U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA *IN-SITU* E NUMÉRICA DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA DE EDIFÍCIOS TRADICIONAIS DO PORTO

Aplicação à reabilitação de um caso de estudo

CECÍLIA MARISA PEREIRA HENRIQUES

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: Engenheira Esmeralda Maria Dias de Castro Paupério Vila Pouca

Coorientador: Engenheiro Rui Manuel Soares Ferreira da Silva

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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.

Aos meus Pais e à minha irmã,

“I can accept failure, everyone fails at something. But I can't accept not trying.”

Michael Jordan

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor António Arêde, pela oportunidade de estudar este tema, pelo acompanhamento, sabedoria e dedicação.

À minha coorientadora, Engenheira Esmeralda Paupério, pelo acompanhamento na realização da inspeção ao local de estudo, assim como pelas fotografias tiradas.

Ao meu coorientador, Engenheiro Rui Silva, pela valiosa ajuda na realização das várias etapas desta dissertação, pela companhia e amizade.

Ao Ren Ito, Arq. e ao proprietário da casa da Rua Firmeza pela disponibilização da mesma para a realização desta dissertação.

À equipa do LESE, em especial ao Sr. Guilherme e ao Nuno Pinto, pelo acompanhamento durante os ensaios realizados, pela companhia durante os almoços e pela boa disposição.

Ao Engenheiro Ruben Silva pelo acompanhamento durante o Ensaio de Vibração Ambiental.

Ao pessoal da sala G212 pelo bom humor e companhia.

Aos meus colegas de curso pela companhia e amizade ao longo destes anos.

Aos meus amigos não engenheiros pelo apoio moral.

E, por fim, à minha família pelo apoio e por todos os sacrifícios feitos para que sempre tivesse a melhor educação possível.

RESUMO

O mercado de reabilitação de edificações antigas tem vindo a crescer de forma exponencial nos últimos anos. Por edificações antigas entende-se edifícios constituídos, principalmente, por paredes resistentes de alvenaria de pedra ou tijolo e pavimentos de madeira. Portanto, existe a necessidade de estudar o comportamento destes elementos constituintes de modo a conservar o valor histórico e cultural dos edifícios a reabilitar. Assim, esta dissertação foi elaborada com o objetivo de estudar as paredes de alvenaria de pedra de um edifício antigo da cidade do Porto destinado à habitação, que irá ser reabilitado.

O trabalho realizado nesta dissertação começa com uma inspeção ao local de estudo com o fim de averiguar o estado de conservação dos elementos do edifício. Assim, são elaborados mapas de danos onde são descritos os danos estruturais e não estruturais observados, as eventuais causas e técnicas de reparação/prevenção dos mesmos.

A partir do conhecimento adquirido da estrutura depois da realização da inspeção, foi elaborado um modelo numérico do edifício em estudo num programa de cálculo automático. Este modelo servirá de apoio à opção de reabilitação. Assim, para auxiliar a calibração do modelo com as respetivas propriedades mecânicas dos seus elementos constituintes, nomeadamente as paredes de alvenaria de pedra, foram realizados dois ensaios *in-situ* não destrutivos e semi-destrutivos: Ensaio de Vibração Ambiental e Ensaio de Compressão, respetivamente.

O Ensaio de Vibração Ambiental consiste na extração das frequências e dos modos de vibração da estrutura do edifico, caracterizando globalmente a estrutura através da identificação modal. Uma vez obtidos os resultados deste ensaio, procedeu-se ao ajuste do modelo numérico através de uma comparação entre os valores experimentais e os valores numéricos. O ajuste para calibração do modelo numérico se revelou um processo difícil face às incertezas relativas à rigidez dos diferentes materiais e das ligações entre si.

De seguida, realizou-se o Ensaio de Compressão. Este ensaio permite obter os valores do módulo de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra do edifício em estudo. Assim, foram ensaiados quatro painéis de paredes localizados em diferentes zonas do edifício. O modelo numérico foi atualizado com os valores obtidos neste ensaio, onde se verificou uma melhoria no ajuste do modelo.

No último passo desta dissertação, efetuou-se uma análise linear com um programa de análise comercial e na perspetiva de projeto de reabilitação estrutural, onde se estudou o comportamento da estrutura para dois modelos numéricos face a três combinações de ações distintas: Estado Limite Último, Ação Sísmica no Porto e Ação Sísmica em Sagres (Vila do Bispo). O Modelo 1 consiste no modelo numérico elaborado com o apoio dos dois ensaios realizados. Foi ainda elaborado o modelo 2, baseado no anterior, mas com a inclusão de uma proposta de melhoramento da estabilidade global do edifício através do reforço dos pavimentos. Através dos resultados obtidos, pode-se constatara viabilidade e eficiência desta solução, pois observa-se uma melhoria nas deformadas obtidas para as três combinações.

Em suma, a inspeção ao local, a realização dos ensaios e a elaboração do modelo numérico permitiu o cumprimento dos objetivos principais desta dissertação: estudar as paredes de alvenaria de pedra e elaborar uma proposta eficaz de reabilitação com particular intuito de mitigar efeitos nefastos da ação sísmica.

PALAVRAS-CHAVES: alvenaria de pedra, caracterização mecânica e de danos, ensaios de campo, modelação numérica, reabilitação.

ABSTRACT

The market for the rehabilitation of old buildings has been growing exponentially in recent years. By old buildings it is meant buildings that are constituted, mainly, by load bearing walls of stone or brick masonry and wooden floors. Therefore, there is a need to study the behaviour of these constituent elements to preserve the historical and cultural value of the buildings to be rehabilitated. Thus, this dissertation was elaborated aiming at studying walls of stone masonry of an old building in the city of Porto, foreseen for housing, that will be rehabilitated.

The work carried out in this dissertation begins with an inspection of the place of study to ascertain the state of conservation of the building elements. Thus, damage maps were elaborated, describing the structural and non-structural damage observed, the possible causes and repair/prevention techniques.

Based on the acquired knowledge of the structure after the inspection, a numerical model of the building under study was developed in structural analysis computer code. This model aims at providing support to the rehabilitation proposal. Thus, to assist the model calibration with the respective mechanical properties of its constituent elements, namely stone masonry walls, two non-destructive and semi-destructive in situ tests were carried out: Ambient Vibration Test and Compression Test, respectively.

The Ambient Vibration Test consists of extracting the frequencies and modes of vibration of the building structure, characterizing the structure globally through modal identification. Once the results of this test were obtained, the numerical model was adjusted by comparing the experimental values and the numerical values. This adjustment for the numerical model calibration was found a difficult process, due to the uncertainties related with the stiffness of different materials and the connections between them.

After that, the Compression Test was performed. This test allows to obtain the values of the modulus of elasticity of the stone masonry walls of the building under study. Thus, four walls located in different areas of the building were tested. The numerical model was updated with the values obtained in this test, which provided an improvement in the adjustment of the model.

Finally, a linear analysis was performed, in which the behaviour of the structure for two numerical models was studied for three different combinations of actions: Ultimate Limit State, Seismic Action in Porto and Seismic action in Sagres (Vila do Bispo). Model 1 consists of the numerical model elaborated with the support of the two tests carried out. Model 2 consists of Model 1, but with the construction of a proposal to improve the overall stability of the building by reinforcing the pavements. From the obtained results, it can be verified that this solution is feasible, since an improvement was found in the control of deformations obtained for the three combinations.

In short, the site inspection, the testing and construction of the numerical model allowed the accomplishment of the main objectives of this dissertation: the study of stone masonry walls and the elaboration of an effective rehabilitation proposal mainly aimed at mitigating of seismic action effects.

KEYWORDS: stone masonry, mechanical and damage characterization, field tests, numerical modeling, rehabilitation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I

RESUMO III

ABSTRACT V

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. OBJETIVOS, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO 1

1.2. METODOLOGIA 1

1.3. BIBLIOGRAFIA DE APOIO AO TRABALHO 2

1.4. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

2. INSPEÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO 5

2.1. INTRODUÇÃO 5

2.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO 5

2.3. DANOS OBSERVADOS 12

2.4. CONCLUSÕES 21

3. CARACTERIZAÇÃO GLOBAL DA ESTRUTURA ATRAVÉS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL 23

3.1. INTRODUÇÃO 23

3.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL 23

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO ENSAIO 23

3.2.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL 24

3.2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA 25

3.2.3.1. Elementos de modelação e materiais 25

3.2.3.2. Análise preliminar das deformadas modais 28

3.2.4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E EQUIPAMENTO 28

3.2.4.1. Equipamento Utilizado 28

3.2.4.2. Setup do Ensaio 29

3.2.4.3. Resultados do Ensaio 31

3.3. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO 35

3.3.1. ESTRATÉGIAS DE CALIBRAÇÃO 36

3.3.2. VALORES DO PARÂMETRO MAC 36

3.4. CONCLUSÕES 37

4. ENSAIO DE COMPRESSÃO 39

4.1. INTRODUÇÃO 39

4.2. SETUP DO ENSAIO DE COMPRESSÃO 39

4.3. ENSAIOS 40

4.3.1. LOCAL DOS ENSAIOS 40

4.3.2. INSTRUMENTAÇÃO E LEIS DE CARGA 42

4.4. RESULTADOS 47

4.4.1. RESULTADOS DO PAINEL DE ALVENARIA 47

4.4.2. RESULTADOS DE JUNTAS DO PAINEL 55

4.4.3. CONCLUSÃO DA ANÁLISE DOS RESULTADOS 63

4.5. AJUSTE ANALÍTICO DOS RESULTADOS 66

4.6. CONCLUSÃO 71

5. ANÁLISE LINEAR 73

5.1. INTRODUÇÃO 73

5.2. AÇÕES CONSIDERADAS NO ESTUDO 73

5.2.1. AÇÕES VERTICAIS 75

5.2.1.1. Ações Permanentes (G) 75

5.2.3.2. Ações Variáveis (Q) 75

5.2.2. AÇÕES HORIZONTAIS (AÇÃO SÍSMICA) 76

5.2.2.1. Zonamento sísmico 76

5.2.2.2. Espectro de resposta elástica horizontal 77

5.2.2.3. Espectro de cálculo para resposta elástica 79

5.2.2.4. Combinação das respostas modais 80

5.2.3. AÇÕES HORIZONTAIS (TERRA) 81

5.3. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR 81

5.3.1. MODELO 1 – EDIFÍCIO NORMAL 82

5.3.2. MODELO 2 – PROPOSTA DE REABILITAÇÃO/MELHORAMENTO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DOS EDIFÍCIOS ANTIGOS 89

5.3.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS 97

5.4. CONCLUSÃO 98

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS 101

6.1. CONCLUSÕES FINAIS 101

6.2. TRABALHOS FUTUROS 102

Referências Bibliográficas 103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Vista aérea do edifício em estudo (Google Maps) 5
Figura 2.2 - Pedido de Licença de Obras 6
Figura 2.3 - Plantas do edifico antes (em cima) e depois (em baixo) das obras 6
Figura 2.4 - Fachada Lateral e Principal 7
Figura 2.5 - Fachada Principal 7
Figura 2.6 - Fachada Lateral Oeste 7
Figura 2.7 – Antecâmara da entrada principal 7
Figura 2.8 - Fachada Tardoz (Norte) 8
Figura 2.9 - Varanda apoiada em cachorros 8
Figura 2.10 - Fachada Lateral Este 8
Figura 2.11 - Antiga Entrada Principal 8
Figura 2.12 - Chaminé 8
Figura 2.13 – Vigas de madeira de secção circular (Rés-do-chão) 9
Figura 2.14 - Tacos de Madeira 9
Figura 2.15 - Vigas de madeira de secção quadrangular (Cobertura) 9
Figura 2.16 - Elementos da cobertura de madeira 9
Figura 2.17 - Depósito de água 10
Figura 2.18 - Pormenor decorativo no teto de estuque 10
Figura 2.19 - Candelabro em teto de estuque com moldura decorativa 10
Figura 2.20 - Hall de entrada 11
Figura 2.21 - Escadas em madeira 11
Figura 2.22 - Teto falso com vigamentos decorativos de madeira 11
Figura 2.23 - Alçado da Fachada Principal (a) e Fachada Lateral Oeste (b) 11
Figura 2.24 - Alçado da Fachada Tardoz (a) e Fachada Lateral Este (b) 11
Figura 2.25 - Fissuração da fachada principal (vista interior) 13
Figura 2.26 - Fissuração na ligação da fachada tardoz com a fachada lateral oeste 13
Figura 2.27 - Fissuração da fachada lateral oeste (vista interior) 14
Figura 2.28 - Fissuração na fachada lateral oeste 14
Figura 2.29 - Fissuração da fachada principal 14
Figura 2.30 - Fissuração da fachada principal em pormenor 14
Figura 2.31 - Colapso do cachorro de apoio à varanda na fachada tardoz 14
Figura 2.32 - Fissuração da fachada principal (vista interior) 14
Figura 2.33 - Degradação dos vigamentos do rés-do-chão 16
Figura 2.34 - Assentamento da viga de madeira 16
Figura 2.35 - Degradação na madeira dos elementos da cobertura 17
Figura 2.36 - Degradação dos vigamentos de madeira da cobertura 17
Figura 2.37 - Deformação da parede de tabique dos arrumos na cobertura 17

Figura 2.38 - Colapso das escadas de acesso à cobertura 17
Figura 2.39 - Podridão Cúbica no rodapé das paredes 18
Figura 2.40 - Degradação dos vãos das janelas 18
Figura 2.41 - Degradação do estuque do teto 19
Figura 2.42 - Degradação do estuque e fasquio do teto 19
Figura 2.43 - Degradação das paredes de tabique 19
Figura 2.44 - Degradação do papel de parede 20
Figura 2.45 - Degradação (fungos) do revestimento da parede e do teto 20
Figura 2.46 - Degradação do reboco das paredes de fachada 20
Figura 2.47 - Degradação da cobertura 21
Figura 2.48 - Degradação do mosaico hidráulico 21
Figura 2.49 - Degradação dos azulejos 21
Figura 3.1 - Vista em 3D do modelo numérico construído 27
Figura 3.2 - Peça metálica de fixação dos acelerómetros 31
Figura 3.3 - Cantoneira para fixação dos acelerómetros 31
Figura 3.4 - Representação, em 3D, da estrutura do edifício construído no *ARTeMIS* [6] 32
Figura 3.5 - Espetro de amplitude dos valores singulares normalizados das matrizes de densidade espetral de todos os *setups* 33
Figura 3.6 - Deformada modal do 1º modo de vibração 34
Figura 3.7 - Deformada modal do 2º modo de vibração 34
Figura 3.8 - Deformada modal do 3º modo de vibração 34
Figura 3.9 - Deformada modal do 4º modo de vibração 34
Figura 3.10 - Deformada modal do 5º modo de vibração 34
Figura 3.11 - Deformada modal do 6º modo de vibração 34
Figura 3.12 - Deformada modal do 7º modo de vibração 35
Figura 3.13 - Deformada modal do 8º modo de vibração 35
Figura 4.1 - Tração dos varões de aço roscados horizontais 40
Figura 4.2 - Compressão da área entre os módulos de aço 40
Figura 4.3 - Parede do Ensaio 1 – SLW1- (Cave) 41
Figura 4.4 - Parede do Ensaio 2 – SLW2 - (1º Andar) 41
Figura 4.5 - Parede do Ensaio 3 – SLW3 - (Rés-do-chão) 41
Figura 4.6 - Parede do Ensaio 4 - SLW4 - (Fachada) 41
Figura 4.7 - Carote retirado da parede de alvenaria de pedra da fachada 42
Figura 4.8 - Sinalização dos locais de ensaio na cave (a), rés-do-chão (b) e primeiro piso (c) 42
Figura 4.9 - Bomba Hidráulica 43
Figura 4.10 - Aparelhos de aquisição de dados do ensaio 43
Figura 4.11 - Ciclos de carga de SLW1 43
Figura 4.12 - Ciclos de carga de SLW2 43
Figura 4.13 - Ciclos de carga de SLW3 44
Figura 4.14 - Ciclos de carga de SLW4 44

Figura 4.15 - *Setup* do painel SLW1 45
Figura 4.16 - Esquema do *setup* do painel SWL1 45
Figura 4.17 - *Setup* do painel SLW3 45
Figura 4.18 - Esquema do *setup* do painel SLW3 45
Figura 4.19 - *Setup* do painel SLW2 46
Figura 4.20 - Esquema do *setup* do painel SLW2 46
Figura 4.21 - *Setup* do painel SLW4 46
Figura 4.22 - Esquema do *setup* do painel SLW4 46
Figura 4.23 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW1) 48
Figura 4.24 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW2) 48
Figura 4.25 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW3) 48
Figura 4.26 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW4) 48
Figura 4.27 - Sinalização do calço de xisto no painel SLW1 48
Figura 4.28 - Detalhe do calço de xisto do painel SLW1 48
Figura 4.29 - Alvenaria de pedra (SLW3) 49
Figura 4.30 - Alvenaria de pedra (SLW2) 49
Figura 4.31 - Alvenaria de pedra (SLW4) 49
Figura 4.32 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 1 51
Figura 4.33 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 2 51
Figura 4.34 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 3 51
Figura 4.35 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria 51
Figura 4.36 - SLW1- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação 51
Figura 4.37 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 1 52
Figura 4.38 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 2 52
Figura 4.39 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 3 52
Figura 4.40 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria 52
Figura 4.41 – SLW2- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação 52
Figura 4.42 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 1 53
Figura 4.43 - Curvas tensão-extensão: SLW3 - Alinhamento de Alvenaria 2 53
Figura 4.44 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 3 53
Figura 4.45 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria 53
Figura 4.46 – SLW3- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação 53
Figura 4.47 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 1 54
Figura 4.48 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 2 54
Figura 4.49 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 3 54
Figura 4.50 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria 54
Figura 4.51 – SLW4- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação 54
Figura 4.52 - Curvas tensão-extensão: SLW1 - Juntas 56
Figura 4.53 - Curvas tensão-extensão: SLW2 - Juntas 56

Figura 4.54 - Curvas tensão-extensão: SLW3 - Juntas 56
Figura 4.55 - Curvas tensão-extensão: SLW4 - Juntas 56
Figura 4.56 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 1 57
Figura 4.57 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 2 57
Figura 4.58 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 3 57
Figura 4.59 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 4 57
Figura 4.60 - SLW1 - Juntas - Instrumentação 57
Figura 4.61 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 1 58
Figura 4.62 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 2 58
Figura 4.63 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 3 58
Figura 4.64 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 4 58
Figura 4.65 - SLW2 - Juntas - Instrumentação 58
Figura 4.66 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 1 59
Figura 4.67 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 2 59
Figura 4.68 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 3 59
Figura 4.69 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 4 59
Figura 4.70 - SLW3 - Juntas - Instrumentação 59
Figura 4.71 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 1 60
Figura 4.72 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 2 60
Figura 4.73 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 3 60
Figura 4.74 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 4 60
Figura 4.75 - SLW4 - Juntas - Instrumentação 60
Figura 4.76 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Média Juntas 61
Figura 4.77 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Média Juntas 61
Figura 4.78 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Média Juntas 61
Figura 4.79 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Média Juntas 61
Figura 4.80 - Sinalização da falha na geometria da pedra na parede de alvenaria (SLW1) 62
Figura 4.81 - Detalhe da falha na geometria da pedra (SLW1) 62
Figura 4.82 - Sinalização da fissura (SLW4) 62
Figura 4.83 - Detalhe da fissura (SLW4) 62
Figura 4.84 - Sinalização de junta em más condições (SLW4) 63
Figura 4.85 - Detalhe da junta em más condições (SLW4) 63
Figura 4.86 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 1 64
Figura 4.87 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 3 64
Figura 4.88 - SLW1 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação 64
Figura 4.89 - SLW1 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação 64
Figura 4.90 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 1 64
Figura 4.91 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 3 64
Figura 4.92 - SLW2 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação 64

Figura 4.93 - SLW2 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação 64
Figura 4.94 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 1 65
Figura 4.95 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 3 65
Figura 4.96 - SLW3 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação 65
Figura 4.97 - SLW3 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação 65
Figura 4.98 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 1 65
Figura 4.99 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 3 65
Figura 4.100 - SLW4 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação 65
Figura 4.101 - SLW4 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação 65
Figura 4.102 - Ajuste analítico da Fase de Carga e da Fase de Descarga-Recarga 66
Figura 4.103 – SLW1 - Decaimento do Módulo de Elasticidade 67
Figura 4.104 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade 67
Figura 4.105 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade 67
Figura 4.106 - SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade 68
Figura 4.107 – SLW1 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga 68
Figura 4.108 – SLW1 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga 68
Figura 4.109 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga (SLW2) 69
Figura 4.110 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga 69
Figura 4.111 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Caga 69
Figura 4.112 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga 69
Figura 4.113 – SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga 69
Figura 4.114 – SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga 69
Figura 5.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental 76
Figura 5.2 - Espectro de cálculo para a resposta elástica no Porto 80
Figura 5.3 - Espectro de cálculo para a resposta elástica em Sagres 80
Figura 5.4 - Sinalização dos nós em estudo 82
Figura 5.5 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ELU 82
Figura 5.6 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ELU 83
Figura 5.7 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Porto) 84
Figura 5.8 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Porto) 84
Figura 5.9 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Porto) 85
Figura 5.10 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Porto) 85
Figura 5.11 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Sagres) 86
Figura 5.12 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Sagres) 86
Figura 5.13 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Sagres) 87

Figura 5.14 – Modelo1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Sagres) 87
Figura 5.15 - Modelo 1 - Deslocamentos em UX (a) e UY (b) [mm] 88
Figura 5.16 - Proposta de melhoramento da estabilidade global com novos elementos de contraventamento extraído de [18] 89
Figura 5.28 - Modelo 1: Modo 1 - Deformada Modal 90
Figura 5.29 - Modelo 2: Modo 1 - Deformada Modal 90
Figura 5.30 - Modelo 1: Modo 4 - Deformada Modal 90
Figura 5.31 - Modelo 2: Modo 4 - Deformada Modal 90
Figura 5.17 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ELU 91
Figura 5.18 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ELU 91
Figura 5.19 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Porto) 92
Figura 5.20 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Porto) 93
Figura 5.21 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Porto) 93
Figura 5.22 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Porto) 94
Figura 5.23 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Sagres) 94
Figura 5.24 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos em UY para ação sísmica tipo 1 (Sagres) 95
Figura 5.25 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Sagres) 95
Figura 5.26 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Sagres) 96
Figura 5.27 - Modelo 2 - Deslocamentos em UX (a) e UY (b) [mm] 96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Mapa de danos de Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria 12

Tabela 2.2 - Mapa de danos de Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria 15

Tabela 2.3 - Mapa de danos de Degradação de elementos não estruturais 18

Tabela 3.1 - Elementos "Shell" utilizados na definição da geometria da estrutura a modelar 26

Tabela 3.2 - Elementos "Frame" utilizados na definição da geometria da estrutura a modelar 26

Tabela 3.3 - Propriedades dos materiais utilizados na estrutura a modelar 27

Tabela 3.4 - Valores preliminares dos modos de vibração retirados do modelo numérico construído no SAP2000 28

Tabela 3.5 - Posição dos acelerómetros nos diferentes *setups* 29

Tabela 3.6 - Modos de vibração retirados do ensaio de vibração ambiental: frequências e valores de MAC 33

Tabela 3.7 - Valores de MAC (ensaio de vibração ambiental) 36

Tabela 4.1 - Níveis de tensão [N/mm^2] aplicados a cada ciclo, Ci 44

Tabela 4.2 - Comprimentos dos transdutores de deslocamento em alinhamentos de alvenaria 46

Tabela 4.3 - Comprimentos dos transdutores de deslocamentos em juntas 47

Tabela 4.4 - Correspondência entre transdutores e alinhamento de alvenaria dos diferentes ensaios 50

Tabela 4.5 - Correspondência entre transdutores e juntas dos diferentes ensaios 55

Tabela 4.6 - Valores médios de E_{alv} [N/mm^2] 70

Tabela 4.7 - Valores adotados de E_{alv} para o modelo numérico 70

Tabela 4.8 - Valores do parâmetro MAC (Ensaio de vibração ambiental e Ensaio de compressão) ... 71

Tabela 5.1 - Ações verticais permanentes 75

Tabela 5.2 - Ações verticais variáveis 76

Tabela 5.3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 78

Tabela 5.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2 78

Tabela 5.5 - Características das ações dos dois tipos de ação sísmica em Sagres e no Porto 78

Tabela 5.6 - Valores do impulso das terras 81

Tabela 5.7 - Modelo 1: Deslocamentos dos pontos em estudo (ELU) 83

Tabela 5.8 - Modelo 1: Deslocamento dos pontos em estudo (Ações Sísmicas) 88

Tabela 5.9 - Modelo 2: Deslocamentos dos pontos em estudo (ELU) 92

Tabela 5.10 - Modelo 2: Deslocamentos dos pontos em estudo (Ações Sísmicas) 97

Tabela 5.11 - Decréscimo/Acréscimo dos valores de deslocamentos 98

Tabela 5.12 Deformadas modais do Modelo 1 e Modelo 2 90

1 INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO

No âmbito da realização desta dissertação de mestrado, procedeu-se ao estudo de um edifício antigo da cidade do Porto, destinado a ser reabilitado. Por edifício antigo entende-se edificações constituídas, principalmente, por paredes resistentes de alvenaria de pedra ou tijolo e pavimentos em madeira. Como o mercado da reabilitação tem vindo a crescer exponencialmente nos últimos anos, existe a necessidade de conhecer o comportamento dos diferentes componentes destes edifícios, de modo a conserva-los devido ao seu valor histórico e patrimonial. Assim, um dos problemas que surge assenta no facto de se desconhecer como os elementos constituintes se comportam, devido à imprevisibilidade e variabilidade de constituição dos seus materiais. Para isso, há a necessidade da realização de levantamentos exaustivos destas edificações, assim como a realização de vários tipos de ensaios, preferencialmente, *in-situ* e semi-destrutivos ou não destrutivos. Neste contexto, esta dissertação vai assentar na caracterização mecânica de um dos elementos constituintes de edifícios antigos: paredes de alvenaria de pedra.

O imóvel escolhido, que será o objeto de estudo desta dissertação, localiza-se no centro do Porto, na Rua da Firmeza, e trata-se de um edifício destinado à habitação. O estudo do mesmo está organizado em quatro pontos fundamentais.

O primeiro ponto foca-se no levantamento geométrico e parametrização da estrutura do edifício do caso de estudo. O segundo ponto assenta no mapeamento dos danos estruturais e não estruturais existentes no caso de estudo. O terceiro ponto consiste na realização de ensaios não destrutivos e semi-destrutivos para a caracterização do material e da estrutura. Por fim, o quarto ponto trata da elaboração de um modelo numérico de análise estrutural para servir de apoio à opção de reabilitação.

1.2. METODOLOGIA

A metodologia que se utilizou na elaboração desta dissertação assenta nos seguintes pontos essenciais:

- Visita ao edifício do caso de estudo, durante a qual se fez o levantamento geométrico, se observou os danos estruturais e não estruturais e se elaborou um plano de reparação/prevenção dos danos verificados;
- Identificação modal do edifício, através de um ensaio de vibração ambiental, de modo a calibrar o modelo de simulação numérica construído com base no levantamento realizado. Apresentação e justificação do *setup* experimental;
- Avaliação experimental das características mecânicas de paredes resistentes de alvenaria de pedra, através de ensaios *in-situ*, à compressão. Apresentação e justificação do *setup* utilizado;
- Elaboração de um modelo numérico de simulação do comportamento estrutural dos elementos constituintes do edifício do caso de estudo, com base no levantamento geométrico efetuado e nos ensaios experimentais realizados, com recurso a um programa de cálculo automático;

- Apresentação de propostas de reabilitação da edificação do caso de estudo.

1.3. BIBLIOGRAFIA DE APOIO AO TRABALHO

Todo o trabalho realizado ao longo desta dissertação teve por base outros estudos realizados anteriormente. Estes estudos foram consultados em diversas teses de doutoramento, dissertações de mestrado, livros, artigos e páginas de internet.

Numa primeira fase, fez-se o levantamento da casa a estudar. Nesta analisaram-se os danos do edifício e, posteriormente, propuseram-se medidas de reparação e prevenção com em [1].

Em segundo lugar, com vista à caracterização estrutural com base na da identificação modal do caso de estudo realizou-se um ensaio de vibração ambiental, e construiu-se um modelo numérico do edifício. O ensaio de vibração ambiental teve por base os estudos realizado por uma tese de doutoramento [2], duas dissertações de mestrado, [3] e [4], em um artigo [5]. Foram também consultados os manuais dos diferentes programas utilizados no tratamento de dados deste ensaio: *ARTeMIS* [6], *Matlab* [7] e *LabView* [8]. Em relação ao modelo numérico, foi solicitado o manual do programa onde este foi construído, "SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design" [9]. Para se obter os valores das propriedades mecânicas dos materiais constituintes do caso de estudo, foram consultadas as Tabela Técnicas [10] e, ainda, uma tese de doutoramento [11] e uma dissertação de mestrado [12].

Em terceiro lugar, o ensaio de compressão foi realizado com base em ensaios similares descritos em [13].

Por fim, na última abordagem do trabalho, para se realizar a análise linear da estrutura com o modelo numérico construído em *SAP2000* [9], teve-se em conta as especificações das ações aplicadas dos Eurocódigo 0 [14], Eurocódigo 1 [15], Eurocódigo 8 [16] e do manual [17]. O reforço a ser aplicado no modelo numérico teve por base o reforço presente em [18].

1.4. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho divide-se em seis capítulos. Nesta seção apresenta-se um breve resumo do conteúdo de cada capítulo.

O capítulo 1 consiste na apresentação do tema da dissertação, na justificação do seu interesse e na definição dos objetivos a cumprir. Também é apresentada a metodologia adotada nesta dissertação e a bibliografia principal, que serve de base ao estudo realizado, e a metodologia adotada nesta dissertação.

O capítulo 2 refere-se à apresentação do edifício a estudar nesta dissertação. Também são identificados os danos estruturais e não estruturais que foi possível observar, bem como a definição de medidas de reparação/prevenção dos mesmos.

O capítulo 3 aborda a identificação modal do caso de estudo e a construção do modelo numérico num programa de cálculo automático. Neste capítulo é apresentado um dos ensaios a serem realizados, ensaio de vibração ambiental, bem como os seus princípios, *setup* experimental e resultados obtidos. Também é apresentada a metodologia utilizada na construção do modelo numérico, bem como as estratégias de calibração do mesmo, face aos resultados obtidos.

O capítulo 4 consiste na apresentação, descrição do *setup* experimental, tratamento e análise dos resultados obtidos na realização de ensaio de compressão *in-situ* a quatro painéis de paredes resistentes de alvenaria de pedra.

O capítulo 5 refere-se à análise linear elástica realizada com o modelo de simulação numérica no programa de cálculo automático. Em primeiro lugar, são apresentadas as ações e combinações de ações a serem aplicadas a este modelo. Em segundo lugar, são analisados dois tipos de modelos: Modelo1, modelo numérico elaborado com base na inspeção ao local e os ensaios experimentais *in-situ* realizados, e Modelo 2, modelo que tem por base o Modelo 1, mas com a rigidificação dos pavimentos e cobertura.

Por último, O capítulo 6 destina-se à apresentação das principais conclusões da realização deste trabalho, assim como dos aspetos sobre os quais trabalhos futuros se puderam focar.

2
INSPEÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO

2.1. INTRODUÇÃO

O seguinte capítulo refere-se à análise do estado de conservação construtiva e estrutural do edifício em estudo nesta dissertação, uma casa situada na Rua da Firmeza, Porto, realizada no âmbito de diversas visitas técnicas realizadas ao local.

O objetivo do relatório é de averiguar o estado de conservação dos elementos estruturais que integram o edifício, de modo a apoiar a sua reabilitação. Assim, procede-se à descrição, em geral, da casa da Rua da Firmeza, em relação à sua geometria e aos materiais utlizados. De seguida procede-se à avaliação do estado de conservação dos diferentes elementos do edifício, separando-se esta avaliação por danos em elementos estruturais de alvenaria/cantaria, danos em elementos de madeira (estruturais ou não estruturais) e danos nos elementos não estruturais (revestimentos). Depois desta avaliação, tenta-se averiguar as possíveis causas da degradação dos vários elementos da casa e, por fim, elabora-se uma proposta de um conjunto de medidas de prevenção/reparação dos danos observados.

2.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

A casa da Rua Firmeza, localizada na freguesia de Bonfim, no concelho e distrito do Porto, é um edifício de meados do séc. XIX com uma planta retangular conforme assinalado pelo retângulo a vermelho na vista aérea apresentada na Figura 2.1.

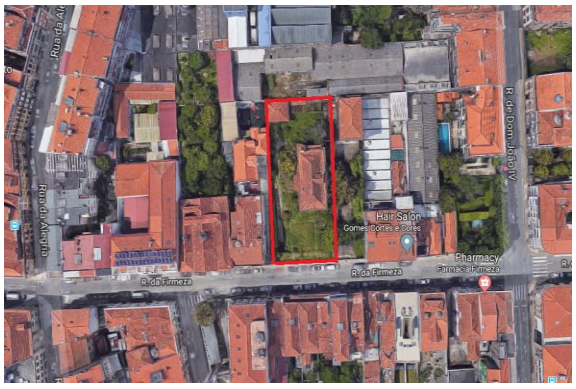


Figura 2.1 - Vista aérea do edifício em estudo (Google Maps)

Nos arquivos da Casa do Infante, foi possível recolher informação sobre uma reformulação interior e exterior à casa pretendida pelo proprietário do imóvel em 1943. Nestes documentos (Figura 2.2 e Figura 2.3), é possível observar, na Memória Descritiva das obras a serem realizadas, que a planta topográfica foi traçada de modo a permitir a construção de outro prédio igual para formar, possivelmente, um conjunto de duas casas gémeas. A fachada lateral Oeste (atualmente, a fachada que contém a entrada principal) era prevista como parede de meação e foi transformada na fachada lateral do prédio, onde foi construída, então, a entrada principal. Foram também realizadas algumas alterações ao nível da cave (sendo esta aumentada de modo a aproveitar a superfície disponível) e do rés-do-chão. O primeiro piso sofreu poucas alterações; apenas as escadas foram trocadas por umas novas.

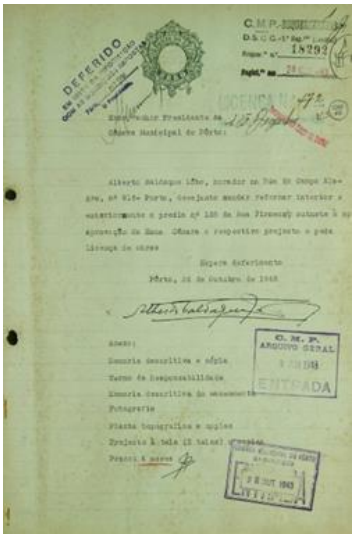


Figura 2.2 - Pedido de Licença de Obras

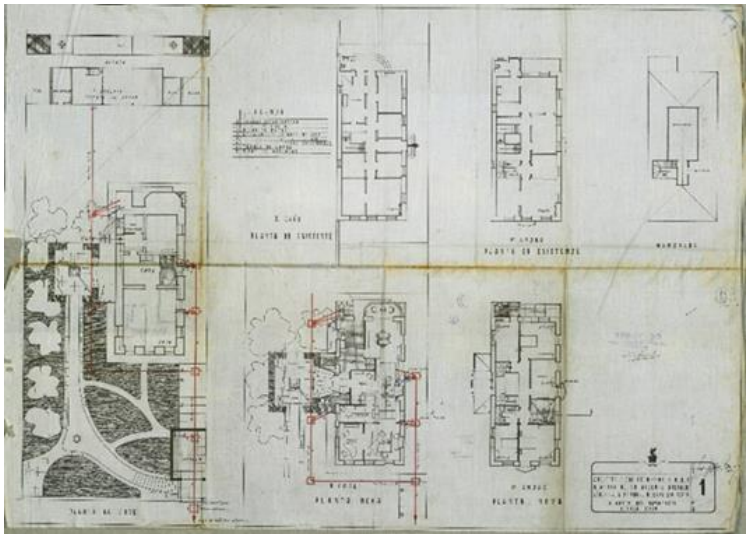


Figura 2.3 - Plantas do edifico antes (em cima) e depois (em baixo) das obras

As fachadas do edifício são constituídas por alvenaria de pedra de granito rebocada e pintada de branco, apresentando elementos decorativos trabalhados em granito nos cunhais e nos vãos das janelas, sendo o caixilho destas em madeira. A cave do edifício apresenta a mesma dimensão, em planta, que os restantes pisos. A casa caracteriza-se por ter um comprimento, em planta, ligeiramente superior ao dobro da largura (18,50x8,80m). O piso 1 apresenta um pé-direito de 4,2 metros e o piso 2 de 4,5 metros. O piso subterrâneo (cave) tem um pé-direito de 2,5 metros.

Na fachada principal (Sul) (Figura 2.4 e Figura 2.5), encontram-se três janelas em cada piso. A janela intermédia do primeiro piso é uma janela de sacada com acesso a uma varanda em cantaria de granito. Também é possível observar a existência de três pequenas janelas que se encontram no nível da cave.

Figura 2.4 - Fachada Lateral e Principal

Figura 2.5 - Fachada Principal

A fachada lateral Oeste é aquela onde se encontra a atual entrada principal do edifício (Figura 2.6). Depois das obras realizadas em 1943, mencionadas em cima, foram construídos dois corpos que ladeiam a entrada formando uma antecâmara do hall, decorada no interior por azulejos (Figura 2.7). Também foram abertas quatros janelas (duas no rés-do-chão e duas no primeiro piso) e o vitral da escada, tudo decorado com granito lavrado, assim como a porta, dentro do estilo existente do edifício. Existem também duas pequenas janelas redondas a ladear a antecâmara.

Figura 2.6 - Fachada Lateral Oeste

Figura 2.7 – Antecâmara da entrada principal

Na fachada Tardoz (Norte) (Figura 2.8), é possível visualizar a existência de uma varanda, que em parte se encontra apoiada em cachorros de granito (Figura 2.9).

Figura 2.8 - Fachada Tardoz (Norte)

Figura 2.9 - Varanda apoiada em cachorros

A fachada lateral Este (Figura 2.10), desenvolve-se só num pano e as suas janelas são idênticas às janelas das fachadas anteriormente referidas. Existem quatro janelas no piso do rés-do-chão e outras cinco idênticas no primeiro piso. A antiga entrada principal do edifício encontrava-se nesta fachada (Figura 2.11). Na zona da antiga entrada foi contruída uma lareira (Figura 2.12).

Figura 2.10 - Fachada Lateral Este

Figura 2.11 - Antiga Entrada Principal

Figura 2.12 - Chaminé

Para além do granito utilizado nas fachadas e nas paredes resistentes de alvenaria, é também possível observar a existência de outros materiais característicos da época. Os vigamentos dos pavimentos são de madeira (Figura 2.13), sendo possível encontrar vigas de secção transversal quadrangular e circular. Para além destas vigas, também foi possível encontrar uma viga de betão ao nível do piso rés-do-chão do edifício com uma largura de 24 centímetros e outra no teto do rés-do-chão. Os pavimentos são revestidos por madeira ao nível do rés-do-chão (tacos) (Figura 2.14) e do primeiro piso (tábuas de madeira), exceto nalgumas divisões da casa onde o revestimento dos pavimentos é constituído por mosaico hidráulico (cozinha e casas de banho). O pavimento de hall de entrada é, por sua vez, revestido por mármore. O pavimento da cave é revestido a ladrilho cerâmico. A cobertura é igualmente constituída por uma estrutura de madeira de castanho, eucalipto e pinho (Figura 2.15 e Figura 2.16).

Figura 2.13 – Vigas de madeira de secção circular (Rés-do-chão)

Figura 2.14 - Tacos de Madeira

Figura 2.15 - Vigas de madeira de secção quadrangular (Cobertura)

Figura 2.16 - Elementos da cobertura de madeira

Na cobertura existe uma zona de arrumos. Para além disso, encontrou-se um depósito de água que se encontrava apoiado numa das paredes de alvenaria de pedra (Figura 2.16).

Figura 2.17 - Depósito de água

No interior do edifício, pode-se encontrar tetos estucados com molduras decorativas ou simplesmente estucados (Figura 2.18), podendo-se também observar um candelabro suspenso de uma cúpula na cobertura do edifício (Figura 2.19). As paredes interiores, quer sejam resistentes ou de tabique, encontram-se forradas por papel (Figura 2.20) ou, em alguns casos, são adornadas por azulejos. A escadaria também é constituída por madeira (Figura 2.21), assim como o corrimão, apresentando pormenores decorativos no mesmo material. Estas escadas foram colocadas nas obras de reformulação em 1943. Foi também possível observar a existência de um teto falso em estuque, no rés-do-chão, com vigamentos decorativos de madeira (Figura 2.22).

Figura 2.18 - Pormenor decorativo no teto de estuque

Figura 2.19 - Candelabro em teto de estuque com moldura decorativa

Figura 2.20 - Hall de entrada

Figura 2.21 - Escadas em madeira

Figura 2.22 - Teto falso com vigamentos decorativos de madeira

Nas seguintes imagens encontram-se os alçados das fachadas do edifício, retirados do levantamento arquitetónico do proprietário.

a) b)

Figura 2.23 - Alçado da Fachada Principal (a) e Fachada Lateral Oeste (b)

a) b)

Figura 2.24 - Alçado da Fachada Tardoz (a) e Fachada Lateral Este (b)

2.3. DANOS OBSERVADOS

Na visita à casa em estudo, foi possível observar diferentes danos no edifício. Uma vez que o presente trabalho tem como objetivo o estudo das paredes de alvenaria de pedra (neste caso, granito), estas terão o maior foco na seguinte análise. Para simplificar, os danos foram divididos da seguinte forma:

D1 – Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria;

D2 – Degradação de elementos de madeira (estruturais e não estruturais);

D3 – Degradação de elementos não estruturais (revestimentos).

Nos mapas de danos abaixo representados, para além de ser feita a apresentação dos danos observados durante a visita, é também realizada uma descrição pormenorizada dos mesmos. Para além disto, são identificadas as possíveis causas dos danos e apresentados meios de reparação e prevenção, apresentando vários níveis de intervenção.

Tabela 2.1 - Mapa de danos de Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria

Mapa de danos	Tipo:	D1
Tipo de Dano: Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria		
Localização dos Danos: Nas Fachadas		
Descrição:		
Foram observados alguns danos estruturais nas paredes de alvenaria de granito do edifício nas fachadas principal (oeste) (Figura 2.27 e Figura 2.28,) e sul (Figura 2.25, Figura 2.29 e Figura 2.32), que consistem na deformação para fora do plano das fachadas. As deformações são mais sentidas nas zonas mais laterais das fachadas. Associadas a estas deformações, encontrou-se fissuras entre as fachadas. Estas fissuras apresentam cerca de 0,5cm de abertura sendo visíveis no interior e exterior das paredes de fachada junto aos vãos das janelas. A deformação das fachadas, em conjunto com a fendilhação associada, pode conduzir não só à perda de estanquidade das paredes, como pode vir a afetar a sua estabilidade. Foram também encontradas fissuras nas paredes de alvenaria interiores, numa zona de cunhal. Estas fissuras foram observadas numa zona degradada devido a infiltração de água, como se pode observar na Figura 2.26. Na fachada tardoz, observou-se o colapso de um cachorro de apoio à varanda (Figura 2.31). A varanda, encontra-se, assim, num estado instável, apoiada temporariamente por escoras.		
Causas:		
A degradação da cobertura do edifício e, consequente, mau funcionamento da mesma podem ter provocado o aparecimento de forças horizontais nas fachadas afetadas. As fachadas deformaram-se no topo e foram forçadas a desligar-se das paredes transversais, ocorrendo, assim, as fissuras nas ligações. A abertura de fissuras do tipo das observadas está normalmente associada à separação entre panos de paredes perpendiculares. O aparecimento de fissuras interiores, visíveis no interior do edifício, pode ser explicado pela infiltração de águas, devido possivelmente à degradação e mau funcionamento da cobertura, como já foi mencionado.		

Prevenção/Reparação:

Visto que a deformação das fachadas e, consequente, aparecimento de fissuras ocorre devido à degradação da cobertura, será necessário realizar a sua reabilitação/reforço, de modo a garantir o seu correto funcionamento.

Ao nível das fachadas, deve-se introduzir uma estrutura que realize a "amarração" das mesmas através de elementos metálicos como tirantes. Estes tirantes farão a ligação entre as fachadas e serão materializados por varões roscados, apertados numa das extremidades e tensionados no local. Na zona de ancoragem deve ser prevista uma placa metálica para a distribuição da força instalada.

Para a colmatação das fissuras, deve-se utilizar argamassas (preferencialmente de cal) compatíveis com as que se encontram no edifício, sem o danificar. Depois de ser realizado este trabalho, deve-se controlar o possível aparecimento de eventuais fissurações, de modo a estudar a sua evolução. [1]

Além destas reparações das paredes de alvenaria e dos elementos de madeira (nomeadamente os vigamentos), deve-se repor o cachorro que colapsou, eventualmente reforçado com pregagens de pequenos varões de inox injetados com argamassa não retrátil ou mesmo epoxídicas.

Registo Fotográfico:

Figura 2.25 - Fissuração da fachada principal (vista interior)

Figura 2.26 - Fissuração na ligação da fachada tardoz com a fachada lateral oeste

Figura 2.27 - Fissuração da fachada lateral oeste (vista interior)

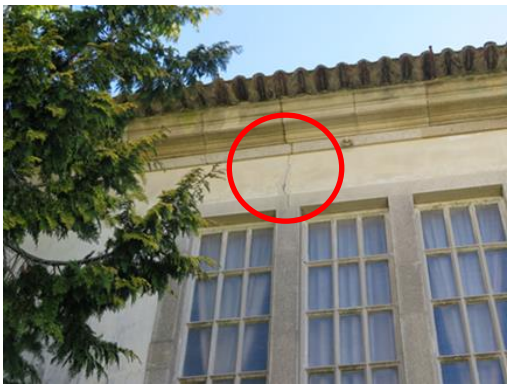


Figura 2.28 - Fissuração na fachada lateral oeste

Figura 2.29 - Fissuração da fachada principal

Figura 2.30 - Fissuração da fachada principal em pormenor

Figura 2.31 - Colapso do cachorro de apoio à varanda na fachada tardoz

Figura 2.32 - Fissuração da fachada principal (vista interior)

Tabela 2.2 - Mapa de danos de Degradação/Fissuração de elementos estruturais de alvenaria/cantaria

Mapa de danos	Tipo:	D2
Tipo de Dano: Degradação dos elementos de madeira (estruturais e não estruturais)		
Localização dos Danos: Cobertura e em várias outras zonas do edifício		
Descrição:		
Os diferentes elementos de madeira encontram-se em distintos estados de degradação, devido principalmente a agentes biológicos, apresentando apodrecimento cúbico em diferentes elementos de madeira. Pode-se observar, em especial, um apodrecimento elevado nas zonas de entrega de vigamentos de madeira em diferentes zonas edifício, onde se detetou a ocorrência de infiltrações (Figura 2.33). Também se pode visualizar deformação vertical num vigamento da cobertura, podendo ter sido originado por um assentamento nas paredes de tabique no piso anterior (Figura 2.34). Também é possível visualizar o apodrecimento da madeira que constitui os pavimentos. Em certas divisões da casa, pode-se notar que existem diversos buracos no pavimento onde este se encontra instável. Na cobertura, os elementos de madeira apresentam alguma degradação devido à humidade, sendo possível visualizar ataques pontuais de agentes bióticos. Em alguns desses mesmos elementos, também se observa fendas/fissuras na madeira (Figura 2.35 e Figura 2.36). É também possível observar deformações nas paredes de tabique dos arrumos do sótão (Figura 2.37). No acesso ao sótão, encontrou-se uma elevada degradação das escadas de madeira de acesso, tanto que a partir de um determinado nível, os degraus colapsaram (Figura 2.38). Os rodapés de madeira das paredes também se encontram bastante danificados, sendo possível observar zonas de apodrecimento (Figura 2.39), assim como nos vãos das janelas (Figura 2.40).		
Causas:		
A elevada degradação dos diferentes elementos de madeira e a causa do aparecimento de ataques de agentes bióticos pode ser explicado pela grande presença de água no edifício. Da mesma maneira, a ventilação insuficiente nalgumas zonas contribui para a criação de um ambiente propício ao desenvolvimento de fungos de podridão, favorecendo também a proliferação dos ataques de agentes xilófagos, em particular térmitas e carunchos. A degradação e mau funcionamento da cobertura, assim como a consequente ocorrência das fissuras explicadas acima, contribuem para o aparecimento de água no interior do edifício. Para além disso, o mau estado dos tubos de queda colocados nas fachadas contribuiu para o agravamento deste fenómeno. As fendas/fissuras observadas na madeira da estrutura da cobertura acontecem devido ao processo de secagem da madeira que provoca a sua retração. O envelhecimento natural da madeira, assim como, a falta de manutenção própria contribuem, da mesma maneira, para a degradação dos elementos de madeira.		

Prevenção/Reparação:

Numa primeira fase de reparação dos elementos de madeira deve-se fazer uma limpeza geral de todos os seus elementos, para se obter uma avaliação correta de todos os danos. Depois, deve-se proceder à remoção das zonas de madeira atacadas por fungos, carunchos e térmitas. De seguida, deve-se aplicar um produto de tratamento preventivo de ataques de agentes bióticos nos elementos de madeira cujos ataques já não estejam ativos e um produto curativos em zonas onde os ataques ainda se realizam.

Deverá proceder-se à substituição total das escadas de acesso à cobertura. Também deve-se substituir as tábuas e tacos de madeira afetados pelas infiltrações e agentes bióticos, assim como proceder à reabilitação e substituição de todas as carpintarias afetadas, tanto interiores e exteriores.

No que respeita ao problema da deformabilidade excessiva e degradação de várias vigas, deve-se proceder à colocação de novas vigas, paralelas às existentes, selecionando o material e a geometria idênticos às existentes, de modo a obter como resultado final o controlo pretendido da deformação do pavimento. Uma solução alternativa será o reforço das vigas existentes através da aplicação de chapas ou de perfis de aço pregados à madeira [1].

Como medidas de prevenção, depois da reabilitação do edifício, deve-se proceder à verificação da integridade e à manutenção do telhado, realizando inspeções regulares de modo a substituir as peças danificadas para prevenir as infiltrações de água. Do mesmo modo, deve-se ter em atenção a manutenção dos elementos de revestimento para a água não entrar e danificar os elementos de madeira. Além disso, também é necessário assegurar a ventilação adequada das peças de madeira, evitando o recobrimento destas com materiais pouco permeáveis.

Registo Fotográfico:

Figura 2.33 - Degradação dos vigamentos do rés-do-chão

Figura 2.34 - Assentamento da viga de madeira

Figura 2.35 - Degradação na madeira dos elementos da cobertura

Figura 2.36 - Degradação dos vigamentos de madeira da cobertura

Figura 2.37 - Deformação da parede de tabique dos arrumos na cobertura

Figura 2.38 - Colapso das escadas de acesso à cobertura

Figura 2.39 - Podridão Cúbica no rodapé das paredes	Figura 2.40 - Degradação dos vãos das janelas

Tabela 2.3 - Mapa de danos de Degradação de elementos não estruturais

Mapa de danos	Tipo:	D3
Tipo de Dano: Degradação de elementos não estruturais (revestimentos)		
Localização dos Danos: Em todo o edifício		
Descrição:		
Em todo o edifício é possível observar várias paredes e tetos com o reboco e o estuque degradado, com fissurações e queda de material (Figura 2.41 a Figura 2.43 e Figura 2.46). O papel de parede das paredes interiores encontra-se num elevado estado de degradação, estando a empolar e a descascar (Figura 2.44), onde é possível visualizar o aparecimento de bolor no papel de parede em zonas de infiltração de água (Figura 2.45). Também é possível observar a queda de azulejos e degradação dos elementos dos mosaicos hidráulicos (Figura 2.48 e Figura 2.49). Na cobertura, é visível a queda de diversas telhas, que possibilitam a entrada de água (Figura 2.47).		
Causas:		
Uma das causas principais para a degradação dos revestimentos é o envelhecimento natural dos materiais, associa-se à falta de manutenção adequada. Porém, um dos fatores mais determinantes para a degradação, no caso deste edifício, é a humidade devida à infiltração de água, quer pelo deficiente funcionamento da cobertura, quer devido à deficiente drenagem de água pluviais, que leva a uma aceleração do processo natural de deterioração dos elementos. A água entra pelas fissuras existentes das paredes de alvenaria e pelo telhado degradado. As fissuras e microfissuras existentes nos estuques por todo o edifício podem ser explicadas pelo avançado estado de vida útil dos materiais, pela existência de humidade devida à infiltração de água e pela deformação dos elementos de suporte da casa. O reboco das paredes de tabique apresenta fissuras consideráveis devido, principalmente, à deformação da cobertura. Nos casos em que a fendilhação apenas afeta o reboco das paredes, uma das explicações para o aparecimento de fissuras pode ser a retração das argamassas constituintes.		

Prevenção/Reparação:

Para a reparação dos elementos de reboco interiores, deve-se proceder à reabilitação e substituição dos mesmos por materiais mais adequados, como argamassas à base de cal. Da mesma forma, deve-se proceder à reparação dos estuques, verificando o estado de conservação da estrutura de suporte (barrotes e fasquio), de modo a perceber se é necessário proceder à sua substituição ou apenas reforço. Também se deve realizar a colmatação das fissuras existentes nas fachadas com argamassas à base de cal [1].

Outra reparação a realizar deve ser a recolocação dos azulejos e dos ladrilhos cerâmicos em falta ao nível da cozinha e casas de banho, assim como substituir os que se encontram danificados. Do mesmo modo, deve-se intervir no telhado, substituindo todas as telhas danificadas e recolocar as que estão em falta.

Como prevenção, deve-se proceder à manutenção adequada dos elementos de revestimento.

Registo Fotográfico:

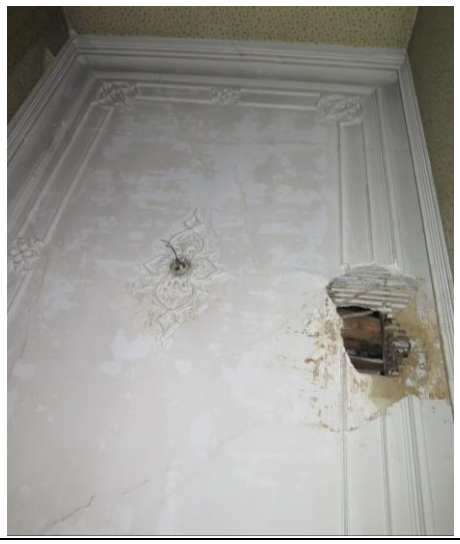


Figura 2.41 - Degradação do estuque do teto

Figura 2.42 - Degradação do estuque e fasquio do teto

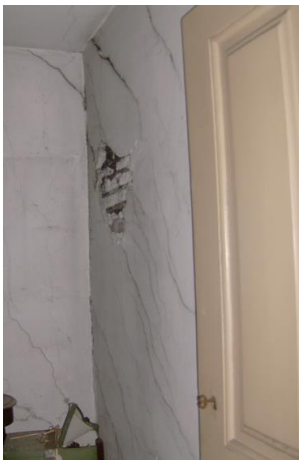


Figura 2.43 - Degradação das paredes de tabique

Figura 2.44 - Degradação do papel de parede

Figura 2.45 - Degradação (fungos) do revestimento da parede e do teto

Figura 2.46 - Degradação do reboco das paredes de fachada

Figura 2.47 - Degradação da cobertura

Figura 2.48 - Degradação do mosaico hidráulico

Figura 2.49 - Degradação dos azulejos

2.4. CONCLUSÕES

Após a análise dos danos averiguados, pode-se concluir que um dos fatores que mais contribui para a deterioração do edifício é a infiltração de água ao nível da cobertura e das fissuras existentes nas fachadas, que provocaram a degradação de diversos elementos estruturais (madeira e pedra). Outro aspeto fundamental é o mau funcionamento da cobertura que origina diversos problemas relacionados com a deformação das fachadas, manifestada pelo aparecimento de fissuras nas paredes resistentes de alvenaria/cantaria de granito.

Assim, para além da intervenção à cobertura, referem-se outros aspetos principais:

- O edifício apresenta danos estruturais nas paredes resistentes de alvenaria de granito, apresentando deformações fora do plano nas fachadas. Para a correção deste dano contribuirá a reparação da cobertura;

- Na fachada tardoz do edifício, um cachorro de apoio à varanda em consola colapsou, sendo necessária a intervenção desta zona, substituindo o cachorro em falta;
- A estrutura de madeira dos pavimentos encontra-se degradada, sendo indispensável a reabilitação/reforço das vigas. Uma parte bastante degradada é a zona de entrega das vigas nas paredes de alvenaria, dado que a entrada de água no edifício acelera a degradação dos elementos de madeira;
- Após ser realizada a reabilitação da cobertura será necessário a intervenção danos elementos de revestimento (estuques, fasquiados, rebocos, azulejos, etc,), que se encontram danificados, através de técnicas e materiais adequados, operação que naturalmente será interligada com o projeto de arquitetura.

Os danos que se verificam no edifício são também, em parte, devidos ao envelhecimento natural dos materiais e à falta ou deficiente manutenção dos mesmos. Portanto, depois de serem realizadas todas as ações de reabilitação acima referidas, será necessário elaborar um plano de manutenção dos vários elementos construtivos do edifício. Neste plano estarão definidas as verificações regulares da cobertura, do sistema de águas pluviais, dos materiais de revestimentos, da evolução do aparecimento de eventuais fissuras, etc, de modo a poder-se evitar que estes danos voltem a aparecer.

3
CARATERIZAÇÃO GLOBAL DA ESTRUTURA ATRAVÉS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentada a metodologia adotada para a caracterização global da estrutura do caso de estudo recorrendo à identificação dos seus modos de vibração. Os ensaios realizados são uma mais valia na avaliação da segurança da estrutura da casa da Rua da Firmeza, constituindo um complemento à avaliação visual realizada no capítulo 2.

Para este fim foram realizados ensaios de vibração ambiental para extrair frequências e modos de vibração da estrutura do edifício. As vantagens deste ensaio são o facto de ele ser totalmente não destrutivo, proporcionando resultados que englobam a totalidade do edifício, e serem relativamente simples de se realizar. Neste capítulo é realizada uma apresentação do ensaio, descrevendo os conceitos e técnicas de identificação modal, assim como, os aspetos relacionados com o processamento e análise dos sinais adquiridos.

A realização deste tipo de ensaios deve ser precedida de uma estimativa preliminar dos modos de vibração com vista a definir os locais adequados para os sensores. Para tal foi elaborada uma modelação numérica da estrutura num programa de cálculo automático, como descrito na seção 3.2.3.

Na seção 3.2.4 são apresentados os procedimentos que foram seguidos na realização do ensaio. Para além da apresentação de todo o equipamento utilizado, são também definidas as disposições dos sensores designados de *setups*. Nesta seção também são expostos os modos de vibração preliminares que foram encontrados no edifício com o auxílio do software *ARTeMIS* [6].

Por fim, os resultados obtidos serão comparados com os apresentados no modelo numérico de elementos finitos que foi elaborado no programa de cálculo automático, *SAP2000* [9], sendo efetuado um processo iterativo de tentativa e erro de modo a atingir uma convergência satisfatória entre os resultados do ensaio de vibração ambiental e os do modelo mecânico de simulação numérica. Esta comparação é efetuada em termos das frequências naturais e das deformadas modais.

3.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO ENSAIO

Os ensaios de vibração ambiental são ensaios dinâmicos práticos e económicos que permitem a extração dos modos de vibração e frequências de estruturas sem perturbarem o seu funcionamento normal. Atualmente, estes ensaios são bastante utilizados depois da construção de estruturais importantes para a

validação dos modelos numéricos, antes de trabalhos de reabilitação para caracterizar a estrutura e ajustar o modelo numérico ou no contexto de programas de inspeção para avaliar a segurança de estruturas existentes [2].

Nos ensaios de vibração ambiental, não existe um controlo sobre as ações que atuam na estrutura. A excitação da estrutura ocorre devido às ações a que o edifício normalmente está sujeito como as do vento, do tráfego rodoviário (ou ferroviário), da atividade humana, do funcionamento de equipamentos, de ondas marítimas ou qualquer outra fonte de excitação presente no local. Desta forma, e como existem sensores com capacidade suficiente para registarem estas respostas, não há necessidade de forçar nenhuma excitação para a identificação modal da estrutura. Como não é necessário recorrer a nenhum tipo de equipamento para excitar a estrutura, nem interromper o funcionamento normal desta, o ensaio de vibração ambiental é um dos mais usados para a identificação modal de estruturas [3].

As ações de excitação da estrutura usada neste tipo de ensaios ocorrem simultaneamente, são aleatórias e, tipicamente, independentes umas das outras. Assim, assume-se que a excitação da estrutura é do tipo aleatório puro, por outras palavras, um processo de banda larga, que também se pode designar de ruído branco (sinal com densidade espectral de potência constante) [3].

No caso do edifício em estudo, este ensaio vai ser útil para calibrar o modelo numérico elaborado em *SAP2000* [9]. Uma vez que os acessos à casa em estudo não constituem um problema para o transporte de material e circulação de pessoas, não existem muitas dificuldades na execução deste ensaio.

3.2.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL

Na sequência da realização destes ensaios, é necessário um método para o processamento e análise de resultados e que faça a identificação modal da estrutura. Assim, na presente seção refere-se sumariamente um método de identificação que tem por base a resposta estrutural no domínio da frequência.

O método avançado de decomposição no domínio da frequência ("*Enhanced Frequency Domain Decomposition"* – EFDD) foi desenvolvido por [5] encontra-se implementado no software *ARTeMIS* [6], baseando-se na versão original ("*Frequency Domain Decomposition"* – FDD). Através deste método é possível a identificação de modos de vibração com frequências próximas e a obtenção dos coeficientes de amortecimento modais, que não era possível determinar através do método FDD [3].

O método desenvolvido em [5] tem como base uma ferramenta matemática de factorização matricial que consiste na decomposição em valores singulares (*"Singular Value Decomposition*" – SVD), das matrizes de densidade espetral de potência. A aplicação desta ferramenta à matriz de funções de densidade espectral de potência de um sistema de n graus de liberdade, faz com que surja um conjunto de funções de densidade espectral de potências de osciladores de 1 grau de liberdade, com as mesmas frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura que se está a analisar [3].

Assim, no método FDD procede-se inicialmente à avaliação das funções de densidade espectral da resposta. De seguida, é efetuada a decomposição da matriz das funções de densidade espectral em valores singulares, procede-se à análise dos espectros SVD para a escolha dos picos de ressonância dos modos de vibração e, por fim, a avaliação dos modos segundo cada grau de liberdade através dos vetores singulares. Através deste método consegue-se obter as frequências naturais e as respetivas configurações modais [4].

O método EDFF, segue no início, todos os passos do método FDD, mas em vez de selecionar apenas os picos dos espectros de valores singulares, seleciona as zonas desses espectros cujos respetivos vetores singulares têm uma correlação elevada, correspondendo a resposta do sistema estrutural a um

determinado modo de vibração. Assim, no método EFDD, para além de se considerar o vetor singular num pico de ressonância, tem-se em conta a influência de mais do que um vetor singular na vizinhança [4].

Deste modo, para se conseguir fazer a comparação entre o vetor singular correspondente à frequência de ressonância com os vetores singulares de frequências vizinhas é utilizado um coeficiente de correlação designado MAC ("*Modal Assurance Criterion"*). Desta forma, o MAC vai estabelecer uma correlação entre duas configurações modais. A sua expressão é a seguinte, onde Φ_i e Φ_j são dois vetores com configurações modais a serem comparados.

$$MAC_{ij} = \frac{(\Phi_i^T \cdot \Phi_j)^2}{(\Phi_i^T \cdot \Phi_i)(\Phi_j^T \cdot \Phi_j)} \tag{3.1}$$

O MAC varia entre 0 e 1, sendo que valores próximos de 1 significa que as duas configurações estão muito próxima e valores próximos de 0 significa que as configurações estão muito diferentes [3].

3.2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A casa da Rua da Firmeza foi modelada numericamente no programa *SAP2000* [9]. Este software foi desenvolvido pela CSi (*Computers & Structures, inc*) e trata-se de um programa de elementos finitos preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento dum mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas [9]. Depois foi realizada uma análise modal para a avaliação da resposta dinâmica da estrutura, assumindo para a estrutura e para os seus materiais constituintes um comportamento elástico linear. Para além disto, também foi tida em consideração a inspeção feita ao local durante as várias visitas a este ao longo da realização do trabalho.

3.2.3.1. Elementos de modelação e materiais

Para a modelação da estrutura no *SAP2000* [9] foram consultadas as plantas e alçados do edifício fornecidas pela equipa de arquitetura, bem como a informação recolhida na Casa do Infante referentes às obras de remodelação do edifício por parte do proprietário da altura; foi também consultada a informação disponível sobre os materiais e características mecânicas deste tipo de edifícios.

A estrutura da casa da Rua da Firmeza foi modelada utilizando maioritariamente tipo "Shell-Thin", e tipo "Frame" do *SAP2000* [9].

O elemento "Shell", ou casca, é uma formulação de três ou quatros nós que combina o comportamento dos elementos de membrana e placa, importantes para analisar e reproduzir as características de resistência à flexão e deformação axial de elementos estruturais planos (ex: paredes e lajetas). Existem duas formulações de espessuras disponíveis, "Shell-Thin" ou "Shell-Thick", que determinam se a deformabilidade por esforço transverso está ou não incluída no comportamento dos elementos de casca. A formulação "Shell-Thick" incluí os efeitos dos esforços transversos na deformação, enquanto que a formulação "Shell-Thin" não considera estes efeitos [9]. Neste trabalho, os efeitos dos esforços transversos não têm muita importância na análise que se vai realizar, logo, utilizaram-se os elementos "Shell-Thin".

O elemento "Frame", ou barra, utiliza uma formulação geral viga-pilar, tridimensional, que inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformação de corte biaxial [9]. Este elemento foi

utilizado na construção do modelo numérico para representar as vigas, barrotes e elementos da cobertura de madeira.

As Tabela 3.1 e a Tabela 3.2 mostram os elementos considerados, com as respetivas dimensões e materiais atribuídos de modo a construir o modelo numérico da estrutura do edifício em estudo.

Tabela 3.1 - Elementos "Shell" utilizados na definição da geometria da estrutura a modelar

Elemento	Material	Dimensões	Tipo de Elemento
Parede de alvenaria de pedra (interior)	Alvenaria de pedra	Espessura 25 cm	Shell Thin
Parede de alvenaria de pedra (fachada)	Alvenaria de pedra	Espessura 55 cm	Shell Thin
Parede de alvenaria de pedra (antecâmara)	Alvenaria de pedra	Espessura 45 cm	Shell Thin
Parede de alvenaria de pedra (varanda)	Alvenaria de pedra	Espessura 30 cm	Shell Thin
Parede de tabique	Tabique	Espessura 14 cm	Shell Thin
Cachorros	Alvenaria de pedra	Espessura 25 cm	Shell Thin
Lajeta de Pedra	Alvenaria de pedra	Espessura 25 cm	Shell Thin

Tabela 3.2 - Elementos "Frame" utilizados na definição da geometria da estrutura a modelar

Elemento	Material	Dimensões
Vigas de madeira	Madeira	Diâmetro de 16 cm
Barrotes	Madeira	Diâmetro de 8 cm
Vigas de betão armado	Betão Armado	25x45 cm
Cobertura de madeira	Madeira	Cumeeira: Φ16 cm Escoras: Φ13 cm Linha: Φ22 cm Madre: Φ16 cm Pendural: 20x13 cm Perna: Φ13 cm

Depois de definidos todos os elementos que englobam a estrutura do edifício, esta foi modelada cuidadosamente, tendo em conta toda a informação recolhida até esta fase do trabalho. Na figura seguinte, Figura 3.1, é possível observar uma vista em 3D do modelo construído.

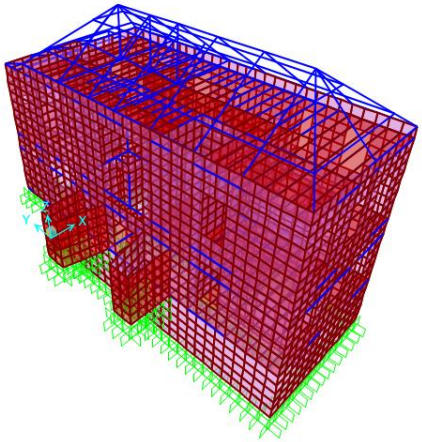


Figura 3.1 - Vista em 3D do modelo numérico construído

Na análise modal de estruturas não são consideradas as ações e combinações de ações que normalmente são definidas em análises de dimensionamento, dado que na análise modal apenas interessam a massa e rigidez dos elementos constituintes da estrutura.

A definição das propriedades físicas e mecânicas dos materiais adotados para a construção do modelo numérico foi feita a partir da consulta de valores recomendados por diversas fontes bibliográficas, nomeadamente as Tabelas Técnicas [10]. Na Tabela 3.3, encontra-se o resumo das propriedades dos diferentes materiais utilizados.

Tabela 3.3 - Propriedades dos materiais utilizados na estrutura a modelar

Material	Peso Volúmico [kN/m^3]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Coeficiente de Poisson
Madeira (Castanho)	6	12	0,4
Alvenaria de Pedra (Granito)	21	1,75	0,2
Tabique	3,8	9	0,3
Betão armado	25	29	0,2

O valor indicado do peso volúmico da alvenaria de pedra de granito nas Tabelas Técnicas [10] é de 24 kN/m^3; porém, após a consulta de outras bibliografias, atribuiu-se ao peso volúmico o valor de 21 kN/m^3 e ao modo de deformabilidade o valor de 1,75 GPa [11].

Uma vez que as propriedades mecânicas das paredes de tabique não se encontravam nas Tabelas Técnicas [10], foi necessário consultar outra bibliografia. Na dissertação [12], os valores apresentados são os que constam na Tabela 3.3.

Os valores nesta fase podem ser sujeitos a alterações, de modo a calibrar o modelo de melhor forma através da análise dos resultados dos diversos ensaios adicionais realizados, nomeadamente o ensaio de vibração ambiental e o ensaio de compressão.

3.2.3.2. Análise preliminar das deformadas modais

Conforme foi referido, para realizar os ensaios de identificação modal da casa da Rua Firmeza, importa efetuar uma análise modal preliminar. Esta análise é essencial para a tomada de decisões acerca do *setup* a utilizar no ensaio de vibração ambiental, ou seja, a localização e orientação dos acelerómetros, tempo de aquisição de dados e divisão dos sensores por *setups*. Para tal, usando o modelo numérico elaborado em *SAP2000* [9] foram obtidos os modos de vibração numéricos preliminares do edifício, cujas frequências se encontram listadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores preliminares dos modos de vibração retirados do modelo numérico construído no SAP2000

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]
1	2,94715	0,33931
2	3,85163	0,25963
3	4,32415	0,23126
4	5,17995	0,19305
5	5,39406	0,18539
6	5,60234	0,17850
7	5,80268	0,17233
8	6,75901	0,14795
9	7,18516	0,13918
10	7,37817	0,13553
11	7,52735	0,13285
12	7,87147	0,12704

3.2.4. Procedimento Experimental e Equipamento

3.2.4.1. Equipamento Utilizado

Para a realização do ensaio de vibração ambiental na casa em estudo, foi utilizado o equipamento seguinte:

- 14 acelerómetros unidirecionais piezoelétricos (Acc23, Acc24, Acc25, Acc26, Acc31, Acc32, Acc33, Acc34, Acc35, Acc36, Acc46, Acc47, Acc48, Acc49), com sensibilidade 10000 mV/g, intervalo de leitura 0,15 a 1000Hz e gama de acelerações entre -5g e 5g;
- 1 placa de aquisição de dados com 16 canais;
- 1 computador portátil com o software *LabVIEW* [8] que permite a aquisição dos dados do ensaio.

3.2.4.2. Setup do Ensaio

Após a análise modal preliminar efetuada no modelo numérico elaborado em *SAP2000* [9], foi possível retirar a informação necessária para auxiliar a tomada de decisões sobre os *setups* a utilizar no ensaio de vibração ambiental.

De modo a retirar corretamente os modos de vibração experimentais, é necessário recolher registos de acelerações em tantos pontos quanto os possíveis. Quanto maior a densidade de pontos, melhor é a definição de cada deformada modal [2]. Assim, o posicionamento dos acelerómetros em planta no perímetro dos diferentes pisos da casa em estudo foi definido com base na análise das deformadas modais obtidas através da análise preliminar efetuada no modelo numérico construído.

Para determinar de forma mais correta os diferentes modos de vibração da estrutura em análise, foram colocados 14 acelerómetros em diferentes locais do edifício. Para isto foi necessário recorrer-se a três *setups* distintos, onde 4 dos 14 acelerómetros ficaram sempre na mesma posição a servir como pontos de referência, sendo tomadas duas posições de leitura fixa, cada uma com registos em duas direções.

Foram definidos os pontos a considerar para a construção do modelo da estrutura no programa *ARTeMIS* [6]. No total foram considerados 40 pontos, sendo que apenas 24 têm acelerómetros nas suas posições.

No primeiro *setup* foram colocados acelerómetros em todas as posições do perímetro do teto do piso 1 da casa, visto serem estas as posições que apresentam maiores deslocamentos. No segundo *setup*, mantiveram-se os 4 acelerómetros de referência e colocaram-se os restantes nas posições da fachada principal e tardoz do teto do rés-do-chão. Por fim, no terceiro e último *setup*, colocaram-se acelerómetros nas restantes posições que faltavam no teto do rés-do-chão (nas fachadas laterais) e colocaram-se os restantes acelerómetros no teto da cave em posições em que esta não se encontra enterrada e possa apresentar valores de deslocamentos significativos, ou seja, na fachada principal e na fachada lateral Este.

Tabela 3.5 - Posição dos acelerómetros nos diferentes *setups*

POSIÇÕES	**SETUPS**		
	Setup 1	Setup 2	Setup 3
11			Acc32 (y) Acc33 (x)
17			Acc31 (y)
18			Acc47 (y)
19			Acc34 (y) Acc35 (x)
21		Acc46 (y) Acc47 (x)	
22			Acc25 (y)
23			Acc26 (y)
24		Acc25 (y) Acc26 (x)	
25		Acc31 (x)	

POSIÇÕES	SETUPS		
	Setup 1	Setup 2	Setup 3
26		Acc32 (y) Acc33 (x)	
27			Acc46 (y)
28			Acc36 (y)
29		Acc34 (y) Acc35 (x)	
30		Acc36 (x)	
31	Acc23 (y) Acc24 (x)	Acc23 (y) Acc24 (x)	Acc23 (y) Acc24 (x)
32	Acc25 (y)		
33	Acc31 (y)		
34	Acc32 (y) Acc33 (x)		
35	Acc46 (x)		
36	Acc48 (y) Acc49 (x)	Acc48 (y) Acc49 (x)	Acc48 (y) Acc49 (x)
37	Acc47 (y)		
38	Acc36 (y)		
39	Acc34 (y) Acc35 (x)		
40	Acc26 (x)		

Nas posições que em se colocaram os pares de acelerómetros para se efetuar medições em xx e yy, estes foram fixados às paredes de alvenaria de granito através do auxílio de pequenas cantoneiras, Figura 3.3. Nas posições em que só foi colocado um acelerómetro, quer para medições em xx ou yy, os acelerómetros foram fixados através de uma pequena placa de aço, como se pode observar na Figura 3.2. Primeiro, retirou-se a camada de reboco de modo a que a pedra de granito ficasse exposta. De seguida, colocaram-se as pequenas cantoneiras e chapas de aço, estando estes em contacto direto com a pedra.

Figura 3.2 - Peça metálica de fixação dos acelerómetros

Figura 3.3 - Cantoneira para fixação dos acelerómetros

No que diz respeito ao tempo de aquisição de dados, foi necessário averiguar qual seria o tempo mínimo para obter os valores de frequência mais baixos da estrutura do edifício. Para isso, recorreu-se à expressão seguinte:

$$t_a \geq \frac{1000}{f_{min}} = 1000 \times T_{máx} \tag{3.2}$$

Na análise preliminar do modelo numérico da estrutura construído no *SAP2000* [9], a frequência para o primeiro modo de vibração foi de 2,947 Hz. Segundo a expressão acima, o tempo mínimo recomendável para o tempo de aquisição de dados é, aproximadamente, 6 minutos. Assim, o tempo de aquisição de dados adotado foi de 10 minutos.

Para cada *setup* foram realizadas de três aquisições de dados, de modo a ter redundância e ser possível escolher as aquisições que apresentam os melhores resultados para cada *setup*.

3.2.4.3. Resultados do Ensaio

Uma vez terminado o ensaio de vibração ambiental, procedeu-se ao tratamento dos dados adquiridos dos três diferentes setups utilizados no ensaio. Para este fim, foram utilizados os programas *Matlab* [7] e *ARTeMIS* [6].

Em *Matlab* [7] procedeu-se ao processamento de sinal da informação recolhida visando expurgar ou reduzir eventuais resultados espúrios que possam ter ocorrido durante a aquisição dos dados. Para além disto, este também traduz a informação recolhida nos três *setups* em ficheiros com a extensão ".LVM" para ficheiros ".ASN" para que possam ser lidos em *ARTeMIS* [6].

Depois do tratamento de dados realizado em *Matlab* [7], estes são introduzidos no programa *ARTeMIS* [6], para se proceder à identificação modal da estrutura do edifício em estudo no domínio das frequências, com base no método melhorado de decomposição no domínio da frequência – EFDD, como descrito acima na seção 3.2.2. Este tratamento dos dados é efetuado para todos os registos dos diferentes *setups*. É nesta análise, dos dados adquiridos em cada *setup*, que são escolhidas quais as aquisições que apresentam melhores valores/gráficos para cada *setup*.

No fim, os três *setups* foram agrupados para se fazer a identificação modal da estrutura na sua totalidade. A numeração dos canais (graus de liberdade instrumentados) no conjunto de todos os *setups*, encontra-

se na Figura 3.4, onde as setas a azul indicam os acelerómetros fixos (referência)e a verde os acelerómetros móveis.

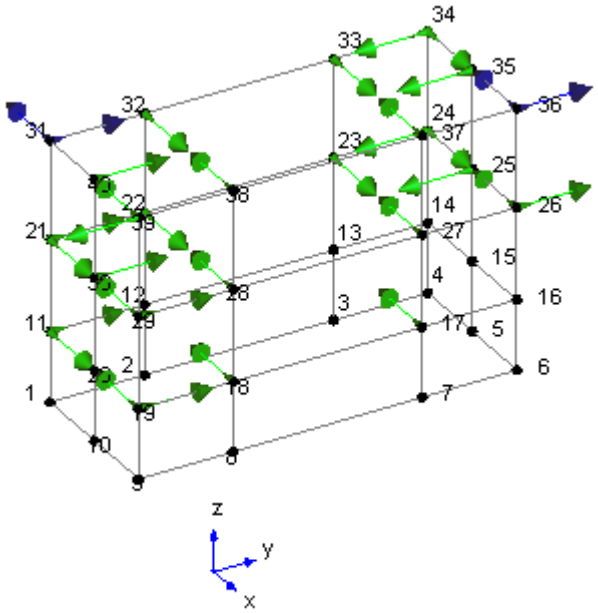


Figura 3.4 - Representação, em 3D, da estrutura do edifício construído no *ARTeMIS* [6]

Após a análise dos gráficos de amplitude do auto-espectro dos três *setups*, foram selecionados os picos verificados como representantes de modos de vibração da estrutura para se proceder à identificação modal da estrutura, incluindo a determinação do traçado dos modos de vibração. Tendo por base os resultados da decomposição em valores singulares – SVD – os picos selecionados foram analisados através de uma técnica muito semelhante ao *Peak Picking* [3], onde na seleção dos picos é ajustado o valor do parâmetro MAC de cada pico de modo a que este dê um valor aproximado, o mais possível, da unidade.

Na Figura 3.5, pode-se observar o espectro da amplitude dos valores singulares normalizados das matrizes de densidade espectral do conjunto dos três *setups* até à frequência de 12Hz. As retas verticais a vermelho indicam os modos de vibração que foram possíveis retirar. O espectro representado com a cor preta corresponde à consideração simultânea dos três setups, enquanto que os que estão representados a cinzento correspondem a cada um dos três diferentes setups.

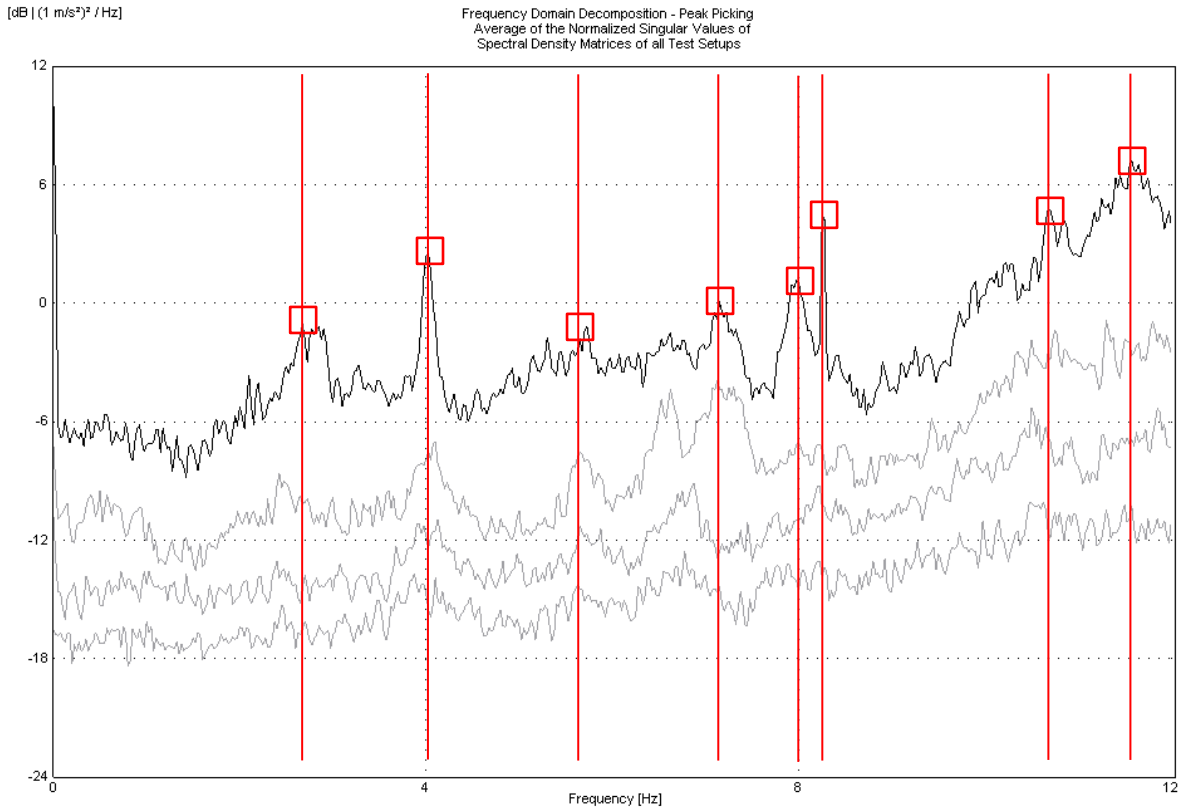


Figura 3.5 - Espetro de amplitude dos valores singulares normalizados das matrizes de densidade espetral de todos os *setups*

Por uma questão de simplificação, foram só analisados os oito primeiros modos de vibração da estrutura em estudo (visíveis no gráfico até à frequência 12 Hz). As frequências dos modos estimados e os respetivos valores de MAC estão resumidos na Tabela 3.6. As deformadas modais dos primeiros oito modos de vibração estão representadas nas Figura 3.6 a Figura 3.13.

Tabela 3.6 - Modos de vibração retirados do ensaio de vibração ambiental: frequências e valores de MAC

Modo	Frequência [Hz]	MAC
1	2,72	0,91
2	4,01	0,97
3	5,68	0,80
4	7,14	0,84
5	7,99	0,97
6	8,24	0,85
7	10,77	0,93
8	11,60	0,91

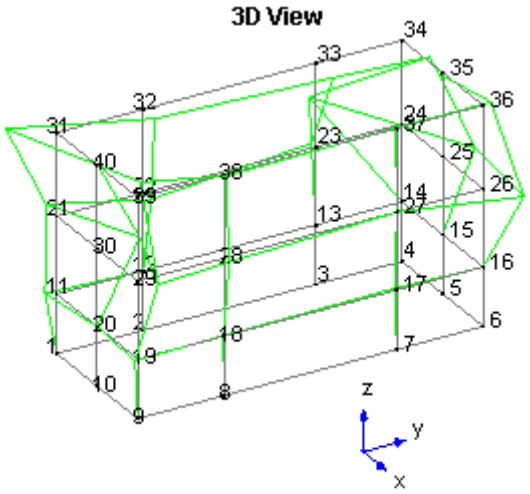


Figura 3.6 - Deformada modal do 1º modo de vibração

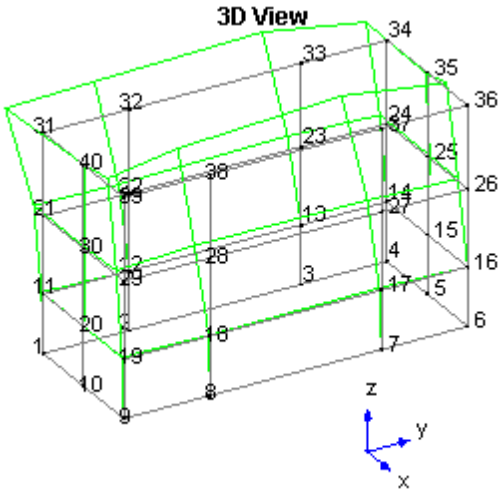


Figura 3.7 - Deformada modal do 2º modo de vibração

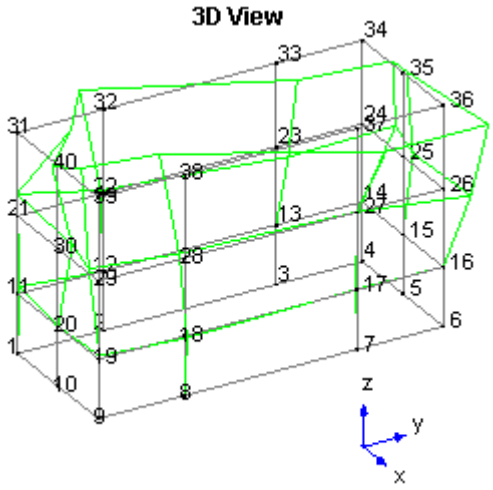


Figura 3.8 - Deformada modal do 3º modo de vibração

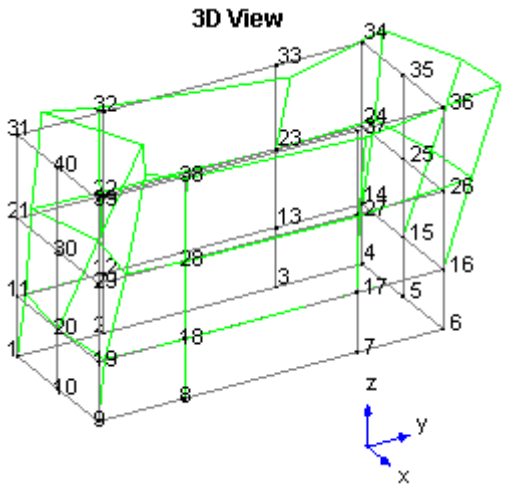


Figura 3.9 - Deformada modal do 4º modo de vibração

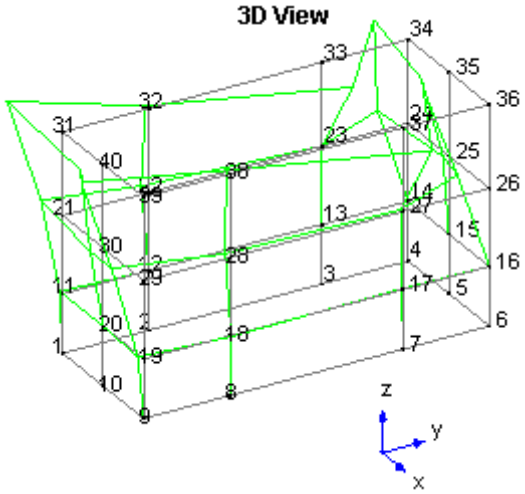


Figura 3.10 - Deformada modal do 5º modo de vibração

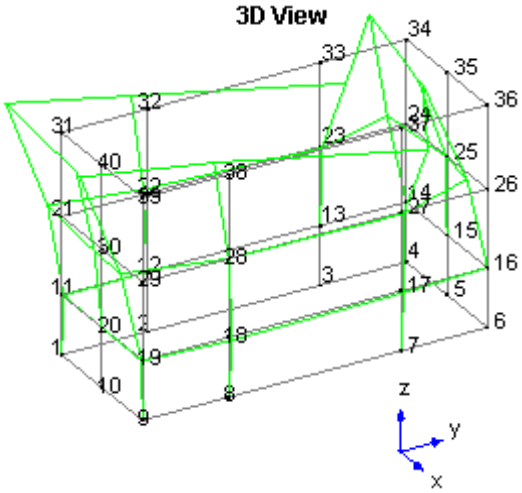


Figura 3.11 - Deformada modal do 6º modo de vibração

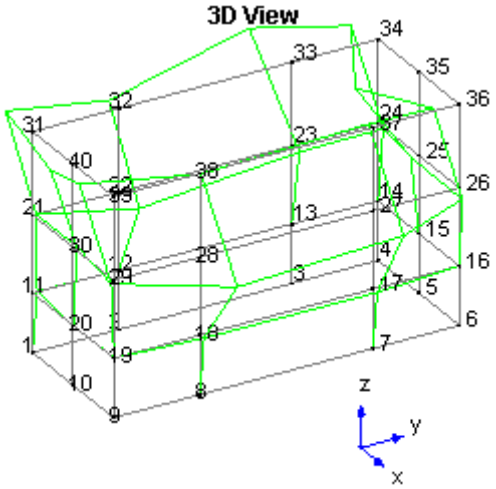


Figura 3.12 - Deformada modal do 7º modo de vibração

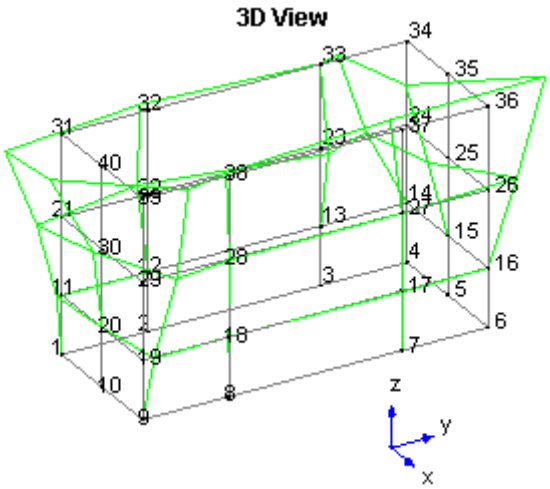


Figura 3.13 - Deformada modal do 8º modo de vibração

Do programa *ARTeMIS* [6], foi possível obter os ficheiros com extensão ".SVS" para cada modo de vibração obtido, contendo os deslocamentos registados em cada posição, segundo xx e/ou yy, de cada deformada modal da estrutura. Estes valores e os das frequências modais vão ser comparados com os deslocamentos das deformadas modais e frequências modais retirados do modelo numérico de simulação elaborado no *SAP2000* [9]. Assim, através de um processo iterativo de tentativa e erro, procede-se à calibração do modelo de forma a obter valores de MAC o mais próximos possível da unidade para cada modo de vibração.

3.3. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Uma vez construído o modelo numérico no *SAP2000* [9] e depois da recolha e tratamento dos resultados do ensaio de vibração ambiental, foi realizada a calibração das características mecânicas da estrutura. Este passo é essencial, visto que concretiza um dos objetivos do ensaio de vibração ambiental: caracterizar a estrutura e validar o modelo numérico construído.

Esta calibração tem por base a aproximação entre as frequências naturais e deformadas modais experimentais e numéricas. Desta forma, através de um processo iterativo, em cada iteração foram alterados diferentes parâmetros de modo a existir uma convergência considerada aceitável entre os resultados experimentais e numéricos.

De modo a realizar essa comparação de resultados de frequências, foram calculadas a média percentual dos desvios existentes entre as frequências numéricas e as frequências experimentais, que são as que se pretende aproximar. Quanto à comparação das deformadas modais, a aproximação foi efetuada através do parâmetro MAC, referido na seção 3.2.2 e utilizado noutro contexto neste trabalho, cuja expressão é a seguinte:

$$MAC_{ij} = \frac{(\Phi_i^T \cdot \Phi_j)^2}{(\Phi_i^T \cdot \Phi_i)(\Phi_j^T \cdot \Phi_j)} \tag{3.3}$$

Onde Φ_j corresponde ao vetor da deformada modal numérica e Φ_i corresponde ao vetor da deformada modal experimental. Como já foi mencionado acima, o valor do parâmetro MAC varia entre 0 e 1, sendo que um valor mais próximo possível da unidade significa que as duas configurações, deformadas modais experimentais e numéricas, se encontram muito próximas.

De modo a simplificar o processo iterativo, visto que são vários os pontos que se tem que ter em conta no cálculo do MAC, no contexto deste trabalho optou-se por limitar o estudo aos modos de vibração cujas deformadas modais correspondem às translações em xx e yy, ou seja, 2º e 4º modos de vibração experimentais.

3.3.1. ESTRATÉGIAS DE CALIBRAÇÃO

Uma das primeiras estratégias para a calibração do modelo foi a libertação de paredes interiores de alvenaria de pedra em relação às paredes de alvenaria de pedra das fachadas principal e tardoz.

A desconexão da parede transversal de alvenaria de pedra da fachada principal deve-se ao facto de poderem ser observados danos estruturais na alvenaria, evidenciados pelo aparecimento de uma fissura na fachada principal, nas imediações da parede de pedra transversal. Libertou-se também a parede de alvenaria de pedra da fachada tardoz devido às infiltrações de água observadas no local. A presença de água pode danificar as ligações das paredes.

Para além desta desconexão, também foram libertadas as ligações das paredes de tabique às paredes de alvenaria de pedra.

Por fim, para se tentar ajustar os valores de rigidez das paredes que se encontram desconectadas foram colocadas molas. A rigidez conferida a estas foi determinada através de um processo tentativa e erro de modo a que os valores de MAC se aproximassem o mais possível da unidade.

3.3.2. VALORES DO PARÂMETRO MAC

Depois de um extenso processo de tentativa e erro, chegou-se aos valores de MAC representados na Tabela 3.7. Os modos de vibração 1 e 3 não estão representados devido à dificuldade de calibrar estes modos. Como alguns elementos do edifício não foram modelados (nomeadamente as escadas e alguns elementos da cobertura), não se conseguiu obter os modos de torção (1 e 3) corretamente, logo, para simplificação do estudo, estes não foram considerados no estudo do edifício.

Tabela 3.7 - Valores de MAC (ensaio de vibração ambiental)

Modos Experimentais		**Modos Numéricos**			
Modos	Frequência [Hz]	Modos	Frequência [Hz]	Erro [%]	MAC
2	4,01	2	3,75	6,48	0,81
4	7,14	5	6,53	8,54	0,78

Apesar dos valores das frequências modais estarem bastante próximos, sendo o erro em percentagem pequeno, os valores dos MAC não são tão altos como se desejaria. O edifício em estudo é bastante complexo, sendo constituído por elementos de diversos materiais. Para além disto, as paredes de alvenaria de pedra e tabique não foram todas construídas na mesma altura, como já foi mencionado anteriormente, pelo que há uma grande incerteza em relação ao comportamento dos diferentes materiais. Por exemplo, em certos sítios, o reboco das paredes é muito espesso, pelo que se desconhece a rigidez que este oferece à estrutura. Isto tudo faz com a calibração do modelo numérico seja complicado e que

os resultados não sejam melhores. Por outro lado, outro fator que pode influenciar estes resultados trata-se do facto de não se ter modelado as diversas escadas encontradas no edifício, estando um "buraco" onde elas deveriam estar. Isto faz com que o comportamento do modelo numérico nesta zona não corresponda ao comportamento real do edifício.

3.4. CONCLUSÕES

A caracterização mecânica da casa da Rua da Firmeza foi efetuada através da realização de ensaios de vibração ambiental. Numa primeira fase do trabalho, foram expostos os conceitos teóricos que estão na base deste tipo de ensaios. De seguida, para se proceder à análise modal preliminar da estrutura, foi elaborado um modelo numérico com base na informação disponível até então. Os dados recolhidos nesta análise preliminar auxiliaram a escolha das posições e orientações dos acelerómetros para se realizar as leituras.

Depois de efetuado o ensaio, a informação adquirida foi tratada de modo a diminuir eventuais espúrios decorrentes do processo de aquisição de dados no *Matlab* [7]. No software *ARTeMIS* [9], foi possível identificar os modos de vibração da estrutura com frequências modais próximas.

Uma vez obtidos os modos de vibração experimentais, foi necessário proceder à calibração do modelo numérico de modo a aproximar, o mais possível, os valores de frequências e deformadas modais obtidas numericamente às obtidas por via experimental. Assim, foram adotadas diversas estratégicas de calibração, recorrendo-se a um processo iterativo de tentativa e erro, com base nas propriedades físicas e mecânicas da estrutura do edifício em estudo. É de salientar a grande importância de um bom reconhecimento da estrutura do edifício a estudar, de modo a facilitar a calibração.

Os ensaios de vibração ambiental são uma mais valia no estudo e compreensão do funcionamento da estrutura de um edifício, apesar da sua utilização ser restringida a casos que o justifiquem. Como foi possível observar neste capítulo, estes ensaios são uma ferramenta bastante importante no auxílio da construção de modelos numéricos estruturais, de modo a aproximar o mais que possível o comportamento do modelo de simulação à estrutura real que se está a analisar.

O edifício em estudo trata-se de uma estrutura complexa, constituída por diferentes materiais que têm diferentes características, como por exemplo, os valores de rigidez. Para além disto, não foram modelados todos os elementos constituintes da estrutura da edificação, nomeadamente, as escadas. Estes fatores poderão ter dificultado a calibração do modelo numérico em relação aos resultados experimentais. Assim, os valores de MAC obtidos não foram tão elevados como se esperasse. Portanto, nem sempre são assegurados bons resultados na utilização deste tipo de ensaios para modelar construções com muitas variáveis.

4
ENSAIO DE COMPRESSÃO

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo foca-se num dos objetivos principais desta dissertação que se trata da caracterização mecânica de paredes de alvenaria de pedra. Para este fim, realizaram-se ensaios de compressão uniaxial *in-situ* em quatro paredes da casa da Rua da Firmeza.

Numa primeira fase deste capítulo é explicado em que consiste o *setup* utilizado nestes ensaios, apresentando-se também as paredes de alvenaria de pedra, objeto do ensaio. De seguida, procede-se ao tratamento e análise dos resultados, globais e locais, das paredes de alvenaria ensaiadas.

4.2. *SETUP* DO ENSAIO DE COMPRESSÃO

Uma vez que o edifício em estudo vai ser reabilitado e, em princípio, todas as paredes de alvenaria de pedra vão ser aproveitadas, os ensaios de compressão tinham que ser realizados *in-situ.* Este facto é uma mais valia, visto que ensaios *in-situ* são os que melhor captam o comportamento mecânico real da alvenaria, uma vez que as especificidades do material podem levar a dificuldades na construção de protótipos de confiança para ensaios a realizar em laboratório [13].

Os ensaios *in-situ* têm, no entanto, alguns problemas que devem ser desde logo contornados. Devido às dificuldades que podem surgir no transporte de equipamentos pesados, foi adotado um sistema capaz de se adaptar a diferentes tipos de paredes. Tal sistema, desenvolvido no âmbito dos trabalhos de doutoramento de Rui Silva [13], é constituído por perfis metálicos UPN200, troços de 0,50m de comprimentos para facilitar a sua instalação, permitindo um sistema de reação de, no máximo, 2,00m de desenvolvimento. A instalação destes perfis é feita dos dois lados da parede em estudo, sendo os lados opostos conectados por dois varões de aço por módulo (um módulo corresponde a um perfil UPN200 de 0,50m de comprimento), sendo estes pré-esforçados por macacos hidráulicos, como se pode observar na Figura 4.1. Antes da instalação deste equipamento convém retirar o reboco dos dois lados da parede, ficando a alvenaria de pedra à vista de modo a que as juntas de argamassa sejam visíveis e o aperto dos perfis seja mais eficaz. De seguida, aplicou-se uma camada fina de argamassa resistente na zona de colocação dos perfis UPN, no topo e na base da parede, de modo a que a superfície entre o aço e a pedra fique uniforme e regular. O sistema assim colocado assume que a carga vertical seja suportada pela resistência ao corte dos varões roscados e pela mobilização do atrito entre o módulo de aço e a face da parede de alvenaria (obtido tensionando os varões horizontais). Para garantir a continuidade do sistema montado, nas seções de contacto entre os módulos de 0,50m de comprimento, estes são dotados de placas de aço nas flanges nos topos dos perfis de UPN [13].

Neste sistema, colocado nos dois lados da parede, no seu topo e na sua base, são instalados varões roscados verticais a conectar os dois níveis por cada módulo (um por cada face da parede), que

asseguram a transmissão da carga entre níveis através de macacos hidráulicos a tracionar cada varão vertical. Quando estes varões são tracionados induzem uma força nos módulos de aço com uma intensidade similar, mas direcionada ao contrário, criando, assim, uma área comprimida entre os dois níveis [13] , como é possível observar na Figura 4.2. O sistema do ensaio concebido resulta similar à técnica de ensaio de macacos planos duplos, porém envolvendo uma área de parede muito mais representativa e não requerendo mobilização de reação vertical na parede acima do sistema de ensaio.

Figura 4.1 - Tração dos varões de aço roscados horizontais

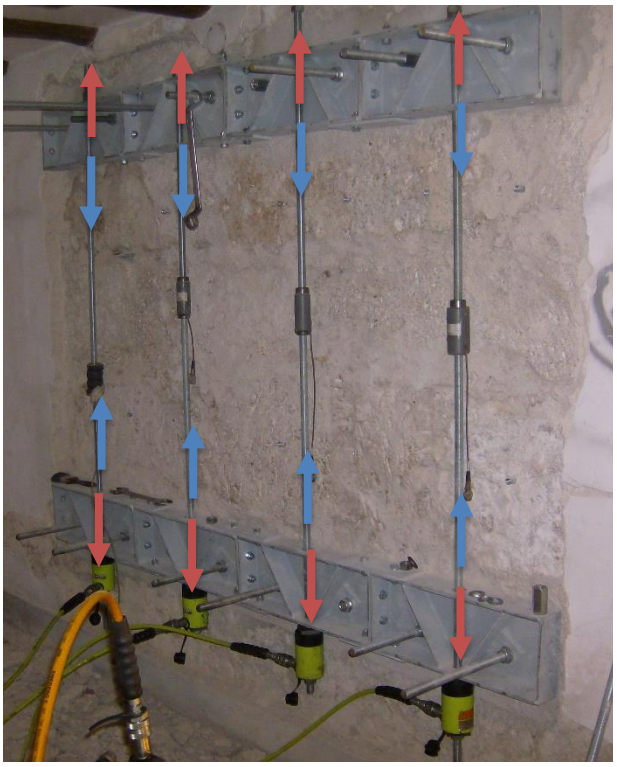


Figura 4.2 - Compressão da área entre os módulos de aço

4.3. ENSAIOS

4.3.1. LOCAL DOS ENSAIOS

Como já foi referido anteriormente, os ensaios foram realizados nas paredes de alvenaria de pedra de granito da casa da Rua da Firmeza. A escolha das melhores zonas para se realizar os ensaios é um processo que deve ter em conta diversos fatores, como a seleção de panos de paredes com diferentes características e a facilidade de acesso aos locais de ensaio. Nesta série de ensaios foram realizados quatro ensaios a diferentes paredes de folha simples, ilustradas da Figura 4.3 à Figura 4.6: uma parede da cave (SLW1), uma no rés-do-chão (SLW2), uma de fachada (SLW3) e, finalmente, uma no primeiro piso (SLW4). O acrónimo utilizado (SLW#) resulta das abreviaturas de: Single Leaf Walls (paredes de folha simples em língua anglo-saxónica) seguido do número da parede (# = 1, 2, 3 e 4). Numa primeira fase, pensou-se que a parede de fachada seria de folha dupla; porém, ao realizar os furos se inserir os varões de aço horizontais, verificou-se que o carote retirado da parede era de facto de uma folha simples, mas de grande espessura (0,50 m, aproximadamente), Figura 4.7.

No capítulo 2 deste trabalho, já foi mencionado que nos anos 40 foram realizadas obras de renovação a este edifício, tendo-se construído novas paredes de alvenaria de pedra na cave; a parede analisada na

cave é uma dessas paredes, Figura 4.3. As paredes interiores da cave, do rés-do-chão e do primeiro andar têm cerca de 0,30m de espessura, enquanto que a parede de fachada tem próximo de 0,50m de espessura, apesar de se tratar de uma parede de folha simples, Figura 4.6.

Figura 4.3 - Parede do Ensaio 1 – SLW1- (Cave)

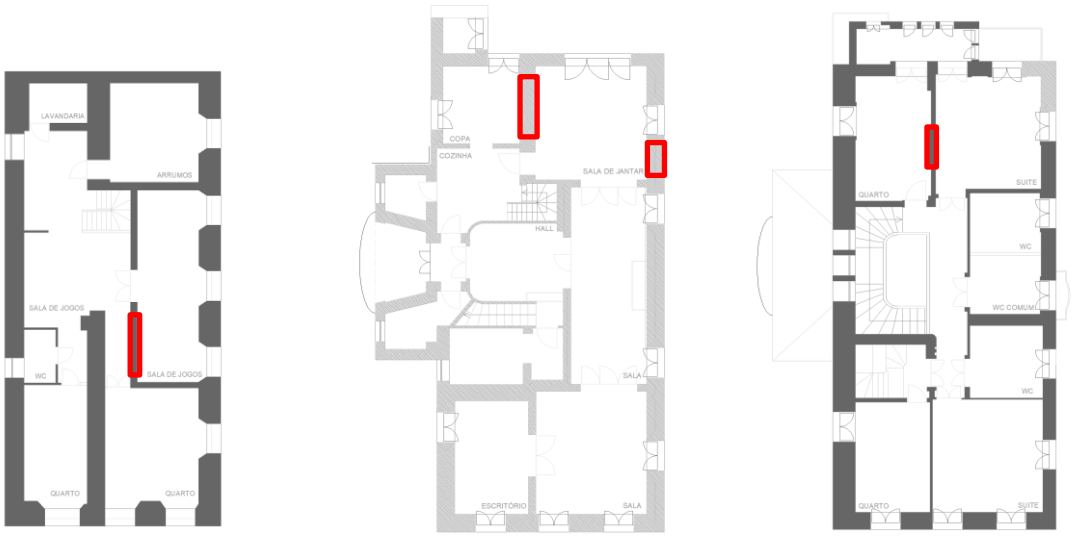
Figura 4.4 - Parede do Ensaio 2 – SLW2 - (1º Andar)

Figura 4.5 - Parede do Ensaio 3 – SLW3 - (Rés-do-chão)

Figura 4.6 - Parede do Ensaio 4 - SLW4 - (Fachada)

Figura 4.7 - Carote retirado da parede de alvenaria de pedra da fachada

Na Figura 4.8 estão assinalados, com um retângulo a vermelho, os locais onde foram efetuados os ensaios de compressão.



a) b) c)

Figura 4.8 - Sinalização dos locais de ensaio na cave (a), rés-do-chão (b) e primeiro piso (c)

4.3.2. Instrumentação e Leis de Carga

Nas duas faces de cada parede, foram colocados diversos transdutores de deslocamento (TD), destinados a registar de forma contínua as deformações verticais e horizontais de cada parede. Cada transdutor encontra-se identificado pelo seu número de referência nas figuras (TD#).

Cada macaco hidráulico utilizado nos ensaios tem 121 kN de capacidade. No máximo só foram utilizados oito macacos (quatro em cada face da parede), logo, a capacidade máxima do sistema de macacos hidráulicos é 968 kN, quando acionados pela bomba hidráulica de pressão máxima de 700 bar (Figura 4.9). Foram colocadas células de carga, entre os varões verticais, cada uma com a capacidade máxima de leitura de 110 kN, permitindo, assim, a aquisição da força de cada varão em cada patamar do ensaio. A aquisição das leituras das células e dos transdutores foi feita de forma contínua, com placas de aquisição de dados e um computador portátil que permite o processamento da informação recolhida, Figura 4.10.

Figura 4.9 - Bomba Hidráulica

Figura 4.10 - Aparelhos de aquisição de dados do ensaio

A concretização dos ciclos de carga pretendidos não foi fácil, devido ao comportamento de certo modo imprevisível das paredes, que resulta, em parte, do facto de estes ensaios serem realizados *in-situ* e também do sistema de controlo usado para a atuação hidráulica. Por isso, e para assegurar a segurança de todo o procedimento, os ciclos de carga/descarga/recarga foram controlados manualmente. A evolução dos valores de força em função do tempo para os quatro ensaios está representada nos gráficos das Figura 4.11 a Figura 4.14, quer para cada célula de carga quer para o seu somatório (valor total):

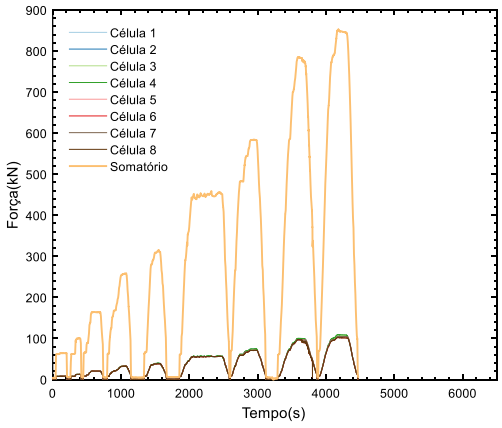


Figura 4.11 - Ciclos de carga de SLW1

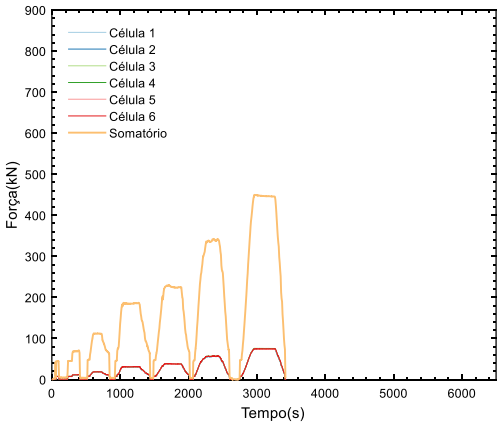


Figura 4.12 - Ciclos de carga de SLW2

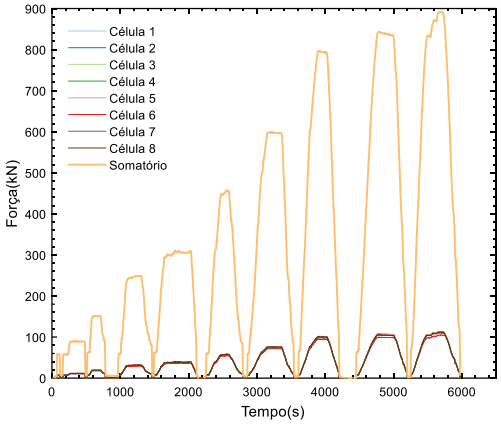


Figura 4.13 - Ciclos de carga de SLW3

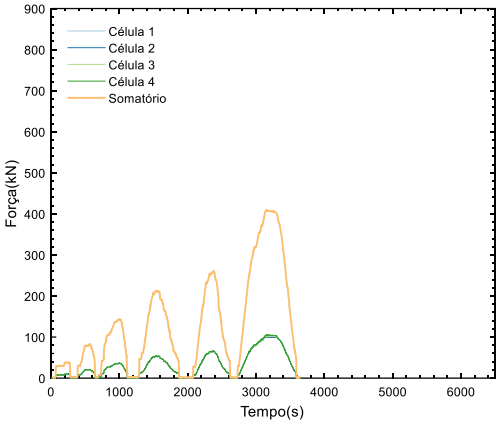


Figura 4.14 - Ciclos de carga de SLW4

Como se pode observar pela análise de todos os gráficos de força-tempo dos quatro ensaios, existe uma concordância nos valores de força registados pelas células nos vários ciclos de carga. Assim, pode concluir-se que a força exercida pelos vários macacos hidráulicos foi, aproximadamente, igual em todos e que o *setup* utilizado para os ensaios funcionou corretamente. Através dos declives (ascendentes e descendentes) pode dar-se uma estimativa de velocidade do carregamento; é possível verificar que o tempo de ensaio variou entre 3400s e 6000s (aproximadamente, entre 1h e 1h40 conforme a carga aplicada e resistência da parede a ensaiar), resultando em velocidades de ensaio para cada ciclo entre 1,0 kN/s e 1,5 kN/s para SLW1, 2 e 3 e uma de 0,5 kN/s para SLW2.

Os valores que se encontram representados nas figuras anteriores foram convertidos em níveis de tensão, encontrando-se representados na Tabela 4.1, onde cada ciclo parte do estado de tensão nulo.

Tabela 4.1 - Níveis de tensão [N/mm^2] aplicados a cada ciclo, Ci

Ciclos	**Tipo de Parede**			
	SLW1	**SLW2**	**SLW3**	**SLW4**
C_1	0,00-0,10	0,00-0,10	0,00-0,08	0,00-0,07
C_2	0,00-0,17	0,00-0,16	0,00-0,15	0,00-0,15
C_3	0,00-0,27	0,00-0,25	0,00-0,25	0,00-0,27
C_4	0,00-0,43	0,00-0,41	0,00-0,41	0,00-0,40
C_5	0,00-0,52	0,00-0,51	0,00-0,51	0,00-0,49
C_6	0,00-0,77	0,00-0,75	0,00-0,76	0,00-0,77
C_7	0,00-0,98	0,00-1,00	0,00-1,00	---
C_8	0,00-1,31	---	0,00-1,32	---
C_9	0,00-1,42	---	0,00-1,41	---
C_{10}	---	---	0,00-1,48	---

As paredes de alvenaria de pedra ensaiadas correspondem a diferentes locais, cada um com as suas próprias características, pelo que os ciclos de tensão aplicados a estas variam de parede para parede. Os ensaios das paredes SLW1 e SLW3 (Figura 4.16 e Figura 4.18, respetivamente) foram realizados em troços de parede de 2m, o ensaio da parede SLW2 (Figura 4.20) foi realizado num troço de 1,50m e o ensaio da parede SLW4 (Figura 4.22) foi realizado num troço de 1m. Assim, nos ensaios das paredes SLW1 e SLW3 foram colocados oito macacos hidráulicos, sendo a carga máxima aplicável neste ensaio de 900 kN. No ensaio à parede SLW2 foram só colocados seis macacos hidráulicos, logo, a carga máxima aplicável dá 660 kN, enquanto que na parede SLW4 foram só colocados quatro macacos hidráulicos, sendo a carga máxima aplicável de 440 kN. Nos esquemas dos *setups* (Figura 4.16, Figura 4.20, Figura 4.18 e Figura 4.22), os transdutores estão representados pelo seu número de referência (TD#) e entre parênteses estão indicados os números de referência dos transdutores que se encontram do lado oposto do painel sob ensaio.

Figura 4.15 - *Setup* do painel SLW1

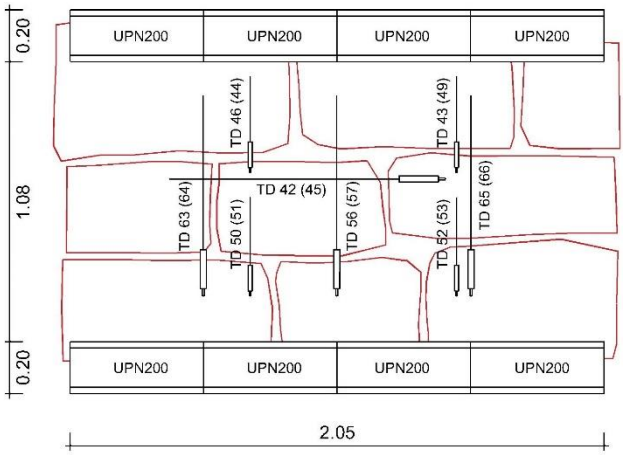


Figura 4.16 - Esquema do *setup* do painel SWL1

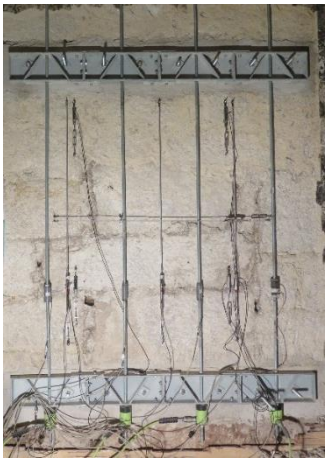


Figura 4.17 - *Setup* do painel SLW3

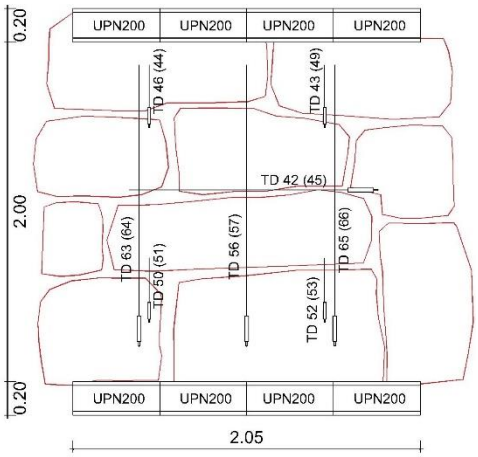


Figura 4.18 - Esquema do *setup* do painel SLW3

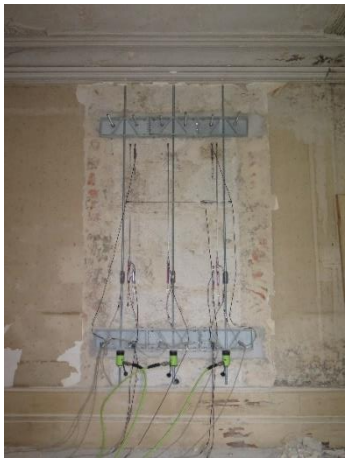


Figura 4.19 - *Setup* do painel SLW2

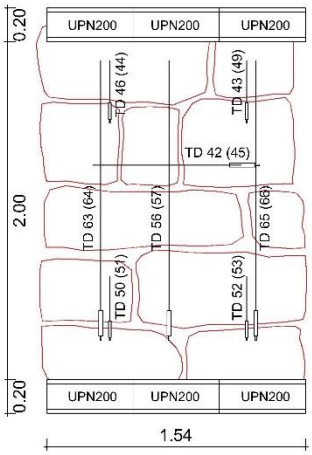


Figura 4.20 - Esquema do *setup* do painel SLW2

Figura 4.21 - *Setup* do painel SLW4

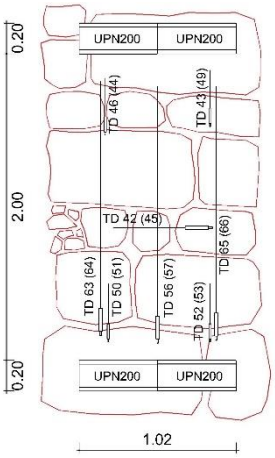


Figura 4.22 - Esquema do *setup* do painel SLW4

Nas Tabela 4.2 e Tabela 4.3, encontram-se representados os comprimentos dos transdutores que permitem registaram os valores de deslocamentos dos alinhamentos verticais de alvenaria (Tabela 4.2) e de juntas (Tabela 4.3).

Tabela 4.2 - Comprimentos dos transdutores de deslocamento em alinhamentos de alvenaria

Transdutores em alvenaria	SLW1	SLW3	SLW2	SLW4
TD63/TD64	77 cm	166 cm	166 cm	166 cm
TD56/TD57	77 cm	166 cm	166 cm	166 cm
TD65/TD66	77 cm	166 cm	166 cm	166 cm
TD42/TD45	106 cm	147 cm	99 cm	65 cm

Tabela 4.3 - Comprimentos dos transdutores de deslocamentos em juntas

Transdutores em juntas	SLW1	SLW3	SLW2	SLW4
TD44/TD46	37 cm	37 cm	37 cm	37 cm
TD43/TD49	37 cm	37 cm	37 cm	37 cm
TD50/TD51	38 cm	38 cm	38 cm	38 cm
TD52/TD53	38 cm	38 cm	38 cm	38 cm

4.4. RESULTADOS

Terminados os ensaios, foram analisados os dados obtidos para as quatro paredes (SLW1, SLW2, SLW3 e SLW4). Com o *setup* utilizado para estes ensaios de compressão, foi possível descrever o comportamento da alvenaria constituinte de cada parede para estados de compressão vertical crescentes, permitindo avaliar a variação de rigidez das paredes de alvenaria de pedra.

Através de procedimentos numéricos preliminares em *MatLab* [7], a informação adquirida foi tratada de modo a retirar flutuações espúrias através da aplicação de um filtro do tipo média móvel. Os resultados a seguir descritos e analisados são os que se obtêm desse processo de filtragem.

4.4.1. RESULTADOS DO PAINEL DE ALVENARIA

Nas seguintes imagens, é possível observar as curvas de tensão-extensão de compressão da alvenaria dos quatro ensaios realizados (Figura 4.23 a Figura 4.26). Nesta fase para os gráficos adotaram-se as mesmas escalas para melhor perceção das diferenças de rigidez. A posição de cada transdutor foi definida de modo a registar o comportamento global da alvenaria, sendo possível distinguir o comportamento das zonas de fronteira em relação à zona interior e central.

Numa primeira análise aos gráficos de tensão-extensão dos transdutores na alvenaria de pedra, pode-se observar que o comportamento das alvenarias é razoavelmente homogéneo. Nas paredes onde os painéis ensaiados tinham 2,0 metros de comprimento (SLW1 e SW3), os valores de extensão atingem, no máximo, cerca de $1{,}1\text{x}10^{-3}$ e $0{,}5\text{x}10^{-3}$ mm/mm, respetivamente, para valores de tensão cerca de 1,5 MPa. Por outro lado, nos painéis SLW2 e SLW4, os valores de extensão são maiores, sendo que na SLW2 a extensão máxima registado é $1{,}90\text{x}10^{-3}$ mm/mm e na SLW4 as extensões registadas são maiores, sendo o máximo $3{,}50\text{x}10^{-3}$ mm/mm, para níveis de tensão de 1,0 MPa e 0,8 MPa, respetivamente. A diferença nestes valores pode ser devida a diversos fatores, um deles as condições de fronteira dos painéis que foram ensaiados. No painel SLW1 e no painel SLW3, os ensaios foram realizados em paredes mais compridas, cujas interrupções no seu desenvolvimento consistiam na existência apenas de uma porta de um dos lados. Porém, no painel SLW2, existiam duas aberturas de cada lado da parede que foram preenchidas nas obras de renovação nos anos 40 com alvenaria de tijolo. No painel SLW4, o painel da parede de fachada que foi ensaiada estava entre duas janelas.

Outro fator que pode explicar estas diferenças nos valores das extensões pode ser a geometria das alvenarias. No painel SLW1, a geometria e a organização das pedras utilizadas são bastante regulares. Para além disto, nas juntas de argamassa existem calços de xisto, como se pode observar na Figura 4.27 e, em mais detalhe, na Figura 4.28, calços estes que contribuem para melhorar a distribuição de tensões e atenuar contactos pontuais.

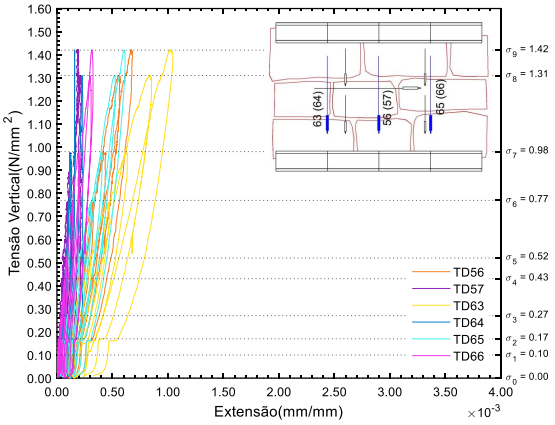


Figura 4.23 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW1)

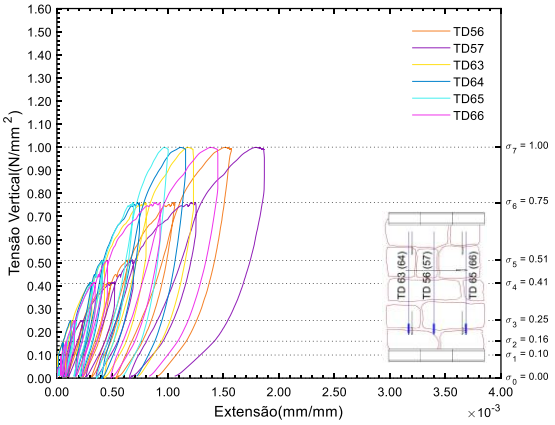


Figura 4.24 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW2)

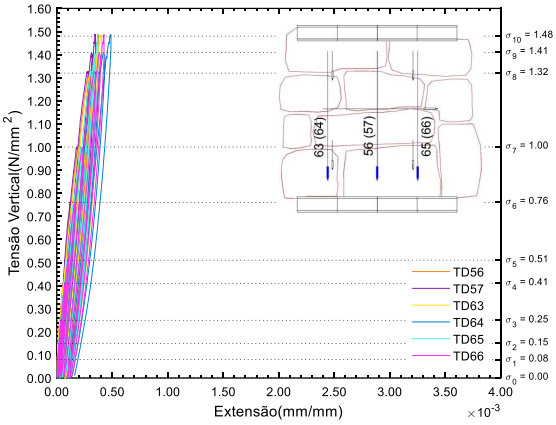


Figura 4.25 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW3)

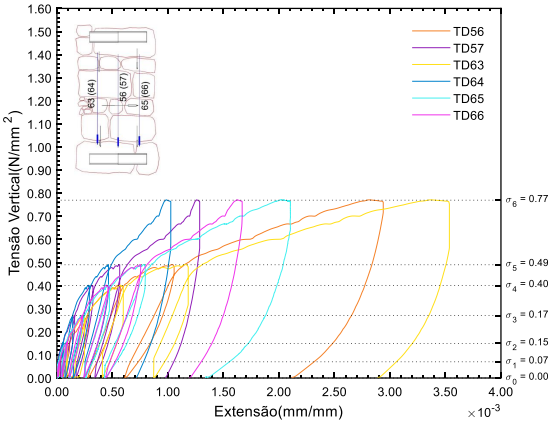


Figura 4.26 - Curvas tensão-extensão em alinhamentos de alvenaria (SLW4)

Figura 4.27 - Sinalização do calço de xisto no painel SLW1

Figura 4.28 - Detalhe do calço de xisto do painel SLW1

No painel SLW3, verifica-se uma organização não tão regular como no painel SLW1, mas os blocos de pedra, observados no painel, têm dimensões bastante maiores do que nos painéis SLW2 e SLW4, como se pode visualizar na Figura 4.29. Isto pode contribuir para que a rigidez da alvenaria seja maior, não sendo a carga aplicada na parede suficiente para esta ter extensões tão elevadas como nos ensaios dos painéis SLW2 e SLW4.

Figura 4.29 - Alvenaria de pedra (SLW3)

Por sua vez, a geometria das paredes de alvenaria de pedra dos painéis SLW2 e SLW4 não é tão regular, nem as pedras têm dimensões tão grandes como os painéis analisados anteriormente. Isto faz com que a rigidez da alvenaria não seja tão grande e que a distribuição de deformações não seja tão uniforme, originando deslocamentos maiores do que nos painéis SLW1 e SLW3. A geometria das pedras de alvenaria dos painéis SLW2 e SLW4 pode ser observada na Figura 4.30 e na Figura 4.31, respetivamente.

Figura 4.30 - Alvenaria de pedra (SLW2)

Figura 4.31 - Alvenaria de pedra (SLW4)

Note-se que o objetivo destes ensaios não é levar as paredes de alvenaria à rotura, mas sim, estudar o seu comportamento, aplicando cargas o mais possível superiores às que são expectáveis em serviço, sem causar danos significativos nas paredes. Os resultados obtidos mostram essencialmente um tipo de alvenaria bastante rígida nos painéis SLW1 e SLW3 que foram ensaiados no maior desenvolvimento de

parede possível (2m), nos quais foi possível instalar tensões de 1.5 MPa para deformações relativamente reduzidas, mas com um comportamento geral exibindo pouca não-linearidade. Não é de excluir que as reduzidas deformações estejam influenciadas pelas condições de fronteira dos painéis.

Por outro lado, constata-se ainda bastante menor rigidez nos painéis SLW2 e SLW4 que exibem mais não-linearidade na resposta, traduzida não só pela quebra de rigidez como também pelas maiores deformações residuais que apresentam. Por contraste com os anteriores, estes dois painéis mostram-se menos afetados pelas condições fronteira, por estarem mais "isolados" do que os anteriores.

Conclui-se que este aspeto das condições fronteira merece um estudo mais aprofundado, que deverá ser objeto de trabalhos futuros.

Depois da análise mais global das alvenarias e comparativos entre painéis estudados, procedeu-se ao seu estudo mais aprofundado. Para isso, em cada ensaio, agruparam-se os transdutores que registaram os deslocamentos da mesma zona do painel (laterais e centrais), mas em faces opostas. Efetuou-se então o cálculo das médias dos valores registados destes transdutores, com o objetivo de analisar a diferença registada nos valores de extensão na zona central da parede e nas zonas laterias, de modo a avaliar a influência da condição de fronteira.

Para simplificar a leitura dos resultados obtidos, os transdutores correspondentes a cada alinhamento de alvenaria dos quatros ensaios realizados encontram-se organizados da maneira descrita na Tabela 4.4, para o alinhamento central (2) e laterais (1-esquerdo; 3-direito).

Tabela 4.4 - Correspondência entre transdutores e alinhamento de alvenaria dos diferentes ensaios

	SLW1/2/3/4
Alinhamento de Alvenaria 1	TD63/TD64
Alinhamento de Alvenaria 2	TD56/TD57
Alinhamento de Alvenaria 3	TD65/TD66

Da Figura 4.32 à Figura 4.50 são apresentados os gráficos de tensão-extensão, para cada ensaio, dos alinhamentos de alvenaria 1, 2 e 3, cada um com as suas respetivas médias, e as médias dos três alinhamentos de alvenaria num gráfico em conjunto.

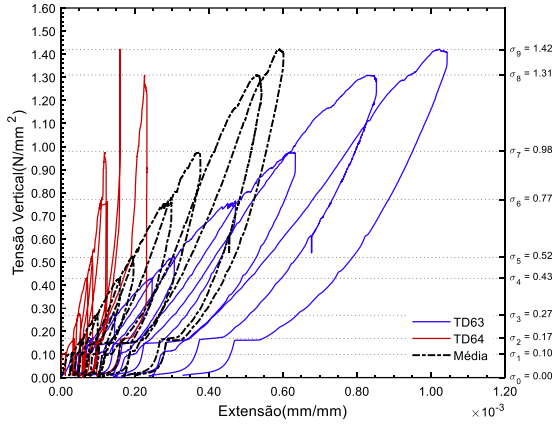


Figura 4.32 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 1

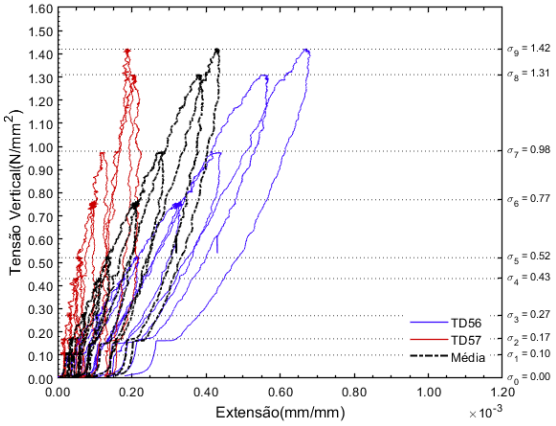


Figura 4.33 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 2

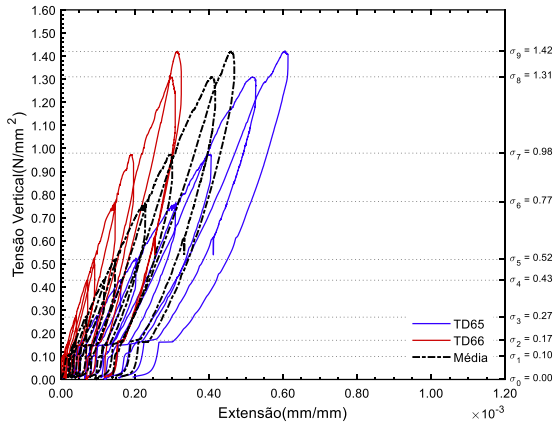


Figura 4.34 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 3

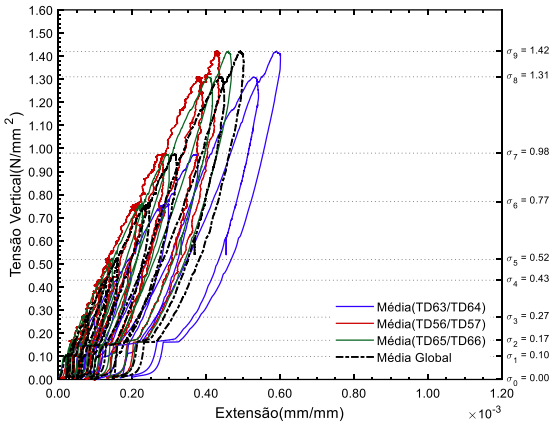


Figura 4.35 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria

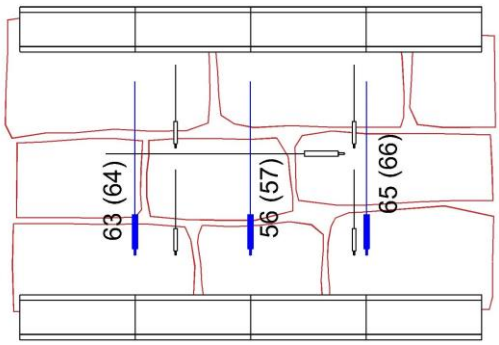


Figura 4.36 - SLW1- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação

No caso do painel SLW1, pode-se verificar que a alvenaria é bastante rígida. A distribuição de extensões ao longo do painel tende a aumentar nas laterais. Por exemplo, para a força máxima do último ciclo, nos alinhamentos 1 e 3 (laterias) existem extensões da ordem dos $0{,}6x10^{-3}$ mm/mm e dos $0{,}45x10^{-3}$ mm/mm, respetivamente, quanto que no alinhamento 2 (central), verificam-se valores de extensão cerca de $0{,}43x10^{-3}$ mm/mm, a que corresponde uma extensão média de $0{,}49x10^{-3}$ mm/mm e um coeficiente de variação de 15%.

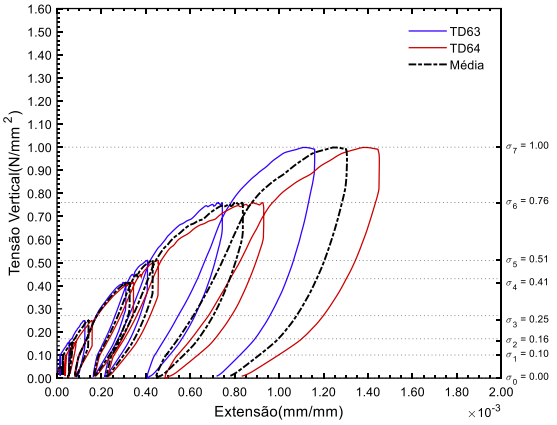


Figura 4.37 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 1

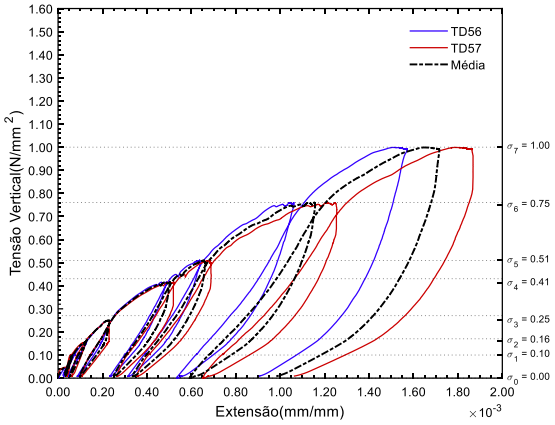


Figura 4.38 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 2

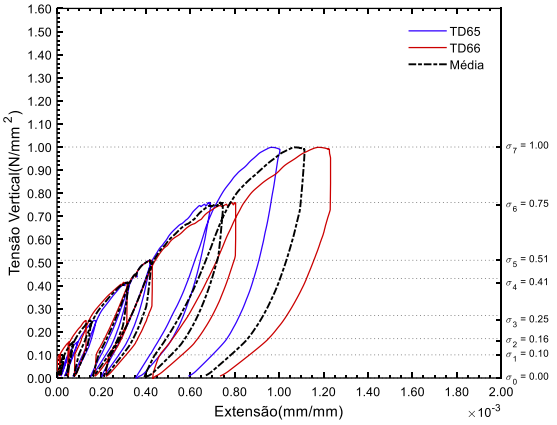


Figura 4.39 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 3

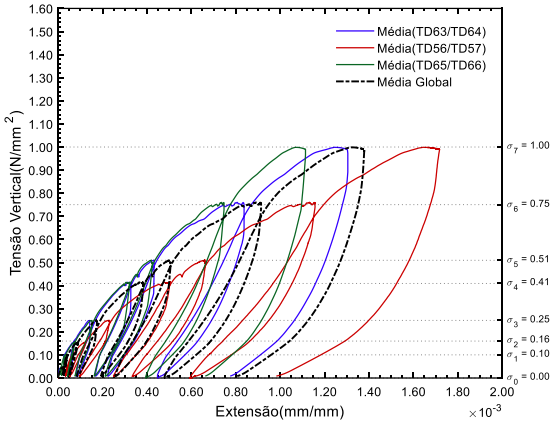


Figura 4.40 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria

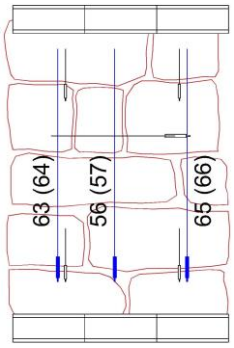


Figura 4.41 – SLW2- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação

Nesta parede é possível verificar que a alvenaria é mais flexível. Para além disso, o painel SLW2 encontra-se isolado. A distribuição dos valores de extensão registados, na força máxima do último ciclo, tende a concentrar-se no alinhamento 2 (central), apresentando valores cerca dos 1,7x10^{-3} mm/mm, enquanto que os alinhamentos 1 e 3 (laterias) registam valores próximos de 1,3x10-3 mm/mm e 1,1x10-3 mm/mm, respetivamente, associados a uma extensão média de 1,37x10^{-3} e um coeficiente e variação de 18%.

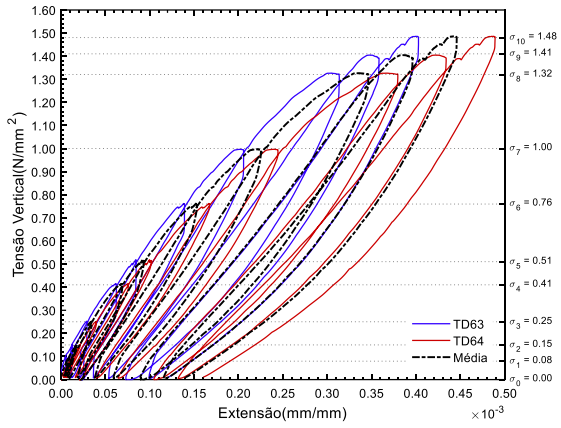


Figura 4.42 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 1

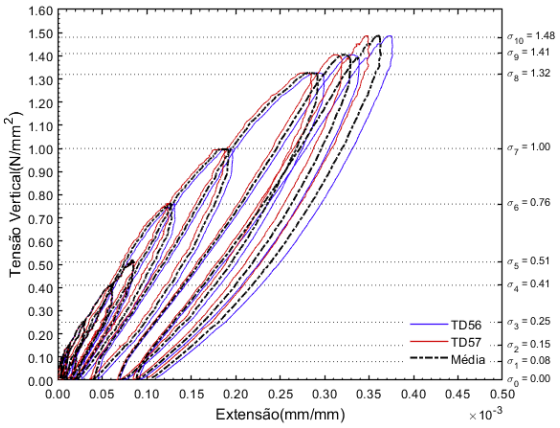


Figura 4.43 - Curvas tensão-extensão: SLW3 - Alinhamento de Alvenaria 2

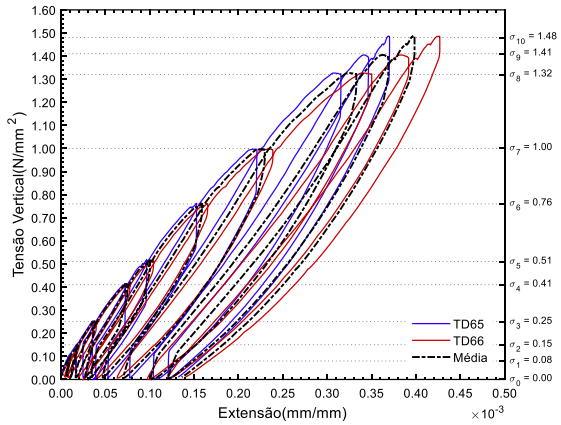


Figura 4.44 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 3

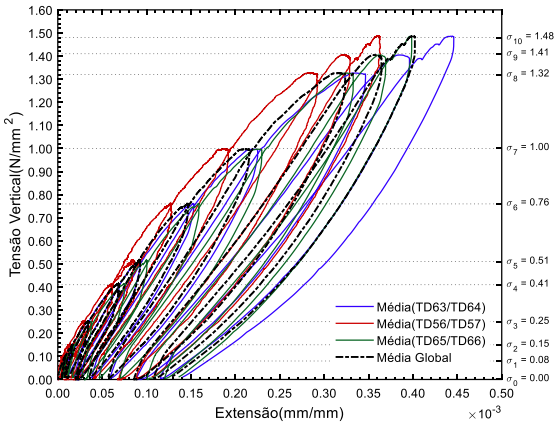


Figura 4.45 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria

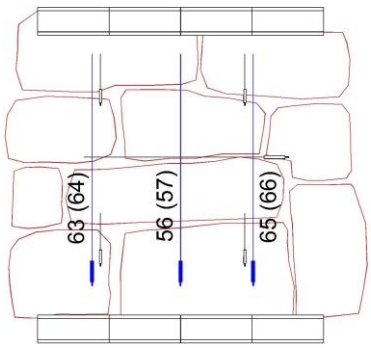


Figura 4.46 – SLW3- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação

Tal como se verificava no painel SLW1, a alvenaria no painel SLW3 é bastante rígida. A distribuição de extensões tende a aumentar nas laterais. Para a máxima força do último ciclo, nos alinhamentos 1 e 3 (laterias) os valores médios de extensão são cerca de $0{,}49 \times 10^{-3}$ mm/mm e $0{,}43 \times 10^{-3}$ mm/mm, respetivamente. O Alinhamento 2 (central) apresenta valores de extensão próximos de $0{,}35 \times 10^{-3}$ mm/mm, sendo a extensão média de $0{,}42 \times 10^{-3}$ e um coeficiente e variação de 14%.

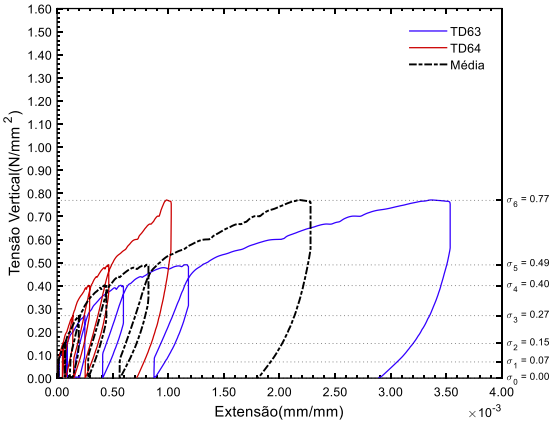


Figura 4.47 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 1

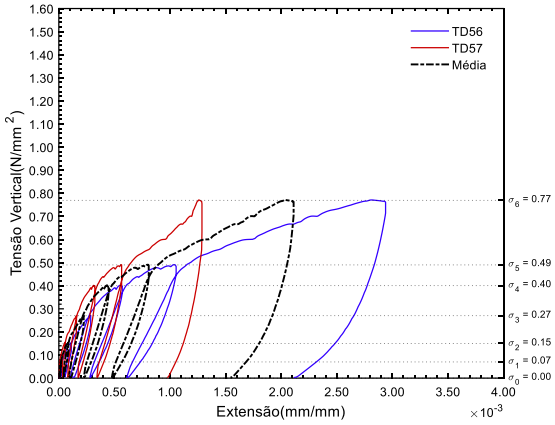


Figura 4.48 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 2

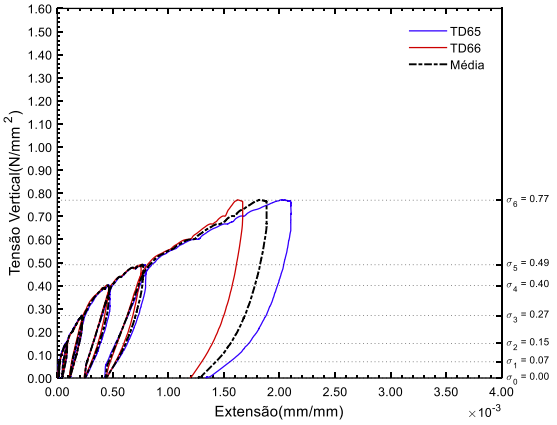


Figura 4.49 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 3

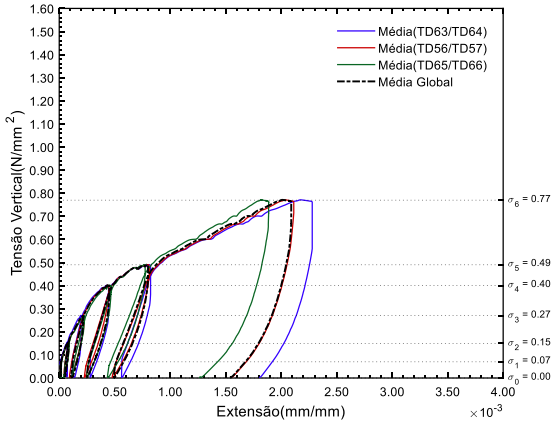


Figura 4.50 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Médias de Alinhamentos de Alvenaria

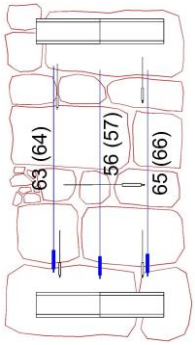


Figura 4.51 – SLW4- Alinhamento Alvenaria - Instrumentação

No painel SLW4, a alvenaria é ainda mais fraca e apresentada singularidades no alinhamento 1 (lateral esquerdo), sendo que os valores de extensão nesse alinhamento são cerca de $2{,}25 \times 10^{-3}$ mm/mm. No alinhamento 2 (central) a extensão está próxima dos $2{,}1 \times 10^{-3}$ mm/mm e, no alinhamento 3 (lateral direito), a extensão é de $1{,}8 \times 10^{-3}$ mm/mm, originando uma extensão média de $2{,}05 \times 10^{-3}$ e um coeficiente e variação de 9%.

Apenas no SLW2, que é o que está mais isolado (e com menos carga aplicada) é que tem valores de extensão maiores no alinhamento 2 (central). Nos restantes painéis, com 2 metros e 1 metros de desenvolvimento, verifica-se que estes têm menores deformações no alinhamento central em relação aos alinhamentos lateriais, exceto no painel SLW4 que deforma mais no alinhamento 1 (esquerda).

No painel SLW1, como já tinha sido mencionado acima, uma das pedras constituintes da parede de alvenaria tem uma falha significativa, o que faz com que os valores médios de extensão de alinhamento de alvenaria 1 (esquerda) sejam ligeiramente maiores do que os dos restantes alinhamentos (Figura 4.35).

No painel SLW4 (Figura 4.50), pode-se observar que os valores de extensão do alinhamento de alvenaria 1 (esquerda) são mais expressivos devido ao facto das juntas naquela zona não estarem em boas condições, não ocorrendo, assim, uma boa distribuição da carga aplicada, sendo que nesta zona há uma fraca qualidade dos materiais constituintes das juntas de argamassa, como se virá adiante

Em suma, tanto os valores médios como a distribuição de extensões verticais nos painéis mostram-se influenciadas pela rigidez e comprimento de ensaio dos mesmos. É também possível observar que a distribuição das extensões no próprio painel (alinhamentos laterais em relação ao alinhamento central) não difere muito da média global dos painéis, conforme expresso por coeficientes de variação das extensões (em cada painel) situados entre 9% e 18%. Para além disso, os resultados obtidos, para comparação entre painéis, mostram essencialmente, dois tipos de alvenarias distintas: uma com deformações bastantes menores sujeita a tensões mais elevadas (SLW1 e SLW3) e outra com deformações maiores para tensões menores (SLW2 e SLW4), a que estão associadas medidas de rigidez significativamente diferentes.

4.4.2. Resultados de Juntas do painel

Nos gráficos das Figura 4.52 à Figura 4.55, estão representadas as curvas de tensão-extensão correspondentes às quatro juntas analisadas para os quatros ensaios realizados.

Foram colocados quatros transdutores de juntas em cada face dos painéis a ensaiar que se encontram organizados da maneira descrita na Tabela 4.5. Os transdutores da Junta 1 e 3 pertencem ao alinhamento 1 dos painéis, enquanto que os transdutores das juntas 2 e 4 pertencem ao alinhamento 3.

Tabela 4.5 - Correspondência entre transdutores e juntas dos diferentes ensaios

	SLW1/2/3/4
Junta 1 - Alinhamento 1	TD44/TD46
Junta 2 - Alinhamento 3	TD43/TD49
Junta 3 - Alinhamento 1	TD50/TD51
Junta 4 - Alinhamento 3	TD52/TD53

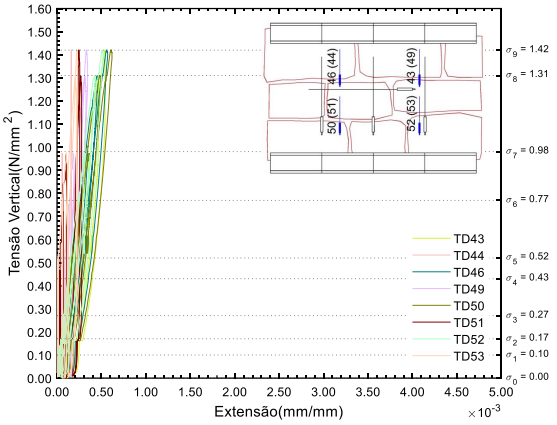


Figura 4.52 - Curvas tensão-extensão: SLW1 - Juntas

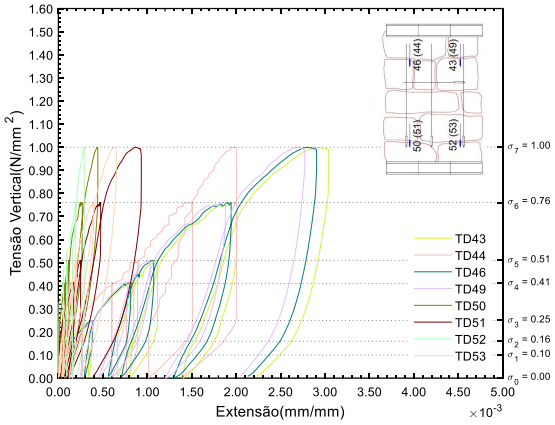


Figura 4.53 - Curvas tensão-extensão: SLW2 - Juntas

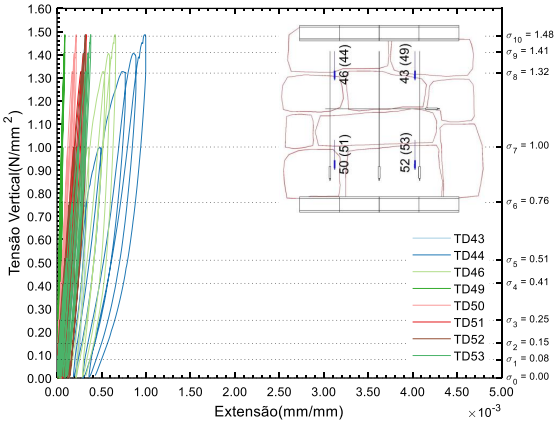


Figura 4.54 - Curvas tensão-extensão: SLW3 - Juntas

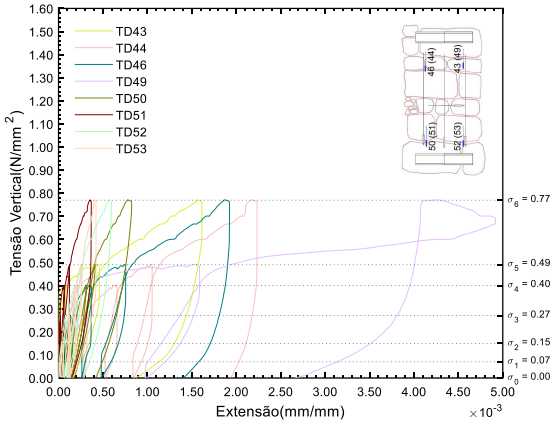


Figura 4.55 - Curvas tensão-extensão: SLW4 - Juntas

Nas juntas dos painéis SLW1 e SLW3, pode-se observar que os valores de extensão máximos das juntas não diferem muito dos valores de extensão máximos na alvenaria. Como já foi mencionado acima, a extensão máxima da alvenaria dos ensaios SLW1 (Figura 4.23) e SLW3 (Figura 4.25) ronda os $1{,}10\text{x}10^{-3}$ e $0{,}50\text{x}10^{-3}$ mm/mm, respetivamente, enquanto que nas juntas, os valores de extensão máxima são cerca de $0{,}75\text{x}10^{-3}$ mm/mm em SLW1 (Figura 4.52) e $1{,}0\text{x}10^{-3}$ mm/mm em SLW3 (Figura 4.54).

Também é possível observar que nos painéis SLW2 e SLW4, os valores de extensão registados nas juntas são superiores aos dos outros painéis, tal como acontecia nos gráficos das curvas tensão-extensão das alvenarias.

No ensaio ao painel SLW4, surgiu uma fissura numa das pedras constituintes da alvenaria no último ciclo de carga, tendo-se acabado o ensaio a seguir. É possível visualizar no gráfico de curvas tensão-extensão (Figura 4.55) um recuo das extensões observadas; o transdutor captou bruscamente uma abertura, portanto contrário ao fecho devido à compressão.

Conforme efetuado para os gráficos de tensão-extensão da alvenaria, depois da análise global das juntas, procedeu-se ao agrupamento dos transdutores de juntas da mesma zona do painel, mas em faces opostas. Depois, procedeu-se ao cálculo da média dos valores obtidos nessas juntas (Figura 4.56 a Figura 4.74). O último passo foi agrupar as médias de todas as juntas de cada ensaio num só gráfico (Figura 4.76 a Figura 4.79), de modo a facilitar a análise de resultados.

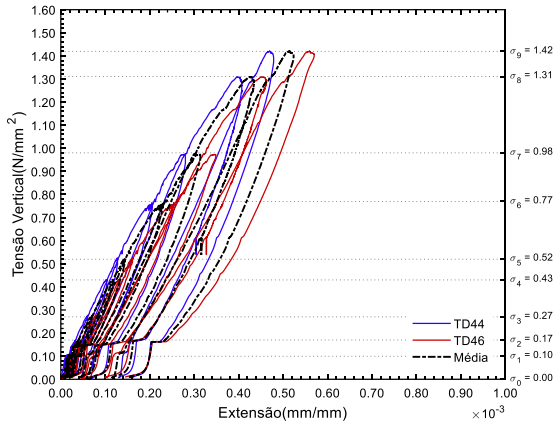


Figura 4.56 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 1

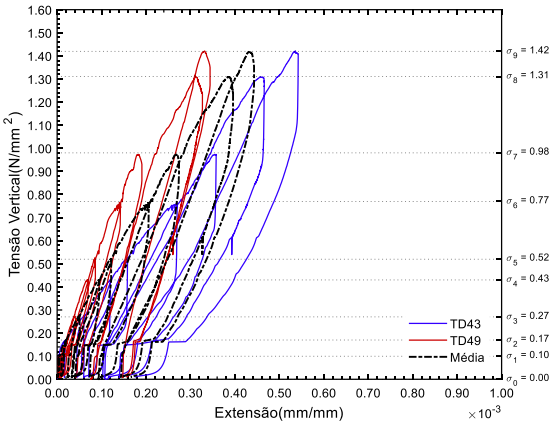


Figura 4.57 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 2

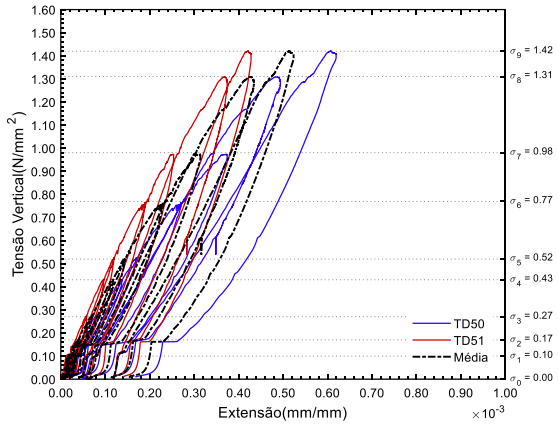


Figura 4.58 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 3

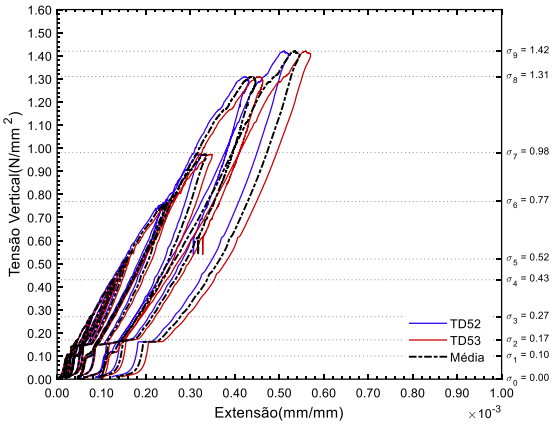


Figura 4.59 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Junta 4

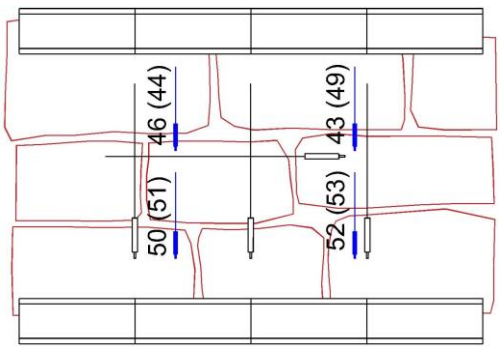


Figura 4.60 - SLW1 - Juntas - Instrumentação

Os resultados, em média, encontram-se bastante uniformes nas quatro juntas.

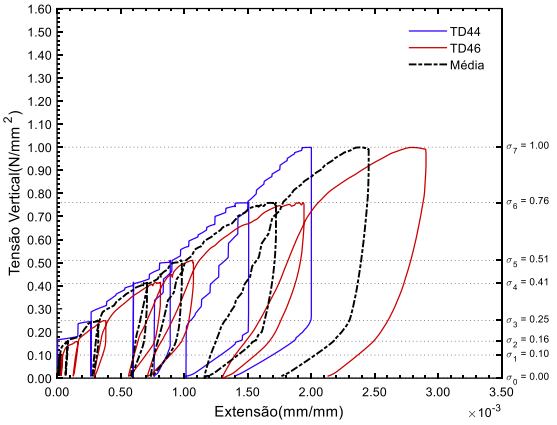


Figura 4.61 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 1

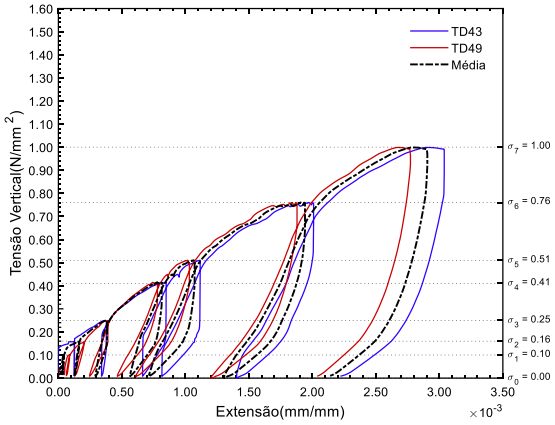


Figura 4.62 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 2

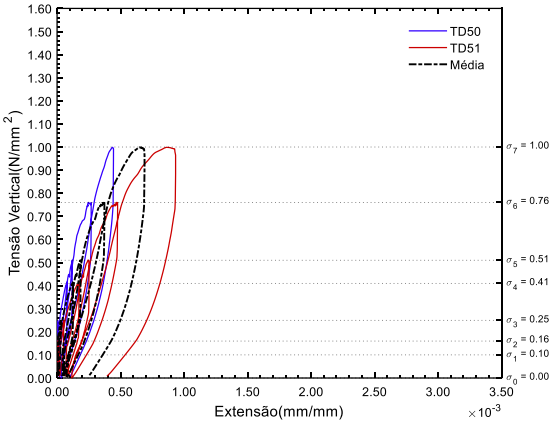


Figura 4.63 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 3

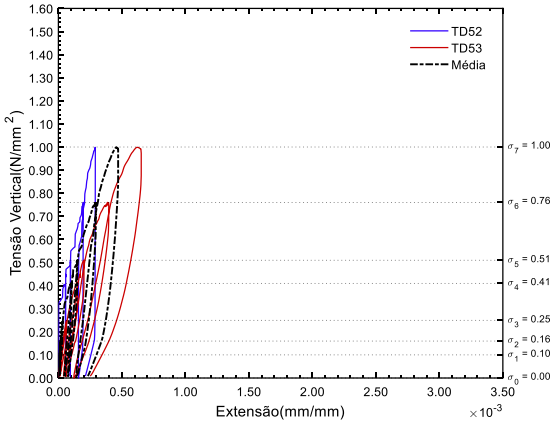


Figura 4.64 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Junta 4

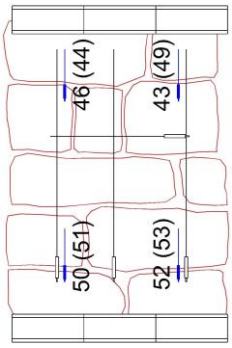


Figura 4.65 - SLW2 - Juntas - Instrumentação

Pode-se observar que as juntas superiores (1 e 2) são bastante mais flexíveis que as juntas inferiores (3 e 4), que apresentam valores de extensão menores.

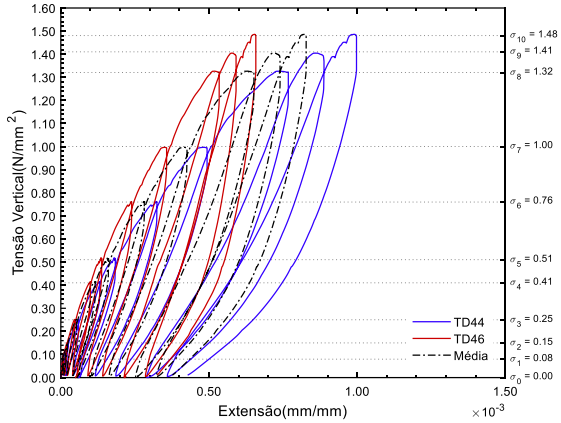


Figura 4.66 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 1

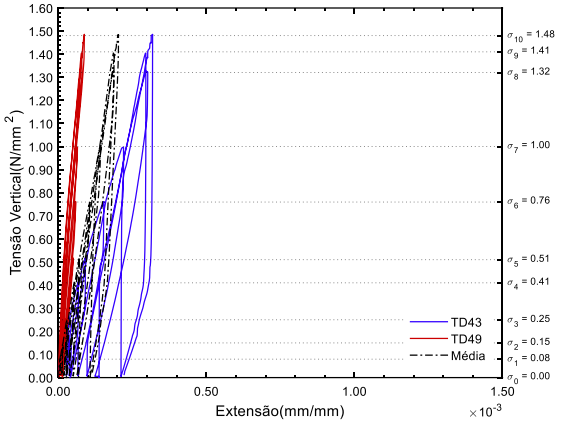


Figura 4.67 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 2

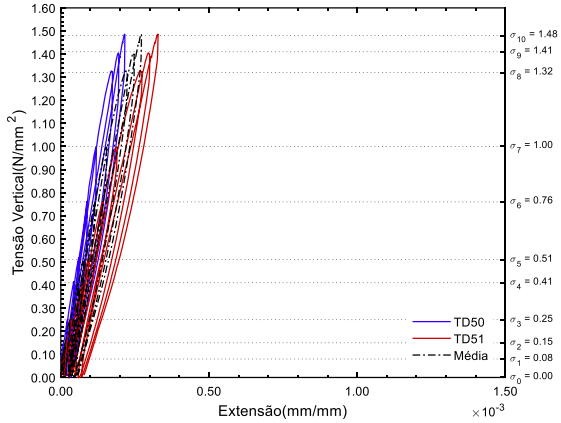


Figura 4.68 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 3

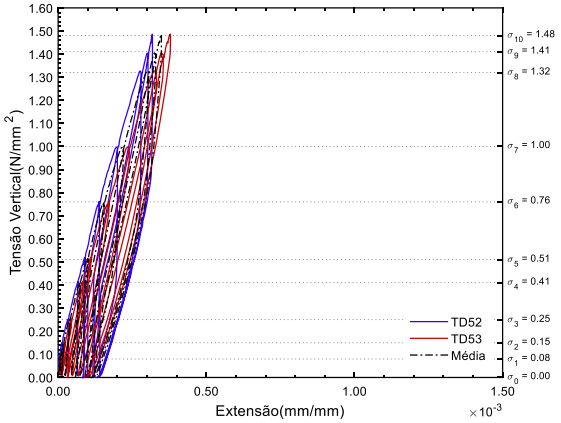


Figura 4.69 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Junta 4

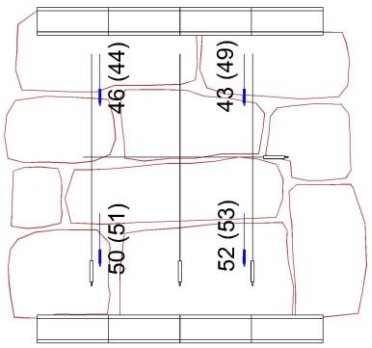


Figura 4.70 - SLW3 - Juntas - Instrumentação

No painel SLW3, as juntas 2, 3 e 4 são homogéneas e bastante mais rígidas que a junta 1.

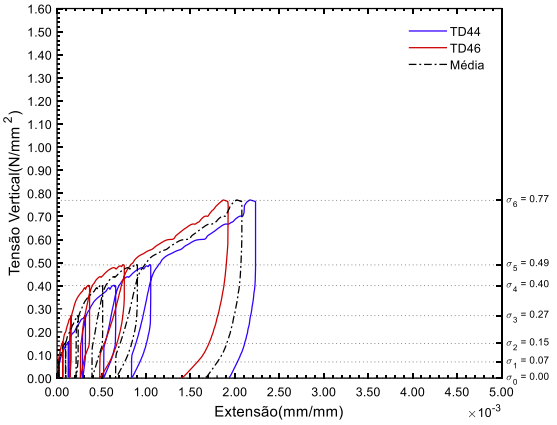


Figura 4.71 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 1

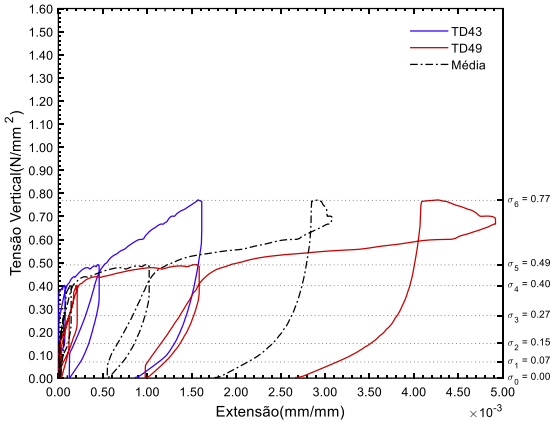


Figura 4.72 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 2

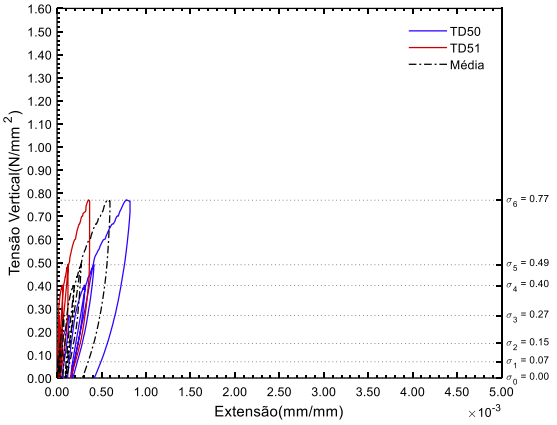


Figura 4.73 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 3

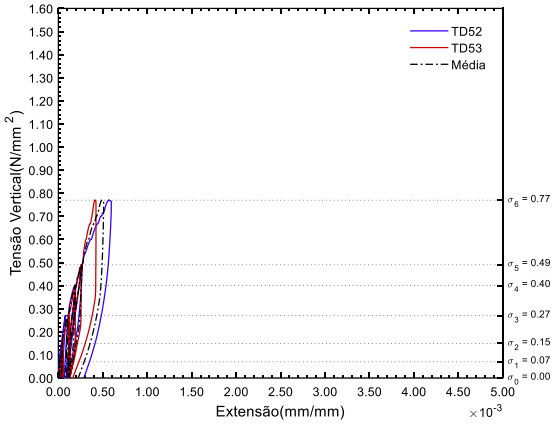


Figura 4.74 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Junta 4

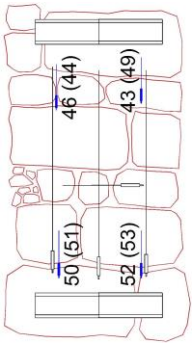


Figura 4.75 - SLW4 - Juntas - Instrumentação

Neste painel também se observa que as juntas superiores (1 e 2) são bastante mais flexíveis que as juntas inferiores (3 e 4). Na junta 2, como a pedra partiu, verificou-se um recuo nos valores de extensão registados pelo TD49.

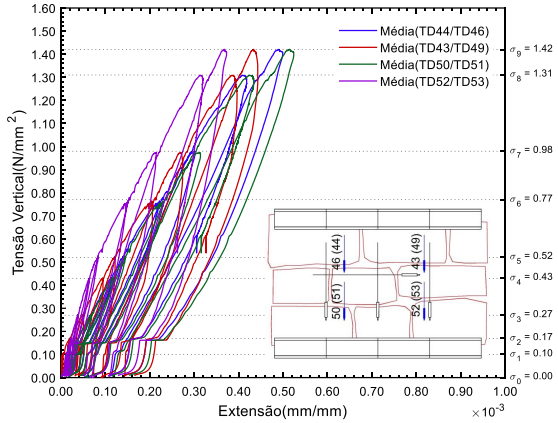


Figura 4.76 - Curvas de tensão-extensão: SLW1 - Média Juntas

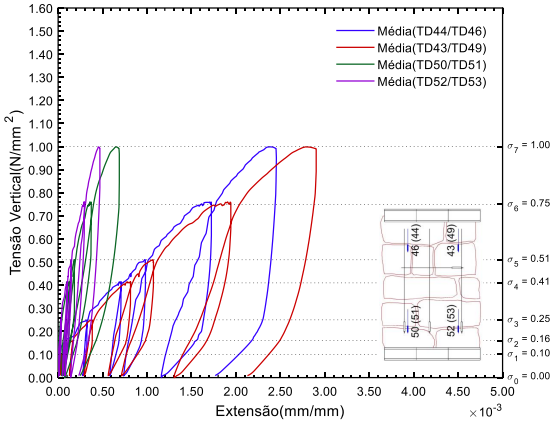


Figura 4.77 - Curvas de tensão-extensão: SLW2 - Média Juntas

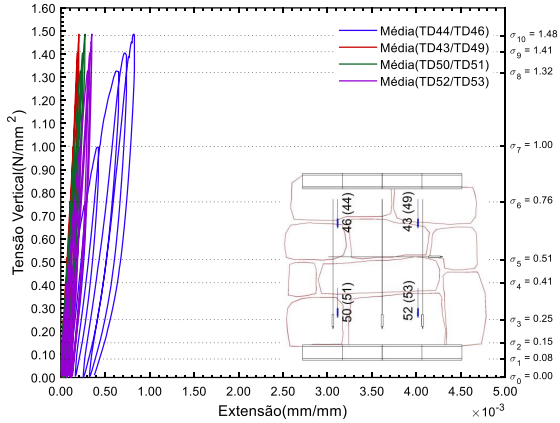


Figura 4.78 - Curvas de tensão-extensão: SLW3 - Média Juntas

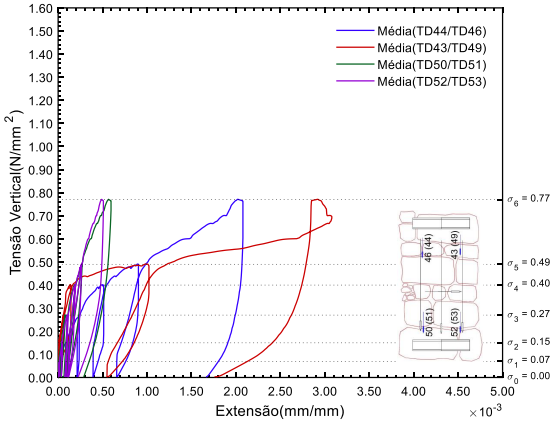


Figura 4.79 - Curvas de tensão-extensão: SLW4 - Média Juntas

Nos ensaios aos painéis SLW1 (Figura 4.76) e SLW3 (Figura 4.78), as curvas de tensão-extensão das médias dos valores de juntas são bastante homogéneas.

Nos gráficos de tensão-extensão de média de juntas do painel SLW1 (Figura 4.76), também se pode observar que os transdutores que registaram maiores deslocamentos foram os TD44/TD46 de junta (Junta 1). Era possível observar que neste local da parede de alvenaria, a pedra inserida tinha uma zona onde a espessura era menor, sendo visível uma falha na pedra, como se pode visualizar na Figura 4.80 ou na Figura 4.81, com mais pormenor. Para controlar esse problema, na altura da construção desta parede de alvenaria de pedra, foi colocada argamassa na superfície da parede para que esta ficasse toda com a mesma espessura. Na altura da realização dos ensaios, esta argamassa foi retirada juntamente com o reboco da parede.

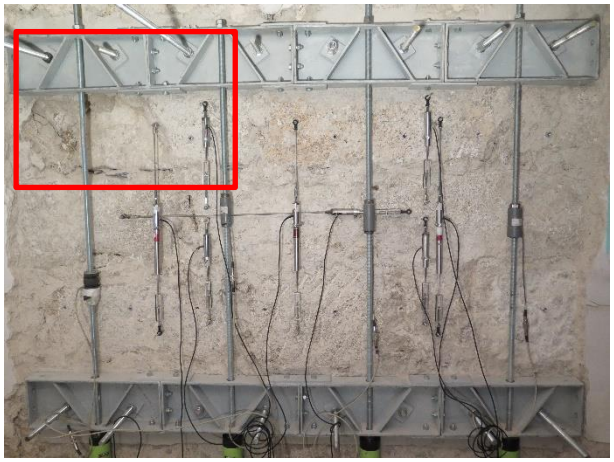


Figura 4.80 - Sinalização da falha na geometria da pedra na parede de alvenaria (SLW1)

Figura 4.81 - Detalhe da falha na geometria da pedra (SLW1)

Durante o ensaio do painel SLW4, ocorreu uma fratura numa das pedras constituintes da alvenaria, como se pode visualizar na Figura 4.82 e, em mais pormenor, na Figura 4.83. Esta fissura foi registada pelos transdutores de junta TD43/TD49 (Junta 2), como se pode observar nos gráficos das curvas de tensão-extensão da Figura 4.79.

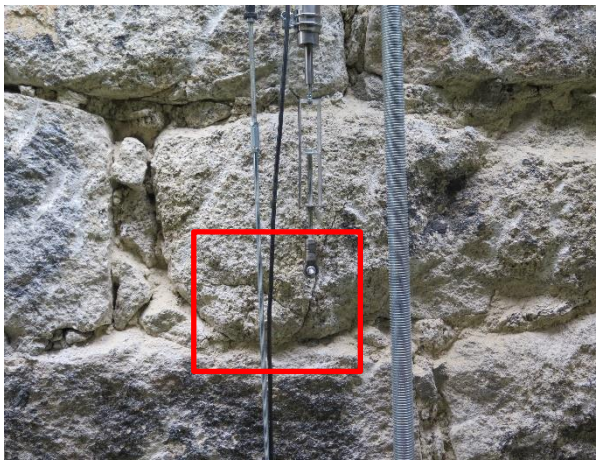


Figura 4.82 - Sinalização da fissura (SLW4)

Figura 4.83 - Detalhe da fissura (SLW4)

Como já foi mencionado acima, na seção 4.4.1, no ensaio ao painel SLW4, a junta correspondente ao Alinhamento 1 (TD44/46), Figura 4.55, apresentava poucas condições, sendo possível observar que esta está preenchida com material, provavelmente, de resistência mais baixa, como se pode observar na Figura 4.84 e na Figura 4.85. Logo, como a rigidez não é tão alta nesta junta como nas restantes, os valores de extensão registados pelos transdutores de alvenaria e de juntas serão maiores.

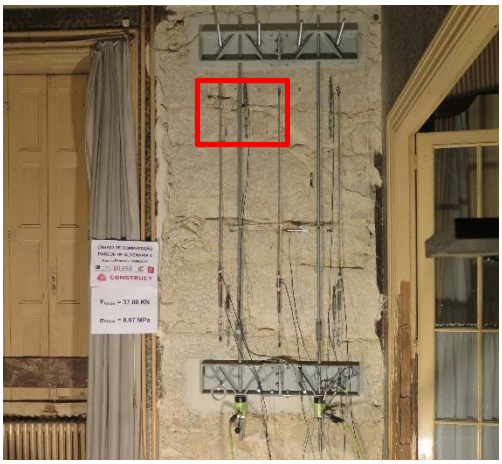


Figura 4.84 - Sinalização de junta em más condições (SLW4)

Figura 4.85 - Detalhe da junta em más condições (SLW4)

4.4.3. CONCLUSÃO DA ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos gráficos curvas tensão-extensão que se seguem (Figura 4.86 a Figura 4.99), estão representados os valores médios registados pelos transdutores em alvenaria nos alinhamentos 1 e 3 dos painéis dos quatro ensaios, juntamente com os respetivos transdutores de juntas pertencentes a esses alinhamentos. Para comparação, também se apresenta a curva de tensão-extensão da média dos três alinhamentos de alvenaria.

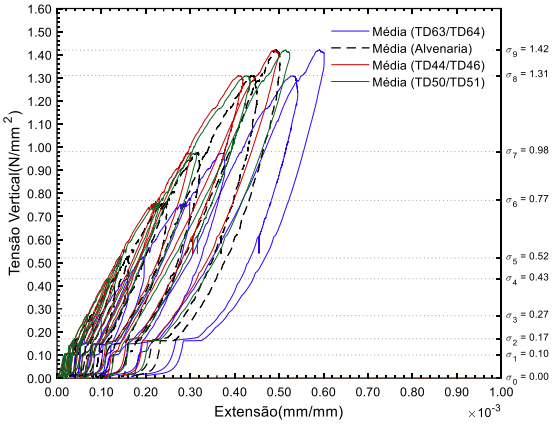


Figura 4.86 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 1

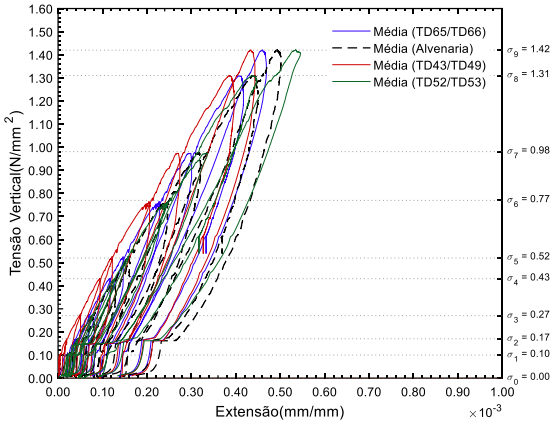


Figura 4.87 - Curvas tensão-extensão: SLW1 – Alinhamento de Alvenaria 3

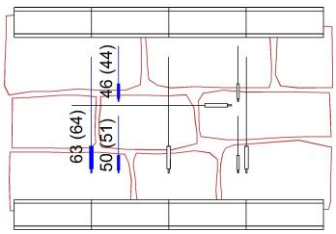


Figura 4.88 - SLW1 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação

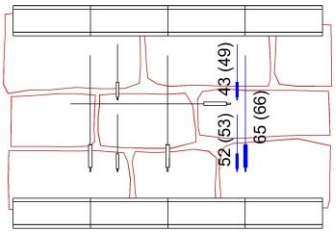


Figura 4.89 - SLW1 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação

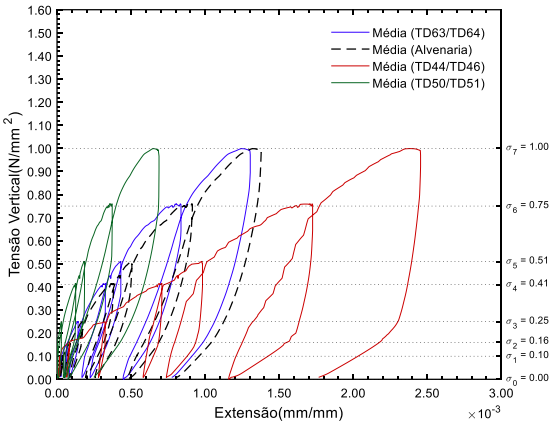


Figura 4.90 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 1

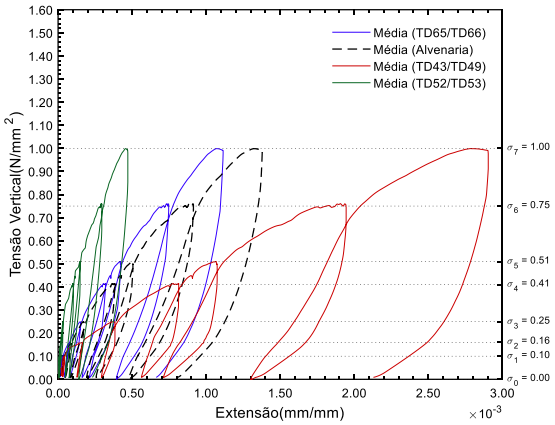


Figura 4.91 - Curvas tensão-extensão: SLW2 – Alinhamento de Alvenaria 3

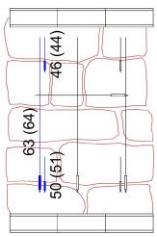


Figura 4.92 - SLW2 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação

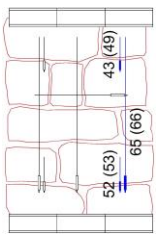


Figura 4.93 - SLW2 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação

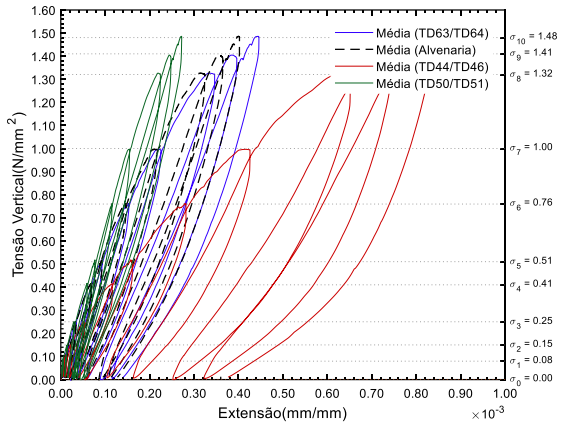


Figura 4.94 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 1

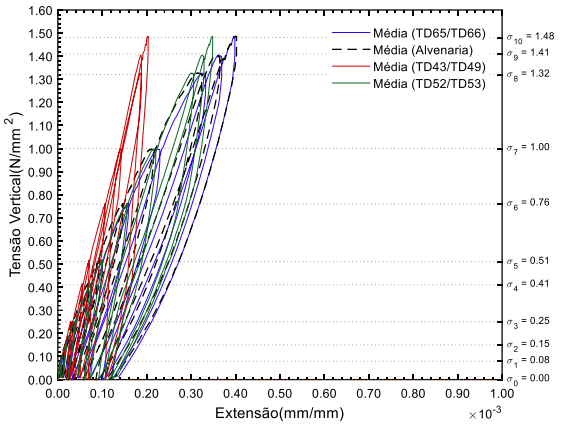


Figura 4.95 - Curvas tensão-extensão: SLW3 – Alinhamento de Alvenaria 3

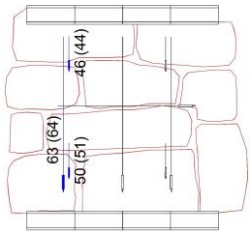


Figura 4.96 - SLW3 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação

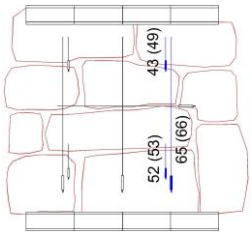


Figura 4.97 - SLW3 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação

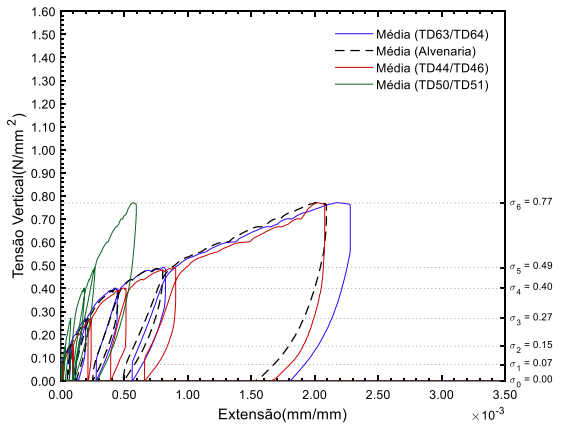


Figura 4.98 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 1

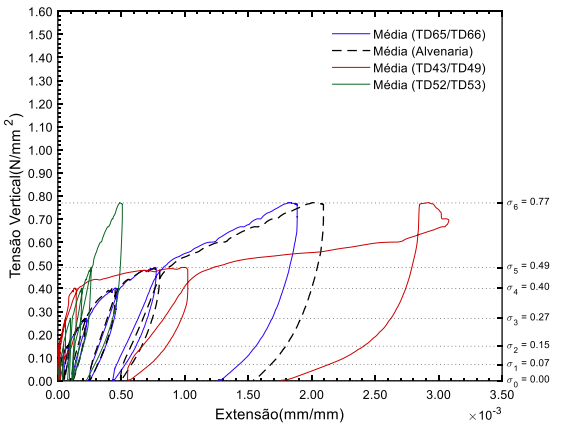


Figura 4.99 - Curvas tensão-extensão: SLW4 – Alinhamento de Alvenaria 3

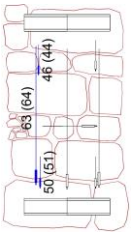


Figura 4.100 - SLW4 - Alinhamento Alvenaria 1 - Instrumentação

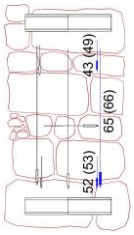


Figura 4.101 - SLW4 - Alinhamento Alvenaria 3 - Instrumentação

Através da análise dos gráficos anteriores, podemos concluir que a condição de certas juntas influi nos valores de extensão verificados nos transdutores de alvenaria, aumentando ou diminuindo a rigidez desta, sem, no entanto, se detetar um padrão ou tendência comum aos casos estudados.

4.5. AJUSTE ANALÍTICO DOS RESULTADOS

Os gráficos de tensão-extensão dos alinhamentos das alvenarias anteriormente apresentados, Figura 4.23 a Figura 4.26, apresentam um declive inicial bastante acentuado, que à medida que são efetuadas as sucessivas recargas e descargas, vai diminuindo. Este comportamento observado pode ser ajustado através de funções lineares visando descrever analiticamente a curva observada [13].

No que diz respeito à Fase de Carga (FC), onde a carga aplicada nos painéis das paredes de alvenaria de pedra vai aumentando até à carga máxima de cada ciclo, foi ajustada uma reta para cada ciclo de carga, como se pode observar na Figura 4.102. Os diferentes declives, que são possíveis visualizar na figura, representam a deformabilidade registada em cada ciclo de carga ($E_{C\#}^{FC}$).

Em cada ciclo, depois de atingido o valor de tensão máximo desejado, segue-se uma Fase de Descarga até ao valor de tensão inicial, seguido depois de uma Fase de Recarga. Estes declives representam a rigidez da Fase de Descarga-Recarga (FDR), $E_{C\#}^{FDR}$, como se pode observar na Figura 4.102.

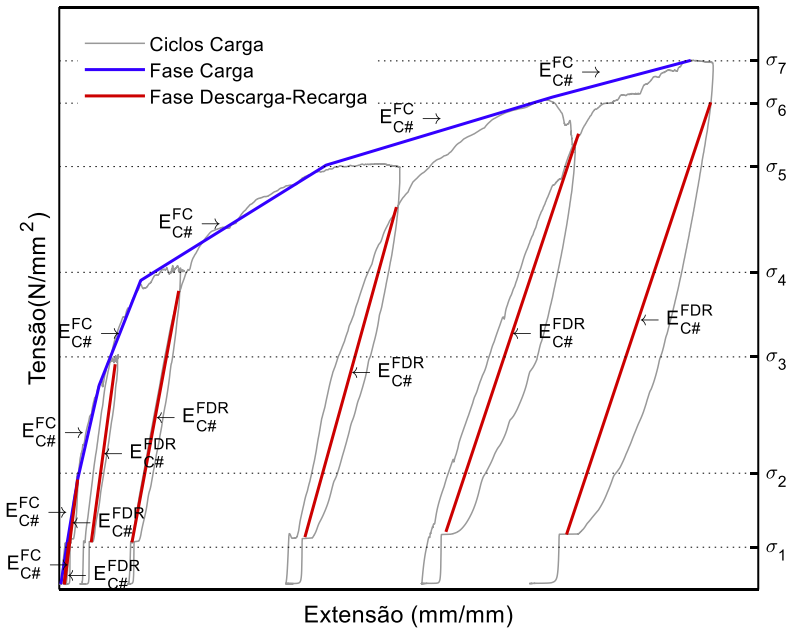
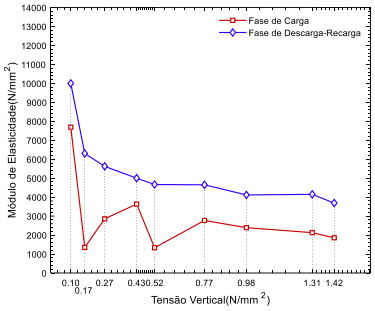


Figura 4.102 - Ajuste analítico da Fase de Carga e da Fase de Descarga-Recarga

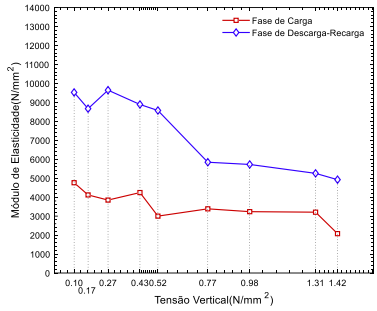
No caso do comportamento global das paredes estudadas, através da informação recolhida dos transdutores de Alvenaria dos Alinhamentos 1, 2 e 3 de cada ensaio, os declives medidos e extrapolados dos gráficos de ajuste analítico, de cada um, correspondem ao módulo de deformabilidade (inicialmente elástico) da alvenaria, E_{alv}.

Os resultados médios de E_{alv} para cada Fase de Carga e Fase de Descarga-Recarga foram calculados e registados em seguida. Os valores obtidos para cada alinhamento de Alvenaria são obtidos através da média dos resultados registados pelos transdutores que se encontram na mesma zona, mas em faces opostas dos painéis de paredes de alvenaria.

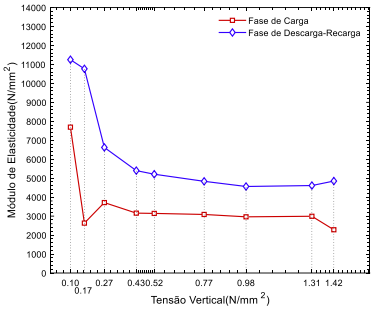
Da Figura 4.103 à Figura 4.106, pode-se observar os valores médios de E_{alv} que foram registados em cada parede, para cada alinhamento de alvenaria.



a) Alinhamento de Alvenaria 1

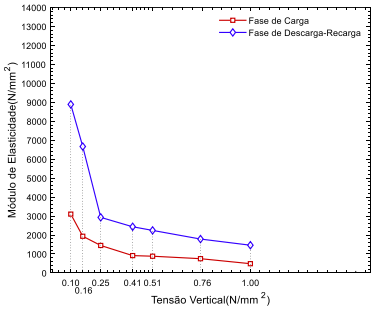


b) Alinhamento de Alvenaria 2

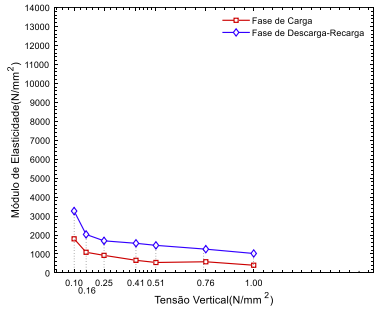


c) Alinhamento de Alvenaria 3

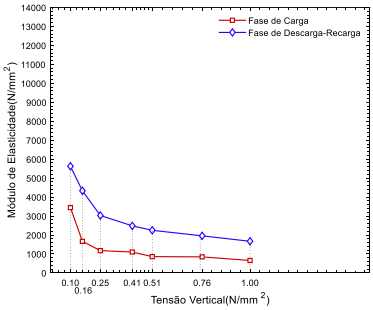
Figura 4.103 – SLW1 - Decaimento do Módulo de Elasticidade



a) Alinhamento de Alvenaria 1

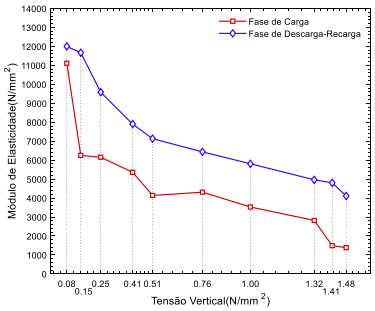


b) Alinhamento de Alvenaria 2

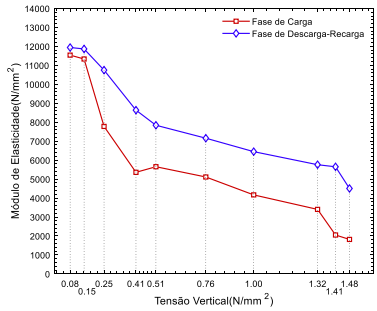


c) Alinhamento de Alvenaria 3

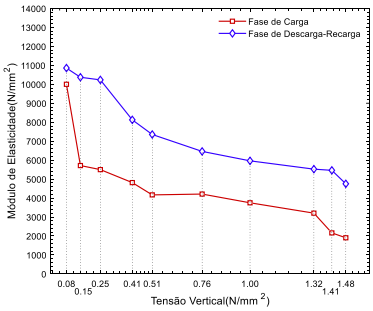
Figura 4.104 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade



a) Alinhamento de Alvenaria 1

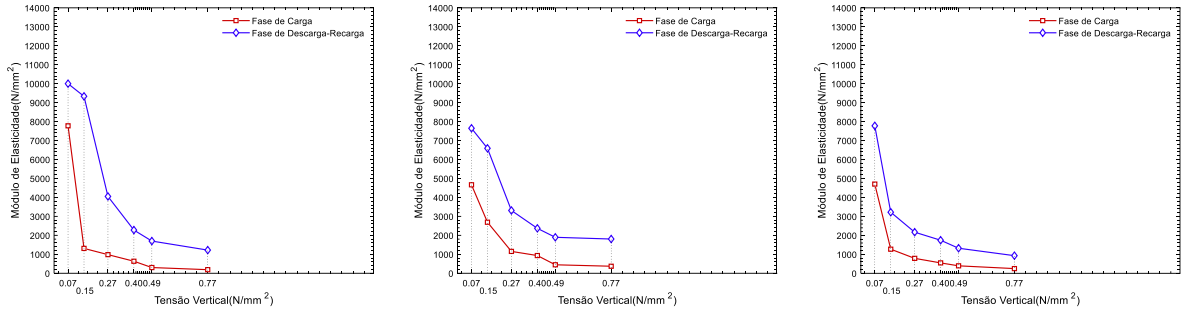


b) Alinhamento de Alvenaria 2



c) Alinhamento de Alvenaria 3

Figura 4.105 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade



a) Alinhamento de Alvenaria 1 b) Alinhamento de Alvenaria 2 c) Alinhamento de Alvenaria 3

Figura 4.106 - SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade

Com base na análise dos gráficos, é evidente um decaimento expressivo (nalguns casos) do módulo de elasticidade quer na Fase de Carga quer na Fase de Descarga-Recarga dos quatros painéis de paredes de alvenaria de pedra. Em momentos pontuais dos ensaios, ocorreu um aumento pontual da rigidez da alvenaria, aumento que não é relevante para o estudo do comportamento do painel.

Em geral, pode-se observar que apesar de o módulo de elasticidade apresentar valores maiores nos ciclos de Descarga-Recarga para a alvenaria, o decaimento verificado é bastante similar em ambas as fases. Na realidade, a diferença registada nos valores do módulo de elasticidade das Fases de Carga e Descarga-Recarga devia ser menos marcada nos primeiros ciclos de carga (a parede ainda se encontra no estado elástico) e depois, já no estado plástico, a diferença deveria progredir lentamente. A implementação de mais ciclos, para valores de tensão menores, deveria permitir uma transição mais suave entre as duas fases.

Nos gráficos das Figura 4.107 à Figura 4.114, estão representados os decaimentos do módulo de deformabilidade em relação à Fase de Carga e Fase de Descarga/Recarga de forma separada para cada ensaio, onde, para além dos gráficos de cada alinhamento, se inclui os gráficos de decaimento médio de cada painel em casa fase (carga e descarga-recarga).

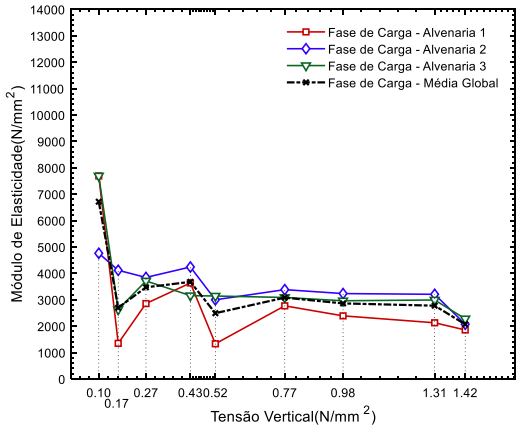


Figura 4.107 – SLW1 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga

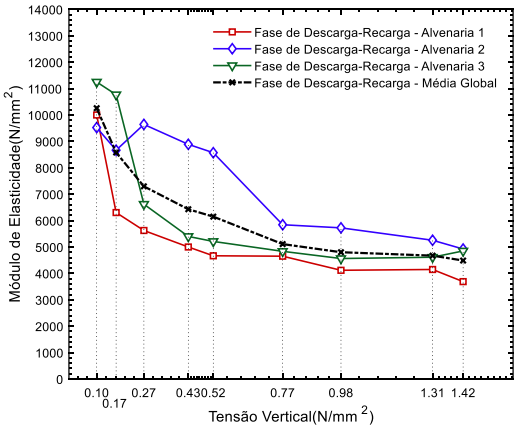


Figura 4.108 – SLW1 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga

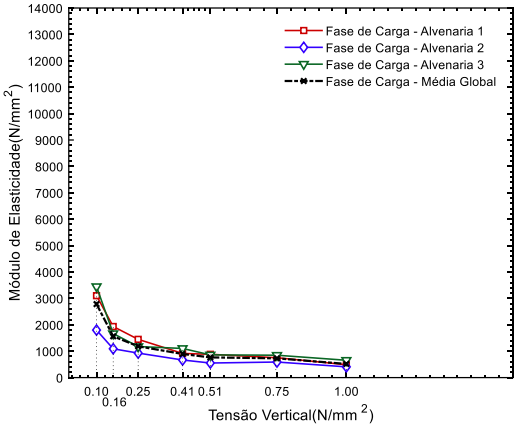


Figura 4.109 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga (SLW2)

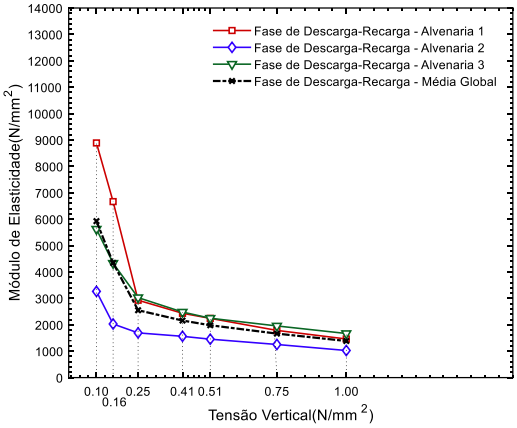


Figura 4.110 – SLW2 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga

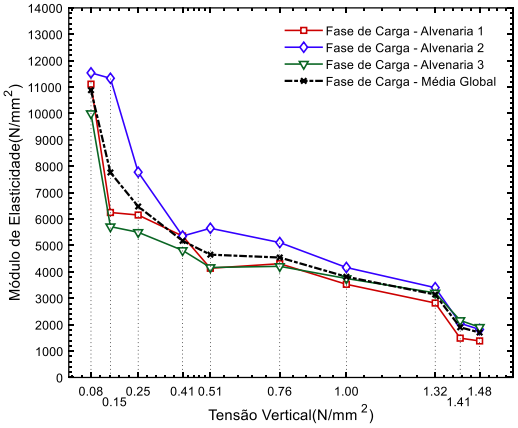


Figura 4.111 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Caga

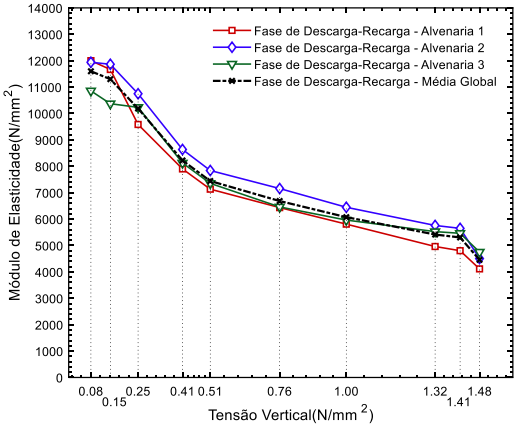


Figura 4.112 – SLW3 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga

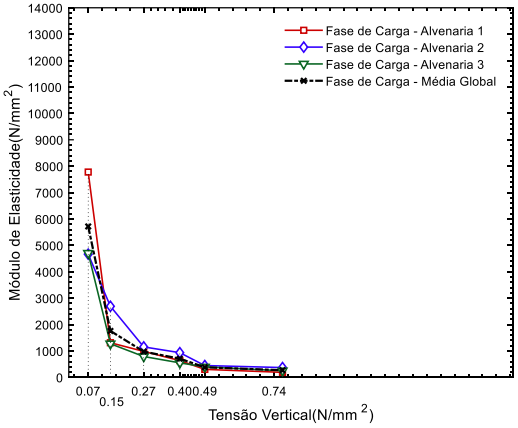


Figura 4.113 – SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Carga

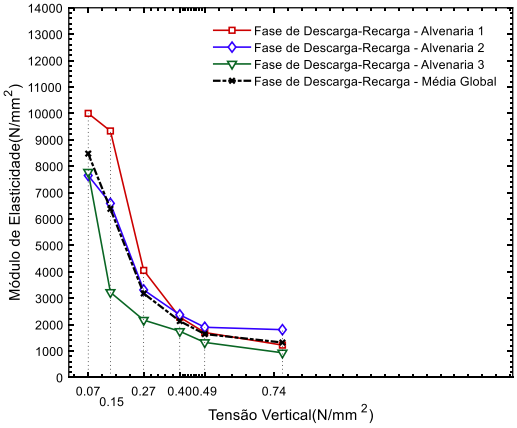


Figura 4.114 – SLW4 - Decaimento do módulo de elasticidade da Fase de Descarga-Recarga

Na Tabela 4.6, estão representados os valores médios dos modos de elasticidade das alvenarias por cada Fase de Carga e Fase de Descarga-Recarga. É de salientar que os ciclos de carga, apesar de não serem iguais para todos os ensaios, são bastante semelhantes. Esta variação nos valores da tensão dos ciclos

deve-se ao facto de a carga introduzida nas paredes ter sido controlada manualmente, como já foi referido na seção 4.3.2.

Tabela 4.6 - Valores médios de E_{alv} [N/mm^2]

Ciclos [N/mm^2]	SLW1		SLW2		SLW3		SLW4	
	FC	FDR	FC	FDR	FC	FDR	FC	FDR
C_1	6716	10258	2784	5926	10883	11599	5717	8475
C_2	2700	8580	1564	4344	7766	11300	1759	6382
C_3	3473	7296	1185	2552	6477	10188	976	3178
C_4	3679	6430	895	2161	5176	8220	707	2131
C_5	2492	6150	765	1983	4652	7442	382	1640
C_6	3081	5110	730	1666	4544	6684	270	1320
C_7	2863	4802	517	1386	3815	6073	---	---
C_8	2776	4672	---	---	3142	5415	---	---
C_9	2071	4487	---	---	1901	5304	---	---
C_{10}	---	---	---	---	1703	4456	---	---

Através da análise dos valores de rigidez da Tabela 4.6, foi possível observar que para os primeiros ciclos de carga, os valores médios calculados de E_{alv} são bastante elevados, mais do que o esperado. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de nos primeiros ciclos o *setup* experimental ainda estar a ser ajustado, logo os valores de deslocamento registados não são representativos da carga aplicada. Assim, desprezando os valores de rigidez dos primeiros ciclos, os valores que serão adotados para o modelo numérico serão os que foram registados para níveis de tensão mais pequenos, correspondentes a reduzidas extensões residuais, essencialmente em regime elástico. Na análise dos gráficos e da Tabela 4.6, pode-se estimar os valores do módulo de elasticidade para cada parede uma vez que a decréscimo súbdito das curvas de FC (Fase de Carga) indicam uma estabilização dos valores de E_{alv}. Assim, os valores de módulo de elasticidade que serão adotados para o modelo de simulação numérico serão os seguintes, Tabela 4.7:

Tabela 4.7 - Valores adotados de E_{alv} para o modelo numérico

Painéis ensaiados	Paredes de alvenaria de pedra	E_{alv} [GPa]
SLW1	Parede da cave	2,5
SLW2	Parede do 1º Piso	1,4
SLW3	Parede do rés-do-chão	4,0
SLW4	Parede de fachada	1,0

Após se ajustarem os valores do módulo de elasticidade para as paredes de alvenaria do modelo numérico e de se terem ajustado os valores de rigidez nas molas colocadas nas zonas de libertação de ligações das paredes, foram possíveis obter os seguintes valores de MAC, Tabela 4.8:

Tabela 4.8 - Valores do parâmetro MAC (Ensaio de vibração ambiental e Ensaio de compressão)

Modos Experimentais		**Modos Numéricos**			
Modos	Frequência [Hz]	Modos	Frequência [Hz]	Erro [%]	MAC
2	4,01	1	3,60	10,22	0,92
4	7,14	4	6,05	15,27	0,84

Como se pode observar através da análise da tabela, os valores de MAC são superiores aos obtidos na Tabela 3.7. Porém, existe um erro maior no que diz respeito aos valores das frequências modais. Visto que o MAC avalia o comportamento geral do modelo numérico em relação às deformadas modais e como o aumento do erro das frequências não é muito significativo, considerou-se que este modelo estava bem calibrado. Logo, será este o modelo utilizado nos cálculos dos futuros capítulos.

4.6. CONCLUSÃO

A caracterização de paredes de alvenaria de pedra de edifícios antigos não é fácil devido à variabilidade intrínseca da geometria e das propriedades mecânicas. Nesta dissertação, utilizou-se um método de ensaio de compressão *in-situ*, visto que as paredes do edifício vão ser aproveitadas na reabilitação do mesmo. Trata-se de um método simples de usar e transportar de parede em parede e mobilizando zonas extensas de parede que podem ser representativos tendo em conta a dimensão das pedras.

Assim, foram ensaiados quatro painéis de paredes de alvenaria de granito com diferentes características e localizações na casa em estudo, localizada na Rua da Firmeza, no Porto. Apesar de os painéis das paredes ensaiadas serem diferentes, os resultados evidenciam módulos de deformabilidade elevados em paredes onde o sistema abrangeu maiores comprimentos de parede, e menores módulos de deformabilidade nos painéis de paredes de certo modo "mais isolados", isto é, menos afetados pelas condições fronteira e pelas ombreiras. A evolução dos ciclos de carga foi analisada de modo global e local. As curvas obtidas foram aproximadas analiticamente por funções lineares nas Fases de Carga e Fases de Descarga-Recarga. O declive destas funções lineares representa o módulo de deformabilidade dos alinhamentos das alvenarias, E_{alv}.

Foi possível constatar que não só a geometria das pedras, o estado das juntas e as condições fronteira são fatores que influenciam os valores de rigidez calculados para os quatro painéis de alvenaria de pedra ensaiados, como também as condições fronteira têm influência nos valores de rigidez medidos. Este último aspeto, no entanto, deve ser objeto de estudo mais aprofundado que não foi possível realizar neste trabalho.

5
ANÁLISE LINEAR

5.1. INTRODUÇÃO

Depois de efetuadas as devidas visitas ao local de estudo, a casa da Rua Firmeza, da elaboração de um relatório sobre as condições do edifício e da realização de dois ensaios experimentais *in-situ* (ensaio de vibração ambiental e ensaio de compressão), onde se calibrou a geometria e as propriedades mecânicas e físicas do modelo numérico construído no programa *SAP2000*, procedeu-se à análise linear do edifício, na perspetiva de uma atividade simplesmente comparativa entre dois modelos numéricos distintos.

Para se efetuar a análise linear à casa da Rua da Firmeza é necessário definir as ações horizontais e verticais que vão ser aplicadas ao modelo numérico da estrutura do edifício que já foi construído anteriormente. Esta análise assenta em três combinações de ações diferentes: Estado Limite Último, Ação Sísmica no Porto e Ação Sísmica em Sagres, visto que a atividade sísmica no Porto não é muito significativa.

De seguida, procede-se à elaboração de uma proposta de reabilitação que consiste no melhoramento dos pavimentos, conferindo-lhes mais rigidez. Depois, compara-se esta melhoria com o modelo anteriormente definido em termos de deslocamentos.

5.2. AÇÕES CONSIDERADAS NO ESTUDO

Segundo o Eurocódigo 0 [14], na seção 6.4.3.2, para combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais), o formato geral dos efeitos das ações deverá ser:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \tag{5.1}$$

A combinação de ações entre chavetas poderá ser expressa como:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{5.2}$$

Na seção 6.4.3.4., segundo o Eurocódigo 0 [14], para combinações de ações para situações de projeto sísmicas, o formato geral das ações deverá ser:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \tag{5.3}$$

A combinação de ações entre chavetas pode ser expressa como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{5.4}$$

onde,

γ_G coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;

γ_Q coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;

γ_P coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço, P;

G_k esforço resultante de ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{k,}$ esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

P valor representativo de uma ação de pré-esforço;

A_{Ed} valor de cálculo de uma ação sísmica $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$;

A_{Ek} valor característico de uma ação sísmica;

ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

Uma vez que a estrutura do edifício em estudo não é constituída por elementos pré-esforçados e a ação sísmica é a que for estudada mais adiante, as expressões (5.1) a (5.4) podem ser simplificadas da seguinte maneira, retirando-se a parcela do pré-esforço:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad j \geq 1; i \geq 1 \tag{5.5}$$

e

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad j \geq 1; i \geq 1 \tag{5.6}$$

5.2.1. AÇÕES VERTICAIS

5.2.1.1. Ações Permanentes (G)

As ações permanentes consideradas na estrutura em estudo, encontram-se resumidas na seguinte tabela, Tabela 5.1, e são constituídas pelos elementos estruturais da casa:

Tabela 5.1 - Ações verticais permanentes

Ações	Valor
Peso Próprio	
Peso Volúmico da Alvenaria de Pedra (Granito)	21 kN/m^3
Peso Volúmico do Tabique	3,8 kN/m^3
Peso Volúmico da Madeira	6 kN/m^3
Peso Volúmico do Betão Armado	25 kN/m^3
Restantes Cargas Permanentes	
Cobertura	1 kN/m^2
Pavimento	2 kN/m^2

Os valores de peso próprio e das restantes cargas permanentes foram retirados das Tabelas Técnicas [10] e de outras bibliografias [11][12]. A madeira utilizada considerou-se o castanho. Para o valor de RCP da cobertura, estimou-se o valor tendo em consideração os valores de peso próprio das asnas (0,15 kN/m^2), madres (0,15 kN/m^2) e telhas (0,65 kN/m^2), dando assim um valor próximo da unidade. Para o valor do pavimento, sendo este constituído pelo soalho e pelas vigas de madeira e tendo uma altura útil de 0,25 cm, aproximadamente, considerou-se o valor de 2,0 kN/m^2.

5.2.3.2. Ações Variáveis (Q)

As ações verticais variáveis foram retiradas dos Eurocódigos 0 [14] e 1 [15] e são identificadas na Tabela 5.2:

Tabela 5.2 - Ações verticais variáveis

Ações	Valor	Ψ_2
Sobrecargas		
Cobertura	---	0,0
Pavimento	2,0 kN/m^2	0,3

O valor de sobrecargas não é especificado, uma vez que o Ψ_2 para este elemento é nulo, como se pode observar no Quadro A1.1 do Anexo 1 do Eurocódigo 0 [14]. No mesmo quadro, pode-se encontrar o valor do mesmo coeficiente para sobrecargas em edifícios de categoria A – zonas de habitação, sendo igual a 0,3.

5.2.2. Ações Horizontais (Ação Sísmica)

A casa da Rua da Firmeza localiza-se no centro do Porto, porém, o Porto não tem uma atividade sísmica muito intensa. Então, vai-se também analisar o comportamento da estrutura em Sagres para se poder comparar os resultados. Sagres fica no Sul de Portugal no município de Vila do Bispo, numa zona onde a atividade sísmica é bastante mais intensa em comparação com o Porto.

5.2.2.1. Zonamento sísmico

Como se pode verificar no Eurocódigo 8 [16], o território português encontra-se dividido por zonas sísmicas, para dois tipos distintos de ações sísmicas, dependendo da sismicidade do local, Figura 5.1.

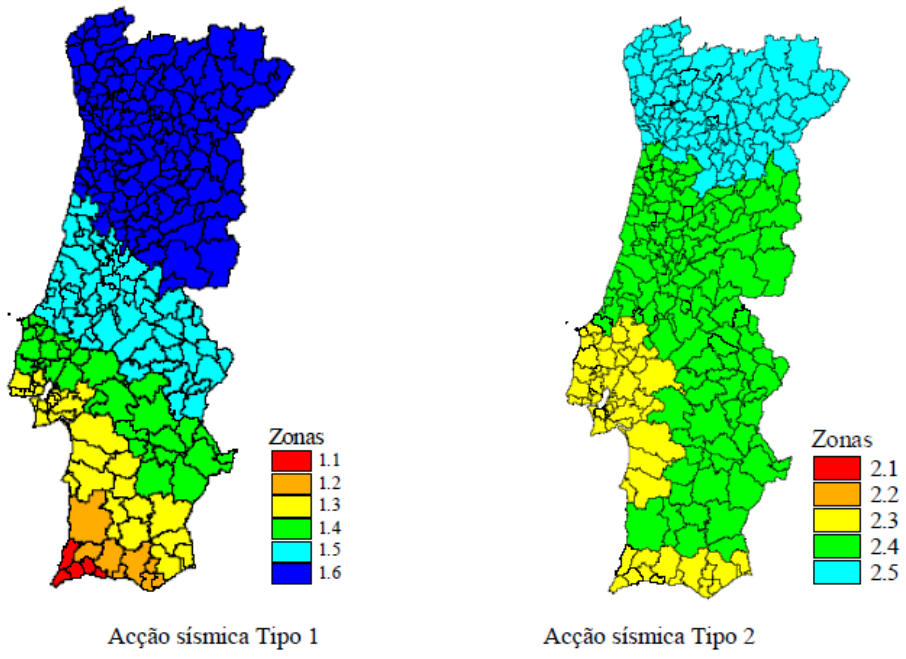


Figura 5.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental

Como já foi mencionado, vai-se considerar que o edifício se localiza no Porto e em Sagres, com tipos de terreno B e C, respetivamente.

O parâmetro descritivo da sismicidade (a_{gR}) é o valor de referência da ação máxima na base para um terreno do tipo B e C. Assim, com base no Anexo Nacional do Eurocódigo 8, obtêm-se dois valores de a_{gR} para os dois tipos de sismos.

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, $a_{g,}$, é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I,, equação (5.7), definido pelo Anexo Nacional, consoante a classe de importância do edifício. Uma vez que o edifício em estudo se trata de um edifício habitacional, este terá uma classe de importância II, com γ_I=1,0 para os dois tipos de sismos.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \tag{5.7}$$

5.2.2.2. Espectro de resposta elástica horizontal

O espectro de resposta elástica, *Se(T)*, para as componentes horizontais da ação sísmica, é definido pelas seguintes expressões presentes no Eurocódigo 8 [16], na seção 3.2.2.2:

$$0 \le T \le T_B : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \tag{5.8}$$

$$T_B \le T \le T_C : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \tag{5.9}$$

$$T_C \le T \le T_D : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{5.10}$$

$$T_D \le T \le 4s : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \tag{5.11}$$

em que:

Se(T)	espetro de resposta elástica;
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície;
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espetral constante;
$T_{C,}$	limite superior do período no patamar de aceleração espetral constante;
T_D	valor que define no espetro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente do solo;

η coeficiente de correção do amortecimento.

Os valores de T_B, T_C e T_D encontram-se no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [16], na mesma seção que as expressões anteriores, e são os seguintes para os Tipos de Terreno B e C (Tabela 5.3 e Tabela 5.4):

Tabela 5.3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0

Tabela 5.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0

o resumo dos dados para os dois espectros regulamentares preconizados no Eurocódigo 8 [16] encontra-se na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Características das ações dos dois tipos de ação sísmica em Sagres e no Porto

	Porto		Sagres (Vila do Bispo)	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Zona Sísmica	1.6	2.5	1.1	2.3
a_{gR}	0,35 m/s^2	0,8 m/s^2	2,5 m/s^2	1,7 m/s^2
γ_I	1,0	1,0	1,0	1,0
a_g	0,35 m/s^2	0,8 m/s^2	2,5 m/s^2	1,7 m/s^2
Tipo de Terreno	B		C	
S_{max}	1,35	1,35	1,6	1,6
S	1,35	1,35	1,3	1,46
η	1,0		1,0	
T_B	0,1	0,1	0,1	0,1
T_C	0,6	0,25	0,6	0,25
T_D	2,0	2,0	2,0	2,0

5.2.2.3. Espectro de cálculo para resposta elástica

O espectro de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes da ação sísmica horizontal, é definido pelas seguintes expressões que se encontram presentes na seção 3.2.2.5 do Eurocódigo 8 [16]:

$$0 \leq T \leq T_B : Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{5.12}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \tag{5.13}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : Sd(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2.5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{5.14}$$

$$T_D \leq T : Sd(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2.5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{5.15}$$

em que:

a_g, S, T_B, T_C e T_D definidos no ponto 5.2.2.2;

S_d espetro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal. Sendo o valor recomendado igual a 0.2.

O Eurocódigo 8 permite realizar uma análise elástica linear que tem por base um espectro de resposta reduzido que traduz a capacidade de dissipação de energia da estrutura, pelo meio da formação de um mecanismo plástico. Assim, esta redução é efetuada através da introdução do coeficiente de comportamento, q. O valor superior do coeficiente de comportamento q, para ter em conta a dissipação de energia, deve ser determinado para cada direção de cálculo da seguinte forma:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \tag{5.16}$$

em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Dado que as paredes de alvenaria possuem ductilidade limitada, optou-se por considerar o valor mínimo do coeficiente de comportamento, q=1,5.

Por fim, através das expressões acima e tendo em consideração os valores da Tabela 5.5, é possível construir os gráficos de espectro de cálculo para a resposta elástica dos dois tipos de sismos nas duas localizações, Figura 5.2 e Figura 5.3.

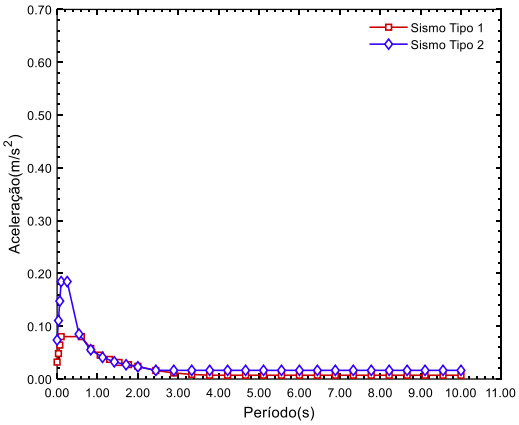


Figura 5.2 - Espectro de cálculo para a resposta elástica no Porto

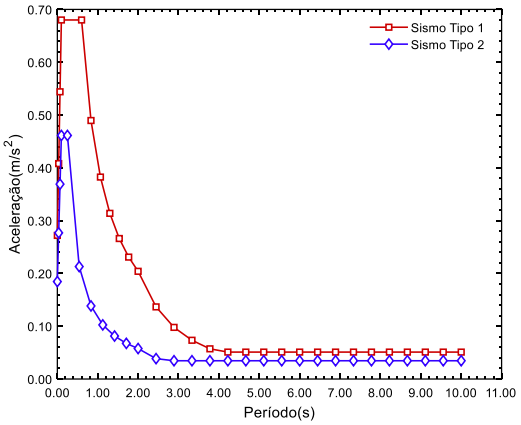


Figura 5.3 - Espectro de cálculo para a resposta elástica em Sagres

5.2.2.4. Combinação das respostas modais

De acordo o Eurocódigo 8 [16], adotou-se uma combinação quadrática completa, CQC, na combinação das respostas modais. Os efeitos da ação sísmica nas estruturas são determinados considerando que as componentes do sismo nas três direções atuam simultaneamente, pelo que é necessário combinar as respostas da estrutura obtidas em cada uma das direções principais. Esta combinação pode ser realizada pela seguinte forma, combinação quadrática simples SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*):

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \tag{5.17}$$

Como no presente trabalho os efeitos da componente vertical da ação sísmica não são relevantes, despreza-se o termo E_z.

5.2.3. AÇÕES HORIZONTAIS (TERRA)

Como a cave do edifício em estudo se encontra parcialmente enterrada, é necessário colocar as cargas correspondentes ao impulso da terras no modelo numérico, que é definido pela expressão (5.18) [17]:

$$I_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \tag{5.18}$$

em que:

I_0 impulso em repouso;

K_0 coeficiente de impulso em repouso;

γ peso volúmico da terra;

h altura do muro.

O coeficiente de impulso em repouso é dado pela seguinte expressão [17]:

$$K_0 = 1 - sen\emptyset' \tag{5.19}$$

em que $\emptyset'$ é o ângulo de atrito.

Na Tabela 5.6, encontram-se resumidos os valores atribuídos aos parâmetros para o cálculo do impulso em repouso, com as quais resulta I_0 igual a 46,08 kN/m.

Tabela 5.6 - Valores do impulso das terras

Parâmetros	$\emptyset'$ [º]	K_0	γ[kN/m^3]	h [m]
Valores	30	0,5	18	3,2

5.3. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

Neste trabalho, são realizadas duas análises elásticas lineares a dois modelos numéricos distintos. Estuda-se o comportamento do edifício em relação ao Estado Limite Último, à Ação Sísmica Tipo 1 e 2 no Porto e em Sagres. O primeiro modelo (Modelo 1) consiste no modelo construído anteriormente com o auxílio dos dois ensaios realizados (Ensaio de vibração ambiental e Ensaio de compressão). O segundo modelo (Modelo 2) corresponde ao Modelo 1 com a aplicação de um sistema de melhoria do comportamento sísmico de edifícios antigos.

Na análise efetuada tem-se em consideração os deslocamentos em UX e em UY de oito pontos localizados no perímetro (fachada) do edifício em estudo, como se pode observar na Figura 5.4. Estes pontos estão localizados no topo do 1º piso onde os valores dos deslocamentos serão maiores. Esta análise serve como termo de comparação do funcionamento da estrutura em relação aos dois modelos.

Para efeitos de simplificação na apresentação das imagens das deformadas, retiraram-se as paredes interiores, a varanda e o alpendre de modo a só se ver o comportamento das paredes de fachada. A escala das imagens é idêntica para todas as deformadas.

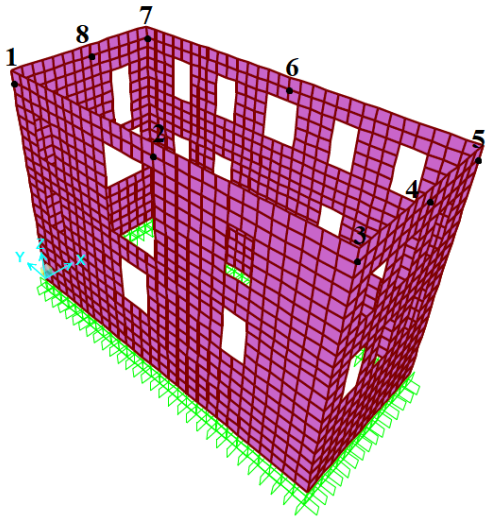


Figura 5.4 - Sinalização dos nós em estudo

5.3.1. MODELO 1 – EDIFÍCIO NORMAL

O primeiro modelo estudado trata-se do modelo que foi calibrado na seção 4.5, onde se obteve MACs de 0,92 e 0,84 para os modos de traslação em xx e em yy, respetivamente.

Nas seguintes imagens, Figura 5.5 e Figura 5.6, pode-se observar as deformadas para UX e UY em relação ao Estado Limite Último.

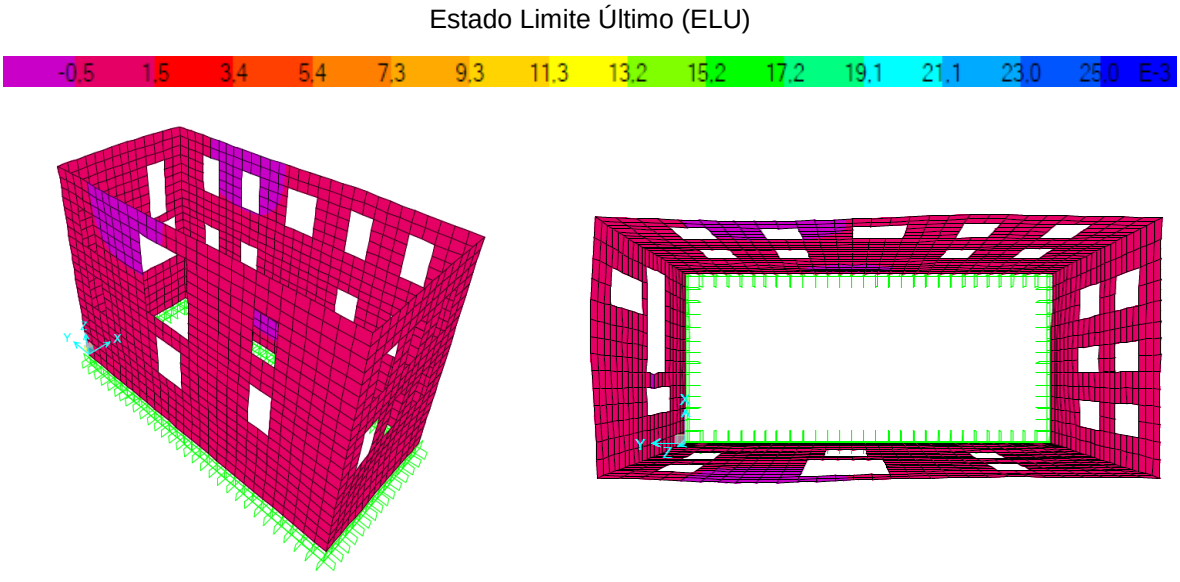


Figura 5.5 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ELU

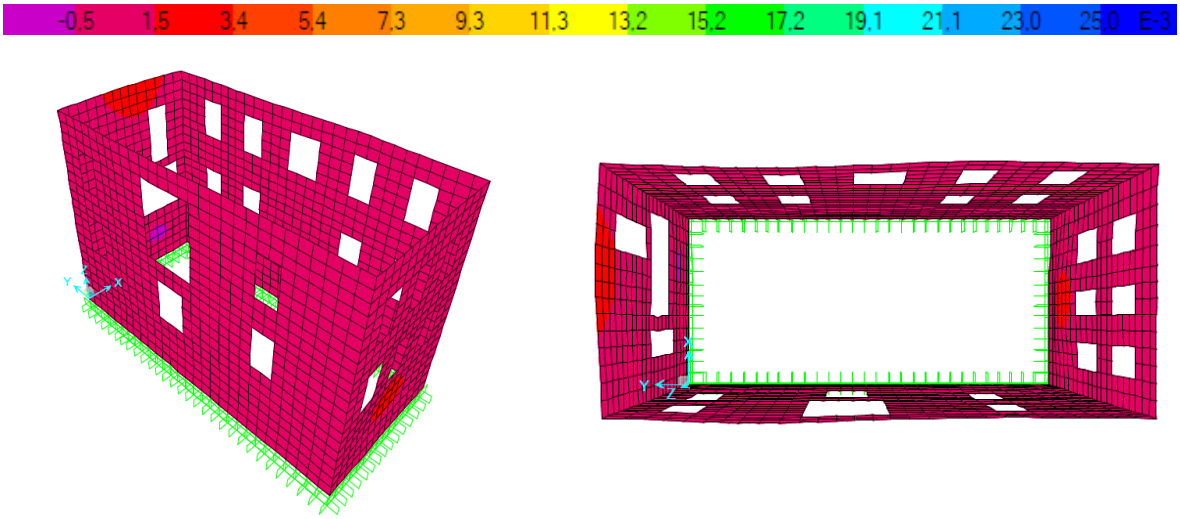


Figura 5.6 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ELU

Na Tabela 5.7 estão expostos os deslocamentos dos oito pontos em estudo.

Tabela 5.7 - Modelo 1: Deslocamentos dos pontos em estudo (ELU)

Pontos	**ELU**	
	UX [mm]	UY [mm]
1	0,22	0,16
2	-0,10	-0,11
3	0,15	-0,26
4	0,13	-0,08
5	0,16	-0,10
6	-0,01	0,21
7	0,38	0,66
8	0,41	1,93

Pela análise da tabela pode-se verificar que os deslocamentos não excedem 1mm com a exceção do ponto 8. Este apresenta um deslocamento de, aproximadamente, 2mm no sentido UY. Fatores que podem contribuir para este deslocamento podem ser a presença da varanda nesse lado ou a perna da asna da cobertura pode estar menos equilibrada.

Nas próximas imagens, Figura 5.7 a Figura 5.11, estão apresentadas as deformadas do edifício para UX e UY em relação às Ações Sísmicas Tipo 1 e 2 para o Porto e Sagres.

Ação Sísmica Tipo 1 (Porto)

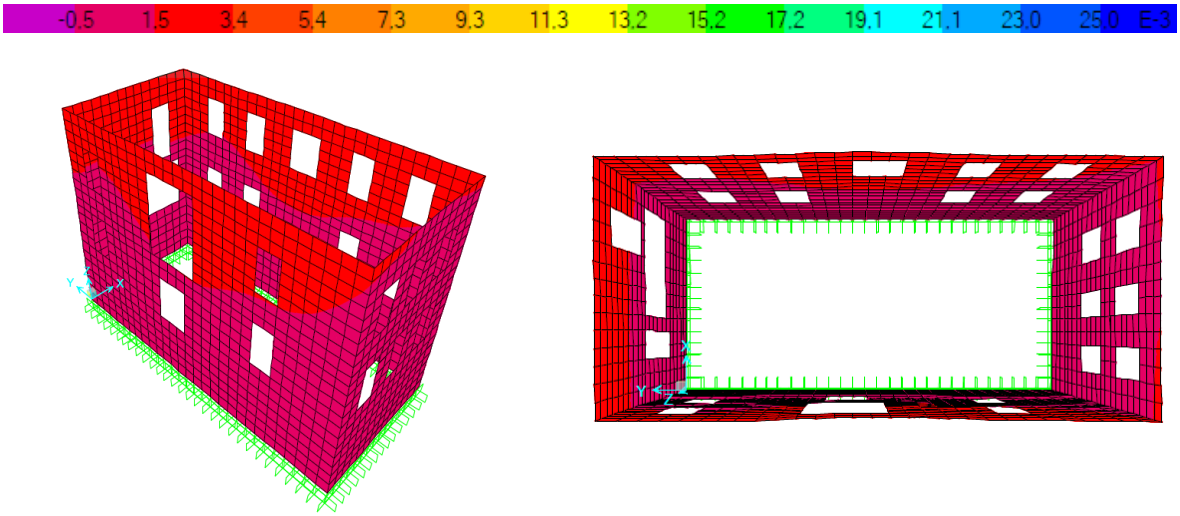


Figura 5.7 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Porto)

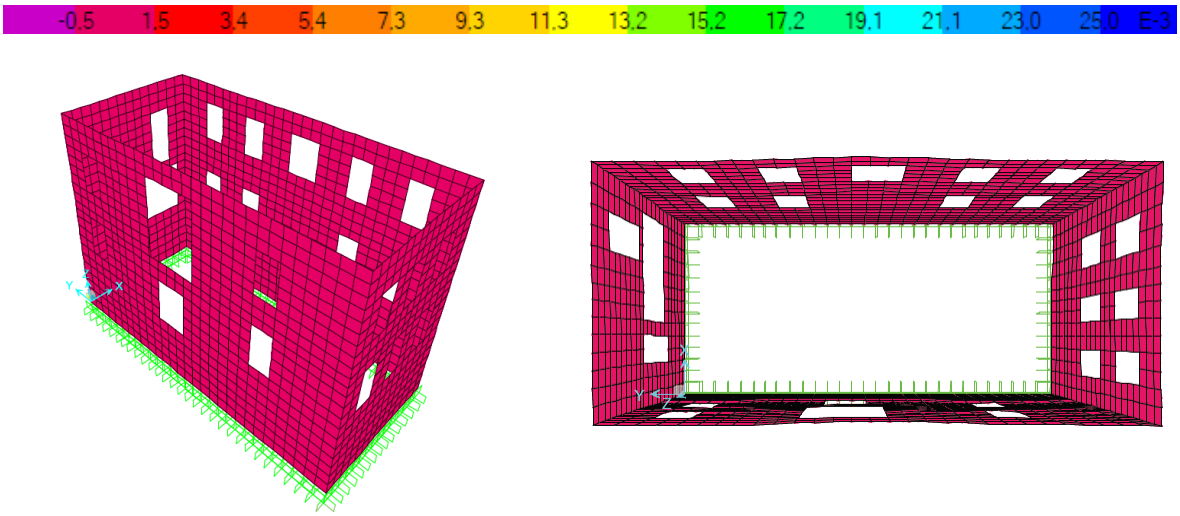


Figura 5.8 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Porto)

Ação Sísmica Tipo 2 (Porto)

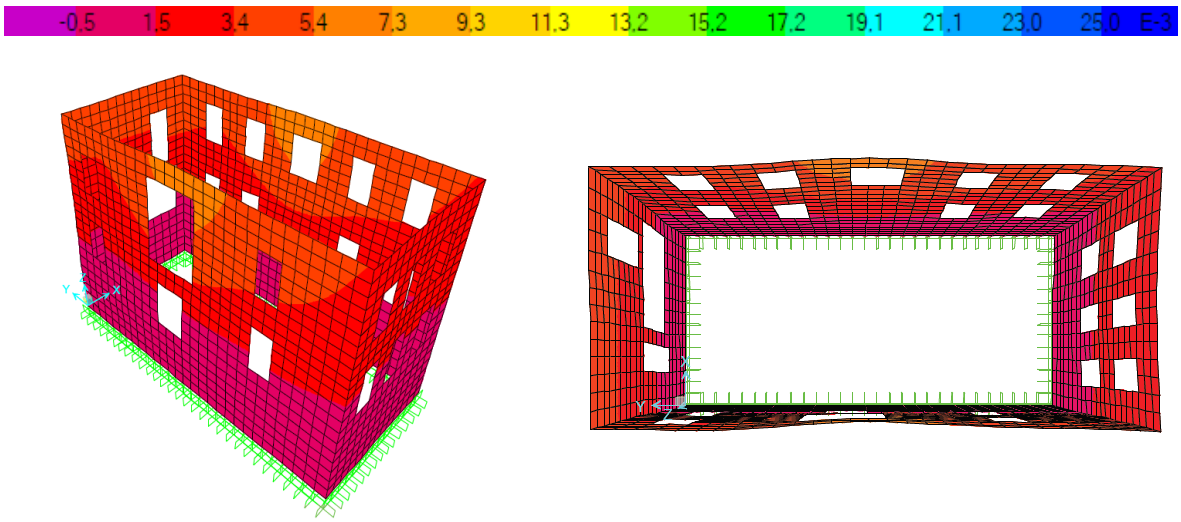


Figura 5.9 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Porto)

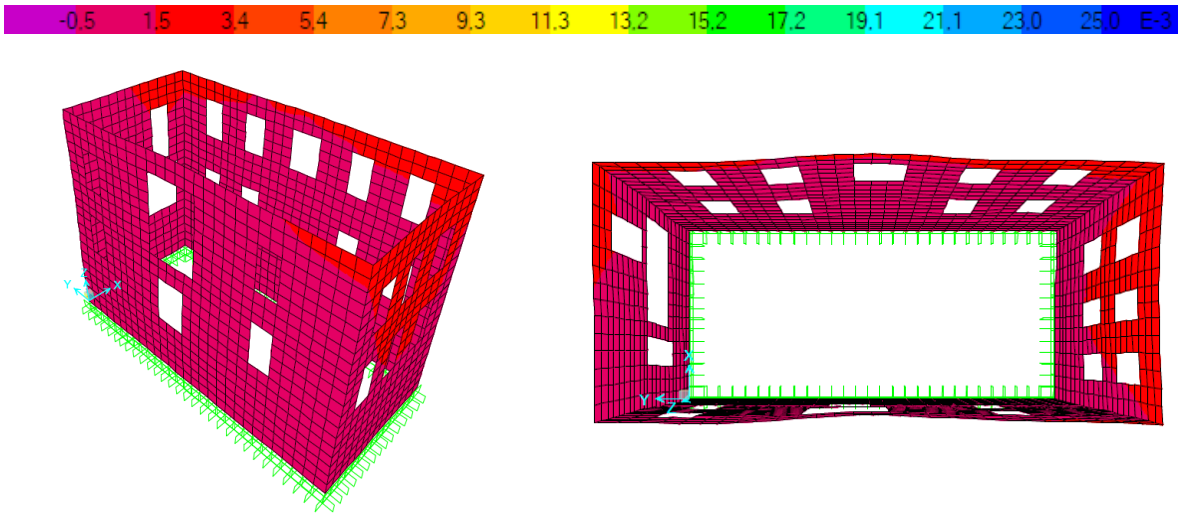


Figura 5.10 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Porto)

Ação Sísmica Tipo 1 (Sagres)

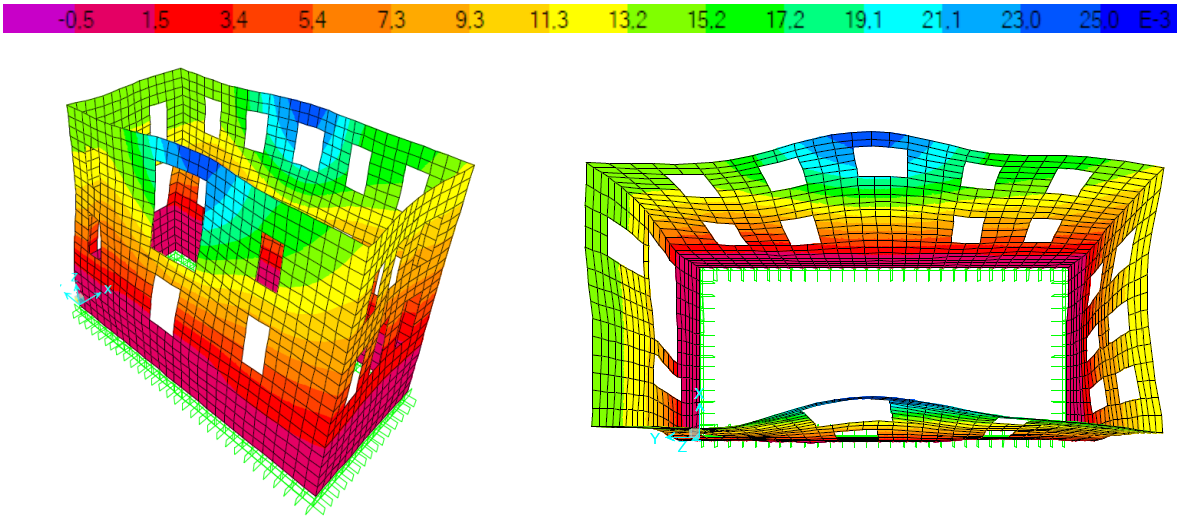


Figura 5.11 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Sagres)

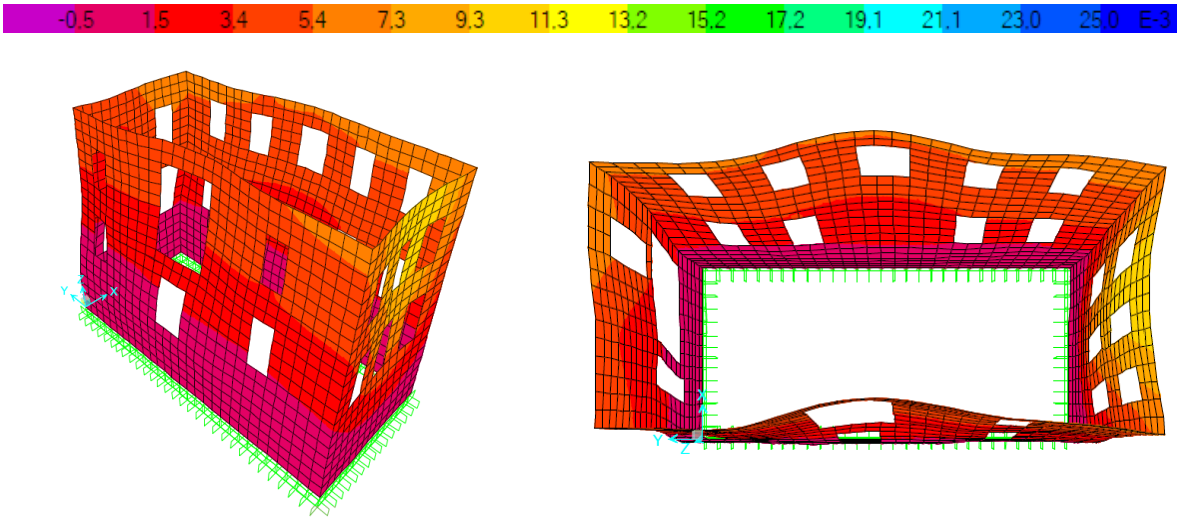


Figura 5.12 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Sagres)

Ação Sísmica Tipo 2 (Sagres)

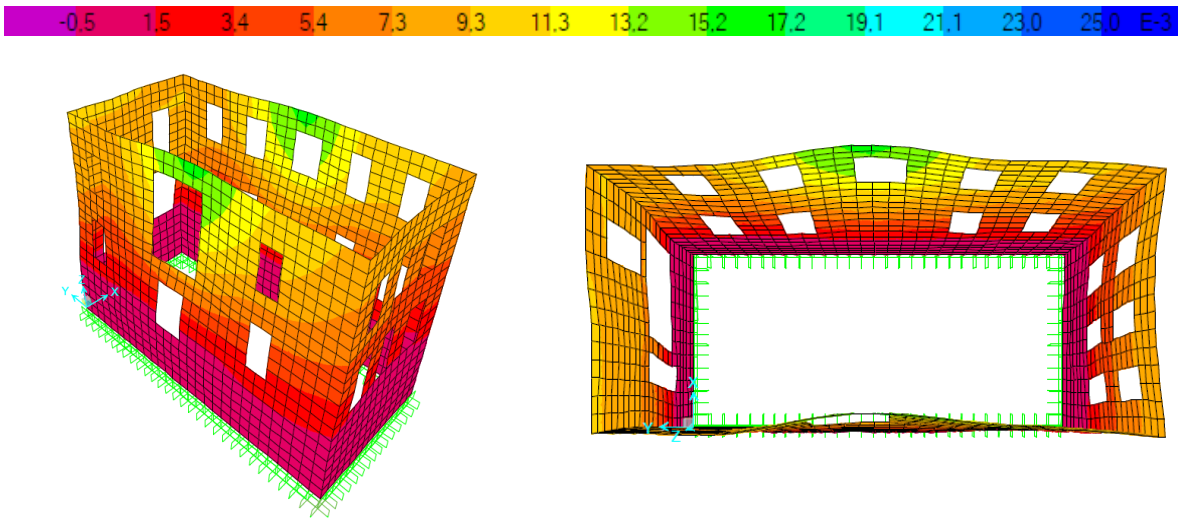


Figura 5.13 – Modelo 1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Sagres)

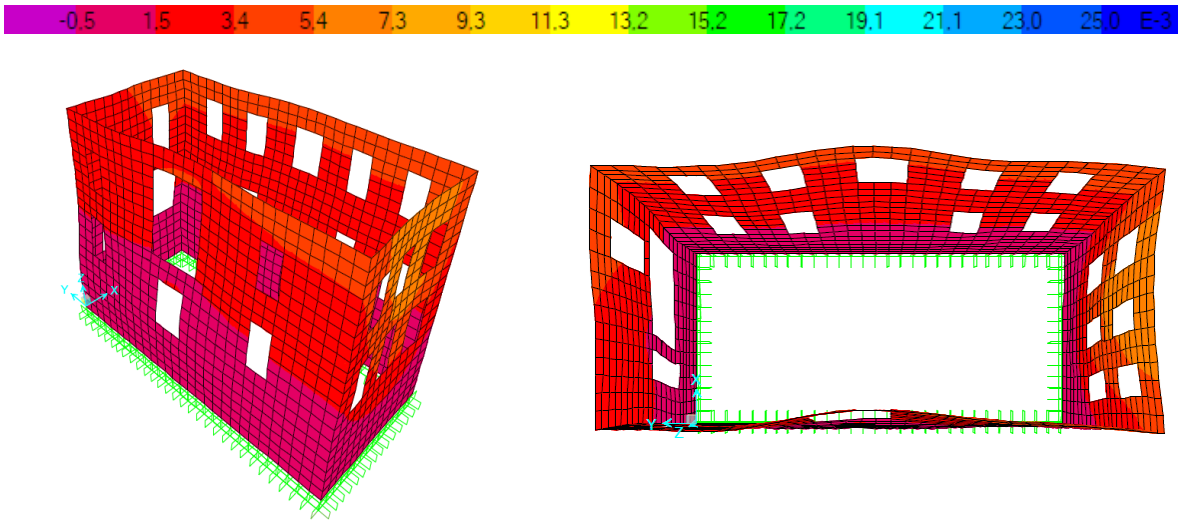
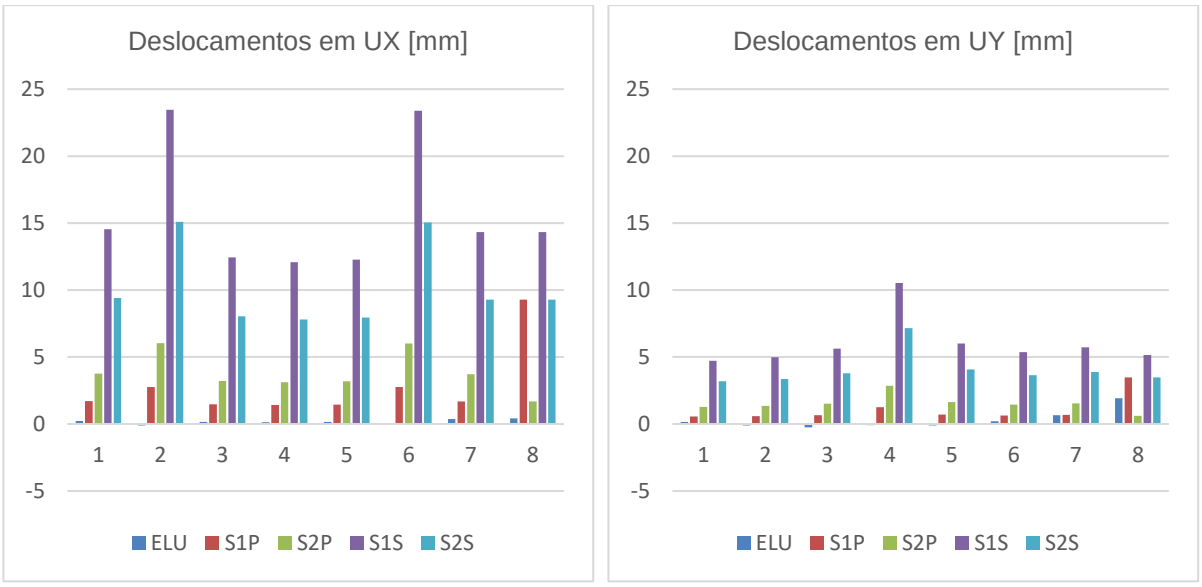


Figura 5.14 – Modelo1: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Sagres)

Como seria de esperar as deformadas observadas para as Ações Sísmicas em Sagres são bastante mais acentuadas do que no Porto, como pode ser observado também na Figura 5.15 e na Tabela 5.8 onde se pode verificar que os deslocamentos em UX são superiores aos em UY, conforme esperado. NA Figura 5.15, ELU é o acrónimo de Estado Limite Último, S1P e S2P significam ações sísmicas no Porto tipo 1 e tipo 2, respetivamente, e S1S e S2S significam ações sísmicas em Sagres de tipo 1 e tipo 2, respetivamente.



a) b)

Figura 5.15 - Modelo 1 - Deslocamentos em UX (a) e UY (b) [mm]

Tabela 5.8 - Modelo 1: Deslocamento dos pontos em estudo (Ações Sísmicas)

Pontos	Ação Sísmica no Porto				Ação Sísmica em Sagres			
	tipo 1		tipo 2		tipo 1		tipo 2	
	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]
1	1,72	0,56	3,76	1,28	14,55	4,73	9,41	3,20
2	2,77	0,59	6,04	1,35	23,47	4,99	15,09	3,37
3	1,47	0,66	3,22	1,52	12,44	5,62	8,04	3,79
4	1,43	1,25	3,12	2,86	12,08	10,54	7,81	7,15
5	1,45	0,71	3,18	1,63	12,28	6,02	7,94	4,08
6	2,76	0,63	6,01	1,45	23,39	5,36	15,04	3,64
7	1,69	0,68	3,71	1,55	14,34	5,72	9,28	3,88
8	9,28	3,49	1,69	0,61	14,34	5,15	9,28	3,49

5.3.2. MODELO 2 – PROPOSTA DE REABILITAÇÃO/MELHORAMENTO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DOS EDIFÍCIOS ANTIGOS

Com objetivo de melhorar o desempenho face a ações sísmicas no edifício em estudo, decidiu-se estudar a aplicação de uma medida de reabilitação no modelo numérico criado no *SAP2000* [9]. Assim, criou-se o Modelo 2, com base no Modelo 1, onde se aplicou a proposta de reabilitação, que se destina às anomalias provocadas pelas deformações existentes por flexão fora do plano das paredes. Esta medida consiste no reforço dos pisos existentes e do teto através da colocação de barrotes de madeira entre as vigas de madeira, formando uma treliça [18], como está exposto na Figura 5.16.

Este reforço tem bastantes vantagens como o aproveitamento dos materiais originais do edifício, ser de reduzida intrusividade e ser reversível. Para além disto, também forma um sistema de contraventamento bastante eficaz [18]. Por outro lado, também tem como principal desvantagem a dificuldade em aceder elementos originais da estrutura [18].

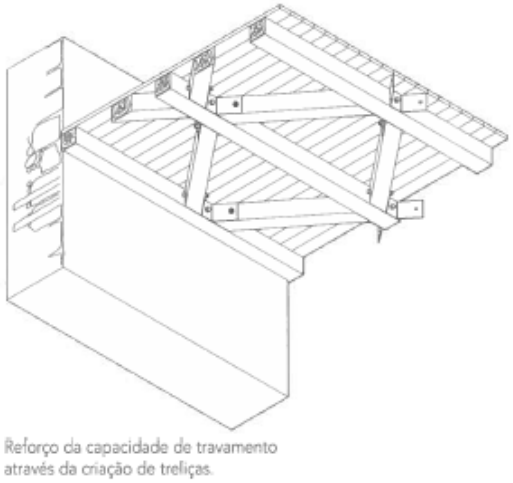


Figura 5.16 - Proposta de melhoramento da estabilidade global com novos elementos de contraventamento extraído de [18]

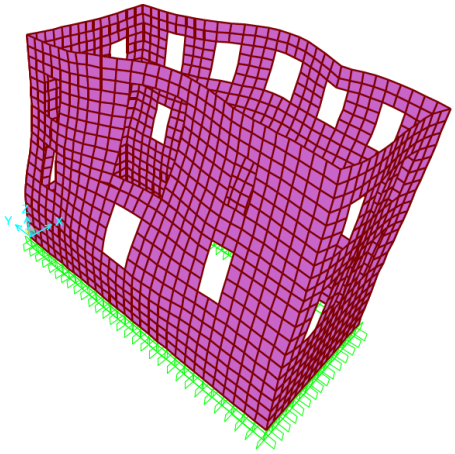
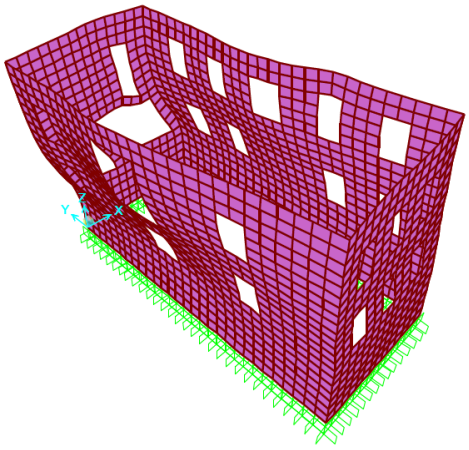
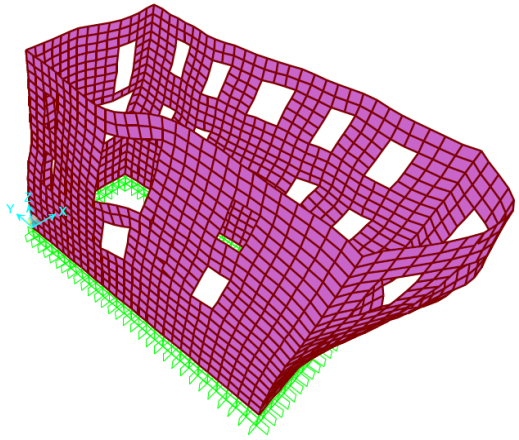
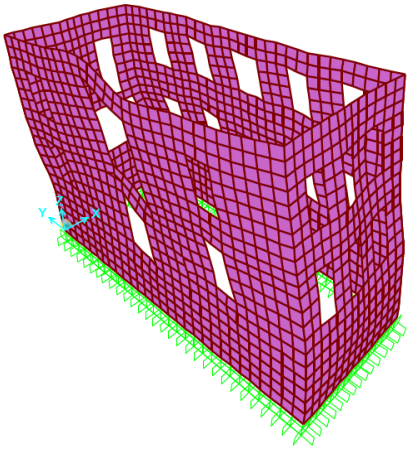
Por outro lado, como foi mencionado acima, a estrutura do edifício no Modelo 2 move-se como um bloco, conforme se verifica pelas deformadas, que são retiradas do programa de cálculo automático, e que apresentam um comportamento mais uniforme do que as deformadas do Modelo 1.

Em suma, no Modelo 2 com o reforço de treliças pode-se observar uma melhoria da estabilidade global da estrutura, concluindo-se que o reforço construído no modelo é eficaz.

Na Tabela 5.9 estão representadas as deformadas modais correspondentes aos modos de vibração de translação em xx e yy dos Modelo 1 e Modelo 2 (Figura 5.17 a Figura 5.20).

Conforme se pode observar, e como seria expectável, as frequências modais aumentam do Modelo 1 para o Modelo 2, uma vez que ao se colocar o reforço em treliças para melhorar o comportamento sísmico do edifício, a rigidez da estrutura aumentou.

Tabela 5.9 Deformadas modais do Modelo 1 e Modelo 2

Modelo 1	**Modelo 2**
Modo 1 - Translação em xx (f = 3,60Hz)	Modo 1 – Translação em xx (f = 3,76Hz)
 Figura 5.17 - Modelo 1: Modo 1 - Deformada Modal	 Figura 5.18 - Modelo 2: Modo 1 - Deformada Modal
Modo 4 – Translação em yy (f = 6,05Hz)	Modo 4 – Translação em yy (f = 6,38Hz)
 Figura 5.19 - Modelo 1: Modo 4 - Deformada Modal	 Figura 5.20 - Modelo 2: Modo 4 - Deformada Modal

Depois de aplicado este reforço no modelo de simulação numérica, foram possíveis obter os resultados verificados, em relação ao Estado Limite Último (ELU), na Figura 5.21 e Figura 5.22.

Estado Limite Último (ELU)

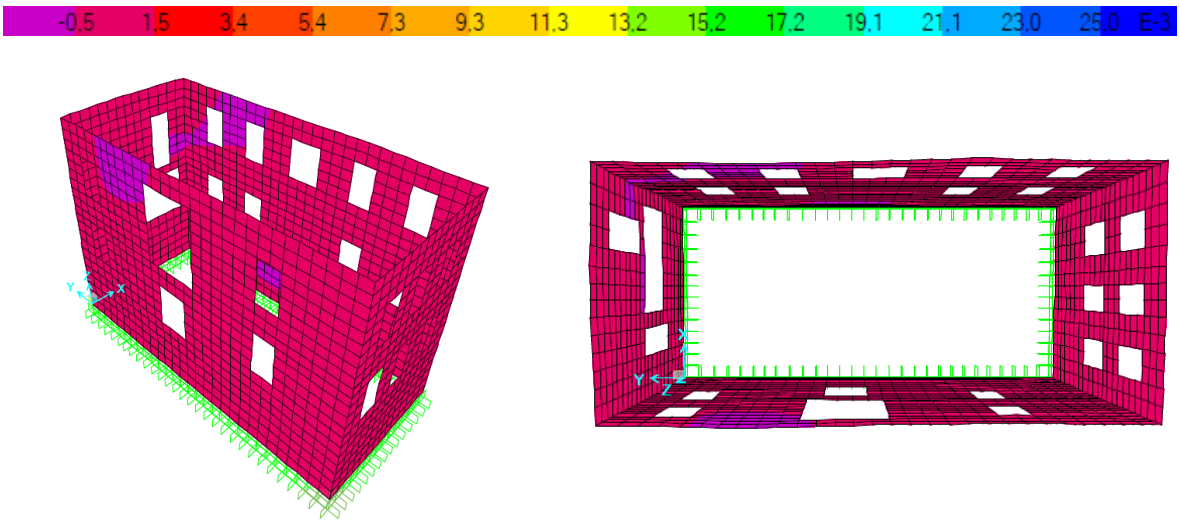


Figura 5.21 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ELU

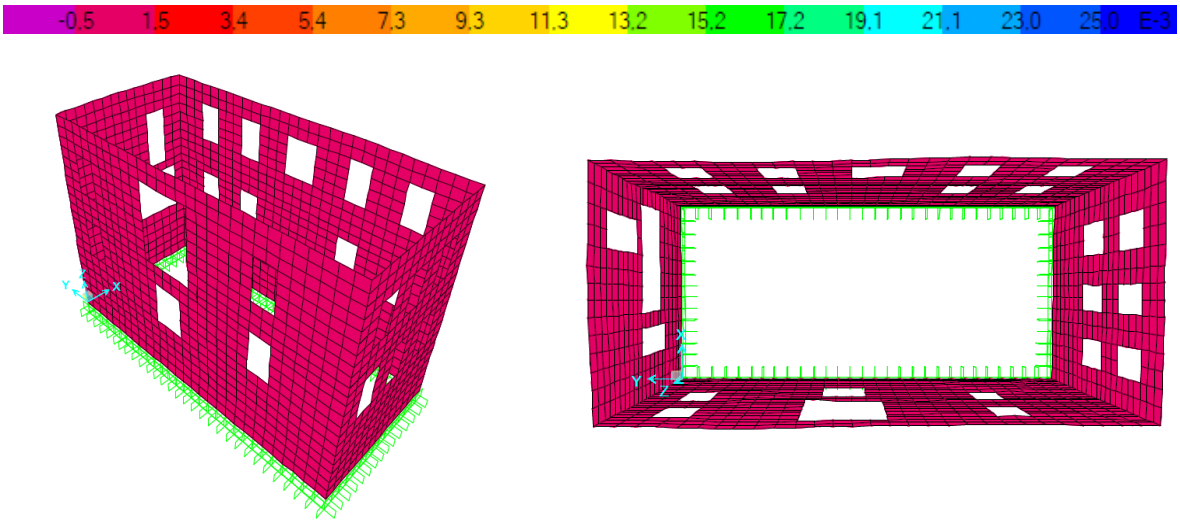


Figura 5.22 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ELU

Na seguinte tabela, Tabela 5.10, estão expostos os deslocamentos em UX e em UY dos pontos considerados para esta análise do Estado Limite Último (ELU).

Tabela 5.10 - Modelo 2: Deslocamentos dos pontos em estudo (ELU)

Pontos	ELU	
	UX [mm]	UY [mm]
1	-0,25	0,23
2	-0,04	0,03
3	-0,06	-0,06
4	0,04	-0,25
5	0,08	-0,05
6	0,05	0,23
7	-0,07	0,50
8	-0,09	1,15

Na análise a esta tabela, pode-se observar que, em geral, houve um decréscimo quase generalizado e significativo dos valores de deslocamentos dos pontos em relação ao Modelo 1. Os valores que não decresceram mantiveram-se dentro da mesma grandeza.

Nas imagens seguintes, Figura 5.23 a Figura 5.30, estão apresentadas as deformadas em UX e UY para as Ações Sísmicas Tipo 1 e 2 no Porto e em Sagres.

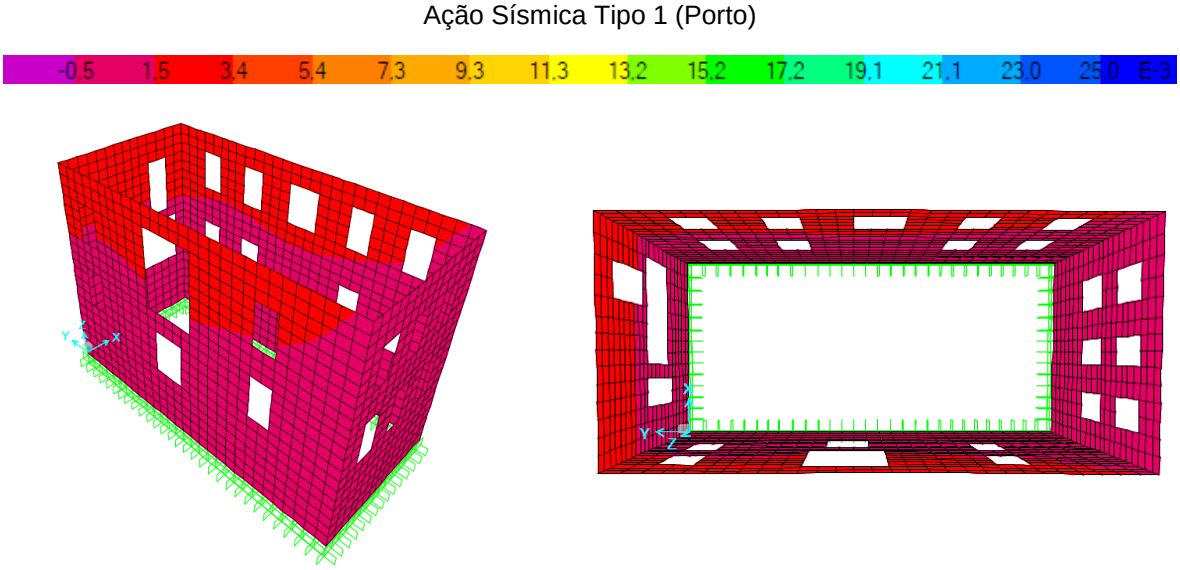


Figura 5.23 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Porto)

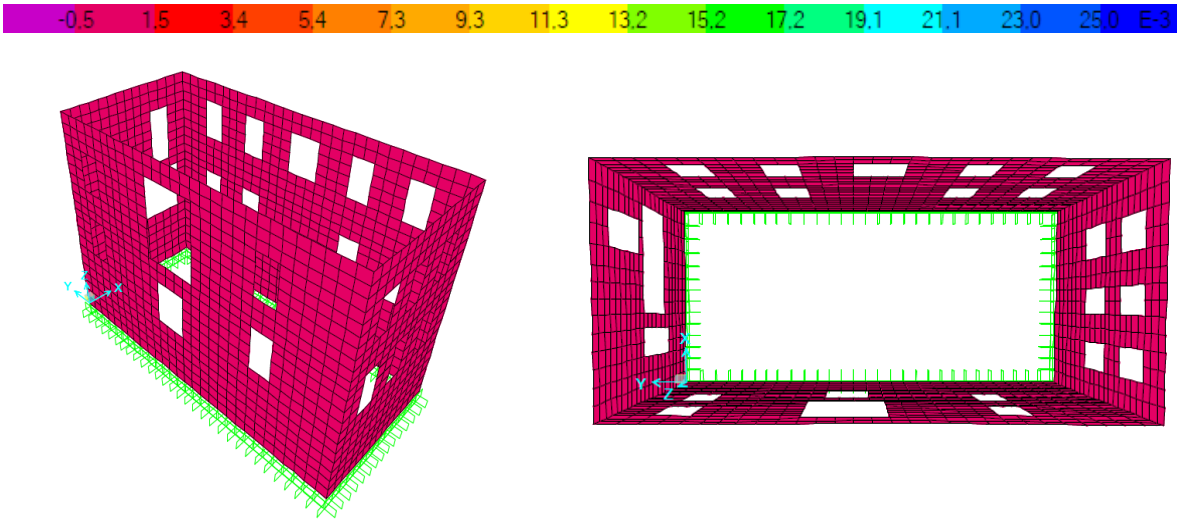


Figura 5.24 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 1 (Porto)

Ação Sísmica Tipo 2 (Porto)

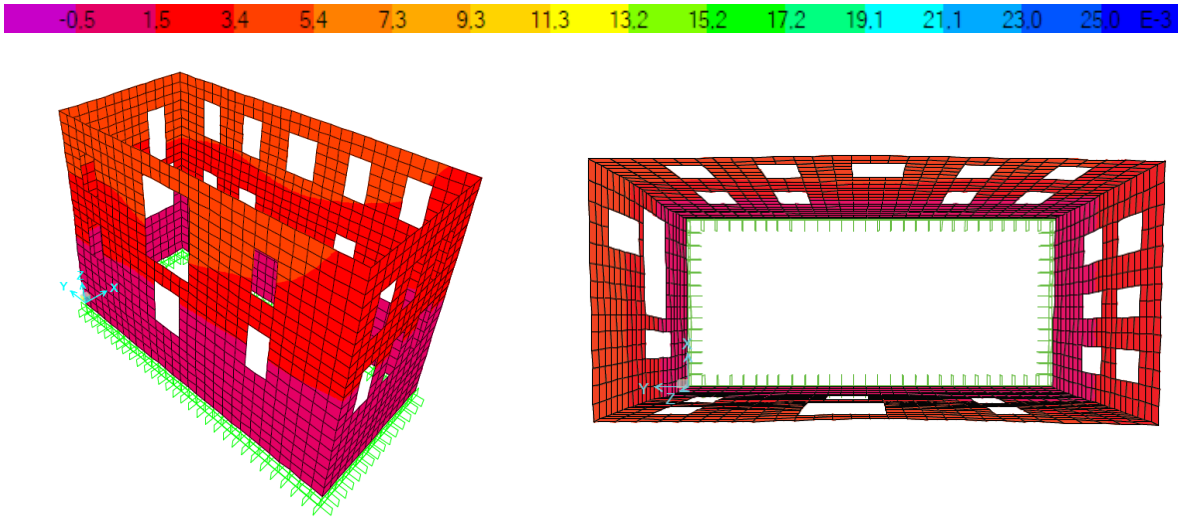


Figura 5.25 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Porto)

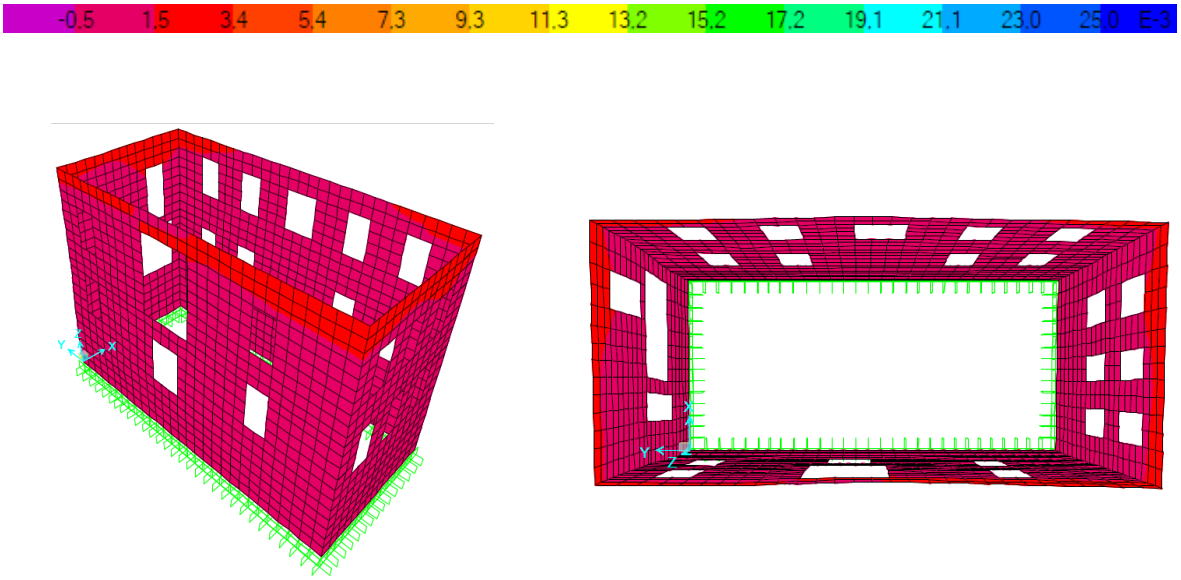


Figura 5.26 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Porto)

Ação Sísmica Tipo 1 (Sagres)

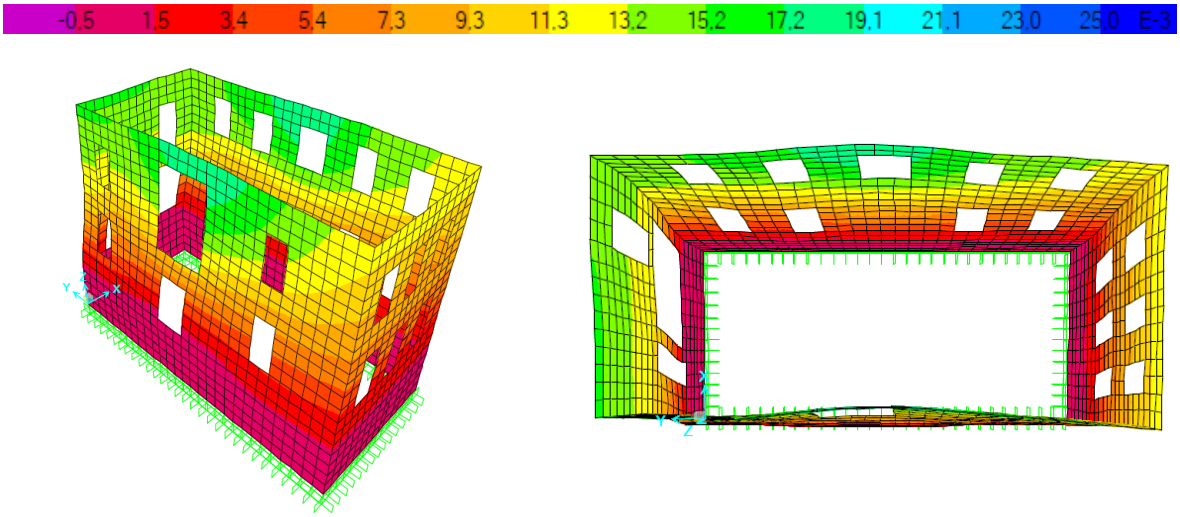


Figura 5.27 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 1 (Sagres)

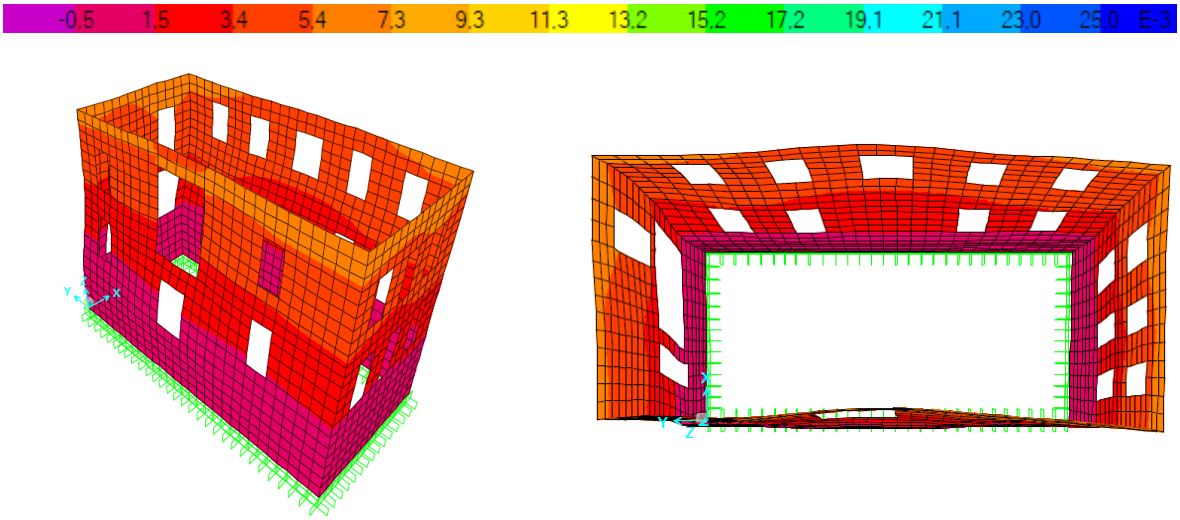


Figura 5.28 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos em UY para ação sísmica tipo 1 (Sagres)

Ação Sísmica Tipo 2 (Sagres)

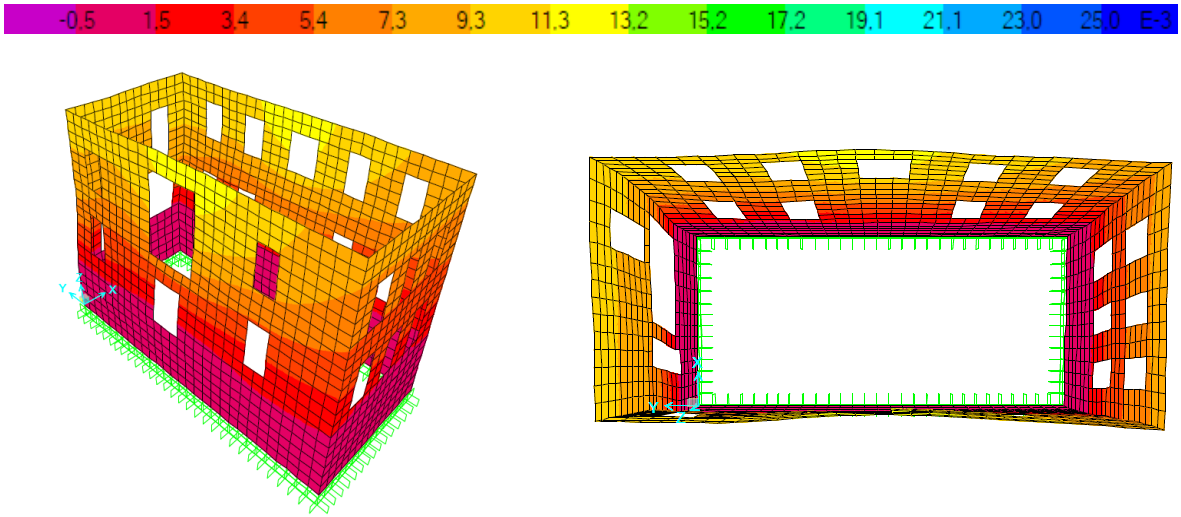


Figura 5.29 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UX para ação sísmica tipo 2 (Sagres)

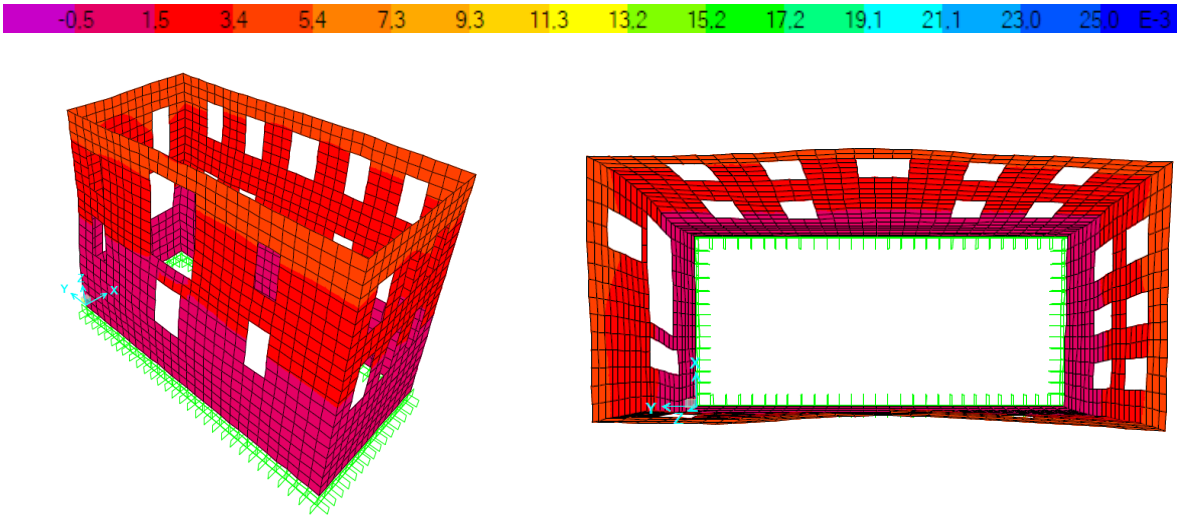
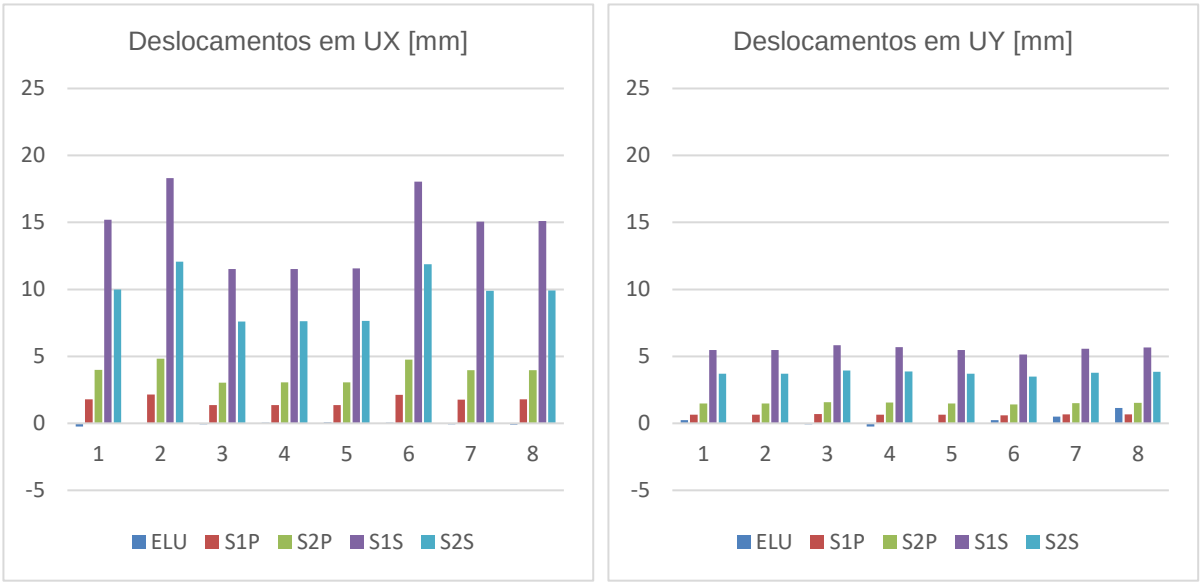


Figura 5.30 – Modelo 2: Mapa de deslocamentos máximos [m] em UY para ação sísmica tipo 2 (Sagres)

Como se pode ver, as deformadas no Modelo 2 (com travamento) não são tão acentuadas do que no Modelo 1 (Figura 5.7 a Figura 5.11), conforme se confirma pela análise dos gráficos de barra da Figura 5.31 e da Tabela 5.11:



a) b)

Figura 5.31 - Modelo 2 - Deslocamentos em UX (a) e UY (b) [mm]

Tabela 5.11 - Modelo 2: Deslocamentos dos pontos em estudo (Ações Sísmicas)

Pontos	**Ação Sísmica no Porto**				**Ação Sísmica em Sagres**			
	tipo 1		tipo 2		tipo 1		tipo 2	
	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]	UX [mm]	UY [mm]
1	1,80	0,65	4,00	1,48	15,21	5,47	9,99	3,70
2	2,16	0,65	4,83	1,48	18,31	5,48	12,07	3,71
3	1,36	0,69	3,04	1,58	11,51	5,83	7,61	3,94
4	1,36	0,64	3,05	1,55	11,53	5,70	7,63	3,87
5	1,37	0,65	3,07	1,49	11,58	5,48	7,66	3,71
6	2,13	0,61	4,76	1,40	18,04	5,15	11,89	3,49
7	1,78	0,66	3,96	1,51	15,05	5,57	9,89	3,78
8	1,79	0,67	3,97	1,54	15,11	5,67	9,93	3,84

Através da análise da tabela, pode-se notar que os valores dos deslocamentos, em geral, diminuíram em relação ao Modelo 1 (Figura 5.15 e na Tabela 5.8). Também é de salientar que os valores de deslocamentos em UY para todos os casos da ação sísmica são similares entre os oito pontos em estudo. Este fenómeno não acontecia no Modelo 1, o que mostra que, depois de implementado o reforço em treliças a todo o perímetro do edifício em estudo, o modelo numérico move em bloco, ou seja, como um todo. Pode-se concluir que ao se aumentar a rigidez nos perímetros da estrutura, esta vai passar a apresentar deslocamentos em todos os pontos na mesma ordem de grandeza, com exceção de um caso pontual, o ponto 8.

Por outro lado, como foi mencionado acima, a estrutura do edifício no Modelo 2 move-se como um bloco, conforme se verifica pelas deformadas, que são retiradas do programa de cálculo automático, e que apresentam um comportamento mais uniforme do que as deformadas do Modelo 1.

Em suma, no Modelo 2 com o reforço de treliças pode-se observar uma melhoria da estabilidade global da estrutura, concluindo-se que o reforço construído no modelo é eficaz.

5.3.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Depois de se ter colocado o reforço em treliça em todo o perímetro do edifício em estudo, pode-se observar que existiram decréscimos dos valores de deslocamentos, como foi mencionado na seção anterior.

Na Tabela 5.12 estão representados os valores de acréscimo e decréscimo dos deslocamentos nos oito pontos em estudo do Modelo 2 relativamente ao Modelo 1. A vermelho estão representados os acréscimos dos deslocamentos e a verde os decréscimos.

Tabela 5.12 - Decréscimo/Acréscimo dos valores de deslocamentos

Pontos	Ação Sísmica no Porto				Ação Sísmica em Sagres			
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 1		Tipo 2	
	UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	4,44	13,85	6,00	13,51	4,34	13,53	5,81	13,51
2	-28,24	9,23	-25,05	8,78	-28,18	8,94	-25,02	9,16
3	-8,09	4,35	-5,92	3,80	-8,08	3,60	-5,65	3,81
4	-5,15	-95,31	-2,30	-84,52	-4,77	-84,91	-2,36	-84,75
5	-5,84	-9,23	-3,58	-9,40	-6,04	-9,85	-3,66	-9,97
6	-29,58	-3,28	-26,26	-3,57	-29,66	-4,08	-26,49	-4,30
7	5,06	-3,03	6,31	-2,65	4,72	-2,69	6,17	-2,65
8	-418,44	-420,90	57,43	60,39	5,10	9,17	6,55	9,11

Como se pode observar, foram mais as diminuições dos valores de deslocamento do que os aumentos. Relativamente à ação sísmica tipo 2 em Sagres, que apresenta maiores deslocamentos, pode-se verificar que nos pontos 4, 5 e 6 só existem, em ambas as direções, melhorias nos valores de deslocamentos, enquanto os valores nos pontos 1 e 8 pioram em ambas as direções, com acréscimos menores do que os decréscimos registados.

Por outro lado, como foi mencionado acima, a estrutura do edifício no Modelo 2 move-se como um bloco, conforme se verifica pelas deformadas, que são retiradas do programa de cálculo automático, e que apresentam um comportamento mais uniforme do que as deformadas do Modelo 1.

Em suma, no Modelo 2 com o reforço de treliças pode-se observar uma melhoria da estabilidade global da estrutura, concluindo-se que o reforço construído no modelo é eficaz.

5.4. Conclusão

Neste capítulo foi efetuada uma análise linear da estrutura com o modelo numérico construído com base nos ensaios efetuados no Capítulo 3 (Ensaio de vibração ambiental) e no Capítulo 4 (Ensaio de compressão). Como proposta de reabilitação do edifício em estudo foi apresentado uma estratégia de reforço dos pavimentos e tetos em treliça, ou seja, foram colocados barrotes de madeira entre as vigas de madeira à volta de todo o perímetro dos pavimentos e tetos. Assim, foram elaborados dois modelos numéricos: o Modelo 1 com base nos ensaios referidos e o Modelo 2 consiste no Modelo 1, mas com o reforço mencionado. O objetivo foi averiguar se esta proposta de reabilitação funciona como é previsto.

Numa primeira fase, foram definidas as combinações de ações verticais e horizontais a serem aplicadas nos modelos. Para as ações sísmicas, foram considerados dois locais, Porto (onde o edifício se localiza realmente) e Sagres. Como a atividade sísmica no Porto é bastante baixa, decidiu-se admitir que o edifício também se localizava num local com uma atividade sísmica mais intensa, Sagres, que fica em Vila do Bispo. Assim, a análise linear foi realizada em relação a três combinações distintas: Estado Limite Último, Ação Sísmica no Porto e Ação Sísmica em Sagres.

Depois da aplicação das ações, foram estudadas as deformadas para os três casos distintos de combinações de ações. Também foram estudados os deslocamentos em UX e UY de oito ponto localizados nas fachadas do edifício no topo do 1º piso, pois este é o local onde se registam maiores

deslocamentos. Após estas análises, foi possível observar que os deslocamentos, na sua maior parte, foram menores no Modelo, 2 onde foi elaborado o reforço em treliças. A construção do reforço em treliças aumenta a rigidez dos pavimentos, fazendo com que a rigidez da estrutura aumente, levando a que a estrutura se comporte como um bloco, verificando-se que as suas deformadas têm um comportamento mais uniforme do que as deformadas do Modelo 1. Pode-se concluir que o reforço efetuado é eficaz no melhoramento do desempenho e da estabilidade global da estrutura do edifício.

6
CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

Em Portugal, o sector de reabilitação de edifícios antigos está a crescer exponencialmente. As construções antigas e tracionais são complexas, devido à incerteza dos comportamentos dos seus elementos, às características dos seus materiais conforme se apresentam e ao comportamento dos mesmos ao longo do tempo. Assim, existe a necessidade de conhecer como os materiais constituintes destes edifícios se comportam para se desenvolverem técnicas de intervenção adequadas, de modo a conservar o mais possível o património histórico e cultural. No âmbito desta tese, o objeto de estudo foram as paredes de alvenaria.

A presente dissertação focou-se no estudo de um edifício antigo com características tradicionais do Porto, que se localiza na Rua da Firmeza. A edificação em estudo foi construída em meados do século XIX, destina-se à habitação e vai ser reabilitada. O edifício é constituído, principalmente, por paredes de alvenaria de pedra, paredes de tabique e pavimentos e cobertura de madeira. Como é comum no Porto, as paredes de alvenaria de pedra são de granito com juntas de argamassa, pobre.

Uma vez que o edifício objeto de estudo vai ser reabilitado, surgiu a possibilidade de se realizarem ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos, de modo a não perturbar a sua estrutura. Assim, os ensaios *in-situ* realizados para se estudar as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de pedra foram os seguintes: ensaio de vibração ambiental e ensaio de compressão.

Numa primeira abordagem, foi realizada uma inspeção ao local de estudo que permitiu o levantamento dos danos estruturais e não estruturais do edifício. Foi possível observar que um dos fatores que mais contribuiu para a degradação do local foi a infiltração de água ao nível da cobertura e das fissuras das paredes de alvenaria de pedra. Estas infiltrações provocaram a deterioração de diversos elementos estruturais (madeira e alvenaria) e não estruturais (revestimentos, etc.). O mau funcionamento da cobertura também originou problemas relacionados com a deformação das fachadas, sendo estes problemas manifestados pelo aparecimento de fissuras nas paredes de alvenaria de pedra. Para além disto, a deficiente manutenção dos elementos constituintes do edifício, bem como o processo de envelhecimento natural dos materiais, são fatores que igualmente explicam o estado de degradação da estrutura.

O primeiro ensaio a ser realizado foi o ensaio de vibração ambiental, um ensaio dinâmico, prático e económico que permite a extração dos modos de vibração. Embora não sejam muito utilizados no contexto da prática corrente, estes ensaios são uma ferramenta muito útil no estudo e compreensão do funcionamento da estrutura de um edifício. Assim, este ensaio foi bastante importante na elaboração de um modelo numérico do edifício em estudo num programa de cálculo automático, ajudando a aproximar o mais possível o comportamento de modelo à estrutura que se analisou. A calibração do modelo não foi um processo simples devido à complexidade do edifício em estudo no que diz respeito aos seus materiais constituintes. Foi possível constatar que, neste tipo de ensaios, nem sempre estão assegurados

ótimos resultados na modelação de edifícios com muitas variáveis, sem que se recorra a técnicas mais elaboradas baseadas em algoritmos de otimização.

De seguida, foi realizado o segundo e último ensaio desta dissertação: o ensaio de compressão. Como já foi mencionado, a caracterização mecânica das paredes de alvenaria de pedra de edifícios antigos é um processo complicado devido à variabilidade intrínseca da geometria das paredes e das suas propriedades mecânicas. Neste trabalho foi utilizado um método específico de ensaio de compressão *in-situ*, aplicado a quatro painéis de paredes de alvenaria de pedra localizadas em diferentes partes do edifico em estudo de forma a fornecer informação sobre as diferentes existentes paredes de alvenaria no mesmo. A partir destes ensaios foi possível então extrair o módulo de elasticidade das diferentes paredes ensaiadas. A análise dos resultados obtidos, permitiu concluir que a geometria das pedras, o estado das juntas e as condições fronteira são fatores que influenciam os valores de rigidez calculados. Quanto maior for a regularidade da geometria das pedras e melhor a qualidade das juntas de argamassa, maiores são os resultados dos valores de rigidez calculados. Assim, no modelo numérico construído, foram adotados os valores dos módulos de elasticidade obtidos para as diferentes paredes, sendo que este ajuste proporcionou melhores resultados na calibração do modelo numérico da estrutura do edifício em estudo.

O último ponto desta dissertação focou-se na realização de uma análise linear da estrutura usando dois modelos distintos construídos no programa de cálculo automático adotado. O Modelo 1 consiste no que foi construído com base nos resultados obtidos dos dois ensaios realizados (vibração ambiental e compressão). O Modelo 2 baseia-se no Modelo 1, mas com a incorporação de uma proposta de reabilitação. Esta proposta consiste no melhoramento da estabilidade e desempenho global do edifício através do reforço dos pavimentos. Este reforço consiste na colocação de barrotes de madeira entre as vigas de madeira, existentes em todo o perímetro do edifício, de modo a formar treliças. O objetivo foi comparar os modelos de forma a averiguar a contribuição deste esforço. Assim, na análise linear foram estudadas três combinações de ações distintas: Estado Limite Último, Ação Sísmica no Porto e Ação Sísmica em Sagres. Como o edifício em estudo se localiza no Porto e a atividade sísmica neste local não é intensa, pretendeu-se estudar como é que o edifício se comportaria num local onde atividade sísmica fosse maior, tendo-se escolhido Sagres (Vila do Bispo). Após análise dos resultados obtidos, foi possível constatar que os deslocamentos obtidos para o Modelo 2 foram, em geral, menores do que os obtidos para o Modelo 1. A construção do reforço em treliças aumentou a rigidez dos pavimentos no perímetro do edifício, levando a estrutura a comportasse mais como um bloco; verificou-se assim que as deformadas do Modelo 2 tinham um comportamento mais uniforme do que as do Modelo 1, o que permitiu concluir que o reforço em treliças foi eficaz na melhoria do desempenho global do edifício.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Para complementar o estudo efetuado nesta dissertação às paredes de alvenaria de pedra, propõem-se a realização dos seguintes estudos:

- Nos ensaios de compressão realizados, analisar em profundidade como é que a carga é distribuída nos painéis através da modelação das paredes ensaiadas, visando averiguar qual a influência das condições fronteira;
- Realização de ensaio de corte nas paredes de alvenaria de pedra para complemento dos resultados obtidos e fornecer outros parâmetros mecânicos requeridos em modelações numéricas mais elaboradas;
- Efetuar análises não lineares usando modelos numéricos elaborado em programas adequados para este fim, por exemplo programas baseados em macro-elementos;
- Propor e estudar outras formas diferentes de reabilitação e reforço dos pavimentos com vista a um estudo comparativo em termos estruturais e económicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] J. Appleton, *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*, 2.ª ed., rev. e aumentada ed. Alfragide: Edições Orion, 2011.

[2] F. Magalhães, "Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures," Tese de Doutoramento, FEUP, 2010.

[3] V. Lopes, "Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria," Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.

[4] A. Minhalma, "Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente," Dissertação de Mestrado, FCTUNL, 2015.

[5] R. Brincker, C. Ventura and P. Anderson, "Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition.," apresentado na 19th International Modal Analysis Conference (IMAC), Kissimee, Florida, 2001.

[6] SVS. (2018). *Structural Vibrations Solutions* [Online]. Disponível em: http://www.svibs.com/

[7] MathWorks. (2018). *Matlab* [Online]. Disponível em: https://www.mathworks.com/help/matlab/index.html

[8] N. Instruments, *LabView - User Manual*. Austin, Texas, USA, 2003.

[9] CSI, *CSI - SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc., 2016.

[10] J. Faria and A. Reis, *Tabelas Técnicas* Setúbal: P.O.B., 1993.

[11] C. Almeida, "Paredes de alvenaria do Porto. Tipificação e caraterização experimental.," Tese de Doutoramento, FEUP, 2013.

[12] M. Amorim, "Avaliação Experimental do Comportamento de Paredes de Tabique ao Corte no Plano," Dissertação de Mestrado, FEUP, 2016.

[13] R. Silva, A. Arêde, P. Rocha and C. Almeida., "A novel approach to the in situ compression testing of stone masonry walls," presented at SAHC 2018, Cusco, Peru, 2018.

[14] CEN, *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas* Caparica: IPQ, 2009.

[15] CEN, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais. Pesos Volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.* Caparica: IPQ, 2009.

[16] CEN, *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.* Caparica: IPQ, 2009.

[17] M. Fernandes, *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica*, 2ª ed. vol. 2. Porto: FEUP edições, 2015.

[18] V. Cóias, *Reabilitação estrutural de edifícios antigos : alvenaria, madeira : técnicas pouco intrusivas*. Lisboa: Argumentum, 2007.