da parede. A cantoneira ficou amarrada à sapata através de 5 parafusos Ø12mm e respetivas porcas, espaçados de 275mm (Fig.4.9. a). Os parafusos foram fixados em furos de cerca de 8cm de profundidade. Sendo 5 parafusos, o aperto é mais que suficiente para criar uma força de atrito capaz de segurar a rede à ancoragem (Fig.4.9. b).

Este tipo de ancoragem foi realizado para simular uma boa fixação da rede à base da parede, sendo este método aplicável no caso de laboratório. Contudo, numa situação de obra nem sempre será possível ou necessário realizar desta forma dependendo do tipo de construção. Atendendo à forma de como as fundações das paredes de alvenaria de pedra são produzidas (capitulo 2) uma solução possível, como foi sugerida no trabalho [24], consiste em descobrir as fundações dos dois lados da parede para que sejam inseridas duas vigas de betão armado. Ainda assim a base da parede é picada ligeiramente para

que o betão adira corretamente à alvenaria/rede, criando assim um bom sistema de ancoragem do reforço (Fig.4.10.).



a) b)

Fig.4.9 – Ancoragem realizada nas 3 paredes

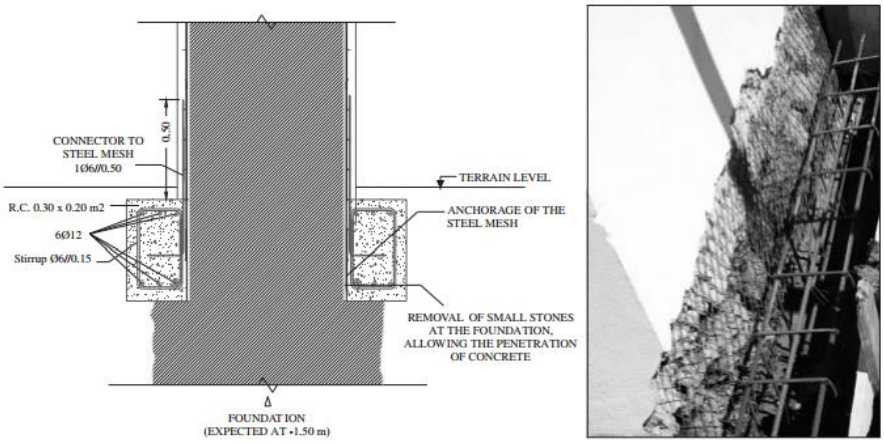


Fig.4.10 – Sistema de ancoragem usado *in situ* [24]

4.2.6. PROCESSO DE MONTAGEM DA SOLUÇÃO DE REFORÇO

Para a realização do reforço nas faces das 3 paredes de alvenaria de pedra começou-se pela corte da rede *Cintoflex,* com largura de rolo 1m, por 4 segmentos de 3m de comprimento, que vinham a dar 2 malhas de rede sobrepostas. Atendendo a que a parede tem 1,30m de largura, uma malha só se sobrepõe lateralmente 0,50m à outra (Fig.4.11.) ficando para cada um dos topos 0,10m.



Fig.4.11 – Malha de rede *Cintoflex*

As malhas foram previamente esticadas antes de serem aplicadas na parede. Com o recurso a pequenos pedaços de fita-cola forte foi possível mantê-las com a geometria pretendida para a fácil aplicação da mesma nas paredes de alvenaria. Porém o objetivo do reforço pretendido era que estas malhas ficassem o mais uniformes possível, pelo que ainda se procedeu a outro esticamento recorrendo a um tubo em que o excesso de rede foi enrolado e mantido esticado com recurso a uma manivela e travão de fixação, permitindo assim ajustar bem e definitivamente a rede à parede (Fig.4.12.).

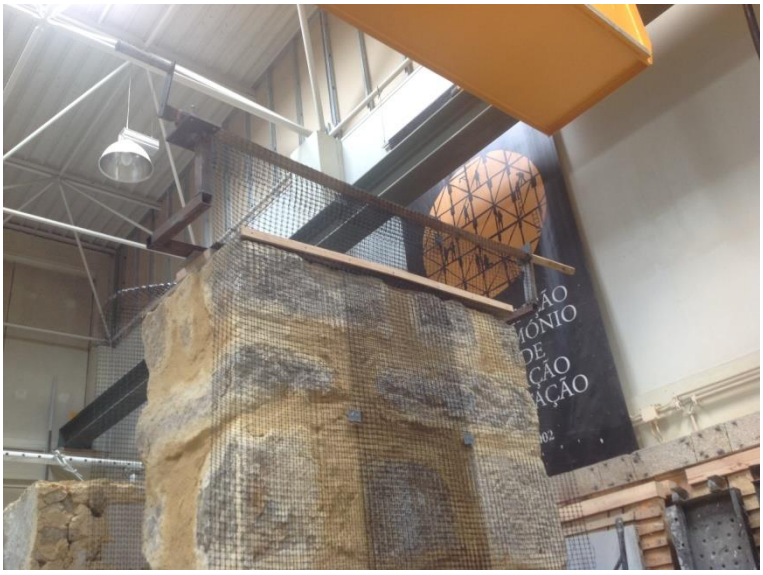


Fig.4.12 – Esquema de rolo com manivela que se usou para o esticamento da rede

Na ancoragem inferior, como já foi referido colocou-se uma cantoneira em L de abas iguais, aparafusada à sapata com bucha química. O processo consistiu em criar 5 furos com 8cm de comprimento e 14mm de diâmetro, limpar e aspirar os mesmos para a bucha química aderir corretamente, para de seguida se inserir um varão roscado de Ø12mm (Fig.4.13. a). Com a bucha química seca colocou-se a rede em volta dos parafusos para melhorar a aderência da ancoragem, aplicou-se ainda uma borracha na zona

entre a rede e cantoneira pois o perfil metálico apresenta uma aresta bastante viva, que poderia provocar o corte da rede quando tracionada, desligando a malha da ancoragem (Fig.4.13 b).



a) b)

Fig.4.13 – a) colocação dos parafusos roscados na sapata, b) colocação da borracha na aresta do perfil L

Após assente e esticada a rede, esta foi fixada à parede com o recurso aos conetores, através do conjunto bucha de *nylon* e parafuso zincado que conseguem fixar uma boa área da malha plástica (Fig.4.14. a). A cabeça achatada e deformável da bucha é uma mais-valia à aderência rede/parede, pois os elementos graníticos nem sempre são regulares e com a flexibilidade dela consegue fixar uma maior área em zonas mais irregulares reduzindo a tensão de corte da rede plástica graças à área de contacto rede/conetor.

O número de conetores na parede de alvenaria de pedra, foi de 4 a 5 por largura. Os conetores ficaram fixados nos elementos graníticos e não nas juntas, para que a força de corte tenha reação adequada. Normalmente cada elemento granítico ficou com 1 ou 2 conetores tendo em conta o seu comprimento, à exceção da zona de meia altura em que houve dispensa de uma malha de rede (Fig.4.14. b).



a) b)

Fig.4.14 – a) exemplo de uma zona irregular dos elementos graníticos ajustados com mais conetores, b) dispensa da malha a meia altura

Para complementar o reforço aplicou-se o reboco da argamassa pré-doseada apropriada para uso em alvenaria de pedra, pois apresenta uma boa plasticidade o que é útil para solicitações que obriguem maiores deslocamentos, face a ligantes como o cimento que são muito mais rígidos.

A argamassa *Reabilita Cal Consolidação* da *Secil*, foi aplicada em duas fases, o chapisco e o enchimento. Antecipadamente a parede foi molhada para que o chapisco pudesse aderir melhor, pois o pó de pedra que existia nela poderia afetar a aderência. O chapisco foi realizado com 1 dia de antecedência em relação à segunda fase (enchimento), para que a argamassa pudesse aderir corretamente à parede.

A quantidade de água para fazer a argamassa foi a recomendada pelo fornecedor, i.e. 3,5-4 litros de água limpa por saco de 25kg, embora para se efetuar o chapisco tendo sido necessário um pouco mais, de forma a que se pudesse projetar a argamassa manualmente e que a mesma aderisse à parede.

Procurando que a espessura de enchimento fosse a mais homogénea possível, deu origem à distribuição/utilização da argamassa nas paredes (Quadro 4.4.).

Quadro 4.4. – Argamassa conferida a cada parede.

Parede	OP_PA1R	OP_PA2R	OP_PA3R	Total
Sacos/uso Chapiscar	4	5	5	14
Sacos/uso Acabamento	9	9	7	26
Sacos usados	13	14	13	40

A data de fabricos destes sacos pela Secil foi 25-02-2016

Foram realizados moldes desta argamassa de cada uma das faces Norte/Sul das paredes de alvenaria de pedra, para posteriormente serem ensaiadas e conhecer as suas caraterísticas físicas, totalizando 6 provetes de argamassa de reboco por parede.



Fig.4.15 – Moldes de Argamassa de Cal

Nos casos em que houve carga vertical adicional, caso das paredes OP_PA2R (50kN) e OP_PA3R (140kN), o processo de carregamento foi realizado com recurso a macacos planos. Este procedimento foi realizado anteriormente à execução do reforço nas paredes, pois a ideia do mesmo é simular a carga já instalada num edifício de 2 e 4 pisos num troço de secção 1.30m e com um pé-direito de 2,50m, para que um reforço deste género fosse aplicado. É importante esta imposição devido ao facto que após colocação da rede e reboco, para que o reboco aramado não fique pré-comprimido antes do ensaio,

perdendo eficácia, de modo a que se simule corretamente a realidade num sistema de aplicação deste género.

A realização deste pré-esforço procedeu-se com recurso a 3 macacos planos a fazer reação contra um perfil HEB200 que por sua vez transmitia os esforços por dois varões (*dywidag*) laterais à sapata da parede comprimindo a parede em questão (Fig.4.16 à esquerda).

Os esforços realizados pelos macacos planos foram controlados através de células de carga presentes nos varões de aço para que se obtivesse a carga pretendida. O alinhamento axial da carga foi garantido por rótulas nas extremidades dos varões. Sob os 3 macacos planos foi colocada uma placa de aço com uma espessura de 2,5cm para que a carga se mantivesse o mais uniforme possível em toda a secção.

A geometria dos macacos planos é um semicírculo alongado (Fig.4.16 à direita) com diâmetro aproximado de 300mm com um valor máximo de pressão para utilização de 70bar. A pressão instalada para a parede com maior carga (140kN) foi cerca de 9bar.



Fig.4.16 – Esquema de pré-esforço utilizado como os macacos planos.

4.3. CARATERÍSTICAS DOS MATERIAIS USADOS NO REFORÇO

De modo a conhecer melhor o comportamento dos materiais usados na solução de reforço, foram realizados alguns ensaios.

As amostras testadas foram a argamassa de reabilitação (Argamassa de Reabilitação Cal Consolidação, *Secil*), associada à rede plástica *Cintoflex* e argamassa de enchimento das paredes de alvenaria de pedra (utilizado na reparação da parede OP_PA1R) elaborado no laboratório com cal e saibro.

4.3.1. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA REABILITA CAL CONSOLIDAÇÃO

Com a intenção de conhecer melhor esta argamassa, foram realizados ensaios segundo a norma EN1015-11 na prensa do Laboratório de Betão Estrutural da FEUP (LABEST). O ensaio consistiu na flexão dos provetes (Fig.4.17.) seguido de um par de ensaios de compressão nas duas metades de cada provete.

Os blocos de argamassa para teste possuíam diversas datas de cura, todas elas superiores a 30 dias. O seguinte (Quadro 4.5) ilustra as datas de fabrico dos provetes de argamassa (data do reboco de cada parede), e a da realização do ensaio dos mesmos, bem como a sua quantidade para cada parede de alvenaria.

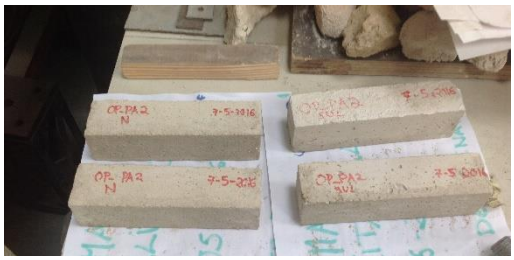


Fig.4.17 – Provetes de argamassa Reabilita Cal Consolidação

Quadro 4.5 – Provetes de argamassa ensaiados

Provete	Data Fabrico	Data Ensaio	Quantidade	Dias
OP_PA1R	16-05-2016	28-06-2016	2	43
OP_PA1R	16-05-2016	09-08-2016	4	85
OP_PA2R	07-05-2016	09-06-2016	2	33
OP_PA2R	07-05-2016	28-06-2016	2	52
OP_PA2R	07-05-2016	29-07-2016	2	83
OP_PA3R	17-05-2016	02-08-2016	6	77

Atendendo ao (Quadro 4.5) dividiu-se os ensaios em dois tempos de cura, para 40 dias e 80 dias, valores aproximados para se averiguar que influência pudesse ter o tempo de cura nas caraterísticas de resistência.

4.3.1.1. Ensaio de Flexão

A partir dos 18 provetes de argamassa de cal, 6 foram ensaiados como data de 40 dias de cura associados a 2 conjuntos de provetes relativos à parede OP_PA1R e 4 conjuntos da parede OP_PA3R, cujos os resultados do ensaio à flexão apresentam-se na (Fig.4.18.).

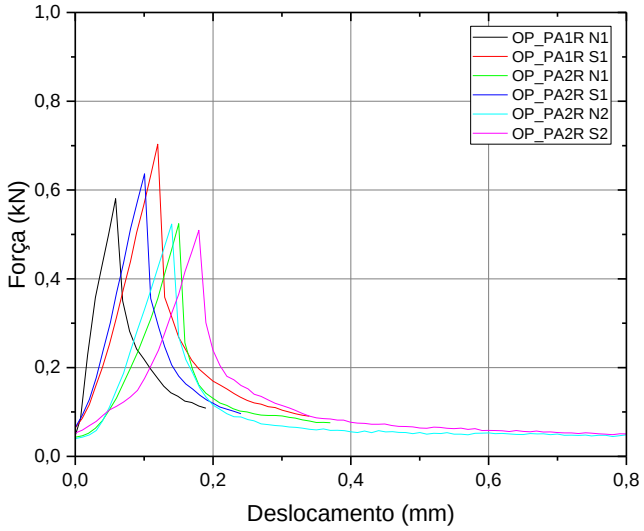


Fig.4.18 – Resultados dos ensaios à flexão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 40dias

Os restantes 12 provetes foram identificados com tempo de cura de 80 dias aproximadamente, e os resultados do respetivo ensaio à flexão estão apresentados na (Fig.4.19.).

Na seguinte (Fig.4.19.), como se pode visualizar, os ensaios de 3 provetes de argamassa OP_PA3RS1 OP_PA3RS2 e OP_PA3RS3 (N e S referentes à face da parede de onde argamassa pertencia, norte e sul respetivamente) obtiveram os seus resultados movidos para valores maiores de deslocamento, algo que se deve ao facto da acomodação da máquina aos provetes, mas algo que não reflete nos valores da força resistente.

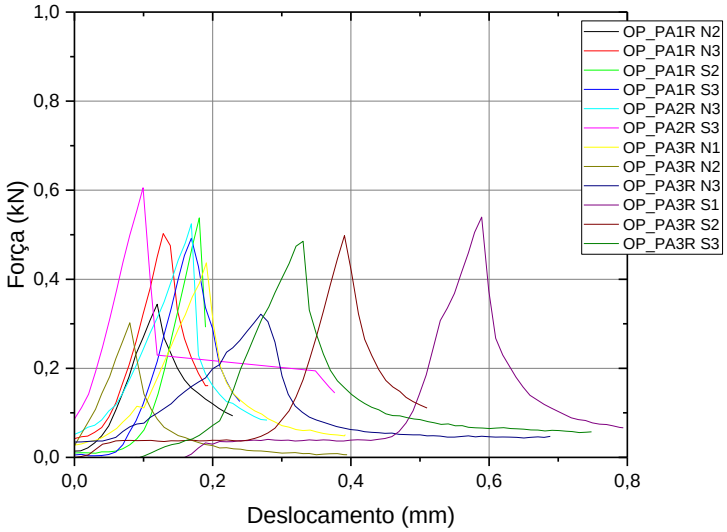


Fig.4.19 – Resultados dos ensaios à flexão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 80dias

Da análise dos dois gráficos apresentados obteve-se os dados que são listados no (Quadro 4.6)

Quadro 4.6 – Resultados do ensaio à flexão

Data dos provetes aproximadamente	Força Máxima (kN)	Força Máxima Média (kN)	Desvio (kN)	$\delta(\%)$	Tensão Máxima de Tração (MPa)
40dias (6 amostras)	0,7032	0,5796	0,077	13,28	1,36
80dias (12 amostras)	0,6054	0,4684	0,096	21,27	1,09
Todas (18 amostras)	0,7032	0,5054	0,103	20,52	1,18

Como se pode visualizar os valores de força máxima têm uma pequena variação de cerca de 0,1kN que se deve a duas amostras com melhor resistência (aos 40dias) o que não deverá ser tomado como significativo. Em média o valor de força de rotura ronda 0,50kN que corresponde a uma resistência de tração na ordem dos 1,18MPa. De salientar que os provetes com superior tempo de cura, sofreram uma passagem por meses de maior calor (junho e julho), tendo uma dissipação de água ainda maior, podendo ser um fator de contributo de explicação dos resultados.

4.3.1.2. Ensaio de Compressão

Como foi referido estes ensaios seguiram a norma EN1015-11, pelo que após o teste de flexão de um bloco de argamassa retiram-se dois meios prismas que foram então ensaiados à compressão.

Do mesmo modo optou-se pela divisão do tempo de cura para 40dias e 80dias, as (Fig.4.20) e a (Fig.4.21) mostram os resultados obtidos respetivamente.

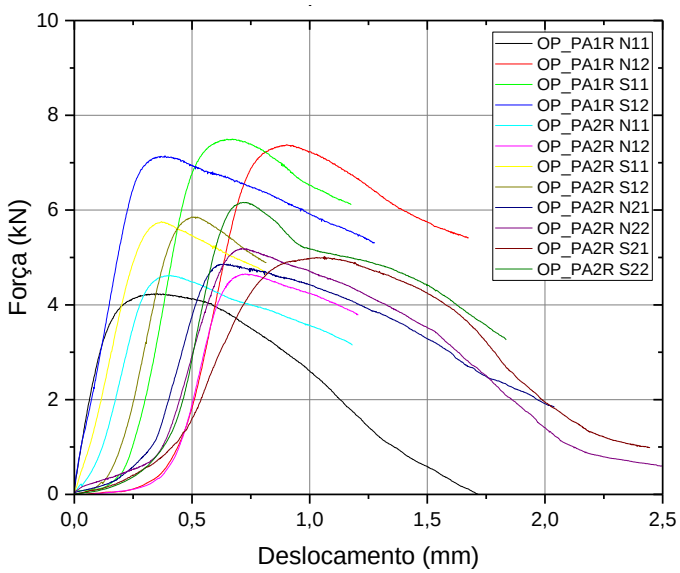


Fig.4.20 – Ensaios de compressão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 40dias

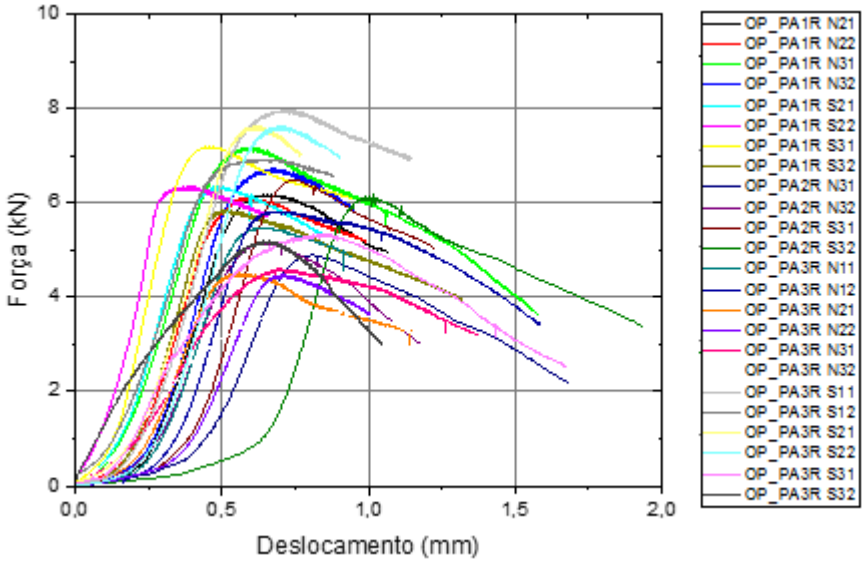


Fig.4.21 – Ensaios de compressão dos provetes de argamassa para o tempo aproximado de 80dias

Da análise dos gráficos apresentados elaborou-se o (Quadro 4.7.) com algumas caraterísticas dos mesmos. A força resistente à compressão dos blocos (seção 0,04x0,04m^2) encontra-se no valor médio de 5,9kN com um desvio de 1,1kN (18%) o que significa uma tensão resistente à compressão de 3,7MPa.

Quadro 4.7 – Resultados do ensaio à compressão

Data dos provetes aproximadamente	Força Máxima (kN)	Força Máxima Média (kN)	Desvio (kN)	δ(%)	Tensão Resistente de Compressão (MPa)
40dias	7,500	5,823	1,035	17,76	3,64
80dias	7,973	5,998	1,122	18,71	3,75
Todos	7,973	5,892	1,120	18,98	3,69

Como se pode constatar as diferenças do tempo de cura não refletem com grande importância os valores de resistência dos blocos de argamassa, quer de flexão quer de compressão.

De reter dos ensaios realizados o valor obtido da resistência à tração é de 1,18MPa e o de compressão é de 3,7MPa.

4.3.2. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA DE ENCHIMENTO DA PAREDE OP_PA1R

A necessidade da reconstrução da parede OP_PA1R, requereu argamassa de enchimento e tal como as restantes paredes 2 e 3, esta foi produzida com um material argiloso (saibro) e cal aérea ao traço 1:3 o que representa o ligante utilizado antigamente nas paredes de alvenaria de pedra.

Tal como nos ensaios de resistência da argamassa Reabilita Cal Consolidação, *Secil*, o mesmo se efetuou para estes provetes desta argamassa, seguindo a norma EN1015-11. Foram então testados 6 provetes deste material com data de fabrico 07-05-2016 e ensaio dia 02-08-2016 o que corresponde a 87 dias de cura.

4.3.2.1. Ensaio de flexão

A (Fig.4.23) mostra os resultados do ensaio à flexão, com força aplicada em função do deslocamento para obtenção dos valores de resistência à tração por flexão observando-se valores de cerca de metade dos da argamassa pré-doseada.

Da visualização da (Fig.4.23.) evidência que existiram acomodações da máquina aos provetes ocorrendo uma translação dos deslocamentos efetivos dos provetes. A amostra AE6 por algum defeito, não apresenta rotura, pelo que não é equacionada nos resultados de flexão do (Quadro 4.8.).

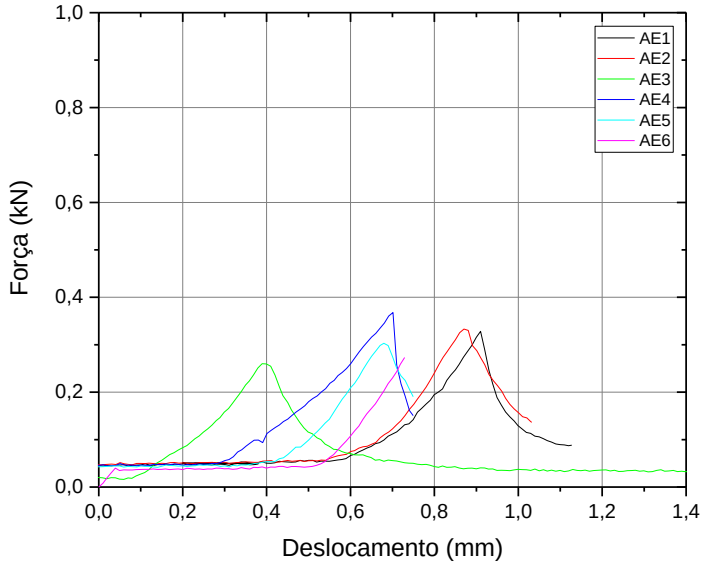


Fig.4.22 – Resultados de ensaio à flexão da argamassa de enchimento

4.3.2.2. Ensaio de compressão

A (Fig.4.24.) mostra os resultados do ensaio à compressão.

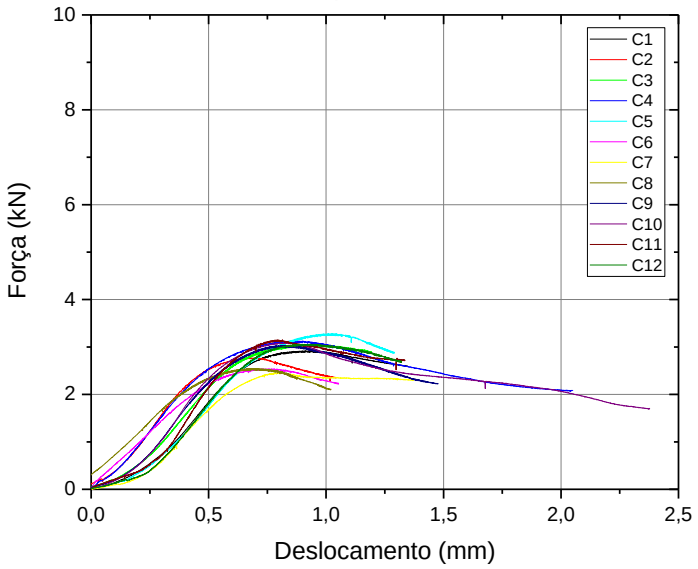


Fig.4.23 – Resultados de ensaio à compressão da argamassa de enchimento

Analisando os dados do gráfico de flexão e compressão resumem-se algumas caraterísticas no (Quadro 4.8) que mostram o valor de resistência à tração por flexão ser de 0,74MPa e o de compressão atingir o valor de 1,83MPa. Mostra claramente que os valores de resistência são inferiores para a argamassa de cal aérea relativamente à argamassa Reabilita cal Consolidação da *Secil*, que evidência acréscimos de 100% para o valor de compressão e de 60% para o valor resistente à tração, confirmando a boa aplicabilidade da argamassa de reforço.

Quadro 4.8 – Resultados dos ensaios

	Força Máxima (kN)	Força Máxima Média (kN)	Desvio (kN)	$\delta(\%)$	Tensão Resistente (MPa)
Flexão	0,368	0,318	0,04	12,55	0,74
Compressão	3,284	2,921	0,31	10,76	1,83

4.3.3. CARATERIZAÇÃO DA ARGAMASSA ARMADA

A solução de reforço em estudo nesta dissertação passa pelo complexo argamassa de cal armada através da rede *Cintoflex* em polietileno da *Tenax*. (Anexo2). De forma a compreender melhor o comportamento desta argamassa armada, foram produzidos 12 provetes com este material para virem a ser testados em tração.

Estes 12 provetes, foram divididos por 2 conjuntos de 6, por apresentarem espessura diferente. Identificou-se por série A o conjunto com espessura de 3cm e por B os de espessura 1,5cm, sendo ambos produzidos na mesma data 06-06-2016. Esta diferença das espessuras atende à necessidade de realizar

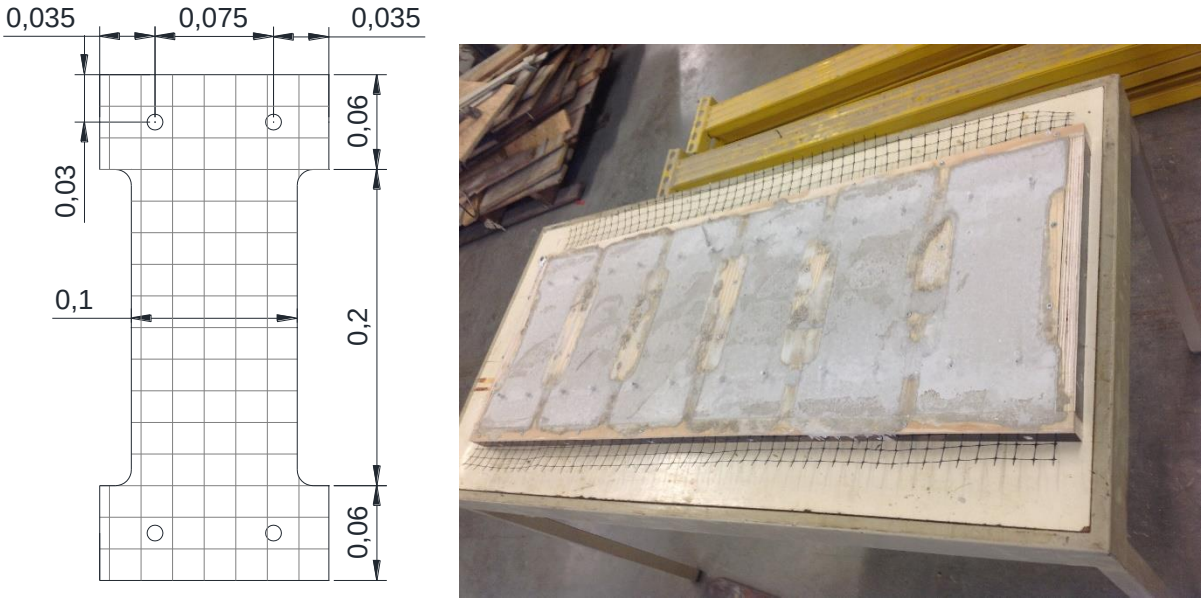
comparações com o estudo anterior [1], em que o reboco foi mais espesso, pelo que na situação do presente estudo o mesmo foi bastante mais fino.

Para a realização dos provetes necessitou-se de 1,5 sacos de argamassa Reabilita Cal Consolidação usando 4litros por saco (25kg). Após a colocação da argamassa a mesma foi vibrada com recurso a uma mesa vibratória para eliminar as imperfeições.

Como estes provetes foram realizados com recurso a 4 porcas neles embebidos, as mesmas foram fixadas ao molde através de parafusos, que vieram a ser retirados após 2 dias do fabrico da argamassa. Os provetes foram totalmente desmoldados após 10 dias da sua produção.

Os ensaios foram realizados na máquina de tração do Laboratório de Betão Estrutural da FEUP (LABEST), tendo sido iniciados no dia 21-07-2016 e finalizados no dia 25-07-2016. O tempo médio de cura foi de 47 dias.

A configuração geométrica dos provetes de argamassa armada foi realizada conforme mostra a (Fig.4.24 a), à semelhança do já realizado por Diogo Marques em [1]. A (Fig.4.24. b) apresenta os provetes finalizados ainda no seu molde de madeira e a (Fig.4.25.) despois da retirada dos moldes.



a) b)

Fig.4.24 – a) Gemetria do provete usado, b) molde e provetes usados (série B)

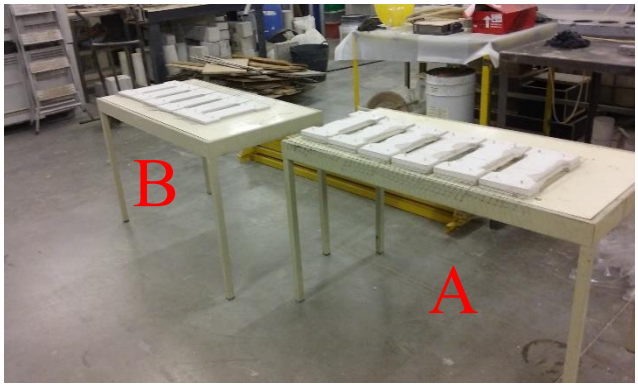
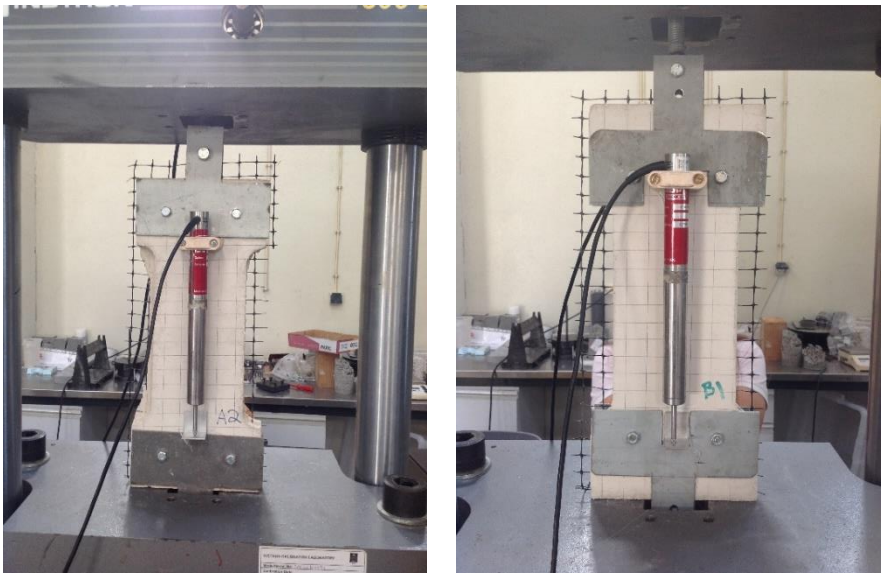


Fig.4.25 – Provetes usados (série B esquerda e série A direita)

4.3.3.1. Ensaio de tração

O ensaio de tração foi realizado no LABEST através da prensa hidráulica em tração com uma velocidade de movimento de 20mm/min. Os provetes foram fixados a um conjunto de 2 pares de chapas metálicas em forma de T aparafusadas às porcas previamente embebidas no provete. A medição dos deslocamentos foi realizada mediante a 2 LVDT's de mola colocados no troço mais estreito do provete, e o registo da força exercida através de uma célula de carga colocada na parte superior da prensa aparafusada de modo a ter reação por compressão. Estas medições foram também realizadas com aparelho interno da prensa hidráulica.

A (Fig.4.26.) ilustra o *setup* utilizado no ensaio provestes.



a) b)

Fig.4.26 – *Setup* utilizado para o ensaio de tração, a) série A e b) série B

Os resultados dos ensaios são apresentados na (Fig.4.27.) para a série A e (Fig.4.28.) para série B. Atendendo que a parte onde ocorreram as fissuras e consequentes aberturas se localiza na zona mais

estreita do provete, como seria de esperar, e a mesma apresenta uma largura de 0,1m a força nos gráficos vêm para essa de largura. No entanto na zona central a rede não apresenta ter os 0,1m de largura, possuindo sensivelmente 0,14m. Segundo ensaios realizados por Diogo Marques [1], a esta rede, *Cintoflex*, possui uma força de tração resistente máxima de 5,25kN/m (superior às tabelas técnicas) na sua direção de fabrico. A colocação da rede quer nos provetes argamassa armada, quer no reforço das paredes, foi sempre no sentido de criar trações na rede na sua direção de fabrico. Neste caso os provetes de argamassa armada possuíram sensivelmente uma largura de rede de 0,14m o que originaria, em termos teóricos, uma força tração resistente da rede de 0,735kN, representada nas figuras, a vermelho tracejado (R.rede).

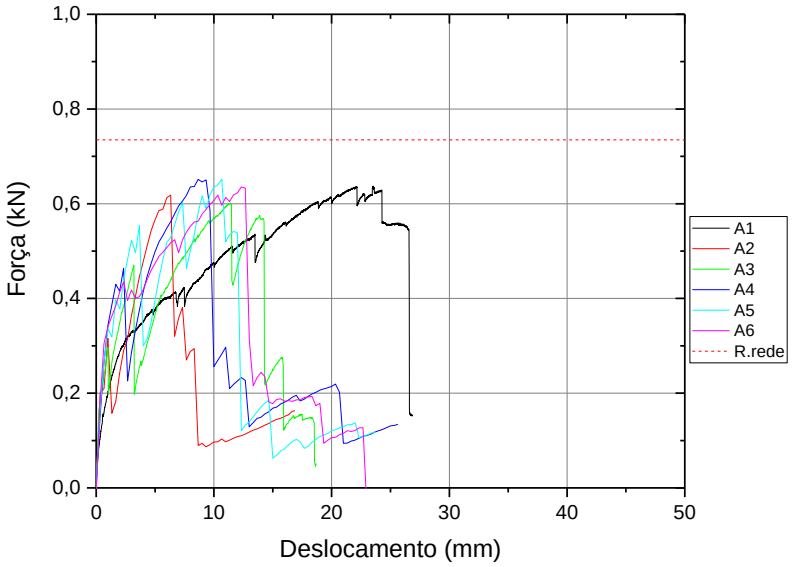


Fig.4.27 – Resultados do ensaio de tração dos provetes série A

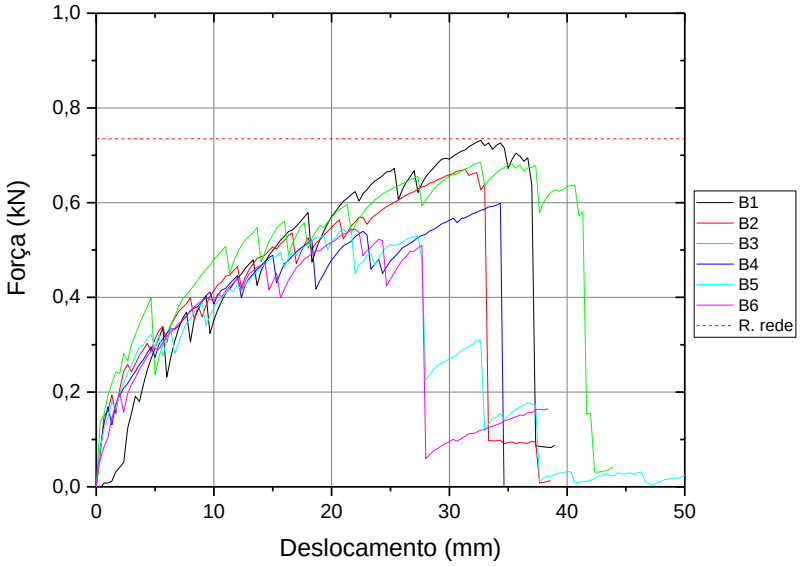


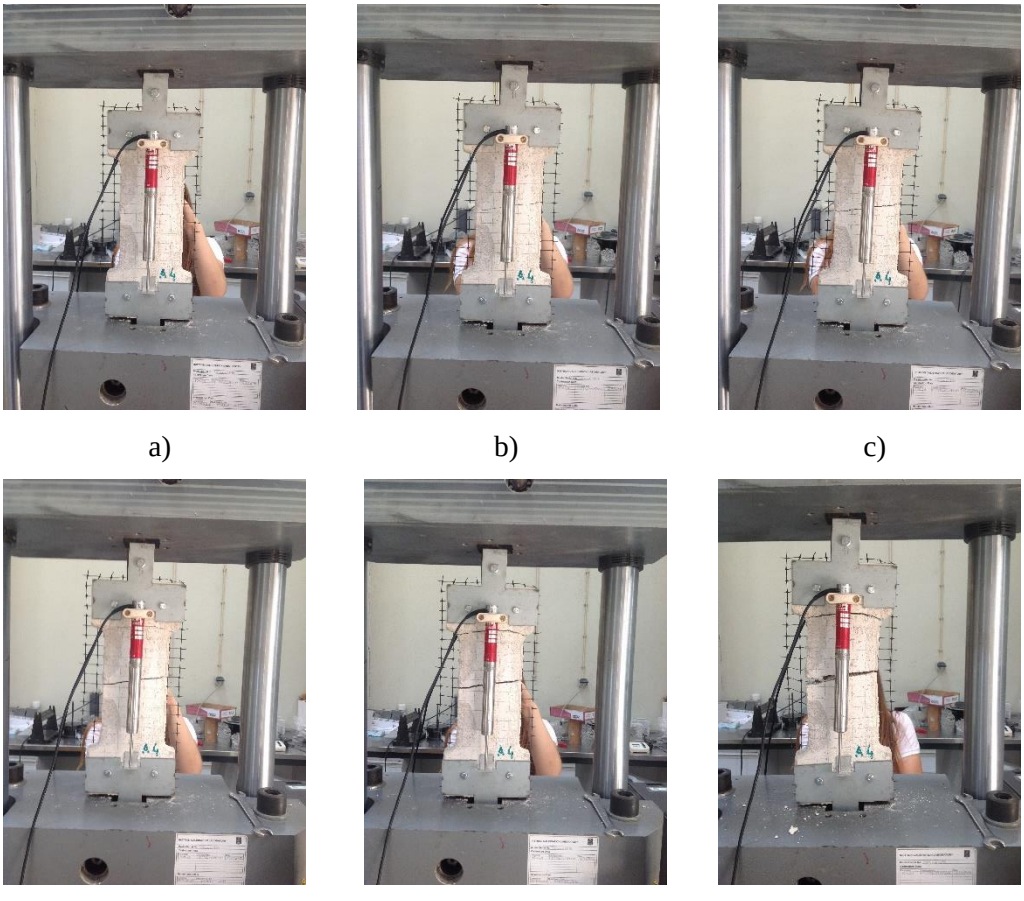
Fig.4.28 – Resultados do ensaio de tração dos provetes série B

De referir que a diferença apresentada numa das amostras da série A propriamente a (A1), que evidenciou rotura para um deslocamento de 25mm, deve-se a uma velocidade de execução do ensaio diferente das restantes amostras, sendo esta 33 vezes inferior (0,6mm/min). A diferença observada sugere influência na formação de rotura final e das sucessivas formações de fendas, alterando o valor de rigidez.

Da análise dos gráficos das duas séries resulta o (Quadro 4.9) que mostra que a força máxima média de tração da argamassa com rede é de 0,63 kN, que por metro seria aproximadamente 4,5kN/m.

Os provetes da série A atingem os valores de esforço máximo para deslocamentos mais pequenos que os da B pois o padrão de rotura da argamassa na série A foi de poucas fendas (Fig.4.29.) localizadas na zona mais estreita do provete até o início da rotura da rede, enquanto que na série B, como mostra a (Fig4.30), estes apresentam várias fendas antes de iniciar-se a rotura da rede *cintoflex*.

Os picos que se visualizam nos gráficos para deslocamentos pequenos (5mm para a série A, 3mm para série B) referem-se anteriores à fissuração da argamassa enquanto para os restantes deslocamentos, esses picos são a fendilhação da argamassa, provocando a quebra da resistência, continuando a esticar volta a ocorrer um ligeiro acréscimo de resistência, e consequente rotura, continuando-se a repetir até a uma rotura total, em que os filamentos da rede começam a ser quebrados.



a) b) c)

d) e) f)

Fig.4.29 – Ensaio de tração do provete da série A sequência de a) a f), neste caso do provete A4

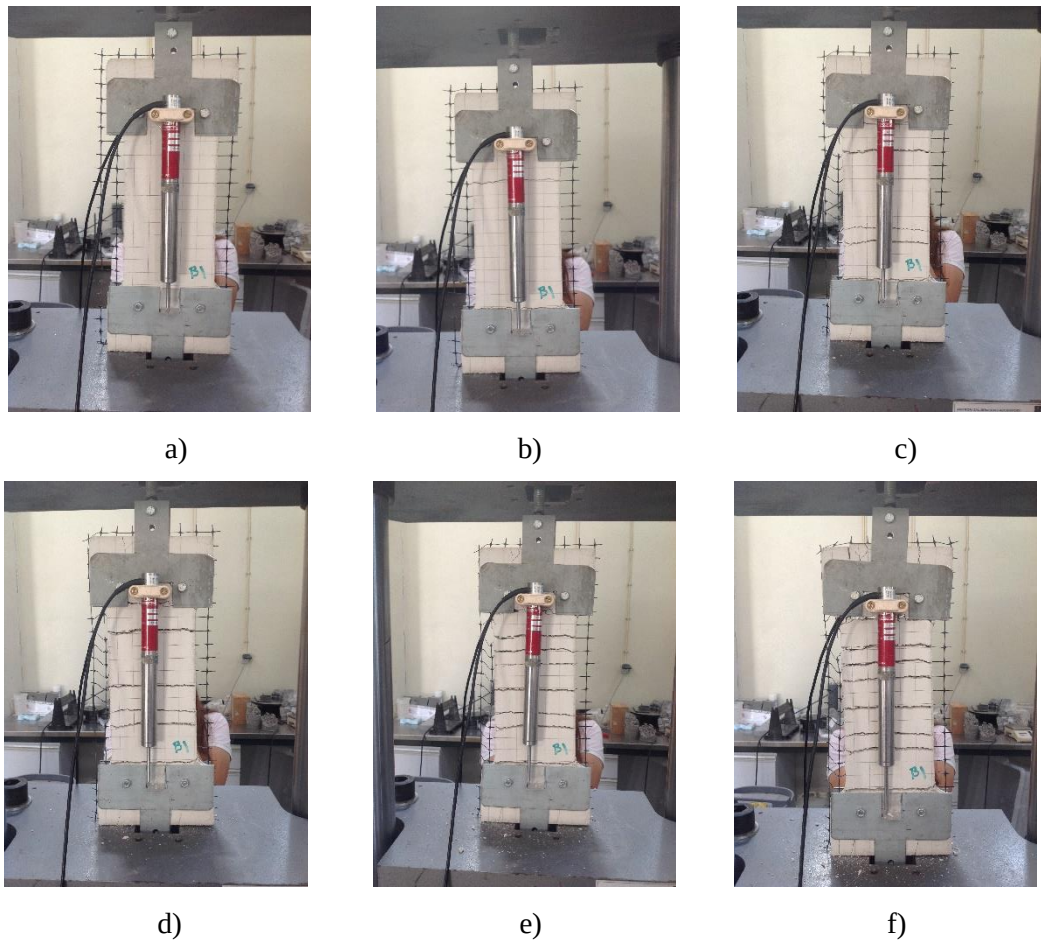


Fig.4.30 – Ensaio de tração do provete da série B sequência de a) a f), neste caso B1

O (Quadro 4.9) apresenta o resumo dos resultados a em termos da resistência obtida pelo conjunto argamassa rede, embora estes valores sejam os esforços máximos que se devem à rede no seu estado último.

Quadro 4.9 – Resultados do ensaio de tração dos provetes de argamassa armada

Argamassa Rede	Força Máxima (kN)	Força Máxima Média (kN)	Desvio (kN)	$\delta(\%)$
Série A	0,652	0,63	0,02	3,10
Série B	0,732	0,63	0,07	12,48

De forma a ter uma noção geral do comportamento dos provetes de argamassa aramada, realizou-se uma estimativa dos valores de rigidez incial, e fendilhada/fissurada (Quadro 4.10.).

Quadro 4.10 – Estimativas da rigidez inicial e fendilhada das amostras A e B

Argamassa Rede	Rigidez inicial (kN/m)	Rigidez fendilhada (kN/m)
Série A	120	14
Série B	90	15

Comparando os resultados obtidos com anteriores realizados por Diogo Marques na sua dissertação [1], que foram assumidos como série X no (Quadro 4.11.), mostram que houve diferenças quer no valor de força máxima de tração registada quer no valor de alongamento máximo. Os valores obtidos do alongamento são um pouco suscetíveis de erro, como se já viu o provete A1 teve idêntica força de rotura à tração, mas muitíssimo maior deslocamento de rotura, pelo que a fragilidade deste tipo de argamassa pode promover variados valores de extensão.

No que refere aos valores de força máxima que estão maioritariamente associados ao comportamento da rede, verifica-se que a tomada do valor 0,14m de largura efetiva da rede, não deverá ser o mais apropriado pois o contributo da argamassa na obtenção desta força não é insignificante, pelo que a transferência de esforço para a rede seria menor e obter-se ia maior resistência à tração.

Quadro 4.11 – Resultados dos ensaios de argamassa armada

Argamassa Rede	Força Máxima Média (kN/m)	Alongamento máximo médio (mm)
Série A	4,50kN/m	10,33
Série B	4,50kN/m	33,32
Série X	5,89kN/m	17,01

4.4. COMENTÁRIOS FINAIS

A solução de reforço aqui apresentada, como já se referiu advém do trabalho [1] com as seguintes particulares diferenças:

- O reforço foi aplicado em paredes pré-comprimidas, de modo a simular o carregamento de pisos superiores, e a sua realização em obra.
- A ancoragem do reforço à sapata foi melhorada.
- Foi realizado um pré-tensionamento da rede *Cintoflex* para colmatar imperfeições, e melhorar a distribuição de esforços na mesma.
- A rede foi aplicada e fixa diretamente na parede, sem qualquer fase de recobrimento para aprumo.

Estas diferenças foram realizadas com o objetivo de melhorar as condições de funcionamento do reforço, obtidas através das dificuldades identificadas [1].

A execução do reforço mostrou-se de fácil praticabilidade, um aspeto importante neste tipo de trabalhos de reabilitação de construções. A rede do reforço, e o reforço em si, ao ser bastante flexível, poderá ser usado para "ligar" paredes ortogonais sem apresentar grande problema, permitindo um aumento de conexão da estrutura.

A análise dos materiais constituintes do reforço verifica uma boa compatibilidade, apresentando melhores caraterísticas, mas não sendo exageradamente superiores. Os valores obtidos para uma camada de rede *Cintoflex* associado a um recobrimento de argamassa *Reabilita Cal Consolidação* foram da ordem dos 4,5 kN/m de força de tração. Os provetes da série A apresentaram diferentes padrões de fendilhação da série B, tendo sido estas menores para a série A. Relativamente à extensão última obtida, os provetes da série A, de 3cm de espessura, tiveram valores inferiores do que os provetes da série B, com 1,5cm de espessura.

5

ENSAIOS DE PAREDES, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. AMOSTRAS UTILIZADAS.

Para este trabalho foram ensaiadas 3 paredes de alvenaria de pedra idênticas às usadas em [2] com a diferença destas apresentarem um reforço geosintético rebocado com argamassa de cal e fixado através de buchas plásticas e parafusos zincados, como descrito no capítulo 4. Estas amostras foram sujeitas a 3 cargas axiais diferentes, simulando a tensão vertical na base do edifico com 1, 2 e 4 pisos, como referenciado no capítulo 3. Os ensaios destas paredes foram realizados a uma velocidade de deslocamento bastante reduzida, em regime cíclico de carga descarga.

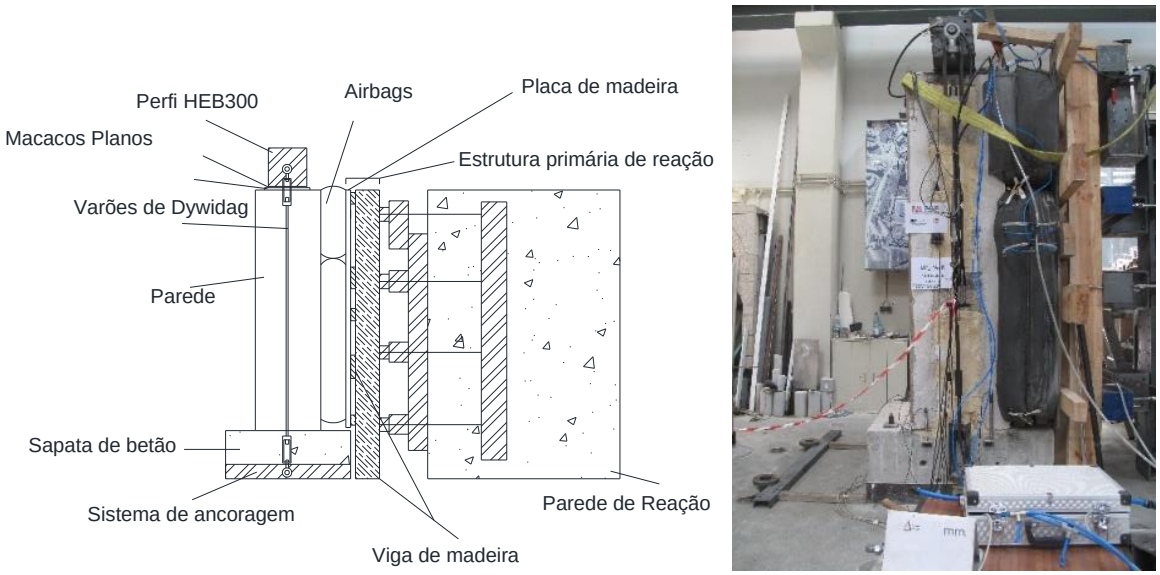
As paredes apresentam uma forma geométrica de um bloco retangular, com 2,50m de altura, 1,32m de largura e 0,68m de espessura. O formato da solução final da parede está apresentado no capítulo 4.

5.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO

Durante o ensaio, as paredes foram sujeitas a deslocamentos horizontais fora do plano através de uso de *airbags* numa das faces das mesmas, semelhante ao realizado anteriormente em [2]. Nesta dissertação uma das diferenças, refere-se ao facto de estas paredes terem sido sujeitas a carga axial desde a aplicação do reforço até ao dia do ensaio, optando-se pela utilização de macacos planos para carregar a parede durante este tempo.

Para a realização do ensaio o *setup* utilizado foi conforme o da (Fig.5.1.), com uma estrutura de reação em barrotes de madeira, apoiada numa parede reação de betão armado do laboratório com elevada inércia. Foram usadas duas camadas de *airbags* que ficaram entre a parede de alvenaria de pedra e o suporte de reação, sendo a entrada de ar realizada por dois compressores de ar, e a saída por válvulas de controlo.

Como já foi referido a carga axial foi realizada por pré-tensão, com três macacos planos no topo da parede ligados a uma central hidráulica devidamente controlada em pressão. A face superior dos macacos planos reagiu contra um perfil metálico HEB300 por sua vez ancorado à sapata por dois varões *dywidag* rotulados nas extremidades e instrumentados para medição da força por eles aplicada.



a) b)

Fig.5.1 – *Setup* do ensaio: a) Esquema, b) vista poente

A lei de carga a aplicar aos *airbags* refere-se ao deslocamento horizontal na face oposta ao carregamento registado por um LVDT de fio (designado LVDT de controlo LFio15) de amplitude de 625mm colocado a meio da face da parede a uma altura de 2,34m a acima da sapata de apoio. A lei de carga utilizada nas paredes foi a mesma utilizada em [2], traduzindo-se pelo gráfico da (Fig.5.2.). O ensaio da parede OP_PA2R, teve semelhante lei de carga à (Fig.5.2.), com a diferença da sua velocidade de execução ser ligeiramente menor (não substancial).

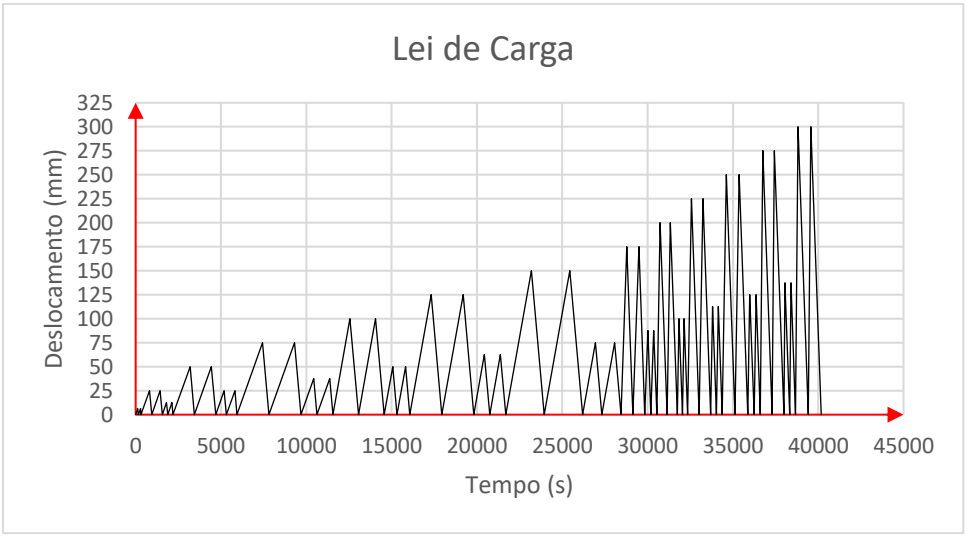


Fig.5.2 – Lei de carga utilizada nas paredes OP_PA1R e OP_PA3R

A disposição dos equipamentos (Fig.5.3.) de medição foi semelhante à utilizada nos ensaios anteriores em [1], [2] à exceção de não apresentarem LVDT's na face lateral (Oeste).

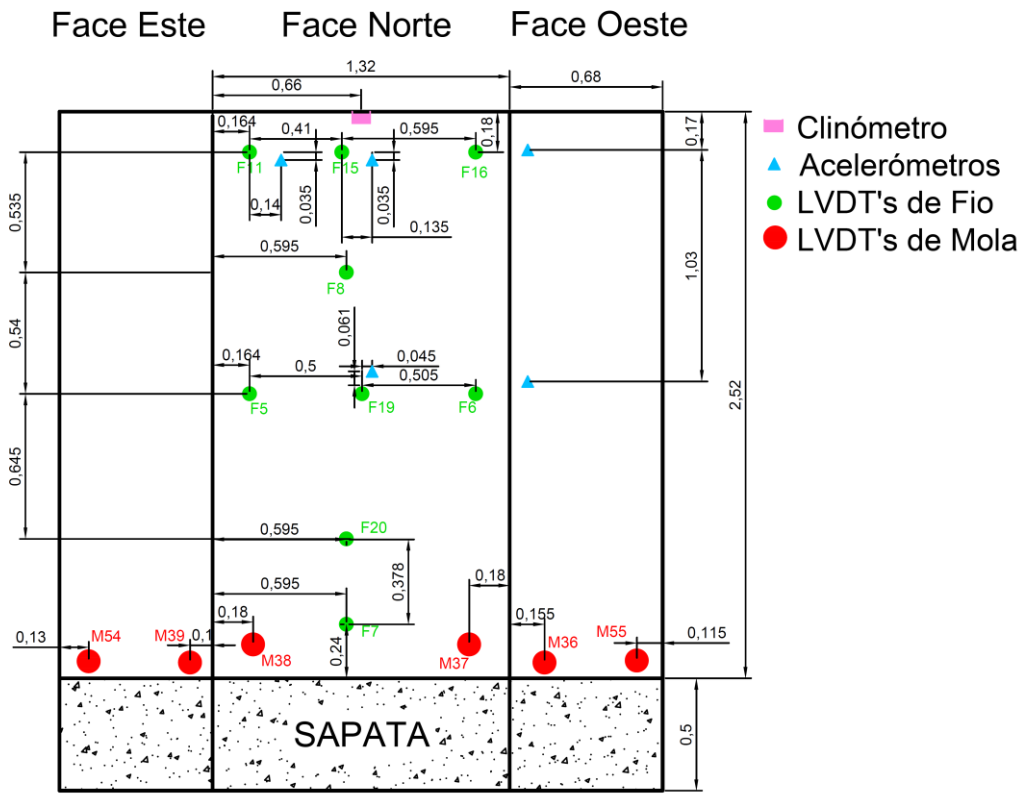


Fig.5.3 – Disposição da instrumentação nas três paredes de alvenaria. Imagem planificada das faces Este, Norte e Oeste

A distâncias indicadas para os LVDT M36, M39, M54 e M55 não foram sempre estas, alterando sensivelmente, mas que são relatas mais à frente, quando necessário. As restantes disposições foram exatamente iguais.

5.3. RESULTADOS OBTIDOS

5.3.1. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA1R – 0 KN DE CARGA AXIAL

5.3.1.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio

O ensaio foi realizado através da aplicação de ciclos de carga-descarga em regime quase-estático à parede. Assim para pequenos e grandes movimentos, comportou-se como um corpo rígido rodando em torno de um eixo, localizado na zona inferior esquerda da parede (Fig.5.4.).

A partir de muito grandes movimentos, em que o reforço começa a romper a rede plástica, inicia-se a separação de algumas pedras na parte inferior direita junto aos *airbags*, diminuindo a rigidez do conjunto.

A (Fig.5.4.) ilustra o comportamento da parede para imposição de deslocamento 50, 100, 150, 200, 250 e 300 mm assim como os parâmetros de deformação para 50 e 300mm, em que *d* é o valor de deslocamento, *t* é a espessura da parede e *h* é a altura do LVDT de controlo.



a) deslocamento 50mm (d/t) =7,35% (d/h) = 2,13%



b) deslocamento 100mm (d/t) =14,70% (d/h) = 4,26%



c) deslocamento 150mm (d/t) =22,05% (d/h) = 6,39%



d) deslocamento 200mm (d/t) =29,40% (d/h) = 8,52%



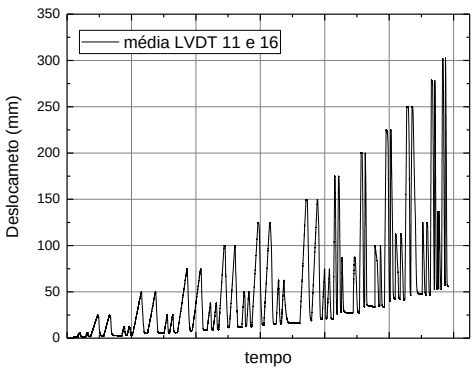
e) deslocamento 250mm (d/t) =36,70% (d/h) = 10,65%



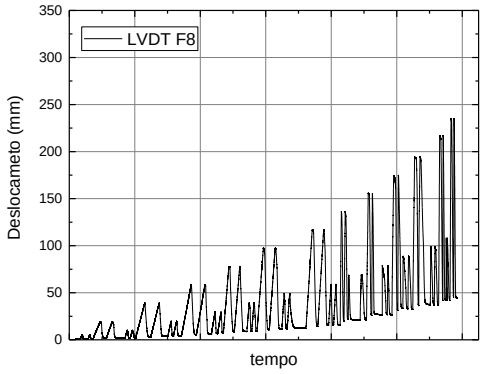
f) deslocamento 300mm (d/t) =44,01% (d/h) = 12,78%

Fig.5.4 – Parede OP_PA1R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm, c) 150mm, d) 200mm, e) 250mm e f) 300mm

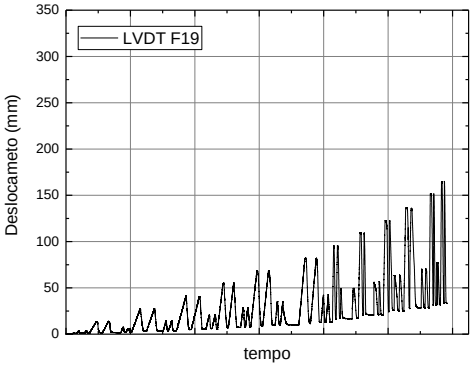
A (Fig.5.5.) apresenta os vários gráficos do deslocamento dos LVDT's (média F11 e F16), F8, F19, F20 e F7 localizados na parede conforme a (Fig.5.3.) e mostram a evolução do ensaio em função do tempo. Dos mesmos percebe-se que foi existindo um deslocamento residual crescente, perfeitamente natural quando a plastificação da parede se torna um fator importante, e que é mais pronunciado no topo da parede devido ao facto do ponto de rotação da parede se encontrar na zona inferior da mesma.



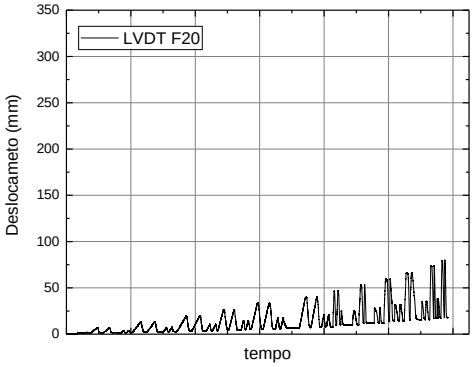
a)



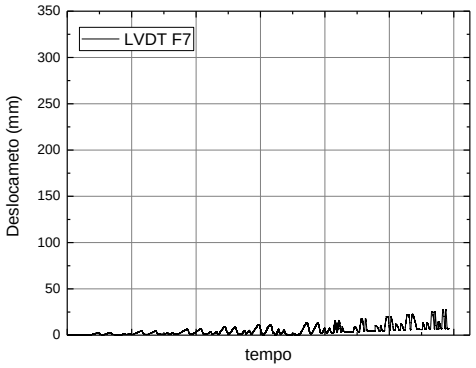
b)



c)



d)



e)

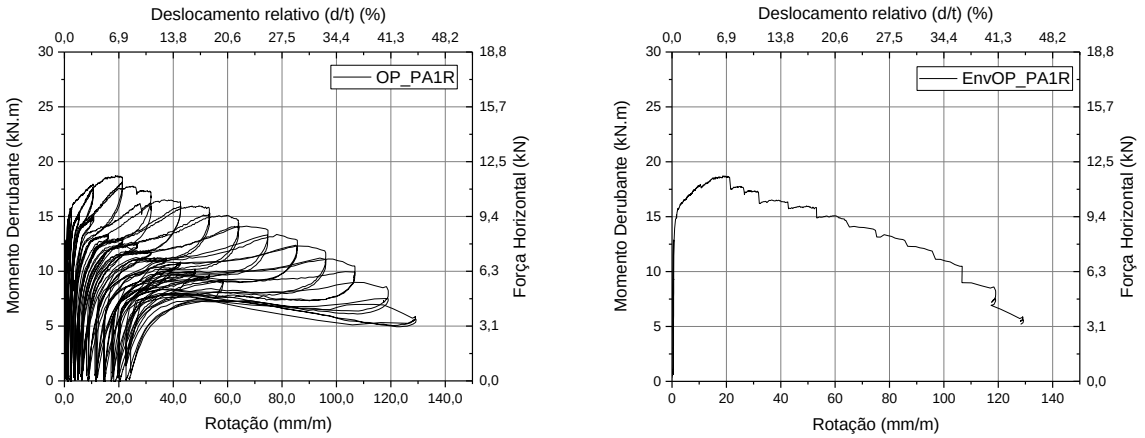
Fig.5.5 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio, a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7

5.3.1.2. Evolução do momento na base em função do deslocamento imposto

Do ensaio da parede OP_PA1R foram obtidos os gráficos da (Fig.5.6.) após as devidas correções já referidas no capítulo 3. Os gráficos correlacionam o valor do momento e força de derrube com rotação e deslocamento relativo. A rotação da parede foi calculada através da leitura do deslocamento médio dos LVDT's 11 e 16 associado à sua posição vertical.

A (Fig.5.6. a) representa o movimento total efetuado durante o ensaio cíclico, onde se pode constatar que no fim do mesmo, o deslocamento plástico (valor residual) se encontra no valor aproximado de 58,5mm (no topo da parede), cerca de 19,5% do valor máximo imposto.

O valor da força horizontal refere-se à pressão dos *airbags* multiplicado pela área dos mesmos, com algumas correções, e aplicado no seu centro de gravidade. Esta força atinge valores máximos de 11,7kN que gera um momento de derrube de 18,7kN.m para uma rotação de 20,41 mm/m, a partir de aí a resistência da parede começa a descer com um caráter uniforme.



a) b)

Fig.5.6 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente.

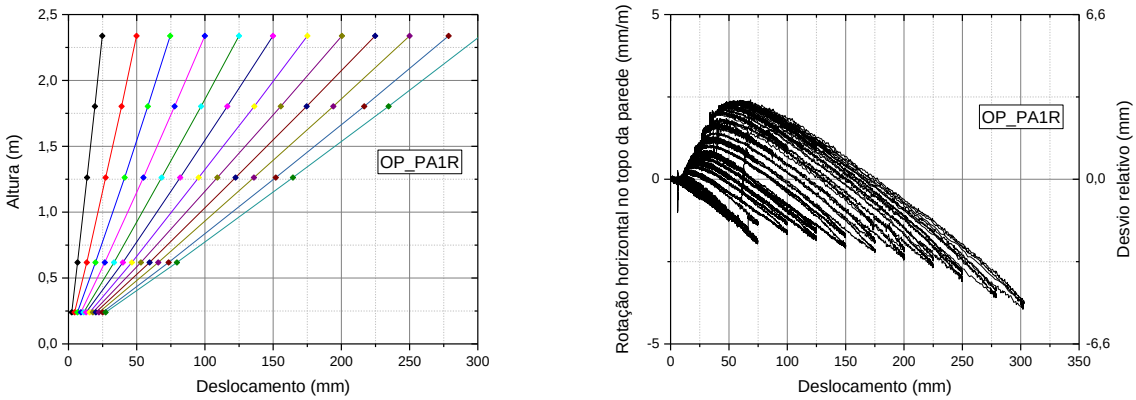
5.3.1.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio.

De modo a compreender melhor o comportamento da parede no ensaio, é feita a análise de alguns aspetos geométricos da parede, de modo identificar a ocorrência deformações ou rotações. Com as medições dos LVDT's (F7, F20, F19, F8 e (média F11 e F16)) efetuou-se o gráfico da (Fig.5.7. a) que representa o deslocamento de cada instrumento (LVDT) para a imposição de movimento, com recurso a *airbags* na parede, de 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275 e 300 mm medida pela média do LVDT F11 e F16, tendo em conta a posição vertical de cada instrumento. Deste gráfico verifica-se que o comportamento em altura é praticamente linear, pelo que não houve deformações por flexão na parede que se mostrassem relevantes.

O gráfico da (Fig.5.7. b) apresenta a rotação vertical no topo da parede (definido por CX que regista a rotação/declive vertical entre a face Este e a face Oeste), registada através do inclinómetro aí colocado, durante todo o movimento do ensaio em função do deslocamento medido pela média do LVDT F11 e F16. Atendendo á largura da parede de (1,32m) o desvio relativo mencionado no gráfico refere-se ao

défice de altura entre o lado Este para o de Oeste (rotação positiva quando o lado Este da parede sobe). Visualizando o gráfico estas diferenças são praticamente imensuráveis, cerca de 5mm por 1,32m, e poderão dever-se a um ligeiro impedimento de rotação ou à dissipação de energia ser maior de um lado que do outro.

A (Fig.5.8.) ilustra o posicionamento da parede em relação aos pontos cardeais, vista pela face Oeste, para uma questão de entendimento das figuras seguintes.



a) b)

Fig.5.7 – a) Deslocamento em altura, b) rotação na vertical no topo da parede.

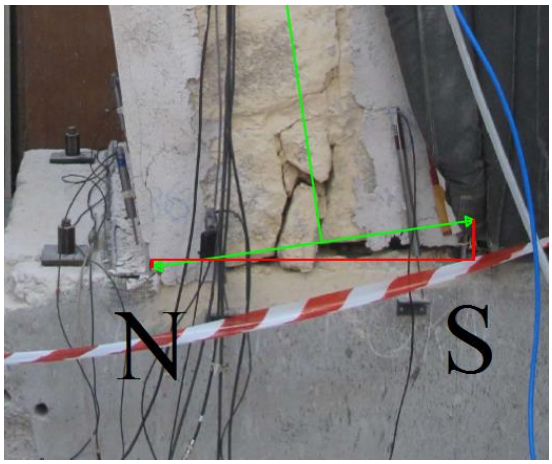


Fig.5.8 – Rotação da base da parede para fora do plano, OP_PA1R, quando deslocamento final máximo de 300mm

A (Fig.5.9.) representa a abertura de junta na base da parede registados através dos LVDT's de mola colocados conforme foi indicado na (Fig.5.3.). A medição da abertura da junta foi concretizada pela instrumentação em 3 pontos relevantes, a posição do LVDT M55 (+0,225m) foram efetuados pela média do LVDT M55 e M54 (corrigida para igual distância), sendo também para a posição do LVDT M36 (-0,185m) realizaram-se também por uma média, mas dos LVDT M36 e M39. (corrigida para igual distância). De forma a perceber-se o esmagamento na face norte foram registados os valores da média

do LVDT M38 e M37 situados no gráfico com o valor das abcissas de -0,34 (metade da espessura da parede).

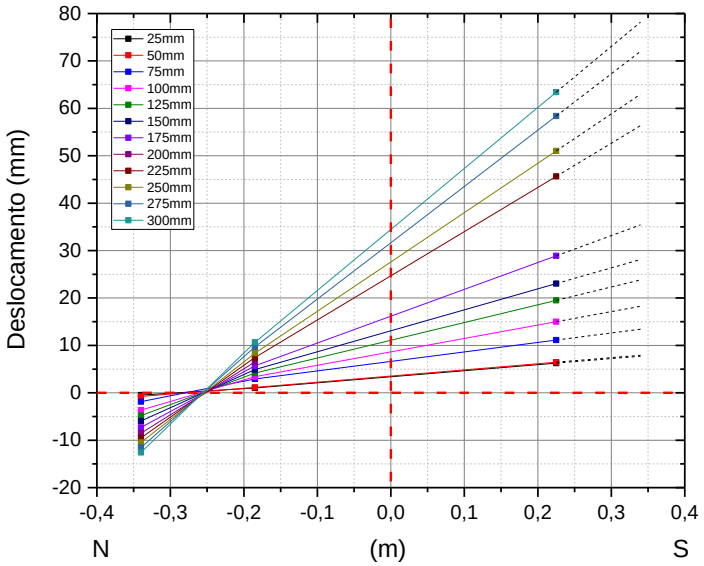


Fig.5.9 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA1R

A análise do gráfico do perfil de abertura de junta da base (Fig.5.9.), confirma o comportamento de *rocking* e que o ponto de rotação da parede se encontra perto dos -0,25m do centro da parede, ou seja, a 0,09m da face norte. Para esta parede a abertura máxima foi de aproximadamente 78mm para um deslocamento horizontal no topo da parede imposto de 300mm, e verifica-se que o crescimento da abertura de junta é ligeiramente superior a uma função linear, com estes acréscimos para deslocamentos consecutivos, cada vez maiores.

A falta de continuidade no gráfico do deslocamento 200mm deve-se a uma falha de medição, mas de uma forma geral verifica-se um comportamento homogéneo do perfil de abertura de junta para movimentos para fora do plano da parede.

5.3.1.4. Dissipação de Energia

A capacidade de dissipação de energia das paredes de alvenaria de pedra torna-se de grande importância quando sujeitas a acelerações cíclicas, como são os sismos. No presente estudo o cálculo da energia dissipada em função do deslocamento foi obtido através do trabalho das forças (força vezes deslocamento) referente à (equação 5.1). A (Fig.5.10) apresenta o gráfico de evolução da dissipação de energia acumulada em função do crescimento da energia valor de energia dissipada acumulada, em função do crescimento do deslocamento, obtido pela envolvente (equação 5.2).

$$E_i = F_i.\Delta d_i + \Delta F_i.\frac{\Delta d_i}{2} \qquad (5.1)$$

$$E_a(n) = \sum_{1}^{n} E_i \tag{5.2}$$

Os valores E_i e F_i refere-se à energia e a força no deslocamento *i*, tendo como Δd_i e ΔF_i a diferença do deslocamento/força *i+1* por *i* respetivamente.

A energia dissipada durante todo o ensaio foi de aproximadamente 4550J, conforme a lei de carga já referida, e para um deslocamento total de 300mm. Pela visualização deste gráfico verifica-se que o tramo inicial e final da linha de dissipação de energia possuem uma variação mais lenta, que os valores compreendidos entre 125-225mm, esta situação compreende-se facilmente da análise da (Fig.5.6 a) pois a área dos ciclos nestas zonas é inferior. O tramo inicial apesar de oferecer muita força resistente, não possui grande plastificação e fendilhação, dissipando menos energia. No fim do ensaio, e para deslocamentos elevados, a área dos ciclos foi cada vez menor, pois a sua capacidade de energia foi descendo, visto que a parede e o reforço já se encontravam mais fendilhados.

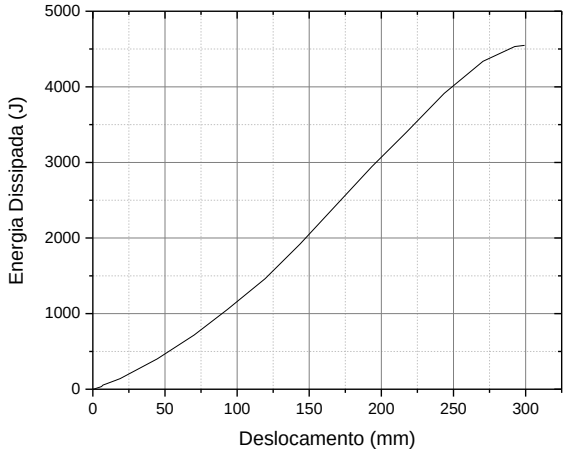


Fig.5.10 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA1R

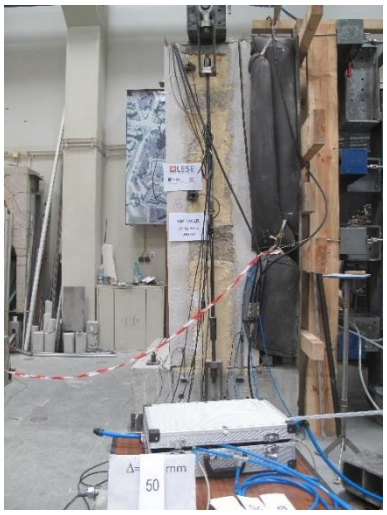
5.3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA2R

5.3.2.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio

O método e forma de aplicação da carga foi o mesmo que o da parede OP_PA1R, à exceção de possuir um esforço axial adicional de aproximadamente 70kN (Fig.5.12. f), embora o pretendido fosse cerca de 56kN sensivelmente. O seu comportamento foi novamente dado como um corpo rígido rodando em torno de um eixo, (Fig.5.11.).

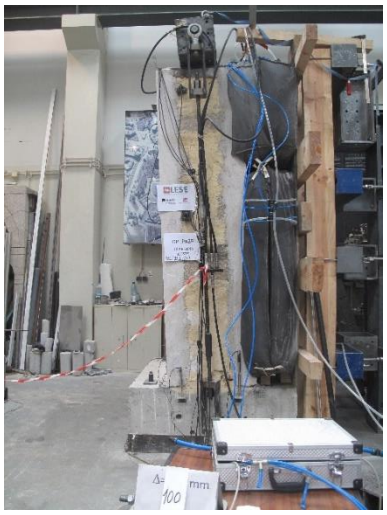
A partir de muito grandes movimentos, tal como no ensaio anterior, o reforço começa a romper, e a rede plástica na zona inferior a partir e inicia-se a separação de algumas pedras do conjunto.

A (Fig.5.11.) ilustra o comportamento da parede para imposição de deslocamento 50, 100, 125, 200, 250 e 300 mm assim como os parâmetros de deformação para 50 e 300mm.



a) deslocamento 50mm

(d/t) =7,35% (d/h) = 2,13%



b) deslocamento 100mm

(d/t) =14,70% (d/h) = 4,26%



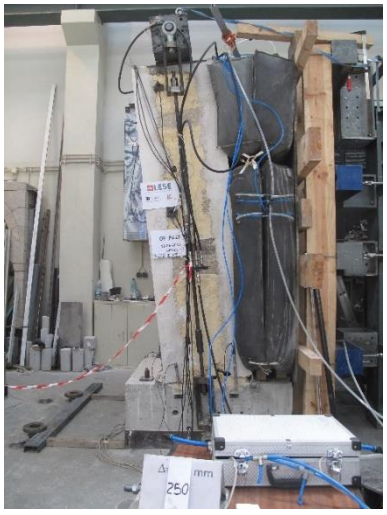
c) deslocamento 150mm

(d/t) =22,05% (d/h) = 6,39%



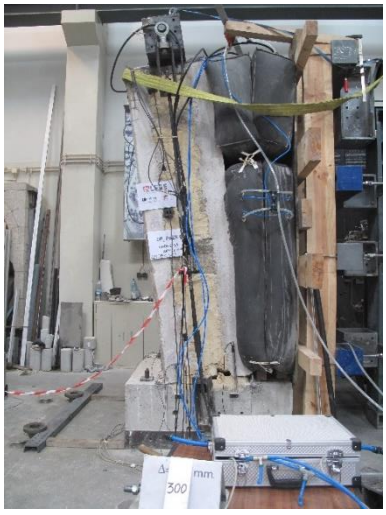
d) deslocamento 200mm

(d/t) =29,40% (d/h) = 8,52%



e) deslocamento 250mm

(d/t) =36,70% (d/h) = 10,65%



f) deslocamento 300mm

(d/t) =44,01% (d/h) = 12,78%

Fig.5.11 – Parede OP_PA2R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm, c) 125mm, d) 200mm, e) 250mm e f) 300mm

A (Fig.5.12) apresenta os vários gráficos do deslocamento dos LVDT's (média F11 e F16), F8, F19, F20 e F7 localizados na parede conforme a (Fig.5.3) e mostram a evolução do ensaio em função do tempo, assim como evolução do esforço axial na parede a partir de uma correlação dos macacos planos com a pressão na central hidráulica (Fig.5.12 f). Destes gráficos percebe-se que foi existindo um deslocamento residual crescente, e que é mais pronunciado no topo da parede, e que foi menor que na

parede OP_PA1R. Nos gráficos c), d) e e) relativos aos LVDT's F19, F20 e F7 para medição de deslocamentos superiores a 200mm perderam a utilidade, pois o curso do seu fio foi esgotado.

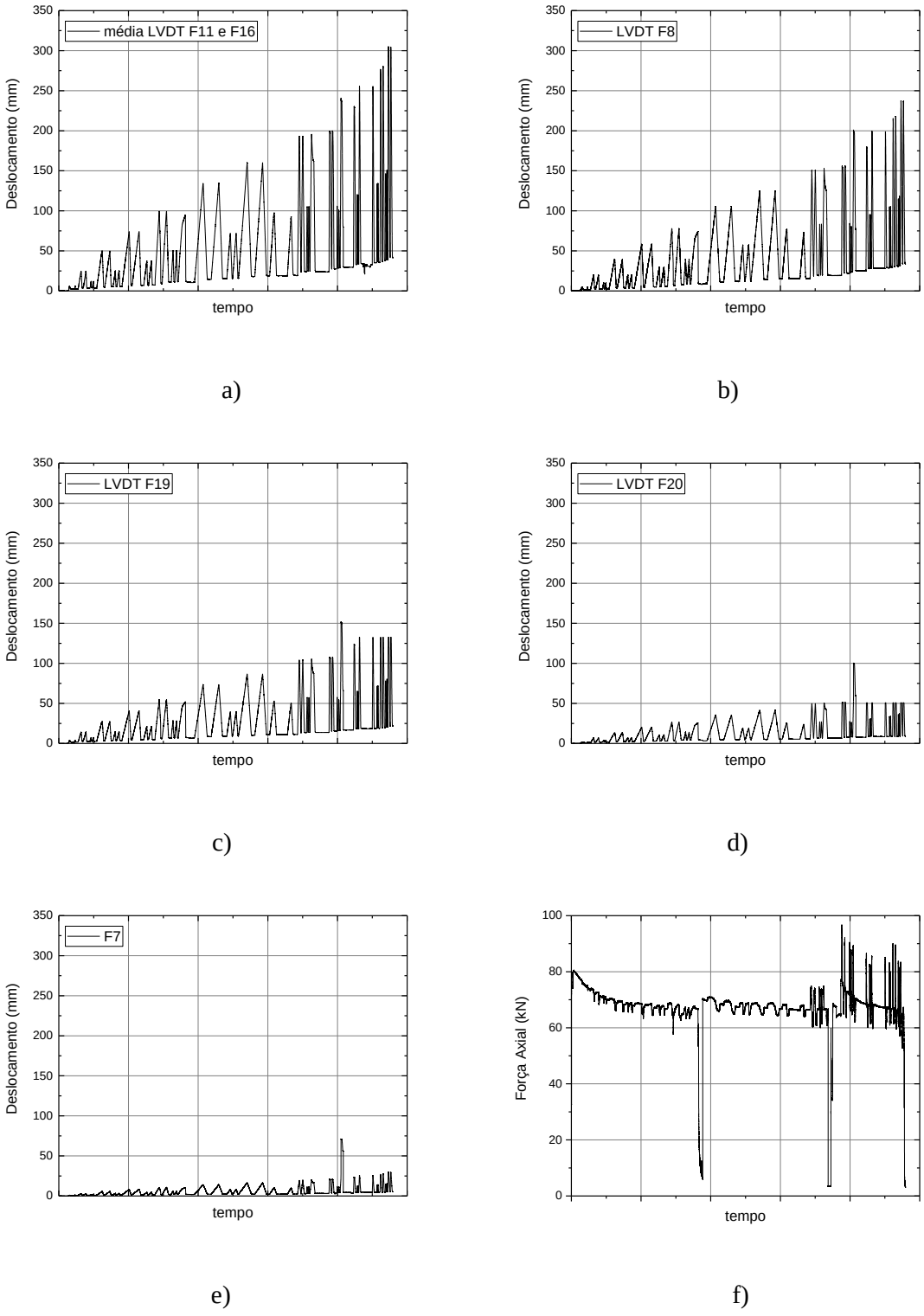


Fig.5.12 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio: a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7 e f) força axial aplicado no topo da parede.

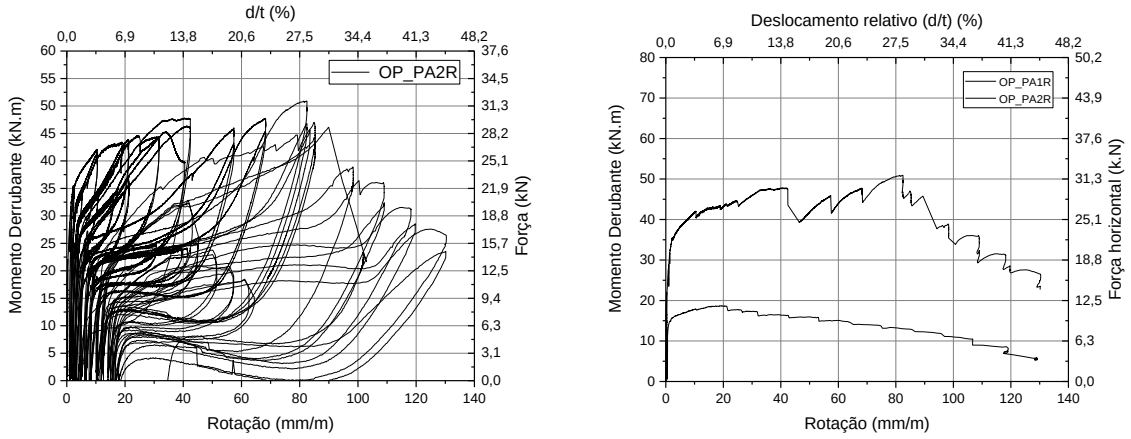
5.3.2.2. Evolução da força em função do deslocamento imposto

Do ensaio da parede OP_PA2R foram obtidos os gráficos da (Fig.5.13.) após as devidas correções da força dos *airbags* e do esforço axial, já referidas no capítulo 3. Os gráficos correlacionam o valor do momento e força de derrube com rotação e deslocamento relativo. A rotação da parede foi calculada através da leitura do deslocamento médio dos LVDT's 11 e 16 associado à sua posição vertical.

A (Fig.5.13 a) representa o movimento total efetuado durante o ensaio cíclico, onde se pode constatar que no fim do mesmo, o deslocamento plástico (valor residual) se encontra no valor aproximado de 43,3mm (no topo da parede), cerca de 14,43% do valor máximo imposto.

O valor da força horizontal neste ensaio mostrou-se um pouco controversa, mas algo que poderá dever-se a problemas ocorridos durante o ensaio. É importante dizer que durante o ensaio, o esforço axial teoricamente obtido, não se encontrou realmente ajustado ao pretendido (cerca de 14kN a mais de diferença), e que os mesmos também não foram muito estáveis, o que à partida influência os valores de resistência da parede (fora as correções devidas), mas um outro problema foi ainda a necessidade de carga-descarga, que fez interromper os ensaios (notáveis na Fig.5.12 f), devido a problemas com os macacos planos. Atendendo a estas considerações os valores obtidos são um pouco suspeitos para análise.

Neste ensaio a força atinge valores máximos de 31,91kN que gera um momento de derrube de 50,90kN.m para uma rotação de 82,42 mm/m, a partir de aí a resistência da parede começou a descer rapidamente. A resposta cíclica apresenta ciclos com área muito grande que provoca valores elevados na dissipação de energia.



a) b)

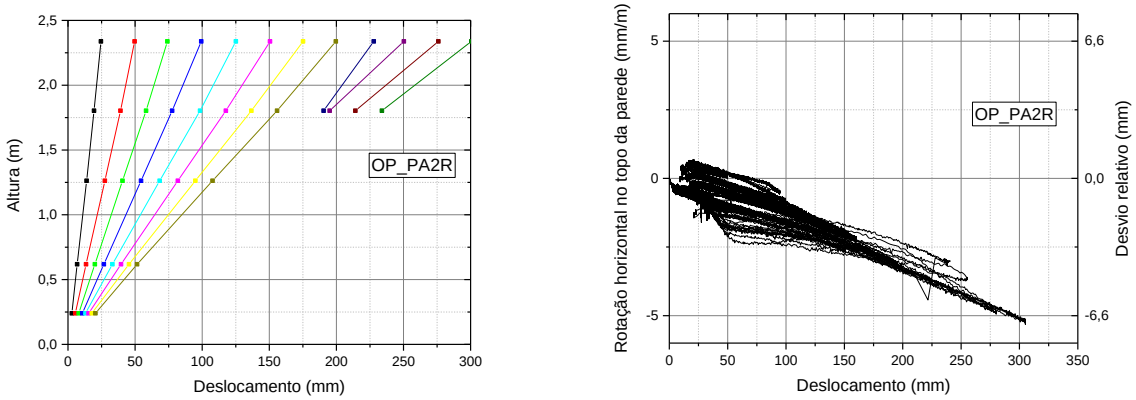
Fig.5.13 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente.

5.3.2.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio.

De modo a compreender melhor o comportamento da parede no ensaio, é feita a análise de alguns aspetos geométricos da parede, de modo identificar a ocorrência deformações ou rotações. Com as medições dos LVDT's (F7, F20, F19, F8 e (média F11 e F16)) efetuou-se o gráfico da (Fig.5.14 a) que representa o deslocamento de cada instrumento (LVDT) para a imposição de movimento imposta, com

recurso a *airbags* na parede, de 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275 e 300 mm medida pela média do LVDT F11 e F16, tendo em conta a posição vertical de cada instrumento. Note-se que os LVDT's F19, F20 e F7 perderam o seu curso para deslocamentos superiores a 200mm e não estão representados no gráfico. De qualquer dos modos, do gráfico verifica-se que o comportamento em altura é praticamente linear, pelo que não houve grandes deformações por flexão na parede, mantendo-se um corpo rígido.

O gráfico da (Fig.5.14. b) apresenta a rotação vertical no topo da parede (definido por CX que regista a rotação/declive vertical entre a face Este e a face Oeste), registada através do inclinómetro aí colocado, durante todo o movimento do ensaio em função do deslocamento medido pela média do LVDT F11 e F16. Atendendo à largura da parede de (1,32m) o desvio relativo mencionado no gráfico refere-se ao défice de altura entre o lado Este para o de Oeste (rotação positiva quando o lado Este da parede sobe). Visualizando o gráfico estas diferenças são de aproximadamente 6,8 mm por 1,32m, e poderão dever-se a uma pequeníssima diferença entre os dois esforços dos varões de *dywidag*, ou à dissipação de energia ser maior de um lado que do outro, ou outro qualquer aspeto, não sendo muito relevante esta diferença obtida.



a) b)

Fig.5.14 – a) Deslocamento em altura, b) rotação na vertical no topo da parede.

A (Fig.5.15.) representa a abertura de junta na base da parede registados através dos LVDT's de mola colocados conforme foi indicado na (Fig.5.3.). A medição da abertura da junta foi concretizada pela instrumentação em 3 pontos relevantes, a posição do LVDT M55 (+0,225m) foram efetuados pela média do LVDT M55 e M54 (corrigida para igual distância), sendo também para a posição do LVDT M36 (-0,29m) realizaram-se também por uma média, mas dos LVDT M36 e M39. (corrigida para igual distância). De forma a perceber-se o esmagamento na face norte foram registados os valores da média do LVDT M38 e M37 situados no gráfico com o valor das abcissas de -0,34 (metade da espessura da parede).

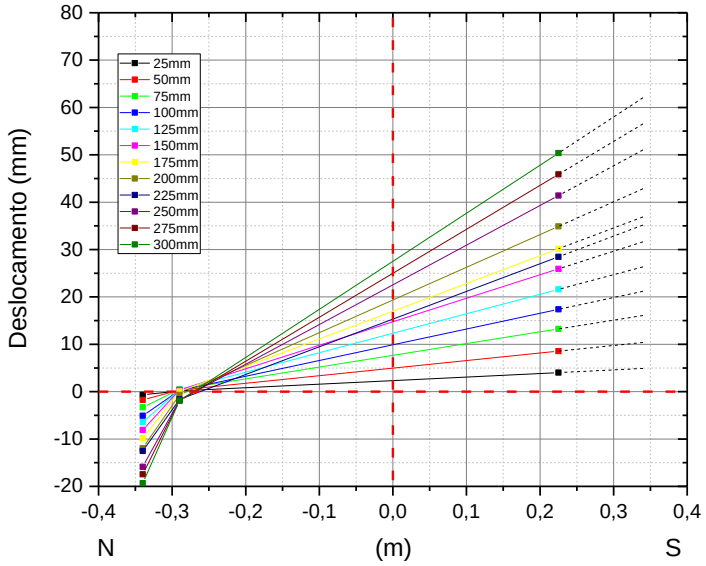


Fig.5.15 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA2R

A análise do gráfico do perfil de abertura de junta da base (Fig.5.15.), confirma o comportamento de *rocking* e que o ponto de rotação da parede se encontra perto dos -0,27m do centro da parede, ou seja, a 0,07m da face norte. Para esta parede a abertura máxima foi de aproximadamente 62mm para um deslocamento horizontal no topo da parede imposto de 300mm, e verifica-se que o crescimento da abertura de junta é praticamente uniforme, para a zona mais desfavorável.

5.3.2.4. Dissipação de Energia

A energia dissipada durante todo o ensaio (Fig. 5.16.) foi de aproximadamente 28170J, conforme a lei de carga já referida, e para um deslocamento total de 300mm. Pela visualização deste gráfico verifica-se que tal como na parede OP_PA1R, o tramo inicial e final da linha de dissipação de energia possuem uma variação mais lenta que se deve às mesmas razões mencionadas para a parede anterior. Estes valores de dissipação de energia, como já foi mencionado, devem-se a áreas de ciclos (Força vs. Deslocamento) muito grandes e que claramente originaram valores de energia elevados. Como se pode confirmar na (Fig.5.13 a) as quantidades de força necessária para realizar deslocamentos maiores mantiveram-se elevados até atingir a força máxima, que fez reproduzir uma envolvente de força, muito superior à parede OP_PA1R, acrescentando à forma destes ciclos, fizeram disparar a energia dissipada para os 28kJ.

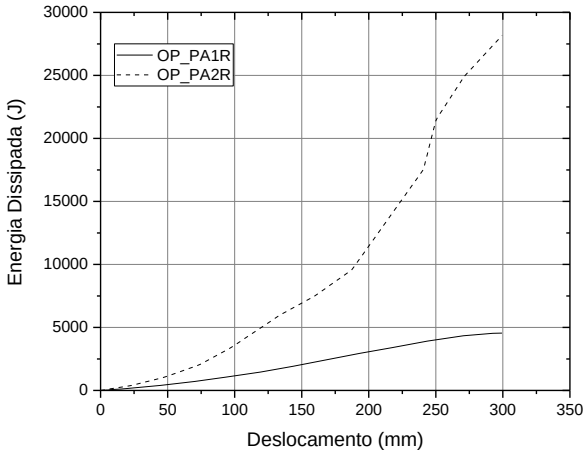


Fig.5.16 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA2R

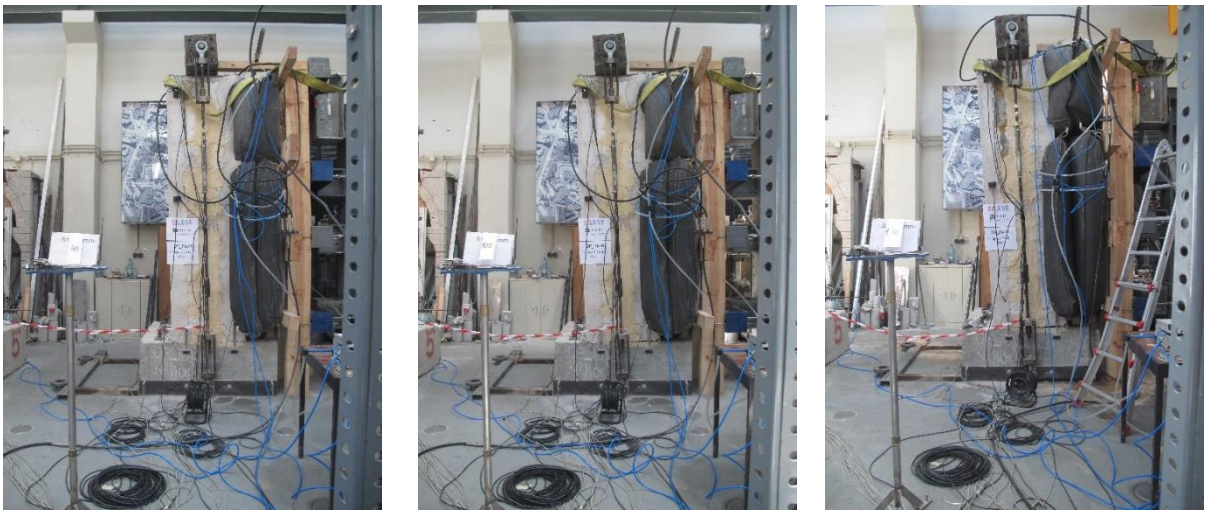
5.3.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PAREDE OP_PA3R

5.3.3.1. Comportamento geral da parede durante o ensaio

O método e forma de aplicação da carga foi o mesmo que o da parede OP_PA2R, mas com um esforço axial de 140kN. O seu comportamento reproduziu novamente o de um corpo rígido subscrevendo uma rotação em torno de um eixo, (Fig.5.17.).

Neste ensaio apenas foi realizado até ao valor de deslocamento máximo de 150mm por problemas que surgiram nos macacos planos. A ocorrência de desagregação de pedras, não se evidenciou muito relevante visto que os deslocamentos impostos não foram muito elevados, e o desgaste da parede também pareceu ser reduzido.

A (Fig.5.17.) ilustra o comportamento da parede para imposição de deslocamento 50, 100, e 150 mm assim como os parâmetros de deformação para 50 e 150mm.



a) deslocamento 50mm (d/t) =7,35% (d/h) = 2,13%

b) deslocamento 100mm (d/t) =14,70% (d/h) = 4,26%

c) deslocamento 150mm (d/t) =22,05% (d/h) = 6,39%

Fig.5.17 – Parede OP_PA3R durante o ensaio, para diversos deslocamentos, a) 50mm, b) 100mm e c) 150mm

A (Fig.5.18) apresenta os vários gráficos do deslocamento dos LVDT's (média F11 e F16), F8, F19, F20 e F7 localizados na parede conforme a (Fig.5.3.) e mostram a evolução do ensaio em função do tempo, assim como evolução do esforço axial na parede a partir de uma correlação dos macacos planos com a pressão na central hidráulica. Destes gráficos percebe-se que foi existindo um deslocamento residual crescente, e que é mais pronunciado no topo da parede, e que foi ainda menor que nas paredes OP_PA1R e OP_PA2R.

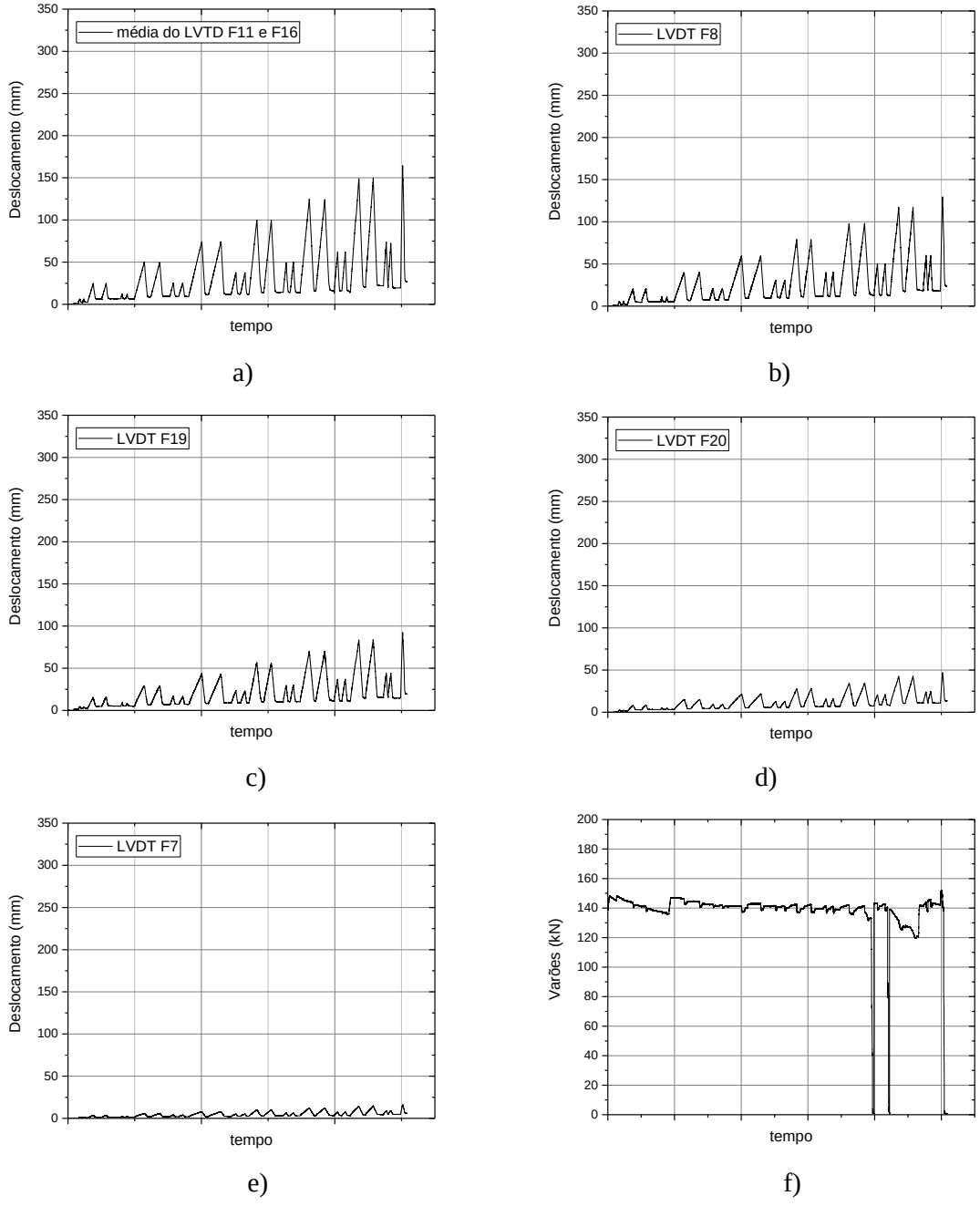


Fig.5.18 – Gráficos da evolução dos deslocamento dos LVDT's durante o ensaio: a) médio F11 e F16, b) F8, c) F19, d) F20, e) F7 e f) força axial aplicada no topo da parede parede.

5.3.3.2. Evolução da força em função do deslocamento imposto

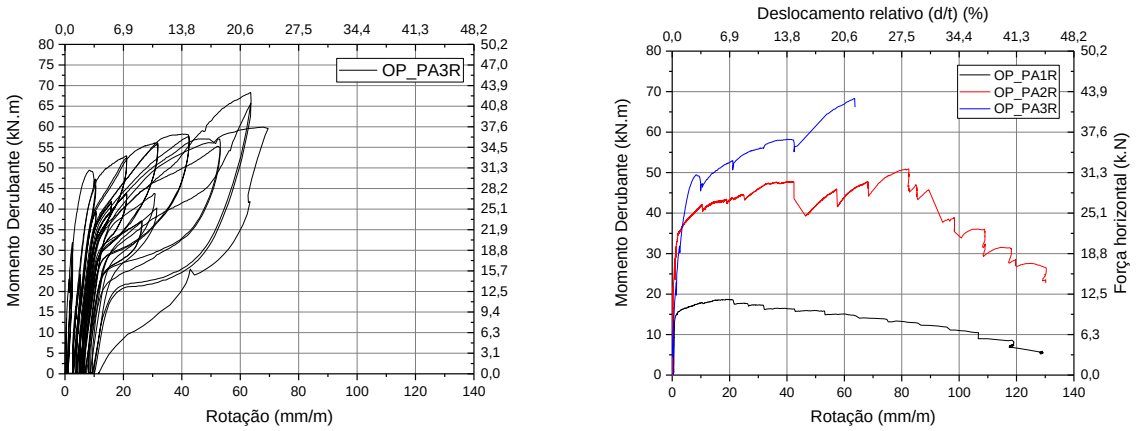
Do ensaio da parede OP_PA2R foram obtidos os gráficos da (Fig.5.19.) que correlacionam o valor do momento e força de derrube com rotação e deslocamento relativo. A rotação da parede foi calculada como para todos os ensaios através da leitura do deslocamento médio dos LVDT's 11 e 16 associado à sua posição vertical.

A (Fig.5.19. a) representa o movimento total efetuado durante o ensaio cíclico, onde se pode constatar que no fim do mesmo, o deslocamento plástico (valor residual) se encontra no valor aproximado de 27,23mm (no topo da parede), cerca de 18,15% do valor máximo imposto (150mm).

Durante o ensaio, novamente, houve problemas com os macacos planos, que obrigou à necessidade de carga-descarga, que fez interromper os ensaios (notáveis na Fig.5.18. f). Atendendo a estas considerações os valores obtidos são um pouco suspeitos para análise.

Neste ensaio a força atinge valores máximos de 42,82kN que gera um momento de derrube de 68,30kN.m para uma rotação de 63,57 mm/m.

À semelhança da parede anterior OP_PA2R obtiveram-se resistências máximas ainda maiores com uma tendência de decrescimento da força muito atrasada relativo ao ensaio da parede não carregada axialmente (OP_PA1R). A (Fig.5.19 b) apresenta as envolventes do momento de derrube em função da rotação das três paredes.



a) b)

Fig.5.19 – Gráficos do momento e força de derrube vs rotação e deslocamento relativo; a) resposta cíclica; b) envolvente.

5.3.3.3. Comportamento geométrico da parede durante o ensaio.

Tal como se realizou nas outras duas paredes foi feita a análise de alguns aspetos geométricos da parede, de modo identificar a ocorrência deformações ou rotações. Com as medições dos LVDT's (F7, F20, F19, F8 e (média F11 e F16)) efetuou-se o gráfico da (Fig.5.20. a) que representa o deslocamento de cada instrumento (LVDT) para a imposição de movimento imposta, com recurso a *airbags* na parede, de 25, 50, 75, 100, 125 e 150mm medida pela média do LVDT F11 e F16, tendo em conta a posição vertical de cada instrumento. Da análise do gráfico verifica-se que o comportamento em altura volta a ser praticamente linear, como aconteceu nas paredes anteriores, não aparentando grandes deformações por flexão na parede.

O gráfico da (Fig.5.20. b) apresenta a rotação vertical no topo da parede para os mesmos parâmetros descritos anteriormente relativo a este gráfico. Visualizando o gráfico estas diferenças são de aproximadamente 2,7 mm por 1,32m, que ocorre quando o deslocamento no topo da parede relativamente à horizontal (média LVDT F11 e F16) se encontra no valor 30mm, que contrariamente ao que aconteceu nos restantes ensaios, não se efetivou no deslocamento máximo, sendo que apenas foi realizado até ao ciclo de deslocamento 150mm. A ocorrência desta variação como já foi referenciada anteriormente pode dever-se a diferenças nos esforços dos varões, algum impedimento que possa estar a acontecer, ou alguma particularidade na posição das pedras da parede, de qualquer dos modos é um valor bastante pequeno, que não afetou o ensaio.

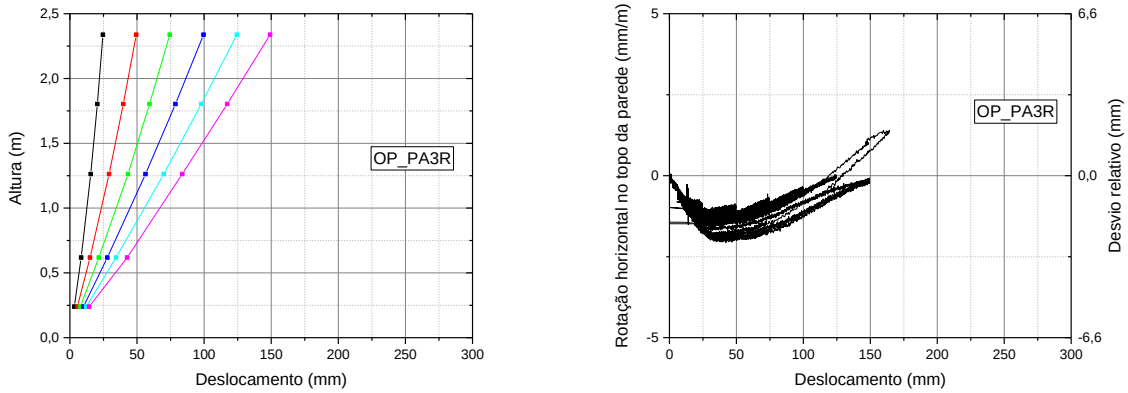


Fig.5.20 – Deslocamento em altura, e na horizontal no topo da parede.

A (Fig.5.21.) representa a abertura de junta na base da parede registados através dos LVDT's de mola colocados conforme foi indicado na (Fig.5.3.). A medição da abertura da junta foi concretizada pela instrumentação em 3 pontos relevantes, a posição do LVDT M55 (+0,26m) foram efetuados pela média do LVDT M55 e M54 (corrigida para igual distância), sendo também para a posição do LVDT M36 (-0,26m) realizaram-se também por uma média, mas dos LVDT M36 e M39. (corrigida para igual distância). De forma a perceber-se o esmagamento na face norte foram registados os valores da média do LVDT M38 e M37 situados no gráfico com o valor das abcissas de -0,34 (metade da espessura da parede).

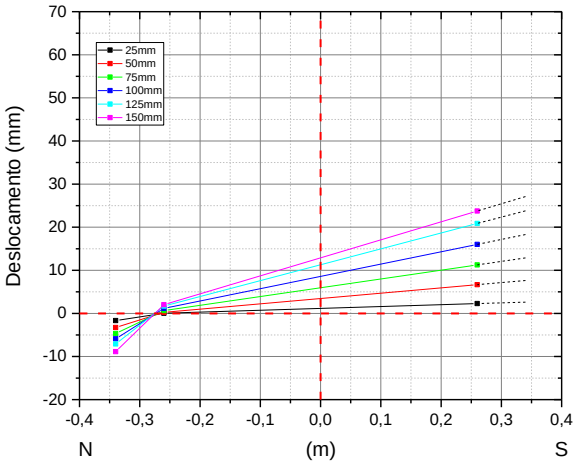


Fig.5.21 – Abertura de junta na base da Parede OP_PA3R

A análise do gráfico do perfil de abertura de junta da base, o ponto de rotação da parede encontra-se perto dos -0,28m do centro da parede, ou seja, a 0,06m da face norte. Para esta parede a abertura máxima foi de aproximadamente 27,10mm para um deslocamento horizontal no topo da parede imposto de 150mm, e verifica-se que o crescimento da abertura de junta é praticamente uniforme até ao deslocamento imposto de 125mm.

5.3.3.4. Dissipação de Energia

A energia dissipada durante todo o ensaio foi de aproximadamente 10010 J, conforme a lei de carga já referida, e para um deslocamento total de 150mm (Fig.5.22.). Pela visualização deste gráfico verifica-se que o tramo inicial coincide praticamente com o tramo inicial da parede OP_PA2R, e que por a parede necessitar de maior esforço para ser deslocada esta dissipação de energia a partir do deslocamento 125mm começam-se a diferenciar, sendo que para a parede OP_PA3R dissipou mais energia.

Como seria de esperar os valores de dissipação de energia crescem com a quantidade de esforço axial a que a parede está subtida. O crescimento da energia dissipada não é linear, sendo que o contributo da fase plástica/fissurada, é bastante mais significativo que o da fase inicial (elástica), daqui pode ser retirado que grande contributo da dissipação de energia se deve á rede *Cintoflex*, pois a mesma possuí uma razoável resistência, e admite extensões elevadas, associados às extensões na fase plástica.

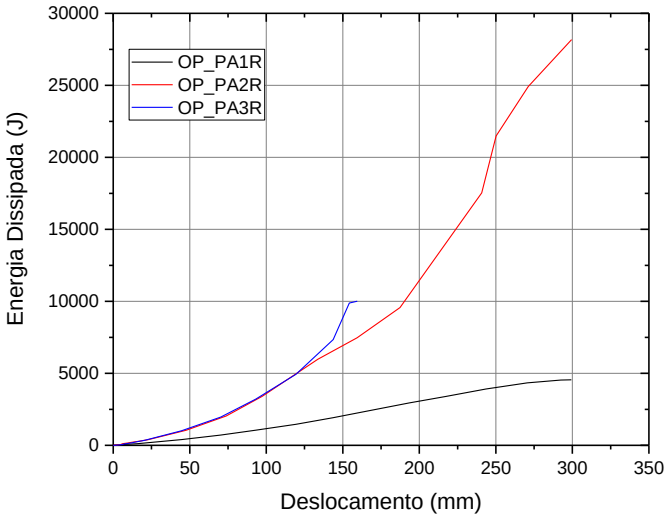


Fig.5.22 – Evolução da Dissipação de Energia da OP_PA3R

5.3.4. MEDIÇÃO DAS FREQUÊNCIAS DURANTE O ENSAIO

O gráfico exibido na (Fig.5.23) mostra a evolução das frequências registadas por 3 acelerómetros dispostos na face norte da parede. Foram apontadas as frequências obtidas após o segundo ciclo, dos ciclos com deslocamentos maiores, quando a parede se encontrava descarregada lateralmente andes do início de novo ciclo.

Apesar o valor das frequências crescer da parede OP_PA3R para a OP_PA1R, o que não seria espectável pois o esforço axial introduzido deveria aumentar a rigidez da parede, e por consequente a sua frequência natural, a perda deste valor relativamente ao início e fim de ensaio, apresenta-se menor para quanto mais carregada axialmente se encontra. Na parede OP_PA3R visualiza-se um pico para baixo no deslocamento 100mm que poderá dever-se a um erro de observação/medição.

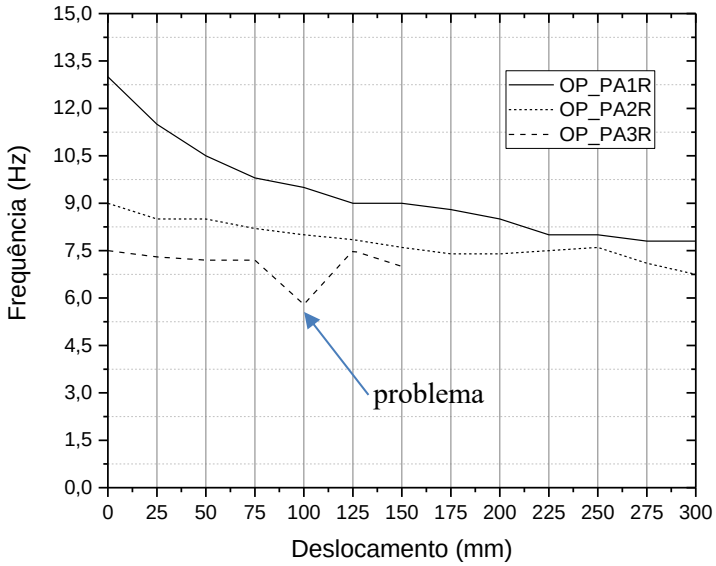


Fig.5.23 – Evolução da frequência fundamental de vibração das paredes ao longo do ensaio

Segundo as equações (3.1) e (3.2) descritas no capítulo 3 e as frequências antes do início do ensaio obtêm-se os módulos de elasticidade apresentados no (Quadro. 5.1.) tendo como massa das paredes 4,84 toneladas, que por altura é 1,92 toneladas/m e uma inércia é de 0,034587m^4.

Quadro 5.1 – Valores de frequência e módulo de elasticidade

Parede	Frequência Fundamental (Hz)		Frequência Angular (rad/s)		Módulo de Elasticidade (GPa)	
	Início	Final	Início	Final	Início	Final
OP_PA1R	13	7,8	81,6814	49,008	1,208	0,435
OP_PA2R	9	6,75	56,5486	42,411	0,579	0,325
OP_PA3R	7,5	7	47,1238	43,982	0.402	0,350

5.3.5. RESUMO DA SÍNTESE DE RESULTADOS OBTIDOS

De modo a sintetizar os resultados obtidos neste capítulo, apresentam-se o (Quadros 5.2.), refentes a momentos rotações e deslocamentos obtidos. O valor de M_{rd} representa o momento resistente estimado pelo reforço referido no (Quadro 4.3) corrigido para localização do eixo de rotação. Os valores M_{max}, θ_{Mmax} e d_{Mmax} são o momento de derrube, rotação e deslocamento para o valor máximo obtido respetivamente. $M_{min(\theta Mu)}$ é o momento de derrube para rotação de pico mais reduzida, neste caso da OP_PF1, M_u, θ_{Mu} e d_{Mu}/t é o momento de derrube, rotação e a razão deslocamento na rotação máxima pela espessura. No (Quadro 5.3) apresentam-se alguns valores da abertura de fenda, dissipação de energia e momento de derrube, para o deslocamento solicitado no topo da parede de 150mm.

Quadro 5.2 – Caraterísticas das paredes reforçadas OP_PAR nestes ensaios

Ensaio	Momento resistente estimado	Resultados no pico			Resultados no pós-pico				
	M_{rd}	M_{max}	θ_{Mmax}	d_{Mmax}	$M_{min(\theta Mu)}$	M_u	M_u/M_{max}	θ_{Mu}	d_{Mu}/t
	kNm	(kNm)	(mm/m)	(mm)	(kNm)	(kNm)	(%)	(mm/m)	(%)
OP PA1R	17,00	18,70	20,41	47,76	18,70	5,50	29,41	129,12	44,43
OP PA2R	31,68	50,90	82,42	192,86	43,47	22,70	44,59	130,00	44,73
OP PA3R	58,39	68,30	63,57	148,75	52,68	66,17	96,88	63,69	21,91

O (Quadro 5.3.) apresenta algumas caraterísticas de relevância obtidas nestes ensaios, tendo como deslocamento de referência o valor de 150mm, devido a este ser o máximo obtido para a parede OP_PA3R (termino do ensaio devido a problemas com os macacos planos).

Quadro 5.3 – Caraterísticas das paredes OP_PAR nestes ensaios, para perfil transversal, energia dissipada e momento de derrube para o deslocamento 150mm

Parede	Perfil Transversal para 150mm		Energia Dissipada para 150mm	Momento de derrube para 150mm
	Norte (mm)	Sul (mm)	(kJ)	(kN.m)
OP_PA1R	-1,9	28,1	2,1	12,95
OP_PA2R	-8,0	31,6	7,5	46,31
OP_PA3R	-8,9	27,1	10	68,30

Da análise de frequências obtidas resulta o (Quadro 5.4) que apresenta os valores de frequência das paredes OP_PA1R, OP_PA2R e OP_PA3R quando descarregadas horizontalmente (sem força a ser atuada pelos *airbags*) para o fim do segundo ciclo "grandes" de deslocamento 50, 100, e 150. O

deslocamento 0 refere-se à medição de frequência previamente ao início de ensaio. Este quadro apresenta também os valores de módulo de elasticidade correspondentes às frequências obtidas, calculado através da equação (3.1) referida anteriormente.

Quadro 5.4 – Frequências obtidas e módulo de elasticidade correspondente

	Frequência Fundamental (Hz)				Módulo de Elasticidade (GPa)			
Deslocamento (mm)	0	50	100	150	0	50	100	150
OP_PA1R	13	10,5	9,5	9	1,208	0,788	0,645	0,579
OP_PA2R	9	8,5	8	7,6	0,579	0,516	0,457	0,413
OP_PA3R	7,5	7,2	-	7	0,402	0,370	-	0,350

Os valores de frequências obtidas, são um pouco contrários ao que era espectável acontecer, visto que a com o aumento de carga axial na parede (que sobe da parede 1 para a 3) seria suposto um acréscimo de rigidez, e por consequente aumento do valor da frequência, algo que não ocorreu, e que já também se sucedeu no trabalho destas paredes sem reforço [2]. De outro modo a perda do valor de frequência para fora do plano é menor para as paredes mais esforçadas axialmente, o que deve refletir uma menor fissuração/fendilhação para estas.

Dos resultados obtidos para o momento máximo de derrube resistido pela parede, verificam-se superiores aos estimados. Na parede OP_PA1R o valor de momento máximo obtido encontra-se num deslocamento horizontal pequeno e o valor estimado é aceitável, para as paredes OP_PA2R e OP_PA3R o valor de momento máximo, dá-se para deslocamentos elevados, 3 a 4 vezes maior que o da primeira parede, em posições em que o peso próprio da mesma começa a ser muito pouco favorável, e o valor estimado já deixa de ter grande sentido, e como se verifica tem pouca aproximação.

6

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ANTERIORES, DE PAREDES REFORÇADAS E NÃO REFORÇADAS

6.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM CAMPANHAS ANTERIORES

Este capítulo tem como interesse principal a comparação de resultados obtidos na presente dissertação com ensaios idênticos de paredes de alvenaria de pedra não reforçadas (OP_PA#), e com as paredes reforçadas (OP_PFR#), com # igual a 1, 2 e 3 usando a tecnologia de reforço abordada nesta dissertação.

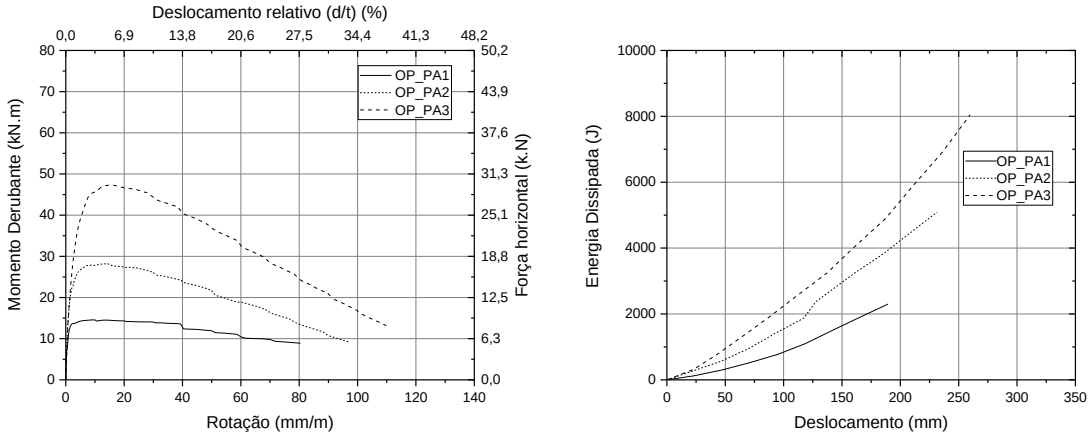
De seguida são apresentados os resultados separadamente destas campanhas já efetuadas, em termos de resistência e de dissipação de energia, para no final se colocarem em comparação com os dados obtidos neste projeto.

6.1.1. PAREDES NÃO REFORÇADAS OP_PA#

No caso das paredes não reforçadas a lei de carga aplicada foi bastante semelhante à usada nos testes desta dissertação, assim como o *setup* da solicitação de carga horizontal (*airbags*). A diferença mais preponderante encontra-se no que foi adotado para aplicar esforço axial de compressão nas paredes 2 e 3, em que nas paredes reforçadas OP_PA2R e OP_PA3R esta carga foi aplicada através de macacos hidráulicos planos e anteriormente à execução do reforço, nas paredes OP_PA2 e OP_PA3 a carga vertical foi imposta com recurso a um atuador hidráulico também no topo da parede, mas apenas aplicado no dia do ensaio.

Os gráficos incluídos na (Fig.6.1) retratam as envolventes da força com o deslocamento das três paredes não reforçadas usando *airbags*, assim como a dissipação de energia que ocorreu durante o ensaio.

Em termos geométricos estas paredes sem reforço, tinham como espessura (t) igual a 0,65m e de largura 1,30m praticamente idênticas às reforçadas com 0,68m e 1,32m respetivamente.



a) b)

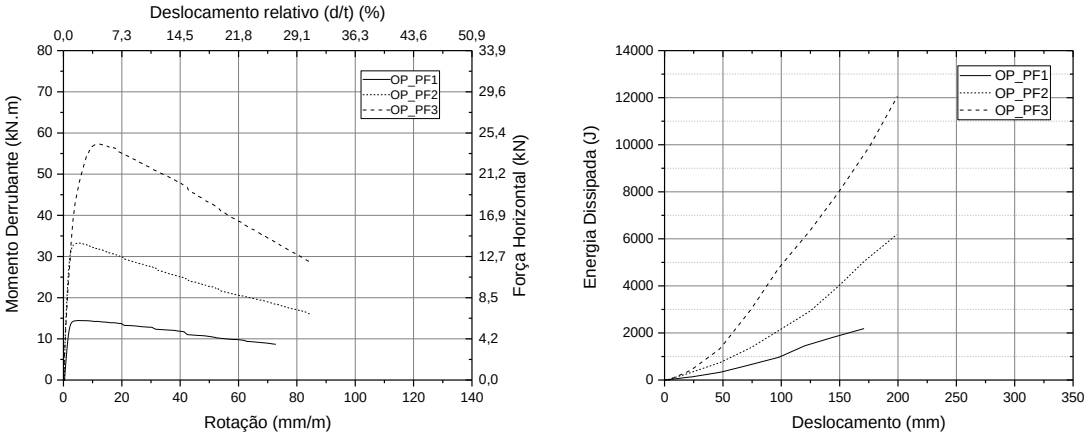
Fig.6.1 – Gráficos a) Força-Deslocamento e b) dissipação da energia durante os ensaios das paredes OP_PA#, [2] e [23]

De um modo geral, facilmente se observa que um valor de esforço axial superior provoca uma resistência ao momento de derrube maior, pois as forças estabilizadoras são também mais favoráveis, (Fig.6.1 a).

Nos gráficos de energia dissipada acumulada é possível constatar que, para o mesmo deslocamento existem níveis de força diferentes o que acarreta também diferentes valores de dissipação de energia que naturalmente depende do valor do esforço axial da parede.

6.1.2. PAREDES NÃO REFORÇADAS OP_PF#

À semelhança das paredes OP_PA# para a verificação da resistência a uma solicitação aplicada para fora do plano, o *setup* utilizado foi o mesmo, à exceção do método de aplicação da carga, sendo as OP_PF#, sujeitas a uma força "concentrada" no topo da parede (Fig. 6.2.).



a) b)

Fig.6.2 – Gráficos a) Força-Deslocamento e b) dissipação de energia das paredes OP_PF1, OP_PF2 e OP_PF3, [2] e [23]

Atendendo a que a posição onde está aplicada a força se encontra numa zona superior, relativamente aos ensaios com carga distribuída, dá origem a um braço do momento fletor maior, que deste modo reduz a força necessária para criar o mesmo deslocamento, mas originando momentos de derrube ligeiramente superiores. Este método origina valores de esforço transverso constante em toda a seção da parede, no caso das OP_PF# e OP_PFR#, embora seja ligeiramente inferior à força de corte total das OP_PA# e OP_PAR# que possuem um esforço transverso triangular.

Observando os gráficos entende-se que para um esforço axial na parede, permite um aumento do valor da resistência máxima maior, e que do mesmo modo acontece para a evolução da energia dissipada.

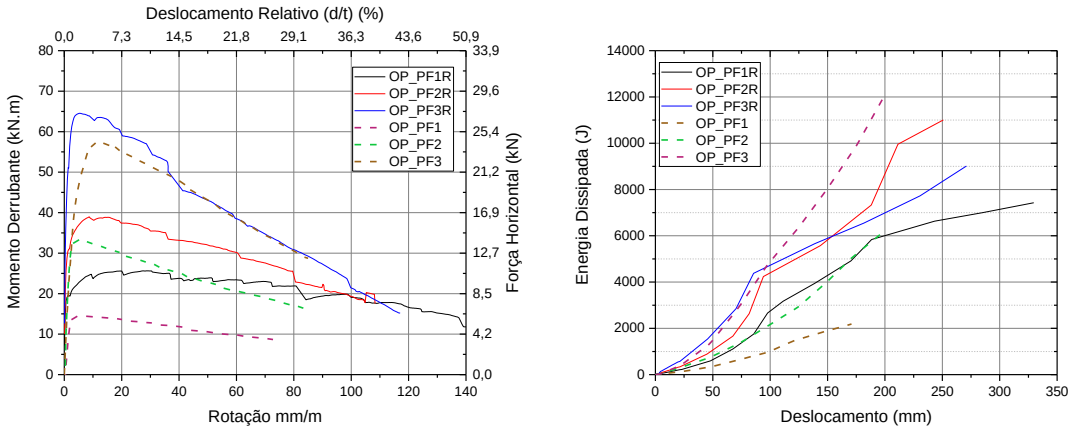
6.1.3. PAREDES REFORÇADAS OP_PFR#

No projeto do reforço das paredes de alvenaria de pedra abordado na tese de mestrado de Diogo Marques, em [1], a solução de reforço foi praticamente igual à utilizada na presente dissertação. Ao nível de *setup* utilizado, foi igual ao usado nas paredes OP_PF#, apenas com uma ligeira diferença na lei de carga seguida, que para grandes deslocamentos o movimento de retorno foi restringido, não voltando para o deslocamento inicial zero.

Nestas paredes foi aplicado um reforço de rede *Cintoflex* e argamassa de cal (Reabilita Cal Consolidação) fixado através de buchas plásticas com parafusos zincados com comprimento de 7cm e 6mm de diâmetro, o que no final conduz uma espessura na parede de 0,71m.

Interpretando os gráficos compreende-se que os valores de resistência aumentaram para o mesmo deslocamento comparativamente às paredes não reforçadas OP_PF# promovendo uma maior capacidade de deformação, e que do mesmo modo o valor do esforço axial presente na parede fornece uma maior estabilidade, e assim uma maior reação ao movimento imposto.

Na (Fig.6.3. a) apresentam-se o gráfico de força em função da rotação e na (Fig.6.3 b) o gráfico de energia dissipada relativos às paredes OP_PFR# e inclui-se também os gráficos correspondentes às paredes não reforçadas (OP_PF#).



a) b)

Fig.6.3 – Gráficos a): Força-Deslocamento e b): dissipação da energia das paredes OP_PF#, OP_PFR# de [2] e [23]

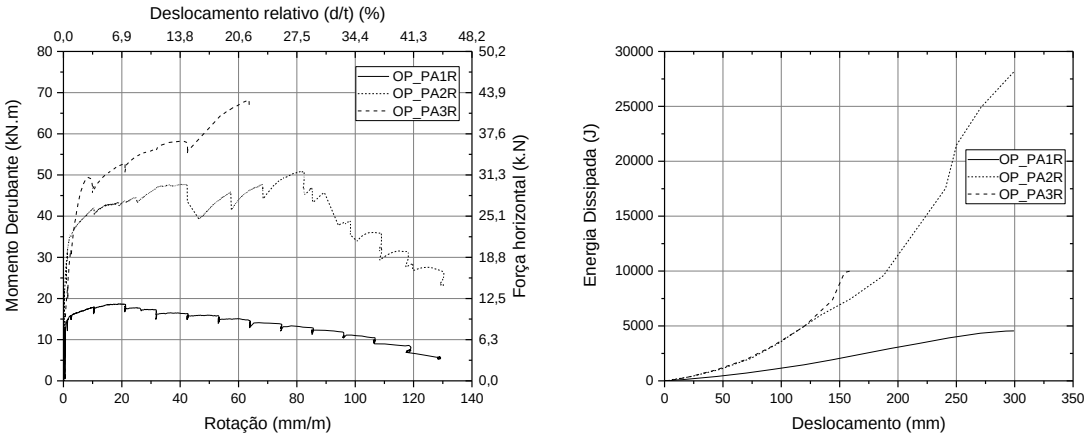
Como já foi referido a lei de carga seguida não foi igual aos restantes ensaios. No gráfico da envolvente força *vs.* deslocamento, não acarreta grandes diferenças, mas para os gráficos de evolução da energia dissipada altera, pois o "caminho percorrido" foi inferior, traduzindo numa menor dissipação de energia a partir de 90mm de deslocamento.

6.1.4. PAREDES REFORÇADAS OP_PAR#

No âmbito desta dissertação foram estas as paredes estudadas. Os dados obtidos foram apresentados no capítulo anterior (capítulo 5) mas, que de uma forma resumida apresentam-se novamente na (Fig.6.4).

Nestes ensaios como já foi referido, a pequena alteração relevante encontra-se no método de aplicação da força axial das paredes. A implementação do esforço antecipadamente à execução do reforço, retrata melhor uma situação de reabilitação deste tipo de edifícios. Simultaneamente o diferente tipo de macacos hidráulicos implementados torna um dos pontos diferentes relativamente aos outros ensaios, pois estes ficaram em carga durante todo o tempo desde a aplicação do reforço até ao final do ensaio, embora tenham revelado alguns problemas técnicos ao longo do processo que merecem mais atenção futura.

Ao nível do reforço a técnica adotada foi idêntica ao trabalho reportado em [1] nas paredes OP_PFR# tendo melhor qualidade na ancoragem da mesma à sapata, assim como ao pré-tensionamento da rede para que a distribuição dos esforços fosse melhorada. A espessura da parede com a implementação deste sistema ficou pelos 0,68m o que corresponde a 1,5cm de espessamento (por face) de argamassa de cal adicional.



a) b)

Fig.6.4 – Gráficos a): Força-Deslocamento e b): dissipação da energia das paredes OP_PA#, [2] e [23]

Atendendo os gráficos de força deslocamento constata-se novamente que para uma um nível de carga axial superior, a resistência ao movimento é também superior. Do mesmo modo acontece na evolução da dissipação da energia devido ao incremento de força necessária.

O (Quadro 6.1) apresenta os valores de momento resistente máximos obtidos, e valor de energia dissipada durante os ensaios para 150mm para as paredes reforçadas e não reforçadas (OP_PA# e OP_PAR#) e os ganhos dessas duas grandezas.

Quadro 6.1 – Momento máximo e energia dissipada nas paredes OP_PA# e OP_PAR#

Parede	Parede OP_PA		Parede OP_PAR	
	M_{max}	*E. Dissipada (a 150mm)*	M_{max}	*E. Dissipada (a 150mm)*
	(kNm)	(kJ)	(kNm)	(kJ)
1	14.57	1,55	18,70 (28%)	2,10 (35%)
2	28.30	3,10	50,90 (80%)	7,50 (142%)
3	47.33	3,50	68,30 (44%)	10 (185%)

6.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OP_PA COM OP_PAR E OP_PAR COM OP_PFR

A apreciação de resultados e a comparação destes mesmos com outros é parte importante da presente dissertação. Para tal, neste capítulo é feito isso mesmo, tendo em conta alguns critérios de comparação, interessando verificar ganhos ou perdas de resistência, capacidade de deformação e dissipação de energia.

6.2.1. COMPARAÇÃO OP_PA COM OP_PAR

Esta comparação que se segue é entre as paredes originais, sem reforço, e paredes usando a solução de reforço apresentada, através da imposição de movimento com *airbags*.

Considerando que caraterísticas como espessura (t), centro de gravidade dos *airbags*, e posição do LVDT de topo pouco se alteraram, apresenta-se o gráfico de evolução da força/deslocamento paredes 1, 2 e 3 com e sem reforço.

Um aspeto importante a realçar relaciona-se com a parede OP_PA1R, em que a disposição dos elementos de alvenaria não é totalmente idêntica à da OP_PA1, pois possui uma travação das pedras que ficou ligeiramente diferente após a reconstrução da parede. Este é um aspeto que pode ser importante pois altera resistência da parede, mas que não é de fácil quantificação.

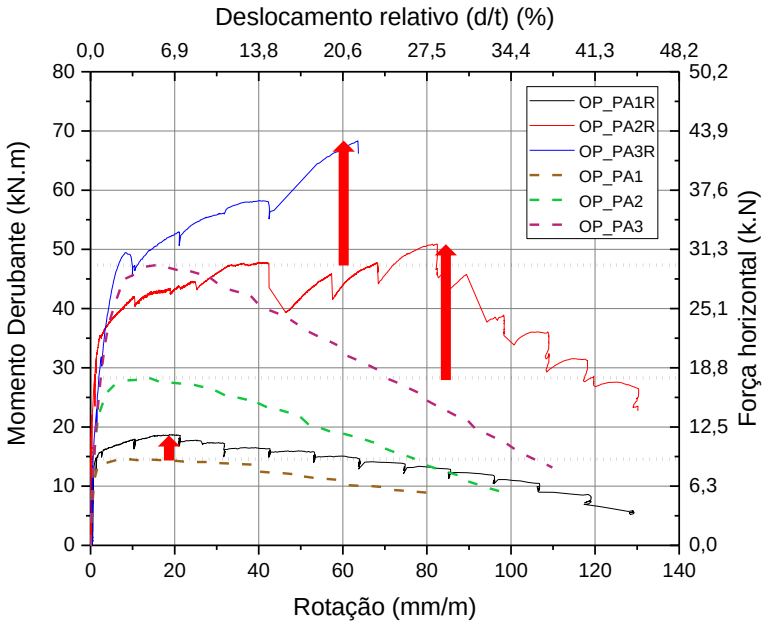


Fig.6.5 – Gráfico Força-Deslocamento das paredes 1,2 e 3 com e sem reforço.

Como se pode observar pela (Fig.6.5.) existem ganhos de resistência para a solução reforçada assim como de capacidade de deformação. Para a parede OP_PA1R esta diferença não parece ser muito significativa, mas isto pode dever-se, como foi já referido, ao facto de a disposição dos elementos de alvenaria não serem exatamente iguais entre a OP_PA1 e a OP_PA1R. No caso da parede OP_PA2R os ganhos de resistência são os maiores, colocando a força máxima para a rotação 80mm/m exibindo um bom desempenho da rede plástica *Cintoflex*. Na terceira parede a realização do ensaio ficou-se pelo deslocamento aplicado de 150mm, mas constata-se que existe também uma melhor resistência e capacidade de deformação relativamente à parede original.

O valor de força máxima atingiu-se mais tardiamente, o que será certamente devido à contribuição rede *Cintoflex* que apresenta uma capacidade de deformação à rotura muito elevada (Fig.6.6.) que fortemente contribui para a dispensa de fendilhação e manutenção da resistência da parede para deformações maiores do que a parede não reforçada.



Fig.6.6 – Deformação da rede na base da parede junto à ancoragem

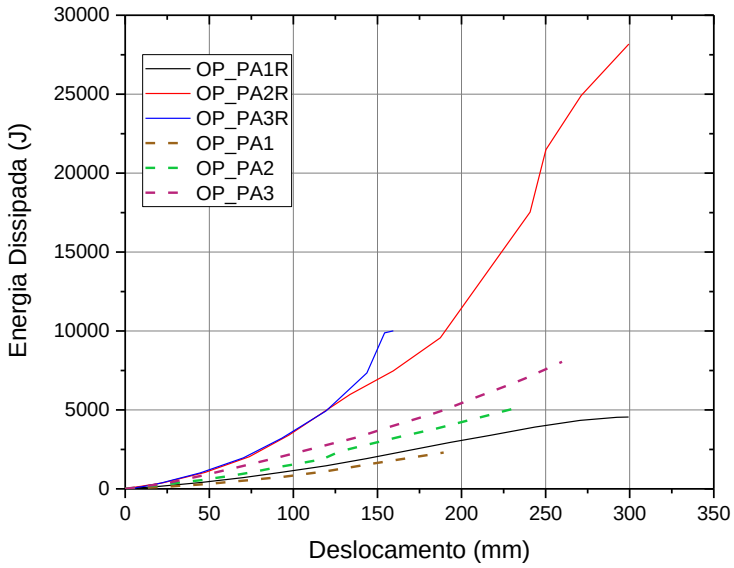


Fig.6.7 – Comparação da dissipação da energia das paredes 1,2 e 3 com e sem reforço.

Atendendo a que o deslocamento último não foi igual para todos os ensaios, e visto que o menor destes foi para 150mm o (Quadro 6.2) apresenta os valores de energia dissipada acumulada durante o ensaio para 25, 50, 75, 100, 125 e 150 mm retirados dos gráficos apresentados na (Fig.6.7).

A dissipação de energia ocorrida nas paredes OP_PA2R e OP_PA3R é muito elevada comparativamente com as mesmas, mas não reforçadas. Este acontecimento poderá dever-se questões associadas ao esforço axial da parede, devido a problemas com os macacos planos. Atendendo a isto fica a duvida da

veracidade destes valores, mas que claramente refletem uma boa capacidade de dissipação de energia associada a estas paredes com reforço.

Na OP_PA1R em que o uso de esforço axial de compressão não foi empregue, os ganhos de energia dissipada relativamente à solução não reforçada, não são exageradamente superiores como nas restantes paredes 2 e 3. De qualquer forma evidenciaram-se ganhos aceitavelmente consideráveis, o que mostra capacidade de deformação plástica interessante quando associado a ações sísmicas.

Quadro 6.2. – Energia dissipada acumulada pelas paredes OP_PA# e OP_PAR#

	Energia dissipada (J)					
Deslocamento (mm)	25	50	75	100	125	150
OP_PA1	150	323	570	852	1387	1645
OP_PA2	302	560	1057	1550	2280	2711
OP_PA3	350	820	1600	2264	2933	3686
OP_PA1R	202	534	790	1163	1568	2050
OP_PA2R	448	1134	2106	3594	5465	6930
OP_PA3R	470	1211	2219	3658	5490	8851

6.2.2. COMPARAÇÃO OP_PAR COM OP_PFR

Esta é uma comparação entre paredes com idêntico sistema de reforço, mas *setup* de imposição de deslocamento diferente, em que OP_PAR é com carga distribuída, e OP_PFR é com carga concentrada. Os valores dos ensaios das paredes OP_PFR foram retirados do artigo [23].

Será de ter atenção que esforços transversos exercidos nas mesmas são diferentes assim como disposição das pedras e seus travadouros são também diferentes. Em termos de forma final são praticamente semelhantes com altura de 2,50m, largura 1,30m e espessura 0,7m.

Relativamente ao ponto de aplicação da força este é bastante diferente, sendo que para a parede OP_PFR situa-se a 2,36m de altura relativamente à superfície da sapata, e nas paredes OP_PAR o mesmo situa-se a cerca de 1,60m (centro de gravidade dos *airbags*), por essa razão optou-se por fazer a comparação em termos de momento de derrube vs. rotação global da parede.

Assim, na (Fig.6.8.) apresenta-se o gráfico força deslocamento das paredes referidas, apresentado em valores de momento de derrube, com a sua rotação vertical.

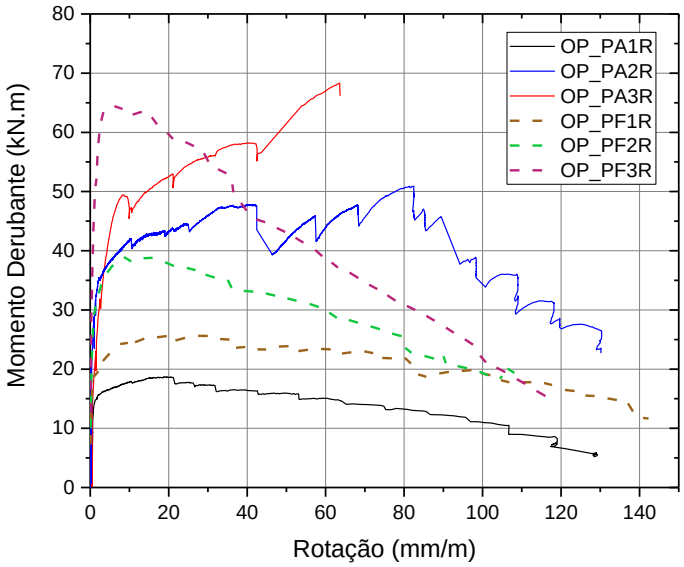


Fig.6.8 – Gráfico momento de derrube vs. rotação vertical das paredes reforçadas OP_PAR# e OP_PFR#

De modo geral verifica-se uma razoável concordância de resistência entre as soluções de reforço, para um dado esforço axial idêntico. A nível de capacidade de deformação apresentam diferenças bastante pronunciadas para situações de deslocamento maior, o que possa dever-se à implementação de uma melhor ancoragem, ou ao método da aplicação do esforço axial nas paredes.

Para a análise da dissipação da energia acumulada das paredes reforçadas, não será possível comparação direta para deslocamentos superiores a 90mm visto que a lei de carga foi diferente. Outro aspeto como já mencionado, a quantidade de força necessária para induzir o mesmo valor de momento de derrube é diferente, e atendendo a que o cálculo efetuado para a energia dissipada relaciona-se com a força e não como o momento de derrube, as circunstâncias são diferentes.

Atendendo ao referido, o gráfico da (Fig. 6.9.) mostra para as duas situações de carga horizontal, que a dissipação de energia cresce com o aumento de esforço axial na parede (até 90mm), com uma separação bastante destacada nas OP_PFR# sendo menor entre a OP_PA2R e OP_PA3R. Comparando agora as paredes reforçadas, os valores de energia dissipada são maiores para as OP_PFR# (até 90mm), que dever-se-á a uma plastificação muito mais acentuada das OP_PFR# para deslocamentos iniciais.

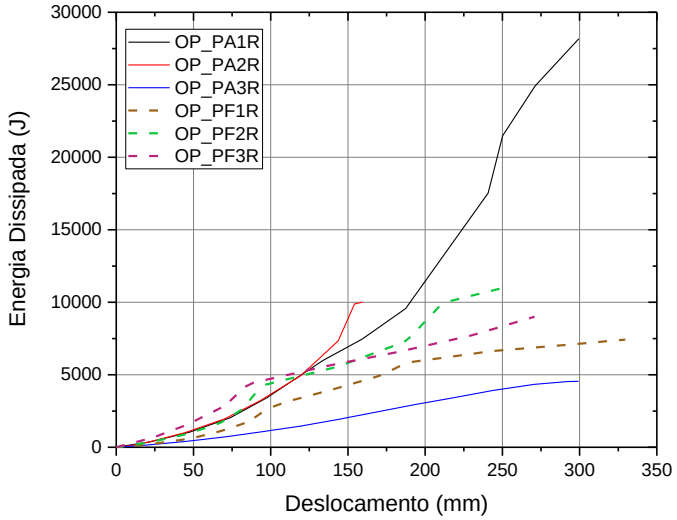


Fig.6.9 – Comparação de dissipação da energia das paredes OP_PAR# e das paredes OP_PFR#.

Resumidamente apresenta-se o (Quadro 6.3.) com valores do momento resistente ao derrube de todas as soluções apresentadas, quando o deslocamento se encontra nos 150mm, de forma a ter-se uma noção das diferenças obtidas.

Quando 6.3 – Momentos de derrube das paredes 1, 2, 3, 4, 5 e 6 para solução reforçada e não reforçada, com sistema de carregamento referidos.

Paredes não reforçadas	Momento para (150mm) da parede não reforçada (kN.m)	Paredes reforçadas	Momento para (150mm) da parede reforçada (kN.m)
OP_PA1	10,05	OP_PA1R	12,95 (28%)
OP_PA2	18,19	OP_PA2R	46,31 (154%)
OP_PA3	31,5	OP_PA3R	68,3 (116%)
OP_PF1 (4)	9,3	OP_PF1R (4)	22,64 (143%)
OP_PF2 (5)	19,95	OP_PF2R (5)	28,48 (42%)
OP_PF3 (6)	36,7	OP_PF3R (6)	36,63 (-0,19%)

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sintetizando, o reforço encontra-se em utilização quando sujeito a ações fora do plano, promovendo uma melhor capacidade de solidarização da parede, e facilitando assim uma melhor recuperação para um novo início de carga, o desejável para situações de ação sísmica. O aumento de capacidade de deformação visível nos gráficos atrás apresentados permite um aumento dos níveis de dissipação de energia, mantendo os danos na estrutura menores e mais controlados. A presença de uma maior quantidade de reforço levará a um aumento de resistência global da parede, pelo que, sendo necessário para zonas da fachada sujeitas a uma maior solicitação se poderá sempre colocar mais malhas de rede ou adotar outro mais resistente.

7

ANÁLISE NUMÉRICA DOS EFEITOS SÍSMICOS NUM EXEMPLO DE UMA HABITAÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA

7.1. INTRODUÇÃO

O pretendido com esta análise que de seguida vai ser apresentada, é o estudo dos esforços a que uma habitação regular em alvenaria de pedra pode estar sujeita quando solicitada a eventos sísmicos, e avaliar se é viável a solução de reforço exposta. Para isso recorreu-se a um modelo numérico já desenvolvido por Liliana Alves no decurso da sua dissertação [3] realizada na FEUP. A ideia foi usar o modelo para obtenção de esforços simulando as características do reforço nos materiais que constituem o edifício, mantendo as solicitações que foram definidas.

O programa para o estudo numérico utilizado foi o SAP2000 V18 [25] (Computers and Structures, Inc., 2016), a partir do qual se retiraram as envolventes de esforços pretendidos para a combinação de carregamento mais desfavorável. As paredes de alvenaria de pedra são simuladas como elementos de malha para uma melhor compreensão da distribuição de esforços.

7.2. AÇÕES CONSIDERADAS

O modelo foi abordado com intuito de analisar um caso real, ou seja, é uma simulação de uma habitação afetada pelo sismo de 1998. A casa dá pelo nome de *Casa da Canada do Sousa* e encontra-se na Ilha do Faial, Açores. A habitação é uma típica construção tradicional, edificada em paredes de alvenaria de pedra, possui 2 pisos e a sua cobertura é realizada em 2 águas (Fig.7.1).



Fig.7.1 – Casa da Canada do Sousa [26]

A análise numérica descrita em [3] envolve diferentes estados casos (hipóteses) estruturais e propriedades materiais da construção, como por exemplo com ou sem pavimento superior, com ou sem cobertura, características materiais melhores ou piores, etc. Na análise que se segue apenas se dá interesse ao modelo completo, de nome de referência A7, em que se admite ligação adequada da cobertura e pavimentos às paredes em que se apoiam. Assim sendo proceder-se-á à descrição da geometria e das ações contempladas.

Os valores das ações solicitadas no programa de cálculo são as mesmas usadas em [3], e que o peso próprio dos materiais da construção é caraterizado no (Quadro 7.1).

Quadro 7.1 – Características dos materiais constituintes

Peso Próprio dos Materiais constituintes	Valor
Alvenaria de Pedra	18KN/m3
Madeira Criptoméria	2.7KN/m3

A planta do edifício é de 10,94x5,89m^2 em que altura do segundo atinge 6,00m nas a empenas enquanto nas zonas das fachadas apenas tem 4,70m. O primeiro piso tem uma altura de 2,00m, e as espessuras das fachadas/empenas são apresentadas no (Quadro 7.2.).

Quadro 7.2 – Geometria do edifício

Fachada da Casa da Canada do Sousa	Espessura das Paredes de Alvenaria	
	1º Piso	2º Piso
Fachada Principal	0,65m	0,55m
Tardoz	0,65m	0,55m
Empena Esquerda	0,55m	0,55m
Empena Direita	0,55m	0,55m

As ações consideradas são apresentadas no (Quadro 7.3.) ações permanentes, e no (Quadro 7.4.) as variáveis, à exceção da aceleração sísmica.

Quadro 7.3 – Ações Permanentes

Restantes Cargas Permanentes	Valor
Pavimento	0.6KN/m2
Cobertura	0.7KN/m2

Quadro 7.4 – Ações Variáveis.

Ações Variáveis	Valor	Ψ2
Pavimento	2KN/m2	0,3

Ação Sísmica considerada no modelo de cálculo para obtenção de esforços na estrutura em estudo, habitação tradicional em alvenaria de pedra foi o sismo ocorrido no Faial no 1998. Os acelerogramas segundo direção xx, yy e zz estão representados nas (Fig.7.2 / Fig.7.3 / Fig.7.4.) respetivamente.

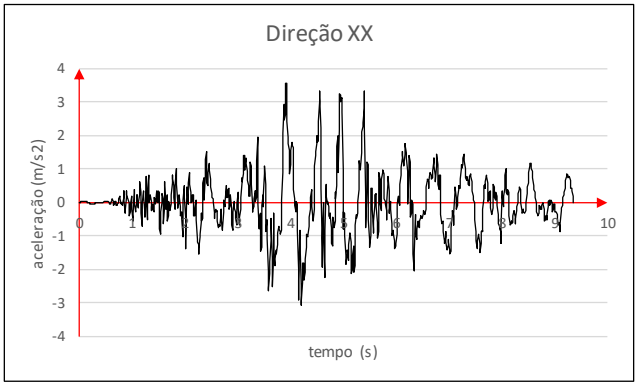


Fig.7.2 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção x

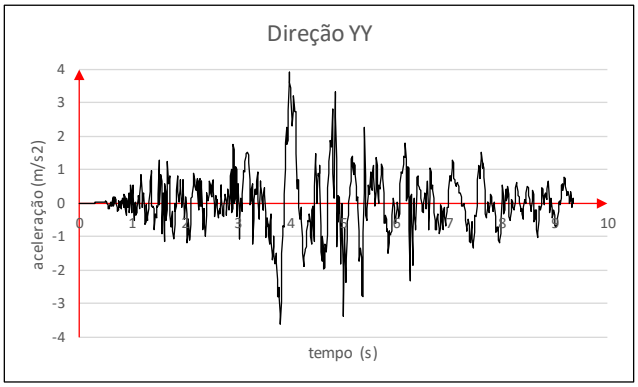


Fig.7.3 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção y

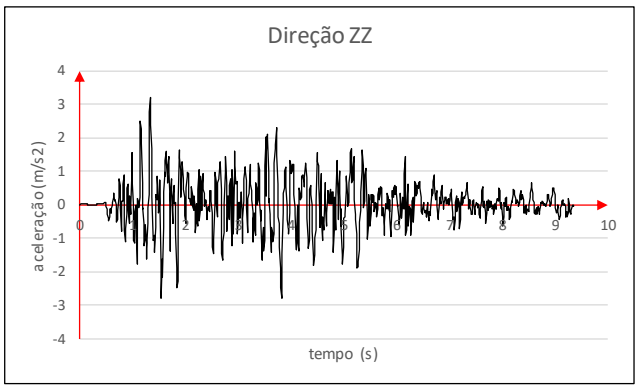


Fig.7.4 – Acelerograma utilizado para a ação sísmica na direção z

7.3. CARACTERÍSTICAS ALTERADAS NO MODELO

Na perspetiva de obter os esforços na construção associados a estas ações referidas em paredes de alvenaria de pedra reforçadas, foi alterado o valor do módulo de elasticidade atribuído aos materiais delas constituintes, para o módulo de elasticidade obtido para as paredes estudadas.

Para estimar o módulo de elasticidade das paredes, recorreu-se aos valores obtidos do gráfico da força em função do deslocamento das paredes OP_PFR# em [1], segundo o critério de deformabilidade associado a uma consola carregada transversalmente na sua extremidade. O (Quadro 7.5.) apresenta os módulos de elasticidade estimados pela relação da rigidez.

Quadro 7.5 – Características melhoradas utilizadas, referentes às paredes OP_PFR#

Parede	K (kN/m)	E (GPa)
OP_PFR1	5490	0,790
OP_PFR2	7500	1,05
OP_PFR3	6410	0,899
Média	6460	0,913

Obtidos estes valores e adotando o modelo numérico realizado [3], e disponibilizado pela respetiva autora, apenas se alterou o valor de módulo de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra para 0,9GPa, que traduz uma a estimativa para paredes reforçadas com o sistema utilizado e descrito na presente dissertação. O objetivo é assim analisar os dados obtidos e averiguar a aplicabilidade do reforço numa estrutura deste género.

7.4. RESULTADOS OBTIDOS

Após a execução do programa SAP2000v18 [25], com as solicitações e cargas referidas anteriormente são obtidos os diagramas das envolventes de momentos na direção horizontal e vertical, assim como os esforços axiais e as tensões. Destaca-se o interesse nos valores positivos (tração), de modo a se poder fazer juízos de valor em relação à prática do reforço apresentado na presente dissertação.

A (Fig.7.5.) apresenta a distribuição de esforços máximos nas fachadas da habitação em estudo, na direção horizontal. Como é de esperar há pequenas zonas que possuem esforços mais elevados do que a média em geral e que deverão ser resolvidos com outras soluções pontuais caso se considere necessário. Para os esforços de tração horizontal o valor máximo médio (verde) apresenta-se nos 15kN/m.

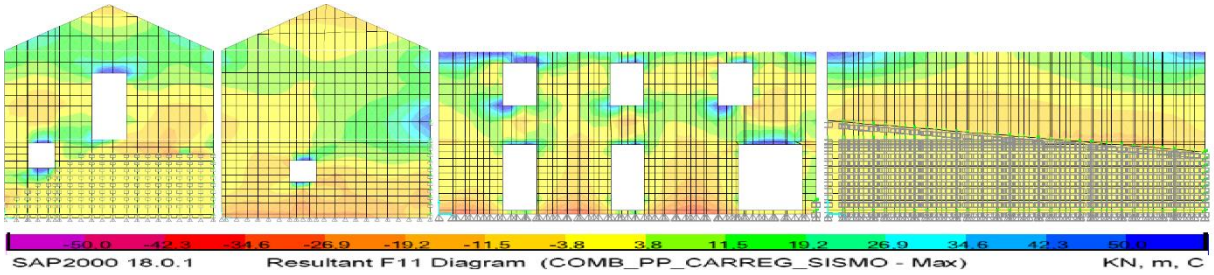


Fig.7.5 – Diagrama de esforços axiais na direção horizontal

Para os esforços axiais máximos relativamente à vertical o valor superior obtido é de 10kN/m em pontos muito localizados na parte superior da habitação, pois o peso próprio da alvenaria deixa de ter grande significado acabando por dar mais relevo às trações (Fig. 7.6.).

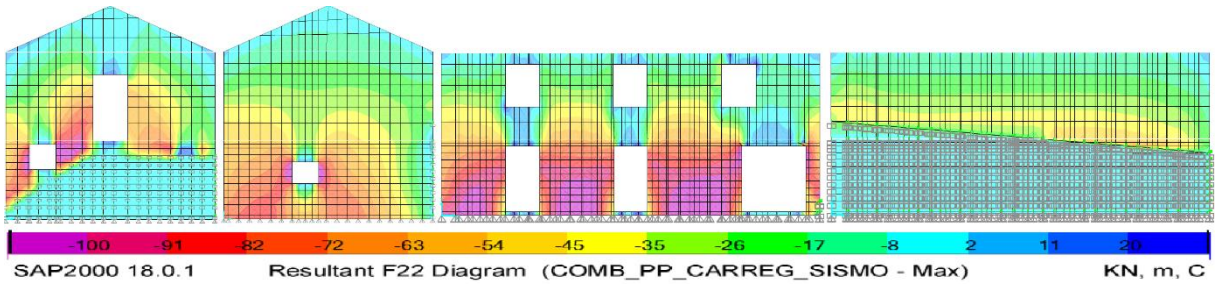


Fig.7.6 – Diagrama de esforços axiais na direção vertical

No caso dos momentos fletores máximos que provocam flexão horizontal (i.e., em torno de eixo vertical contido na parede, que provoca deformada de flexão em planos horizontais, portanto originado trações horizontais) verificam-se valores maiores na zona de topo das empenas da ordem dos 8kN.m/m, como se observa na (Fig.7.7.). Estes momentos traduzem os esforços de tração horizontal o que se verifica na (Fig.7.5.).

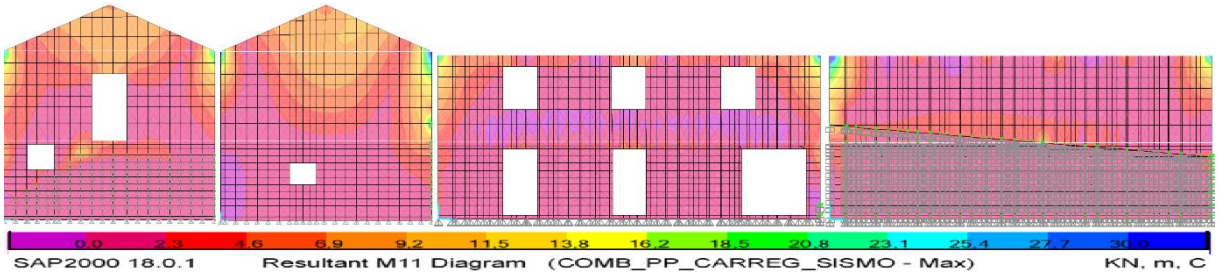


Fig.7.7 – Diagrama de momentos fletores horizontais máximos

O diagrama seguinte (Fig.7.8) reflete o mesmo que o anterior, mas neste caso, refere-se às distribuições dos valores negativos (mínimos) obtidos com o programa de cálculo. Aqui volta a provocar momentos fletores maiores na mesma zona que a anterior, no topo das empenas, com valores de 10kN.m/m.

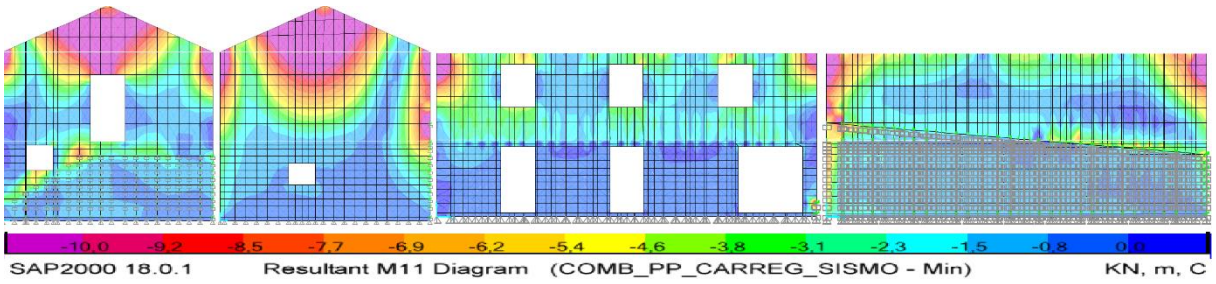


Fig.7.8 – Diagrama de momentos fletores horizontais mínimos

A (Fig.7.9) apresenta a distribuição dos momentos fletores máximos relativamente à direção horizontal que de um modo geral não superam os 9kN.m/m.

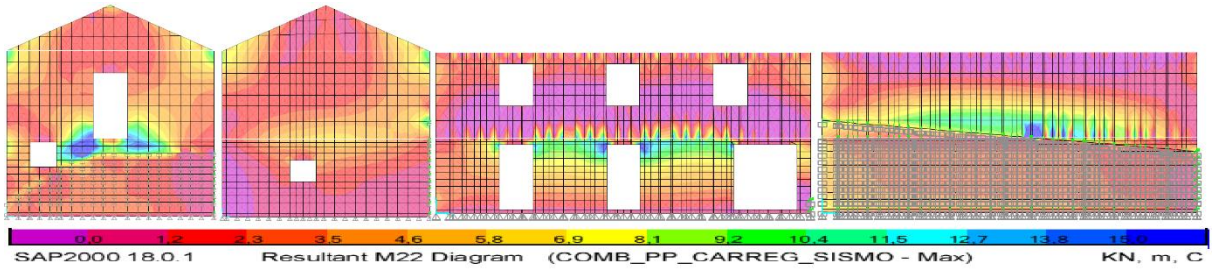


Fig.7.9 – Diagrama de momentos fletores verticais máximos

O seguinte diagrama Fig.7.10 reflete agora os momentos fletores mínimos para a direção horizontal que apresentam uma média geral de 3kN.m/m.

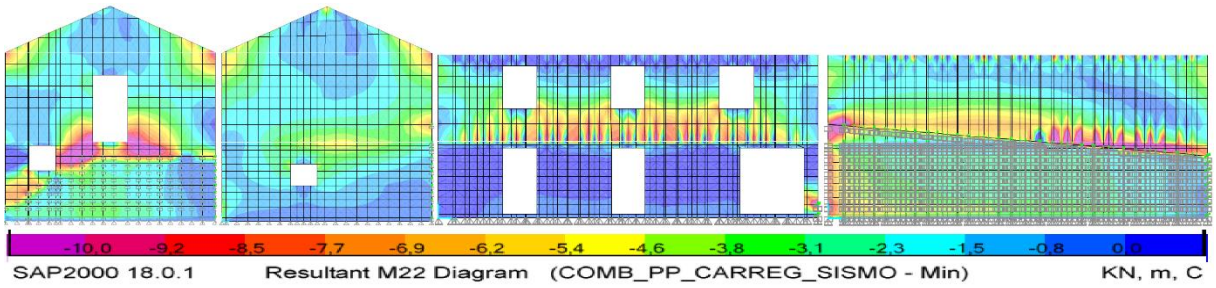


Fig.7.10 – Diagrama de momentos fletores verticais mínimos

Para complementar apresentam-se os valores de tensão na face visível da fachada em kPa para valores superiores a 0 para se identificar melhor as trações. A Fig.7.11 retrata as tensões relativamente à horizontal, e a Fig.7.12 para a vertical. Como o peso próprio da estrutura é contabilizado, e a mesma é composta em alvenaria de pedra (material pesado) os esforços de tração vertical são diminutos como ilustra a Fig.7.12.

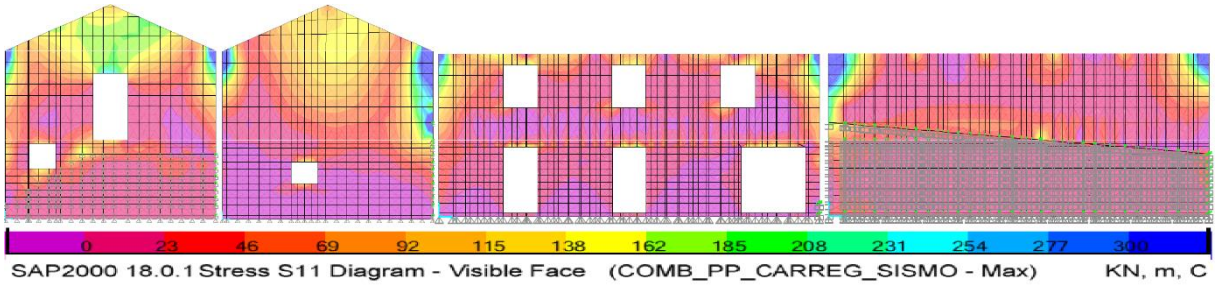


Fig.7.11 – Diagrama de tensões relativamente à horizontal

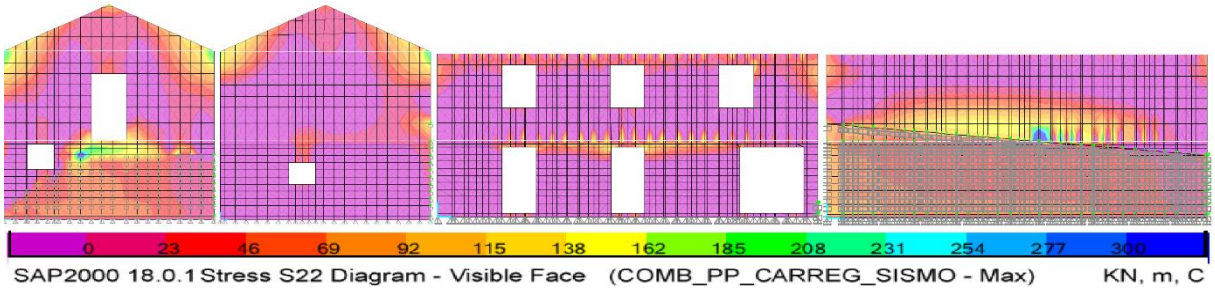


Fig.7.12 – Diagrama de tensões relativamente à vertical

7.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Como se pode visualizar a força máxima de tração não ultrapassa os 15kN/m e para os momentos fletores o valor máximo é de 10kN.m/m.

Se for, simplificadamente, assumida a equação de equilíbrio interno de momentos de estado último:

$$M_r = 0{,}9 \times d \times F$$

Com d a pertencer sensivélmente à espessura da parede de alvenaria de pedra, e F a força resistente de tração da seção. Para um momento fletor de 10kN.m/m (não afetado com a combinação de esforço axial de tração) e uma espessura de parede 0,60m seria necessária uma força de 18,5kN/m.

Atendendo a estes dois valores de força de tração máxima de ocorrência possível, 15kN/m e 18,5kN/m obrigaria a uma quantidade máxima de rede *Cintoflex* de 5malhas por metro (valor de resistência da rede 3,5kN/m, sem coeficiente de segurança, como se já viu a rede pode chegar até aos 5kN/m). Esta quantidade de malhas não aparenta ter grande problema de aplicabilidade, pois a mesma é bastante trabalhável, situação que aconteceu no presente trabalho, em que a sobreposição de malhas de rede na secção central foi necessária, ficando com 4 malhas sobrepostas, e não apresentou grande ploblema de aplicação da argamassa, embora para a necessidade de muitas sobreposições é preciso ter atenção à aderência do recobrimento. Para pontos localizados pode-se também usar outra malha mais forte, mas que no geral os esforços não são tão elevados, e este tipo de reforço apresenta bons resultados e pode ser produzido a uma larga escala, com um preço bastante reduzido em comparação com a maior parte das soluções de reforço.

8
CONCLUSÕES

8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho aqui apresentado provém do seguimento de estudos já realizados do comportamento de paredes de alvenaria de pedra para ações fora do plano. A solução de reforço adotada advém de um estudo [1] efetuado para ações aplicadas com recurso a carga concentrada no topo das paredes. Na presente dissertação o recurso às ações deveu-se a uma carga distribuída aplicada através de pressão de ar insuflada em *airbags*.

Nesta dissertação é apresentado todo o percurso efetuado no estudo da solução de reforço, o seu método de execução, as formas e técnicas utilizadas na sua fixação, a descrição dos materiais empregados, a apresentação e análise dos resultados e a sua comparação com alguns resultados de estudos anteriores.

Analisando os dados obtidos, a solução de reforço aplicada evidencia ganhos de rigidez, capacidade de deformação, dissipação de energia, relativamente a paredes sem reforços. Um aspeto importante refere-se também aos padrões de dano alcançados que foram notavelmente reduzidos devido à compactação que a solução de reforço oferece. O comportamento das paredes observado durante os ensaios resume-se a efeitos de rotação de um corpo rígido em torno de um eixo quando aplicado um momento de derrube, associado a fendilhações do reforço e desagregação de algumas pedras junto à base da parede.

A aplicabilidade deste reforço apresentado é bastante boa para paredes de alvenaria de pedra, pois possuí todos os requisitos necessários para a sua execução. Este reforço exibe uma capacidade de adaptação a superfícies irregulares, e de fácil manuseamento que associado a um baixo investimento, são uma solução promissora no âmbito em estudo.

A análise numérica de edifícios típicos em alvenaria de pedra permite mostrar que a solução de reforço estudada possui adequabilidade, quando sujeita a ações sísmicas. O sismo simulado refere-se a um já ocorrido que possuía moderada a elevada intensidade, e, no caso em concreto a estrutura do edifício estudada não ficou submetida a esforços muito elevados, passiveis de serem absorvidos em flexão composta com o tipo de reforço em estudo.

Concluindo, os melhoramentos observados do reforço em relação às paredes não reforçadas, permite aumentar as resistências e capacidade de deformação, diminuindo os danos em estruturas deste tipo quando sujeito a ações horizontais fora do plano, trazendo mais confiança à suscetibilidade sísmica.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação o uso de macacos planos para pré-compressão da parede de alvenaria de pedra para obtenção dos esforços axiais pretendidos evidenciou durante o ensaio ser um fraco método. A necessidade do pré-tensionamento das paredes é um facto deste estudo, e que foi devidamente colmatado com uso destes macacos planos, porém os movimentos cíclicos durante o ensaio promoveram a excessiva abertura dos macacos, que provocou a rotura dos mesmos em algumas situações.

Atendendo a esta dificuldade sugere-se a implementação da carga axial através de outro tipo atuação, ou diferente sistema de ancoragem.

Com este estudo encoraja-se a aplicação deste tipo de reforço a outra variedade de estruturas devido à sua praticabilidade/adequabilidade serem bastante vastas.

Aplicar outras redes de maior capacidade que evite duplicação.

Investir em modelações numéricas não lineares que permitam comparar/reproduzir os ensaios, a fim de poder fazer estudos paramétricos em ouras situações.

Ensaios dinâmicos em mesa de sísmica para avaliar a capacidade do reforço face a ações rápidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Marques, Diogo Luís Moreira. *Ensaios Experimentais Fora do Plano de Paredes em alvenaria de pedra reforçadas*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto 2014.

[2] Ferreira, T.M., A.A. Costa, A. Arêde, A. Gomes, A. Costa. *Experimental characterization of the out-of-plane performance of regular stone masonry walls, including test setups and axial load influence*, 2667-2692, Bull of Earthquake Engineering. Springer, 2015.

[3] Alves, Liliana Patrícia Nogueira. *Estudo numérico dos efeitos sísmicos fora do plano em paredes de alvenaria de pedra de construções tradicionais*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

[4]https://pt.wikipedia.org/wiki/Necr%C3%B3pole_de_Giz%C3%A9#/media/File:Giza_pyramid_complex.jpg, junho 2016

[5]https://pt.wikipedia.org/wiki/Muralha_da_China#/media/File:Noel_2005_P%C3%A9kin_031_muraille_de_chine_Mutianyu.jpg junho 2016.

[6] Sousa, Hipólito José Campos de. *Construções em Alvenaria Apontamentos*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

[7] https://en.wikipedia.org/wiki/Alc%C3%A1ntara_Bridge#/media/File:Bridge_Alcantara.JPG junho 2016.

[8] Rodrigues, Jorge Miguel Vital. *Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, 2010.

[9] Binda, L., Baronio, G., & Modena, C. *Strengthening of masonries by injection technique*. The Sixth North American Masonry Conference, (6-9 de Junho de 1993), Filadélfia Pensilvânia.

[10] Roque, João Carlos Almendra. *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.

[11] Ferreira, Tiago Miguel dos Santos. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios em alvenaria*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2009.

[12] Costa A, Guedes J.M., Varum H.. *Building Pathology and Rehabilitation, Structural Re-habilitation of Old Buildings*, Springer, 2013.

[13] Roseiro, Joana Raquel Farias. *Causas, anomalias e soluções de reabilitação estrutural de edifícios antigos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, 2012.

[14] Binda L., Saisi A. - *State of art of research on historic structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan. Italy (junho 2001)

[15] Piccirilli, C., "*Consolidamento Critico. Premesse Storico-Strutturali".* Università degli Studi di Roma "La Sapienza". Bonsignori Editore, 1996.

[16] D. D'Ayala and E. Speranza. *Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings*. Earthquake Spectra, 2003.

[17] Pinho, Fernando F. S. *Paredes em Edifícios Antigos em Portugal,* Colecção Edifícios, LNEC, 2008.

[18] Candeias, Paulo José de Oliveira Xavier. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria,* Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2008.

[19] Appleton, J., *Reabilitação de edifícios antigos: Patologias e tecnologias de intervenção*, Amadora, Edições Orion, 2003.

[20] NIKER, *Critical review of retrofitting and reinforcement techniques related to possible failure*, Damage based selection of technologies, POLIMI, Dezembro 2010.

[21] Tomazevic, M., "*Repair and strengthening of masonry buildings*". Earthquake Resistent Design of Masonry Buildings, 1999.

[22] Gomes A., A. Arêde, T. Ferreira, A. Costa, *An empirical correction factor for the rectification of experimental out-of-plane tests results with airbag testing,* LESE REPORT 2013/01, Junho 2013, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[23] Arêde, A. & Gomes, A. & Marques, D. & Costa, A.A. 2016. Unreinforced vs. strengthened stone masonry walls: experimental study of their out-of-plane behaviour. *10th international conference on Structural Analysis of Historical Constructions, SAHC 2016. 13-15,* Leuven, Bélgica. *Setembro 2016.*

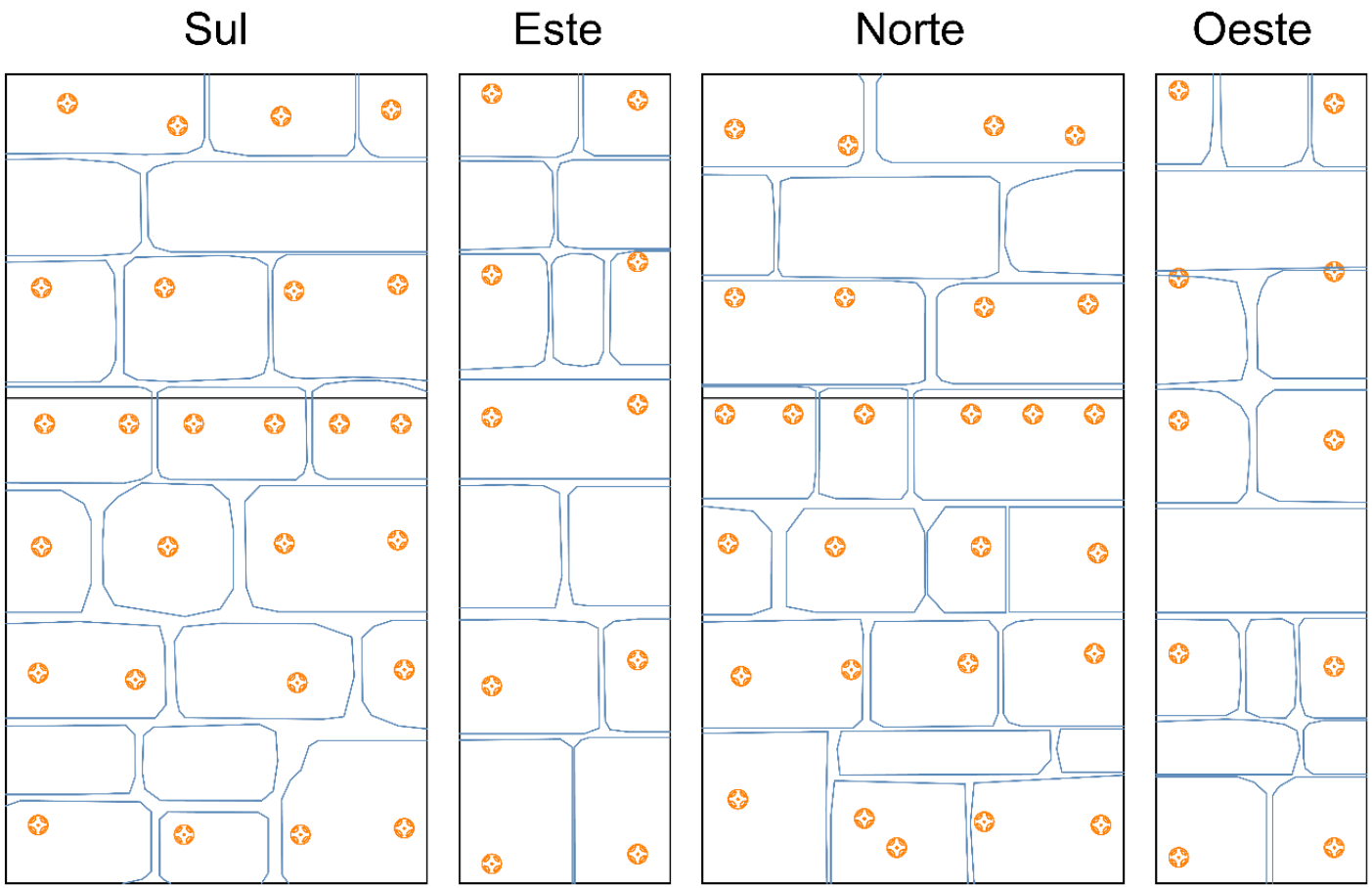
[24] Costa, A.A., António Arêde, Aníbal Costa, Carlos Sousa Oliveira, *In situ cyclic tests on existing stone masonry wallsand strengthening solutions*, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2011; 40:449–471

[25] Computers & Strutures, inc - SAP2000 v18.0.1

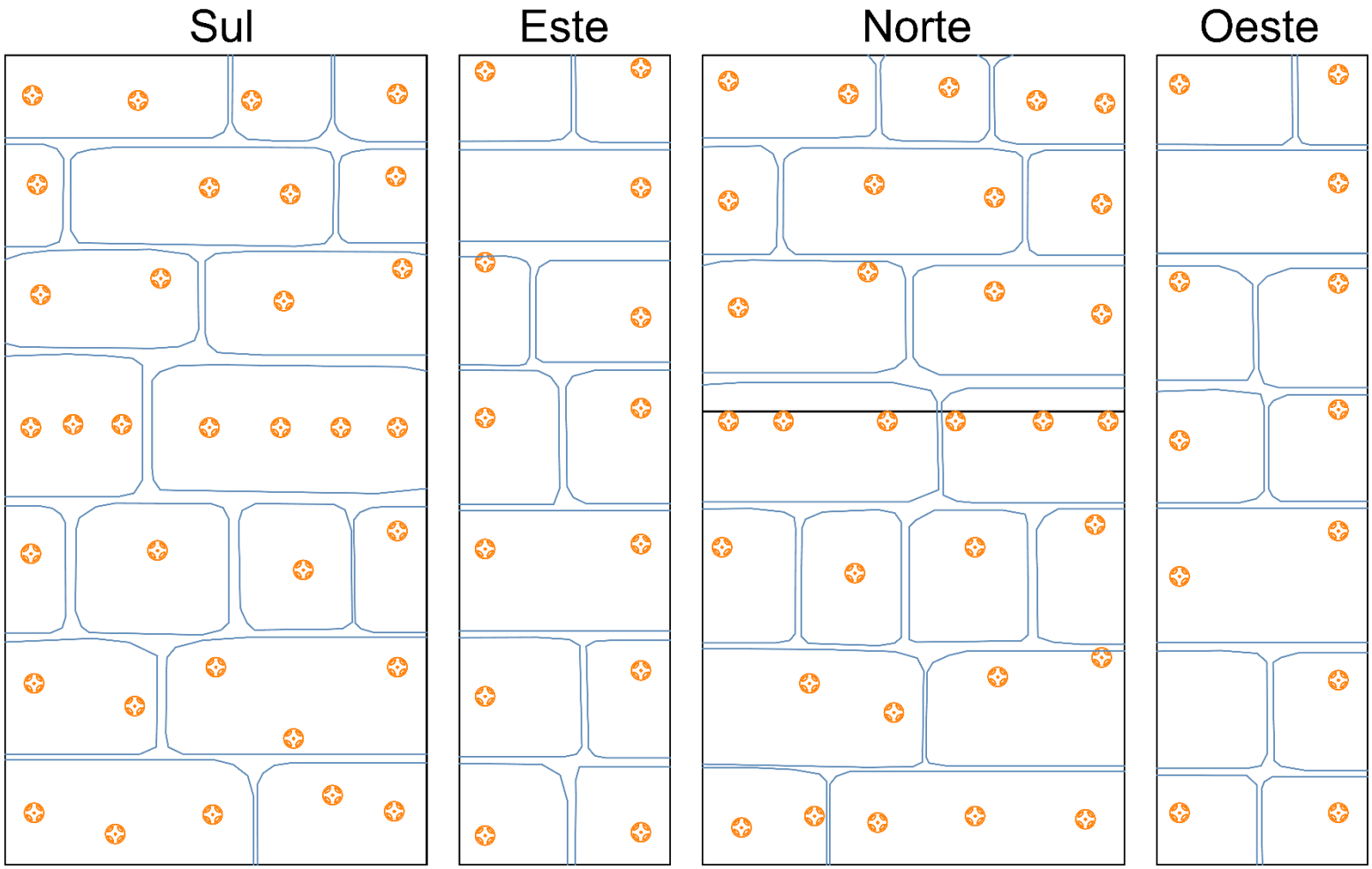
[26] Costa. A. A., A. Arêde, Aníbal C., Oliveira C., Neves F., *Caraterização experimental do sistema construtivo do grupo central do arquipélago açoreano – uma contribuição para avaliação e redução da sua vulnerabilidade,* 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 2007

Anexo 1 – Disposição dos conetores na parede de Alvenaria de Pedra

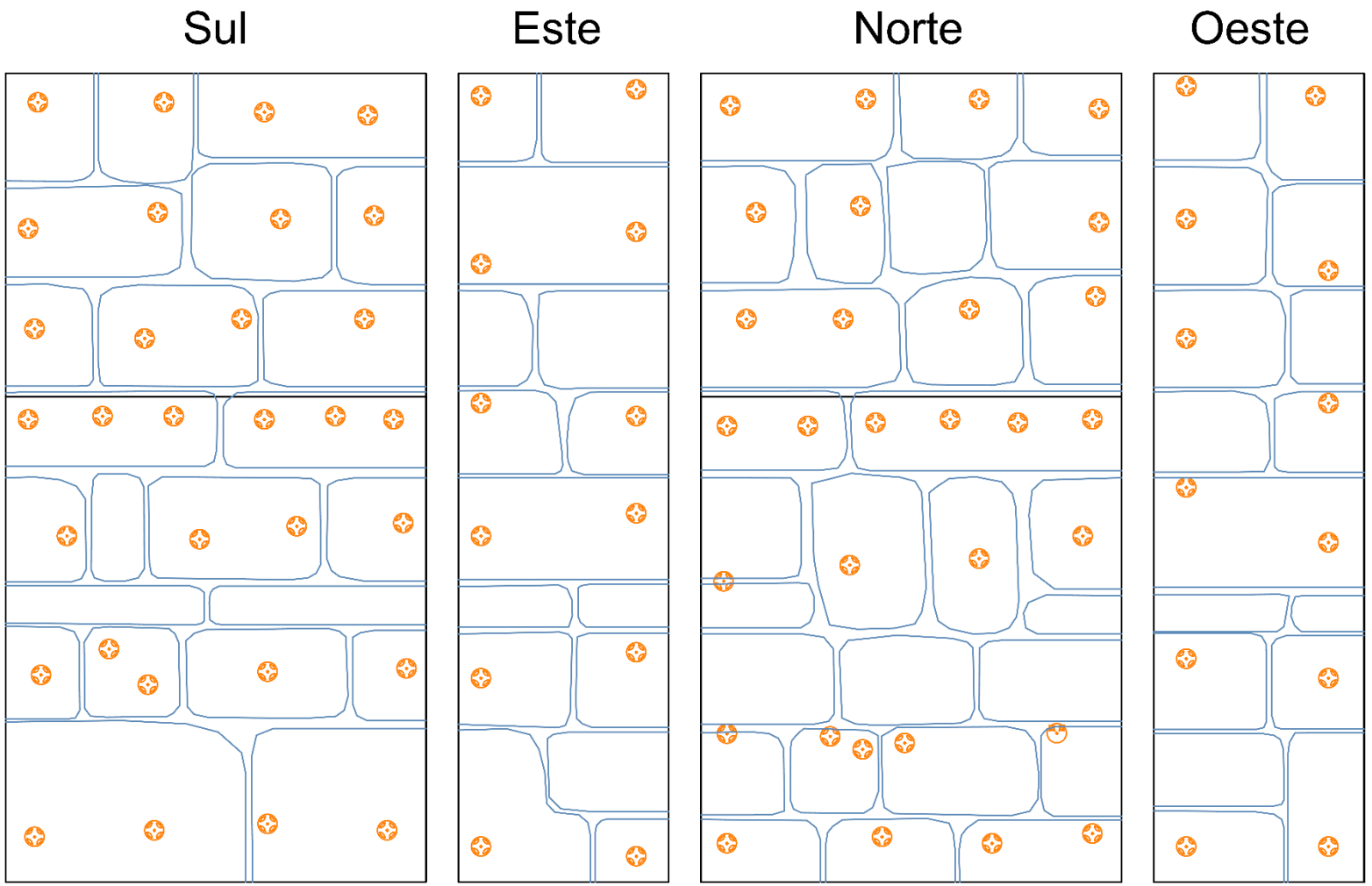
OP_PA1R



OP_PA2R



OP_PA3R



Anexo 2 – Ficha técnica da rede Cintoflex da Tenax

TENAX AVIARY

BI-ORIENTED NET

PHYSICAL AND DIMENSIONAL CHARACTERISTICS

Polymer		PP			
Mesh shape		QUADRANGULAR			
Packaging		ROLLS WRAPPED WITH POLYETHYLENE FILM			
Color		BLACK			
MD pitch	mm	16,0			
TD pitch	mm	19,0			
Unit weight	g/m²	50			
Roll width	m	1,00	1,50	2,00	4,00
Roll length	m	200	200	200	200
Covered area	m²	200	400	400	800
Roll diameter	m	0,30	0,30	0,30	0,30
Roll volume	m³	0,10	0,19	0,19	0,37
Roll weight	kg	11,7	17,6	23,7	46,8
Inner tubular diameter	mm	76,5			

MECHANICAL CHARACTERISTICS

Tensile strength MD	kN/m	3,5
Tensile strength TD	kN/m	3,5
Yield point elongation MD	%	15,0
Yield point elongation TD	%	10,0

The data contained in this publication are based on the knowledge available at the time of printing and may be subjected to amendments due to changes of the methods of testing and/or manufacturing. All dimensions and properties are reported as typical values.
TENAX nets are thermoplastic products subjected to shrinkage and deformations. MD: longitudinal direction. TD: transversal direction.
Tenax SpA Quality System has been assessed and registered in agreement with ISO 9001:2008 Standard.