INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Reabilitação de edifícios pombalinos

Análise experimental de paredes de frontal

Maria João da Fonseca Teixeira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor José Manuel Noronha da Câmara

Orientador: Professor Doutor João Paulo Janeiro Gomes Ferreira

Co-Orientador: Professor João Augusto da Silva Appleton

Vogal: Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Outubro 2010

Resumo

O principal objectivo deste trabalho consiste na análise do comportamento de paredes de frontal existentes nos edifícios pombalinos. Para uma melhor percepção do tipo de edifícios, são focados diversos assuntos que abrangem os campos necessários à compreensão do enquadramento deste tipo de edifícios. Numa primeira fase é feita uma descrição pormenorizada do tipo da contrução, assim como dos materiais utilizados. De seguida são descritas as principais patologias a que estes edifícios estão sujeitos assim como técnicas de reabilitação e reforço dos mesmos.

A construção pombalina é caracterizada pela existência de uma estrutura tridimensional de madeira, denominada por gaiola que envolve essencialmente as paredes interiores dos edifícios (frontais) a partir do nível do primeiro piso elevado, os pavimentos e frechais, além de uma estrutura mais simples integrada nas paredes exteriores de alvenaria ordinária. O objectivo desta estrutura é o de garantir maior capacidade de deformação e resistência às acções horizontais, de modo a conferir aos edifícios uma adequada resistência sísmica.

O comportamento das paredes de frontal, constituídas por uma estrutura de madeira preenchida com alvenaria ordinária de pedra (por vezes de tijolo maciço), sob a acção de cargas horizontais tem, portanto, uma influência significativa no comportamento sísmico global dos edifícios pombalinos. A determinação e compreensão do comportamento deste tipo de parede é essencial para avaliar o comportamento global dos edifícios, quer no contexto de uma avaliação de segurança estrutural quer no âmbito da realização de projectos de reabilitação. Em particular, torna-se necessário, para modelar correctamente este elemento estrutural, avaliar a contribuição dos elementos que o constituem – a gaiola de madeira e o preenchimento de alvenaria – no seu comportamento global.

Neste contexto, foram ensaiados, sob a acção de uma carga horizontal crescente, até à rotura (e de uma carga vertical constante), seis modelos de parede de frontal. Três dos modelos eram constituídos por uma cruz de Santo André preenchida com alvenaria e três outros não possuíam esse preenchimento. Assim, foi possível avaliar experimentalmente o comportamento de um módulo simples de parede de frontal, determinar a contribuição individual da estrutura de madeira e avaliar a interacção entre ambos os elementos.

Na dissertação são apresentados os resultados obtidos na campanha experimental, as respectivas conclusões, bem como o confronto entre estes e os obtidos numa análise simplificada com um modelo elástico linear.

Palavras-Chave: Reabilitação, Pombalino, Gaiola de madeira, Parede de alvenaria

Abstract

The main purpose of this project was the assessment of the pombalino's frontal walls behavior. In order to have a global vision about these buildings, a wide variety of topics necessary to the comprehension of the overall behavior of this type of construction were mentioned and analysed. At first it was made a detailed description of the Pombaline construction techniques as well as the materials used. In addiction, the main pathologies of these buildings were described as well as their rehabilitation and strengthening techniques.
The Pombalino constrution is caractherized by the three-dimensional wooden structure, known as the 'gaiola' which envolves the interior walls known as 'frontais' and the pavements above the first floor. The role of this structure is to garantee a greater level of deformation and resistance to horizontal actions, in order to confer an accurate seismic resistance to the buildings.
The ´frontal' walls are defined as a wooden structure filled with ordinary stone masonry and under horizontal loads actions they provide the 'pombalino' buildings a significant influence in their global seismic behavior.
The determination and complete understanding of the behavior of these types of walls is essential to assess the buidling's global behavior, in terms of safety assessment as well as in terms of rehabilitation and strengthening design. Particularly, it is necessary to evaluate the elements' (wooden structure and masonry) contribuition and influence in order to correctly design this structural element.

In this context, six 'frontal' walls samples were tested under an increasing horizontal load action (in addiction to a uniform vertical load) up to cracker point. Three of these samples were composed only by the wooden skeleton, known as 'Cruz de Santo André', whereas the other three samples were constituted not only by the wooden skeleton but also filled with masonry pieces. Therefore it was possible to experimentally evaluate the contribution and influence of each part and evaluate the interaction between the two materials.

In this project the results from the experimental campaign and their conclusions were exposed. Finally, a comparison between these results and the results from a linear elastic analysis is presented.

Keywords: Rehabilitation, Pombalino, Wooden gaiola, Masonry wall

Agradecimentos

A realização deste trabalho envolveu grande esforço e dedicação da minha parte por isso agradeço, desde já, a todos os que me apoiaram durante este tempo.

Ao Professor João Ferreira o meu profundo agradecimento pela sua orientação, investimento na minha formação, por ter acreditado em mim e no meu trabalho. Agradeço também a disponibilidade e empenho em todas as questões envolvidas na realização deste trabalho, desde a sua concepção até o acompanhamento do laboratório. Agradeço, por fim, a constante motivação e entusiasmo que me conferiu.

Ao Professor João Appleton pela co-orientação, acompanhamento, esclarecimento de dúvidas, contribuições e partilha de conhecimentos e experiência no desenvolvimento do trabalho.

A todos os membros do Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do DECivil do Instituto Superior Técnico pela disponibilidade, contributo e apoio em todos os ensaios realizados assim como a sua preparação. Em particular agradeço ao Fernando Alves por todos os conselhos, pela forma como me acompanhou no processo de realização e preparação dos ensaios, pelo apoio sobre o funcionamento do equipamento de ensaio e pelo companheirismo oferecido nos longos dias passados no laboratório. Agradeço também ao Fernando Costa e ao Pedro Claro pela disponibilidade e apoio em todas as questões no laboratório.

À Caixa Geral de Depósitos pela bolsa recebida no âmbito do Projecto REABOPRA - Reabilitação do Parque Edificado - Regras para Boas Práticas.

À Alvenobra, pelo fornecimento dos elementos de madeira e da mão de obra, em particular ao carpinteiro Ernesto Gomes pelo tempo dispendido. Agradeço à Edifer pelo fornecimento de materiais e colaboração na realização das paredes de alvenaria através do contacto do Engº. João Gilberto Alcântara e Engº. Joaquim Dias Branco. Em particular agradeço ao Engº. André Martins e aos seus colaboradores pela disponibilidade e prontidão prestada.

Às minhas amigas Carolina Albuquerque, Mafalda Cavaleiro, Mariana Cavaleiro, e Vanessa Nunes por todo o apoio, compreensão e paciência durante este período. Obrigada por todo o incentivo e por me animarem nos dias mais difíceis. Agradeço por isto e também pela ajuda nos desenhos 3D a Margarida Barbosa.

Aos meus amigos e colegas da faculdade que juntos partilhamos os anos de faculdade que foram cheios de alegria e companheirismo. Obrigada por todo o apoio, acompanhamento, partilha de conhecimento e amizade contínua. Agradeço ao meu pai por todas as orientações, conversas, esclarecimentos e pelo fornecimento de um local de estudo calmo, que se tornou na nossa casa de estudo durante os últimos anos de curso.

Por fim agradeço a toda a minha família, em particular aos meus pais e irmãos por todo o apoio incondicional e pela compreensão constante da minha ausência inevitável.

Índice

1 Introdução.....I.1

1.1 Considerações gerais.....I.1

1.2 Objectivos e metodologia.....I.1

1.3 Organização do trabalho.....I.2.

2 Descrição dos edifícios pombalinos.....II.1

2.1 Enquadramento histórico.....II.1

2.2 Características arquitectónicas dos edifícios pombalinos.....II.4

2.3 Características estruturais e sistemas construtivos dos edifícios pombalinos.....II.6

2.3.1 Fundações.....II.7

2.3.2 Paredes.....II.8

2.3.3 Pavimentos.....II.16

2.3.4 Escadas.....II.20

2.3.5 Vãos.....II.21

2.3.6 Cobertura.....II.21

2.4 Materiais de construção.....II.25

2.4.1 Alvenaria.....II.25

2.4.2 Madeira.....II.25

2.4.3 Ferro.....II.26

2.4.4 Ligações.....II.27

3 Patologias nos edifícios pombalinos.....III.1

3.1 Introdução.....III.1

3.2 Patologias associadas à concepção e construção.....III.3

3.3 Patologias resultantes das opções de exploração e utilização.....III.3

3.4 Patologias em fundações.....III.5

3.5 Patologias em paredes resistentes.....III.6

3.5.1 Paredes de alvenaria.....III.6

3.5.2 Paredes de frontal e tabique.....III.8

3.6 Patologias em pavimentos.....III.11

3.7 Patologias em coberturas.....III.12

4 Reabilitação de edifícios pombalinos.....IV.1

4.1 Introdução.....IV.1

4.2 Levantamento e diagnóstico IV.2
4.3 O caso dos edifícios pombalinos IV.4
4.3.1 Segurança estrutural da Baixa Pombalina actual IV.4
4.3.2 Mecanismos de colapso de edifícios devido a sismos IV.6
4.4 O projecto de reabilitação IV.7
4.5 Reabilitação e reforço de fundações IV.8
4.6 Reabilitação e reforço da superstrutura IV.13
4.6.1 Componentes de alvenaria IV.13
4.6.2 Componentes de madeira IV.20
4.6.3 Melhoria do comportamento global da estrutura IV.24
5 Campanha experimental V.1
5.1 Introdução V.1
5.2 Programa experimental V.1
5.3 Modelos ensaiados V.3
5.4 Montagem dos ensaios e instrumentação V.7
5.5 Procedimento de ensaio V.11
5.6 Resultados dos ensaios V.12
5.6.1 GM1 (29 Setembro 2009) V.13
5.6.2 GM2 (2 Outubro 2009) V.15
5.6.3 GM3 (8 Outubro 2009) V.16
5.6.4 PA1 (23 Setembro 2009) V.18
5.6.5 PA2 (30 Setembro 2009) V.20
5.6.6 PA3 (6 Outubro 2009) V.22
5.6.7 Provetes de madeira V.25
5.7 Análise de Resultados V.29
5.7.1 Gaiolas de madeira e paredes de alvenaria V.29
5.7.2 Provetes de madeira V.33
6 Modelação de um elemento de Cruz de Santo André VI.1
6.1 Introdução VI.1
6.2 Hipóteses adoptadas na modelação VI.1
6.3 Modelação de um elemento de frontal VI.2

6.3.1 Discretização das barras de madeira..... VI.4
6.3.2 Discretização da malha de alvenaria VI.10
6.4 Cálculo de esforços VI.14
6.4.1 Gaiolas de madeira VI.15
6.4.2 Paredes de alvenaria VI.20
6.5 Conclusões VI.25
7 Considerações finais..... VII.1
7.1 Conclusões VII.1
7.2 Desenvolvimentos futuros..... VII.3
8 Bibliografia..... VIII.1

Índice de Figuras

Figura 1 - Planta nº1 da autoria de P. Gaulter da Fonseca e F. Pinheiro da Cunha [FRANÇA, 1987].....II.2
Figura 2 - Planta nº2 da autoria de E.S. Poppe e J.D. Poppe [FRANÇA, 1987] II.2
Figura 3 - Planta nº 3 da autoria de Eugénio dos Santos e A.C. Andreas [FRANÇA, 1987].....II2
Figura 4 - Planta nº4 da autoria de Gualter da Fonseca [FRANÇA, 1987].....II.3
Figura 5 - Planta nº5 da autoria de Eugénio dos Santos (planta escolhida) [FRANÇA, 1987].....II.3
Figura 6 - Planta nº6 da autoria de E.S. Poppe [FRANÇA, 1987].....II.3
Figura 7 - Alçado de uma rua principal, da autoria de Eugénio dos Santos [FRANÇA, 1987].....II.4
Figura 8 - Desenhos de um edifício do início da reconstrução - Rua de S. Julião, nº110. Adaptado de [MASCARENHAS, 2004] II.5
Figura 9 - Arcos e estacaria de fundação [SILVA, 2007].....II.7
Figura 10 - Estacas de fundação [SILVA, 2007] II.7
Figura 11 - Estrutura interior de madeira com dispositivos de ligação A e B – ferrolhos de ligação às cantarias e às paredes de alvenaria; C – 'mão'. [SILVA, 2007] adaptado II.9
Figura 12 - Estrutura de madeira de um andar incluindo frontais e tabiques [APPLETON, 2003] II.9
Figura 13 - Parede de frontal, cruz de Stº. André [AP].....II.10
Figura 14 - Parede de frontal com falta de algumas partes de alvenaria [APPLETON 9, 2008].....II.10
Figura 15 - Frontal à Francesa [COSTA 26, 1971].....II.11
Figura 16 - Frontal à galega [COSTA 26, 1971].....II.11
Figura 17 - Esquema de frontal tecido [MIRA, 2007].....II.11
Figura 18 Parede interior de edifício pré-pombalino [APPLETON 9, 2008].....II.12
Figura 19 - Frontal tecido do séc.XVIII, pós 1755 [APPLETON 9, 2008] II.12
Figura 20 - Exemplos de tipos de frontais existentes em edifícios pombalinos. Adaptado de [SILVA, 2007] II.13
Figura 21 - Tabique simples - Alçado e corte [COSTA 26, 1971] II.14
Figura 22 - Portal de tabique aliviado [COSTA 26, 1971].....II.14
Figura 23 - Tabique de prancha ao alto [APPLETON 9, 2008].....II.15
Figura 24 - Tabique pombalino, com extracção do revestimento [PENA, 2008] II.15
Figura 25 - Parede emboçada, rebocada, esboçada e estucada II.15
Figura 26- Parede revestida de azulejos [COSTA 26, 1971].....II.16
Figura 27 - Parede com lambris de madeira [COSTA 26, 1971].....II.16
Figura 28 - Esquema representativo de abóbadas de aresta apoiadas em pilares [APPLETON, 2003].....II.16
Figura 29 - Tecto do rés-do-chão composto por arcos e abóbadas [SILVA, 2007] II.16
Figura 30 - Estrutura do rés-do-chão, constituída por abóbadas e arcos e estrutura superior de madeira [SILVA, 2007] II.17
Figura 31 - Pavimento com vigamentos de madeira [APPLETON 9, 2008] II.18
Figura 32 - Pavimento característico tarugado [APPLETON 9, 2008] II.18
Figura 33 - Assentamento de vigas em frechais [COSTA 7, 1971].....II.18
Figura 34 - Tarugamento de viga. A-vista geral, B-vista superior, C-corte da viga pelo entalhe, D-entalhe e E-topo do tarugo pronto a entrar nos entalhes. [COSTA 7, 1971] II.19

Figura 35 - Soalho à portuguesa [APPLETON, 2003] II.19
Figura 36 – A - Soalho à inglesa e B - Perfis de tábuas de soalho à inglesa [COSTA 7, 1971] II.19
Figura 37 - Tecto fasquiado, rebocado, esboçado e estucado (corte transversal - esquerda e corte longitudinal - direita) [COSTA 12, 1971] II.20
Figura 38 - Esquema de tecto em 'camisa e saia', B - vista em planta e C - Corte [COSTA 12, 1971] II.20
Figura 39 - Tecto em 'camisa e saia' [APPLETON, 2003] II.20
Figura 40 - Lance de escadas em madeira [PENA, 2008] II.21
Figura 41 - Imagem da estrutura da escada inserida na gaiola [SILVA, 2007] II.21
Figura 42 - Cabeceiras [SILVA, 2007] II.21
Figura 43 - Esquema de uma asna simples [COSTA 1, 1971] II.22
Figura 44 - Esquema de asna de mansarda vulgar [COSTA 2, 1971] II.22
Figura 45 - Diversas ferragens das asnas [COSTA 1, 1971] II.23
Figura 46 - Diversas samblagens das asnas [COSTA 1, 1971] II.23
Figura 47 - Frechais, contra-frechais e fileiras [COSTA 1, 1971] II.24
Figura 48 - Pregos utilizados na construção pombalina [SEGURADO] II.27
Figura 49 - Respiga e mecha [SEGURADO] II.27
Figura 50 - Malhete em junção a topo II.28
Figura 51- Malhete à meia-madeira II.28
Figura 52 - Junção de duas peças a meia-madeira [SEGURADO] II.28
Figura 53 – Diagrama com os principais tipos de causas causadoras de patologias III.2
Figura 54 - Diagrama de ocorrências de anomalias [SILVA, 2007] III.2
Figura 55 - Acrescento de pisos [SILVA, 2007] III.4
Figura 56 - Remoção de pilares ao nível do rés-do-chão [LOPES e MONTEIRO, 2008] III.4
Figura 57 - Interrupção da estrutura resistente de madeira para passagem de tubagens [LOPES e MONTEIRO, 2008] III.5
Figura 58 - Desalinhamento das cantarias devido a cedência da fundação [SILVA, 2007] III.6
Figura 59 - Fendas nos pontos fracos da alvenaria [APPLETON, 2003] III.7
Figura 60 - Fenda inclinada em parede de alvenaria [SILVA, 2007] III.7
Figura 61 - Desagregação da alvenaria associada a fendilhação e destruição do reboco [APPLETON, 2003] III.8
Figura 62 - Possíveis fontes de humidades em habitações [LNEC, 2006] III.9
Figura 63 - Apodrecimento de elementos de madeira devido ao ataque por fungos [APPLETON, 2003] III.10
Figura 64 - Degradação de elementos do frontal por rotura da rede de água [APPLETON, 2003] III.10
Figura 65 - Vigamento de pavimento em madeira atacada por caruncho [LNEC, 2006] III.10
Figura 66 - Parede de frontal com falta de alguns elementos de madeira provavelmente por podridão desta [PENA, 2008] III.10
Figura 67 - Podridão promovida por humidade em excesso em elementos de madeira do pavimento [SILVA, 2007] III.11
Figura 68 - Pavimento com deformação excessiva devido a apodrecimento de vigas [LNEC, 2006] III.11

Figura 69 - Soalho e vigamentos apodrecidos depois de intervenção numa casa de banho [APPLETON, 2003] III.12
Figura 70 - Deformação excessiva das abóbadas [SILVA, 2007] III.12
Figura 71 - Fendas em abóbadas devido a abatimento da fundação [SILVA, 2007] III.12
Figura 72 - Fluxograma de uma intervenção de reabilitação [SILVA, 2007] IV.4
Figura 73 - Esquema da operação de injecção de calda [SILVA, 2007] IV.10
Figura 74 – Injecção do tubo machete [SILVA, 2007] IV.10
Figura 75 - Aspecto da operação [SILVA, 2007] IV.10
Figura 76 - Confinamento e alargamento de fundação [APPLETON, 2003] IV.11
Figura 77 - Alargamento de fundação com dispositivo de transferência de carga [SILVA, 2007] IV.11
Figura 78 Recalçamento de fundação, em duas fases [APPLETON, 2003] IV.11
Figura 79 - Esquema informatizado de micro estacas num edifício de gaveto [SILVA, 2007] IV.12
Figura 80 - Esquema geral de micro estacas em grupo [SILVA, 2007] IV.12
Figura 81 - Furação com trado [APPLETON, 2003] IV.13
Figura 82 - Execução de micro estacas [SILVA, 2007] IV.13
Figura 83 – Reboco armado com rede metálica [APPLETON, 2009] IV.15
Figura 84 - Esquema de reboco armado [SILVA, 2007] IV.15
Figura 85 - Esquema representativo da aplicação de rede de polipropileno [SILVA, 2007] IV.16
Figura 86 - Reforço de nembos com rede de polipropileno [SILVA, 2007] IV.16
Figura 87 - Gateamento em parede de alvenaria [APPLETON, 2003] IV.16
Figura 88 - Parede de alvenaria reforçada localmente com pregagens tradicionais [SILVA, 2007] IV.17
Figura 89 - Connnector mecânico [SILVA, 2007] IV.17
Figura 90 - Connector dotado de manga injectável [SILVA, 2007] IV.17
Figura 91 - Tirantes passivos não aderentes [SILVA, 2007] IV.18
Figura 92 - Ancoragem de um tirante tradicional [SILVA, 2007] IV.18
Figura 93 - Tirante passivo no interior [SILVA, 2007] IV.18
Figura 94 - Aplicação de tirantes pelo interior [APPLETON, 2003] IV.18
Figura 95 - Aplicação de tirantes ancorados pelo exterior [APPLETON, 2003] IV.18
Figura 96 - Aplicação de material compósito (FRP) a parede de alvenaria [SILVA, 2007] IV19
Figura 97 - Conjugação de confinamento transversal com reforço à flexão com faixas de FRP [SILVA, 2007] IV.19
Figura 98 - Execução de prótese de madeira, em vigamento [SILVA, 2007] IV.21
Figura 99 - Substituição e reforço de nó de gaiola [APPLETON, 2003] IV.21
Figura 100 - Reforço de nós em frontal com rede de material compósito [SILVA, 2007] IV.21
Figura 101 - Solução de reabilitação estrutural de frontal pombalino [APPLETON 9, 2008] IV.22
Figura 102 - Esquema de reparação por aplicação de emplames [BRITO, 2004] IV.22
Figura 103 - Aplicação de parafusos em fenda [BRITO, 2004] IV.22
Figura 104 - Exemplos de reforço com elementos idênticos aos originais [SILVA, 2007] IV.23
Figura 105 - Exemplos de reforço com elementos metálicos [SILVA, 2007] IV.23
Figura 106 - Reforço de pavimento por meio de chapas metálicas [ALCÂNTARA, 2009] IV.24

Figura 107 - Aproveitamento de frontais [ALCÂNTARA, 2009] IV.24
Figura 108 - Esquemas de tirantes [SILVA, 2007] IV.25
Figura 109 - Reforço da ligação de parede de alvenaria ao frontal com recurso a ancoragens e chapas metálicas [SILVA, 2007] IV.25
Figura 110 - Ferrolho de substituição [APPLETON, 2003] IV.26
Figura 111- Reforço da ligação com inserção de elementos metálicos [SILVA, 2007] IV.26
Figura 112 – Vista 3D da estrutura ensaiada V.1
Figura 113 - Gaiola de madeira [AP] V.2
Figura 114 - Parede de alvenaria [AP] V.2
Figura 115 - Nomenclatura e geometria dos elementos (dimensões em metros) V.2
Figura 116 - Modelo 3D onde se apresentam as samblagens meia-madeira entre prumos e travessas V.3
Figura 117 - Vista geral do laboratório na montagem das gaiolas [AP] V.4
Figura 118 - Folgas existentes na gaiola [AP] V.4
Figura 119 - Serra eléctrica para fabrico de palmetas [AP] V.4
Figura 120 - Folga colmatada com palmeta [AP] V.4
Figura 121 - Cravos de ferro forjado [AP] V.5
Figura 122 - Ligação das diagonais com cravo de 12 cm [AP] V.5
Figura 123 - Cravo de 8 cm na ligação prumo/travessa e de 12 cm na diagonal/montante [AP] V.5
Figura 124 - Processo de cravação [AP] V.5
Figura 125 - Cravos deformados [AP] V.5
Figura 126 - Construção da alvenaria [AP] V.6
Figura 127 - Colocação de pregos na madeira [AP] V.6
Figura 128 - Preparação da argamassa [AP] V.6
Figura 129 - Tijolo e telha [AP] V.6
Figura 130 - Cal aérea [AP] V.7
Figura 131 - Cimento Portland [AP] V.7
Figura 132 - Equipamento de ensaio [AP] V.7
Figura 133 - Esquema do equipamento fixo utilizado V.8
Figura 134 - Estrutura constituída pela parede reacção e viga metálica, sem apoios [AP] V.8
Figura 135 - Chapas metálicas para a construção dos apoios [AP] V.8
Figura 136 - Apoio para prumos [AP] V.9
Figura 137 - Chapas metálicas com parafusos [AP] V.9
Figura 138 - Pórtico colocado no local de ensaio [AP] V.9
Figura 139 - Pormenor da parte superior da estrutura [AP] V.9
Figura 140 - Macaco hidráulico e ligação com a chapa [AP] V.10
Figura 141 - Pormenor de peças metálicas de apoio [AP] V.10
Figura 142 - Esquema da instrumentação utilizada V.10
Figura 143 - Extensómetro com fios soldados V.11
Figura 144 - Vista de extensómetros V.11
Figura 145 - Caixas de transmissão de dados V.11

Figura 146 - Transdutores de deslocamentos V.11
Figura 147 - Deflectómetros superior (d1) e intermédio (d2) V.11
Figura 148 - Deflectómetro inferior (d3) V.11
Figura 149 - Nomenclatura dos elementos V.12
Figura 150 - Gaiola de madeira 1 antes de ensaio V.13
Figura 151 - Gaiola de madeira 1 após ensaio (A, B, C e D) V.13
Figura 152 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 1 ..... V.14
Figura 153 - Gaiola de madeira 2 antes de ensaio V.15
Figura 154 – Gaiola de madeira 2 durante e após o ensaio (A, B, C e D) V.15
Figura 155 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 2 ..... V.16
Figura 156 - Gaiola de madeira 3 antes de ensaio V.17
Figura 157 - Gaiola de madeira 3 durante e após ensaio (A, B, C e D) V.17
Figura 158 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 3 ..... V.18
Figura 159 - Parede de alvenaria 1 antes de ensaio V.19
Figura 160 - Parede de alvenaria 1 durante e após ensaio (A, B, C e D) V.19
Figura 161 - Diagrama força/deslocamentos para a parede de alvenaria 1 ..... V.20
Figura 162 - Parede de alvenaria 2 antes de ensaio V.21
Figura 163 - Parede de alvenaria 2 durante e após ensaio (A, B, C e D) V.21
Figura 164 - Diagrama força/deslocamentos para a parede de alvenaria 2 ..... V.22
Figura 165 - Parede de alvenaria 3 antes de ensaio V.23
Figura 166 - Rotura do prumo na ligação traccionada [AP] V.23
Figura 167 - Reparação da ligação [AP] V.23
Figura 168 - Parede de alvenaria 3 em ensaio depois do nó de ligação ter sido reforçado (A, B, C e D) .. V.24
Figura 169 - Diagrama força/deslocamento superior para a parede de alvenaria 2 ..... V.25
Figura 170 – Geometria do provete adoptado (m) V.25
Figura 171 - Esquema geral de ensaio [AP] V.26
Figura 172 - Extensómetros superiores, vista superior [AP] V.26
Figura 173 - Extensómetros inferiores e deflectómetro, vista inferior [AP] V.26
Figura 174 - Ensaio do provete M1 ..... V.27
Figura 175 - Rotura do provete M1 ..... V.27
Figura 176 - Provete M2 durante o ensaio [AP] V.27
Figura 177 - Rotura do provete M2 ..... V.27
Figura 178 - Ensaio do provete M3 ..... V.28
Figura 179 - Modo de rotura do provete M3 ..... V.28
Figura 180 – Diagrama força/delocamento para os três provetes ensaiados V.28
Figura 181 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das gaiolas de madeira V.29
Figura 182 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das gaiolas de madeira V.30
Figura 183 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das paredes de alvenaria V.31
Figura 184 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das paredes de alvenaria V.31
Figura 185 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo de todos os elementos ensaiados V.32

Figura 186 – Regressão linear da curva de M1 ..... V.34
Figura 187 – Regressão linear da curva de M2 ..... V.34
Figura 188 – Regressão linear da curva de M3 ..... V.35
Figura 189 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M1 ..... V.36
Figura 190 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M2 ..... V.37
Figura 191 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M3 ..... V.37
Figura 192 Geometria utilizada na modelação (dimensões em metros) VI.2
Figura 193 Resumo das propriedades da madeira utilizadas no modelo VI.4
Figura 194 - Modelo com barras com ligações rígidas VI.5
Figura 195 - Deformada VI.5
Figura 196 - Modelo com diagonais rotuladas VI.5
Figura 197 - Deformada VI.5
Figura 198 - Modelo com todos nós rotulados VI.6
Figura 199 - Deformada VI.6
Figura 200 - Modelo com diagonais articulas e com metade de E VI.6
Figura 201 - Deformada VI.6
Figura 202 - Modelo sem diagonal traccionada VI.7
Figura 203 - Deformada VI.7
Figura 204 - Modelo diagonais articuladas com metade de E e apoios fixos VI.7
Figura 205 - Deformada VI.7
Figura 206 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das gaiolas de madeira ensaiadas e modelo numérico VI.9
Figura 207 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das gaiolas de madeira ensaiadas e modelo numérico VI.9
Figura 208 - Propriedades do material Alvenaria VI.11
Figura 209 - Parede de alvenaria com malha quadrangular VI.11
Figura 210 – Deformada VI.11
Figura 211 - Parede de alvenaria (elementos quadrangulares + triangulares) VI.12
Figura 212 – Deformada VI.12
Figura 213 – Tensões S11 nos vários modelos (KPa) VI.12
Figura 214 - Tensões S22 nos vários modelos (KPa) VI.13
Figura 215 – Gráfico força/deslocamento superior relativo das paredes de alvenaria ensaiadas e modelo numérico VI.13
Figura 216 – Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das paredes de alvenaria ensaiadas e modelo numérico VI.14
Figura 217 - Decomposição da extensão (normal+momento) VI.15
Figura 218 - Diagramas de esforço normal GM (KN) VI.16

Figura 219 - Diagramas de momentos flectores GM VI.16
Figura 220 - Orientação das barras dos modelos de GM VI.17
Figura 221 – Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM1 ..... VI.17
Figura 222 – Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM1 ..... VI.18
Figura 223 – Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM2 ..... VI.18
Figura 224 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM2 ..... VI.19
Figura 225 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM3 ..... VI.19
Figura 226 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM3 ..... VI.20
Figura 227 - Diagramas de esforço normal PA (KN) VI.21
Figura 228 – Diagramas de momentos flectores PA (KNm) VI.22
Figura 229 - Orientação das barras para os modelos de parede de alvenaria VI.22
Figura 230 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA1 ..... VI.22
Figura 231 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA1 ..... VI.23
Figura 232 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA2 ..... VI.23
Figura 233 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA2 ..... VI.24
Figura 234 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA3 ..... VI.24
Figura 235 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA3 ..... VI.25

Índice de tabelas

Tabela 1 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura..... V.13
Tabela 2 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura..... V.15
Tabela 3 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura..... V.17
Tabela 4 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura..... V.19
Tabela 5 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura..... V.21
Tabela 6 - Geometrias, sendo e - espessura da parede, c - comprimento e l - largura..... V.23
Tabela 7 - Resumo das forças de rotura dos provetes de madeira V.28
Tabela 8 - Resumo dos modos de rotura das GM V.30
Tabela 9 - Resumo dos modos de rotura das PA V.31
Tabela 10 - Resumo dos modos, forças de rotura, deslocamentos superiores relativos e respectivas rigidezes, de todos os elementos ensaiados V.32
Tabela 11 - Valores do módulo de elasticidade global (GPa), segundo norma [EN 408, 2003]..... V.35
Tabela 12 - Valores do módulo de elasticidade local (GPa), segundo Resistência de Materiais..... V.37
Tabela 13 - Resumo dos resultados para o módulo de elasticidade (GPa) V.38
Tabela 14 - Dimensões da secção transversal dos elementos de madeira VI.2
Tabela 15 - Resumo das forças aplicadas nos modelos VI.4
Tabela 16 - Resumo dos resultados dos modelos de GM..... VI.8

1 Introdução

1.1 Considerações gerais

Hoje em dia assiste-se a uma tomada de consciência, por parte dos cidadãos, do valor cultural, arquitectónico e urbanístico dos centros históricos das cidades. Surge assim, da parte dos projectistas e construtores, uma crescente preocupação com a qualidade, quer na concepção, quer na construção, na intervenção sobre estes espaços.

A construção pombalina, mais concretamente a gaiola pombalina, é conhecida pelo seu engenho e pela sua adaptabilidade a movimentos devido à sua elasticidade, conferindo resistência ao conjunto [FRANÇA, 1987]. A descrição técnica da gaiola é muito simples: a sua estrutura é formada por uma malha ortogonal de frontais, por vigamentos de piso, por frechais e contra-frechais, juntamente com uma estrutura colocada do lado exterior que liga às paredes exteriores de alvenaria por peças de madeira (mãos). A complexidade desta estrutura é responsável pelo travamento que é a chave do bom funcionamento sísmico destes edifícios [APPLETON 9, 2008]. Os frontais pombalinos, mais concretamente, são constituídos por elementos de madeira verticais (prumos), horizontais (travessas) e diagonais (escoras) que se cruzam formando elementos de Cruz de Santo André cujos espaços são preenchidos por alvenaria.
Os frontais, que se encontram acima do primeiro piso, nas duas direcções, desempenham uma função estrutural muito importante no comportamento da gaiola, quer para a absorção de parte da carga vertical, quer para o travamento geral da estrutura. Estas características são conferidas, em parte, pela boa ligação das paredes aos pavimentos, cobertura e paredes de fachada. De facto, estas conexões são muito importantes dado que formam os constrangimentos que limitam as deformações e as tensões nos diversos elementos estruturais que compõem a construção [COSTA, 2008].

1.2 Objectivos e metodologia

Com a concretização desta dissertação pretende-se, em primeiro lugar, fornecer algumas orientações para o projecto, preparação e execução de intervenções de reabilitação do património habitacional em termos estruturais e construtivos, concretamente nos edifícios pombalinos. Assim, foi realizado um estudo sobre a estrutura dos edifícios pombalinos, as principais patologias a que estão sujeitos e algumas formas de reabilitação.
O bom comportamento, face a acções sísmicas, dos edifícios pombalinos é devido ao contributo da complexa estrutura da gaiola existente. A grande motivação para a realização desta dissertação foi tentar compreender e estudar o comportamento dos frontais existentes na gaiola pois é essencial para avaliar o comportamento global dos edifícios, quer no contexto de uma avaliação de segurança estrutural, quer no âmbito da realização de projectos de reabilitação e/ou reforço. Assim, pensou-se para esta dissertação a realização de uma campanha experimental que ajudasse nessa compreensão. Devido à grande complexidade da estrutura pombalina e dos variados factores que estão em jogo e, de maneira a simplificar

e a começar esta campanha de estudo, decidiu-se que os ensaios a realizar iriam abordar os elementos mais simples pertencentes à gaiola pombalina, ou seja, um elemento de cruz de Santo André. Este elemento é composto por uma estrutura fechada de madeira composta por dois prumos, duas travessas e duas diagonais, que se encontram interligados. Os espaços existentes entre estes elementos encontram-se preenchidos com alvenaria. Acredita-se que, começando este estudo com elemento simples, o trabalho possa ser um ponto de partida para um estudo mais global e mais complexo desta matéria.

Neste contexto, pretende-se analisar o comportamento desta estrutura sob a acção de uma carga horizontal aplicada progressivamente até à rotura conjugada com uma carga vertical constante que pretende simular o peso existente acima deste elemento. Neste sentido foram ensaiados 3 módulos constituídos por uma cruz de Santo André em madeira simples (sem alvenaria) denominada 'gaiola de madeira' e 3 módulos preenchidos com alvenaria denominados 'parede de alvenaria'. Com esta diferenciação pretende-se avaliar a contribuição dos seus elementos constituintes – madeira e alvenaria – para o comportamento global.
Seguidamente, desenvolveu-se um modelo numérico, neste caso, um modelo elástico linear, para tentar reproduzir o comportamento estrutural aferido experimentalmente. Com este trabalho pensa-se auxiliar na definição de um programa de investigação mais extenso visando a avaliação experimental e a modelação numérica de paredes de frontal com vista à análise e reforço sísmico de edifícios pombalinos.

1.3 Organização do trabalho

A introdução, desenvolvimento teórico, desenvolvimento experimental, análise de resultados, modelação e conclusões do presente trabalho encontram-se distribuídos em sete capítulos.
No segundo capítulo é realizada a descrição dos edifícios pombalinos. Neste capítulo é feita uma introdução histórica, para contextualizar a época pombalina, e, de seguida, são descritas as características arquitectónicas e estruturais dos edifícios pombalinos, fazendo uma diferenciação de cada tipo de elemento. Ainda no capítulo dois são mencionados os sistemas construtivos utilizados nos edifícios pombalinos, não só da época de reconstrução da Baixa pombalina, mas como noutras partes da cidade de Lisboa e em Vila Real de Santo António, entre outros.
No terceiro capítulo, é feito um levantamento das patologias mais comuns encontradas neste tipo de edifícios, explicando as suas possíveis causas e consequências. Adoptou-se uma divisão da análise das patologias associadas à concepção e construção e as resultantes das opções de exploração e utilização. Seguidamente, foram descritas, de uma maneira simples e não exaustiva, as patologias em cada elemento pertencente à estrutura.
O quarto capítulo trata da reabilitação de edifícios. Assim, em primeiro lugar, são mencionados alguns objectos de estudo necessários para a realização de um projecto de reabilitação, tais como o levantamento, diagnóstico e decisão de intervenção. De seguida refere-se o caso dos edifícios pombalinos onde se menciona o risco actual a que estão sujeitos e os mecanismos de colapso que podem sofrer devido a acções sísmicas. Por fim, é feito um levantamento das soluções técnicas mais utilizadas em obras de reabilitação e reforço dos edifícios pombalinos.

No quinto capítulo, é descrita toda a campanha experimental realizada no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do DECivil do Instituto Superior Técnico. É descrito o objecto da campanha experimental, ou seja, toda a construção envolvida nas gaiolas de madeira e paredes de alvenaria. Foram também referidos os materiais escolhidos, o tipo de ligações utilizadas, instrumentação e toda a montagem da estrutura em laboratório necessária para a realização dos ensaios. Posteriormente, são relatados todos os ensaios realizados quer para as paredes de alvenaria e gaiolas de madeira, quer para as vigas de madeira. Por fim, são apresentados e analisados todos os resultados. Toda a descrição dos processos envolvidos para a realização dos ensaios foi acompanhada de um detalhado levantamento fotográfico que se inclui no texto, para melhor percepção.

No capítulo seis apresenta-se a modelação numérica dos elementos ensaiados experimentalmente incluindo as hipóteses adoptadas na sua modelação. Por fim, foram confrontados os resultados experimentais com os numéricos, quer em termos de resistência e deslocamentos obtidos, quer em termos de esforços.

No sétimo e último capítulo apresentam-se as conclusões do trabalho e referem-se possíveis desenvolvimentos futuros na área.

2 Descrição dos edifícios pombalinos

2.1 Enquadramento histórico

Na manhã de 1 de Novembro de 1755, Lisboa foi sacudida por um terramoto de extrema intensidade que teve um impacto de dimensão nunca antes pensada, apesar dos terramotos que a cidade sofrera no século XVI. A cidade ficou devastada, não apenas devido ao sismo mas também aos incêndios que se seguiram e que tiveram a duração de vários dias.

Dois terços das ruas ficaram destruídas e apenas três mil casas das vinte mil existentes não foram gravemente afectadas após o incêndio. Das quarenta igrejas paroquiais, trinta e cinco desmoronaram-se, arderam, ou ficaram em ruínas, apenas onze conventos dos sessenta e cinco existentes ficaram habitáveis, embora com danos, nenhum dos seis hospitais escapou ao fogo e trinta e três residências das principais famílias da corte ficaram destruídas [FRANÇA, 1989]. Perderam a vida dez mil habitantes. Rapidamente, nos dias seguintes, a ordem começou a voltar à cidade com ofertas de cortes estrangeiras, com a preocupação com a saúde dos que ficaram sem protecção e com o controlo da entrada de mantimentos na cidade. O ministro Sebastião José de Carvalho e Mello (o futuro Marquês de Pombal) começou a ponderar no futuro da cidade e tomou algumas providências imediatas como a limpeza das ruas, a drenagem das águas, a medição e tombo das praças, ruas, casas e edifícios públicos. Pretendia-se que a reconstrução da cidade não acontecesse de forma ilegal e desorganizada, movida pela situação de urgência, de maneira a não ficar semelhante à cidade antiga. Assim, a **30 de Dezembro** foi publicado um Decreto de Lei que explicava que os planos para a nova cidade iriam ser apresentados, em breve [FRANÇA, 1989].

Entretanto, através do Regedor das Justiças, o Marquês de Pombal recebia em 4 de Dezembro de 1755 a primeira parte dum longo memorial, ou «dissertação», em que o general Manuel da Maia, engenheiro-mor do Reino, apresentava e analisava várias hipóteses da reconstrução de Lisboa. Este documento, mostrava não só a grande dedicação e interesse da parte do ministro no plano de reconstrução da cidade, mas também a rapidez e eficiência na sua resposta à grande catástrofe [FRANÇA, 1989].

Numa primeira fase da dissertação, o engenheiro-mor Manuel da Maia, previu cinco hipóteses urbanísticas, cada uma acompanhada de modelos arquitectónicos. As ideias de Manuel da Maia eram muito distintas, entre elas: reedificar a cidade segundo os padrões antigos, alargando apenas as ruas; arrasar os restos da cidade na zona mais destruída e urbanizá-la com liberdade; ou ainda a construção de uma nova cidade na zona de Alcântara e Pedrouços, abandonando a cidade destruída. Várias questões tiveram que ser postas nas hipóteses pensadas como a repartição das propriedades sinistradas, a construção em altura, a remoção do entulho, as desigualdades entre as habitações existentes e novas e a justiça com a repartição dos novos imóveis.

Na segunda parte da dissertação foi escolhida a hipótese de reedificação integral de parte da baixa de Lisboa, bem como a implantação do novo palácio real na plataforma que hoje é conhecida como Campo de Ourique [ROSSA, 2004]. Manuel da Maia fala, então, numa «*planta nova com as ruas livremente desenhadas*», prevendo para cada uma dessas ruas «*a mesma simetria em portas, janelas e alturas*», conforme os desenhos que o arquitecto do Senado da cidade, o capitão Eugénio dos Santos e Carvalho forneceria [FRANÇA, 1989].

A terceira parte da dissertação, de Março de 1756, consistiu em várias hipóteses desenhadas para a reconstrução da cidade baixa. Para este trabalho foram destacados o capitão Eugénio dos Santos, anteriormente mencionado, e o tenente-coronel Carlos Mardel, sendo ambos engenheiros de profissão. Juntamente com eles, trabalharam mais cinco engenheiros militares, que se distribuíram em equipas e realizaram os 6 desenhos-tipo de reconstrução da baixa da cidade. Cada equipa tinha um conjunto de objectivos a cumprir atribuídos por Manuel da Maia que consistiam na realização de 3 plantas onde se teria que respeitar a localização anterior das igrejas paroquiais.

As propostas realizadas tinham os aspectos das ruas e da Praça do Comércio definidos, bem como o sistema de drenagem de esgotos [ROSSA, 2004]. Estas propostas variavam na maneira de unir as áreas das duas praças principais, de uma maneira racional. Umas respeitam as linhas originais e a estrutura da cidade antiga, impondo disciplina ao labirinto existente, respeitando ou não as ruas largas, já existentes, outras foram pensadas criando malhas totalmente novas. Do plano 1 (Figura 1) para os planos 2 (Figura 2) e 3 (Figura 3) nota-se uma progressão na medida em que as ruas adquirem uma definição mais nítida nas duas direcções, uma malha regular com alguns quarteirões rectangulares e uma circulação ininterrupta entre as praças tradicionais. Nos projectos 1 e 2 a praça do Terreiro do Paço conserva o seu aspecto antigo, o que se modifica nos seguintes projectos, onde ganha independência urbana [FRANÇA, 1987].

Figura 1 - Planta nº1 da autoria de P. Gaulter da Fonseca e F. Pinheiro da Cunha [FRANÇA, 1987]

Figura 2 - Planta nº2 da autoria de E.S. Poppe e J.D. Poppe [FRANÇA, 1987]

Figura 3 - Planta nº 3 da autoria de Eugénio dos Santos e A.C. Andreas [FRANÇA, 1987]

Os três seguintes planos (4, 5 e 6) apresentam já uma malha estrita na qual as ruas verticais (S-N) se cruzam com as outras formando ângulos rectos e quarteirões, variando a área do Terreiro do Paço, o número de ruas e o encontro destas no largo da igreja de S. Nicolau. As plantas 4, 5 e 6 estão apresentadas de seguida e correspondem respectivamente à Figura 4, Figura 5 e Figura 6.

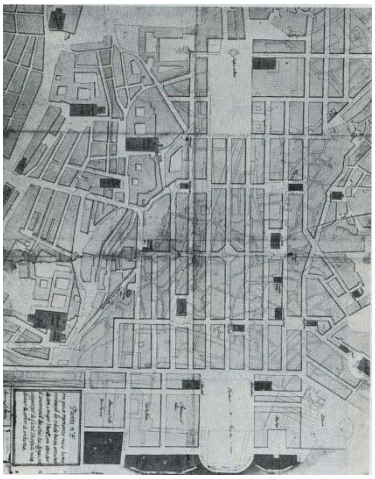


Figura 4 - Planta nº4 da autoria de Gualter da Fonseca [FRANÇA, 1987]

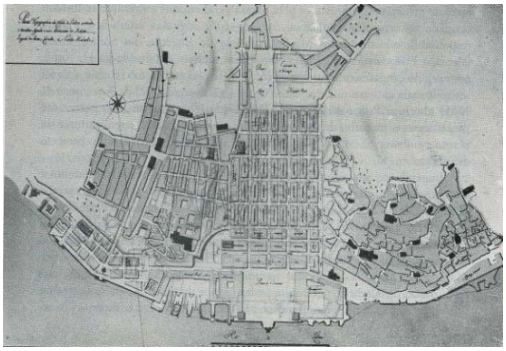


Figura 5 - Planta nº5 da autoria de Eugénio dos Santos (planta escolhida) [FRANÇA, 1987]

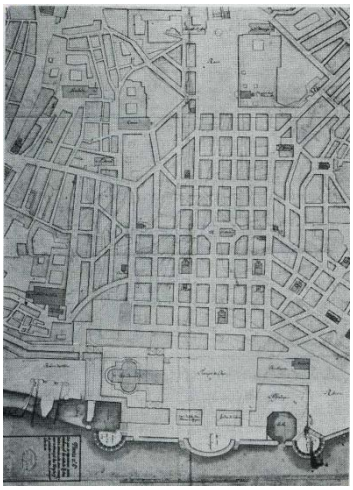


Figura 6 - Planta nº6 da autoria de E.S. Poppe [FRANÇA, 1987]

Depois de observadas todas as 6 plantas, Pombal escolheu a número 5, da autoria de Eugénio dos Santos. Esta solução era a mais inteligente e sensível, constituída por uma malha regular e complexa de ruas que ligam as duas praças principais (Rossio e Terreiro do Paço) através de um sistema de perpendiculares e transversais, onde as praças estão ligadas pelo seu lado poente. O Terreiro do Paço ganha uma independência urbana em relação à praça do Rossio, sendo encarado como uma função urbana e social nova. A utilização de quarteirões, a sua localização e as ruas transversais deram ritmo à malha urbana. A dinâmica do processo urbanístico é devida à variação da largura das ruas e variação da forma e orientação dos quarteirões [FRANÇA, 1987].

A 12 de Maio de 1758, foi promulgado um alvará com força de lei que constituiu a peça legislativa básica de todo o processo de reconstrução. Este determinou obrigações e prazos, garantiu direitos e previu situações especiais de propriedades para evitar especulações. Outra peça legislativa, a 12 de Junho de 1758, apresenta instruções sobre a maneira de por em prática a obra e também considerações gerais para a reconstrução, tais como [FRANÇA, 1989]:

- dimensões máximas e mínimas das ruas principais (sentido S-N), secundárias (sentido E-O); passeios;
- altura das casas que deveria respeitar a cércea dos edifícios do Terreiro do Paço;
- composição das fachadas, ou seja, sacadas nos primeiros andares e janelas de peito nos outros, nas ruas principais, e só janelas de peito nas outras vias, prevendo portais especialmente tratados em ruas como as de S. Francisco e S. Roque, de modo a se distinguirem as «casas nobres».

Foi também nessa ocasião que o desenho com o novo traçado urbano, de Eugénio dos Santos e Carlos Mardel, foi tornado público. Juntamente com a planta encontravam-se desenhos-tipo para os alçados e ruas. Este último plano alarga-se para a zona central da cidade, desde a colina do Castelo ao Bairro Alto, integrando zonas como o Chiado e São Paulo [ROSSA, 2004].

Os prédios típicos pombalinos das ruas principais apresentam 4 pisos, o primeiro com janelas sacadas em continuidade e varandas, o segundo e o terceiro com janelas de peito, o quarto de águas furtadas e um rés-do-chão com lojas que acompanha o mesmo ritmo dos vãos, como se apresenta num desenho de Eugénio dos Santos na Figura 7.

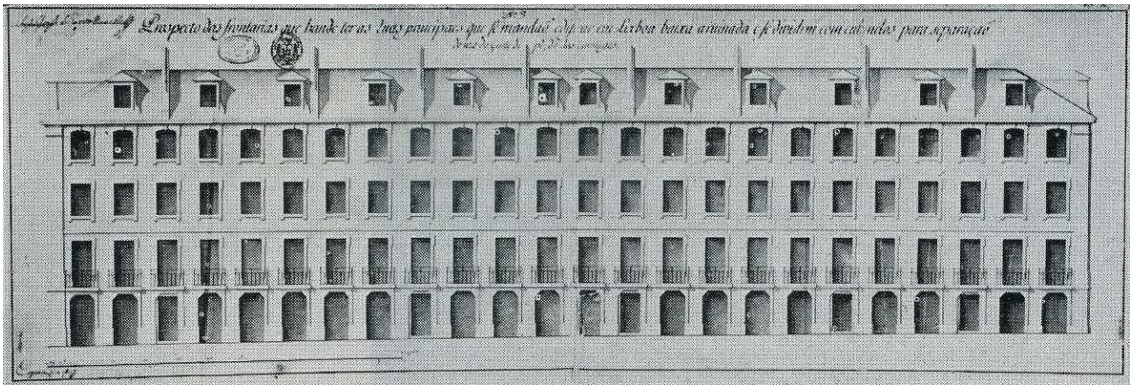


Figura 7 - Alçado de uma rua principal, da autoria de Eugénio dos Santos [FRANÇA, 1987]

Pombal decretou, 4 anos depois, quando todas as ruas estavam traçadas, o loteamento dos terrenos e definiu a instalação dos comerciantes e das oficinas nos locais da baixa de maneira a que cada rua tivesse a sua especialidade.

2.2 Características arquitectónicas dos edifícios pombalinos

A construção pombalina, em particular na baixa de Lisboa, surgiu do grande esforço de reconstrução da cidade devido ao sismo de 1 de Novembro de 1755. Esta construção é, em geral, caracterizada pela sua originalidade, aperfeiçoamento e revolução tecnológica, na medida em que eram utilizados sistemas de construção tais como a pré-fabricação e normalização. Estes conceitos estão ligados à planificação e à previsão e provêm da prioridade evidente de reconstrução da cidade, quer em termos urbanísticos, quer em termos de segurança. As novas casas que teriam que ser construídas para alojar uma população considerável, teriam também que satisfazer planos económicos. A passagem da construção civil do plano artesanal a um plano que se poderia chamar pré-industrial é um dos factos económicos mais consideráveis desta época em Portugal [FRANÇA, 1987]. O estilo pombalino é definido por todas estas questões, imposições, conceitos e práticas daquele período específico, não apenas na baixa pombalina, mas noutras zonas da cidade de Lisboa, assim como em algumas cidades no país e, até, no Brasil.

Mais concretamente, na baixa pombalina, à primeira vista, os alçados dos quarteirões e dos prédios parecem possuir características idênticas mas ao pormenor percebem-se em alguns detalhes distintivos como as janelas de sacada, lintéis e até mansardas [MASCARENHAS, 2004]. Estas variações são mais evidentes em ruas secundárias.

O estilo do prédio de rendimento pombalino é constituído por um rés-do-chão comercial e 3 andares superiores, a que mais tarde (séc. XVIII) se acrescentou, por razões de rentabilidade, um quarto piso, acima da cornija. Os edifícios de rendimento não são entidades individuais mas sim agrupados em quarteirões

com determinadas características, consoante a hierarquia da rua em que se encontravam. A fachada é guarnecida de estreitas varandas no primeiro andar e janelas de peito nos segundo e terceiro. As fachadas não continham elementos decorativos de acordo com a licença de 16 de Junho de 1759 [MASCARENHAS, 2004]. Os vãos das janelas têm sensivelmente a mesma largura que os espaços de parede que os separam. No terceiro andar, as janelas são menos altas, e nelas só as vergas arqueadas, ornadas com um pequeno facho, introduzem diferença na cantaria. As cantarias simulam consolas e as vergas são ligeiramente recortadas. Os espaços entre as portas, assim como a parte inferior dos espaços entre as janelas sacadas, são de cantaria. O perfil da cornija é muito simples, e sobre esta erguem-se as duas partes do telhado. As caves são abobadadas com pilares. Os apartamentos na Baixa pombalina são formados por grandes divisões, onde os corredores têm um uso raro já que a interligação dos espaços são passagens obrigatórias, na circulação interna. Podem existir quartos sem janelas e a maior parte das cozinhas são escuras, execpto quando dão para o saguão. Estes aspectos podem ser observados na Figura 8, onde se apresentam plantas e alçados de um edifício desta época. Os lambris de azulejo pobre constituem o único ornamento das divisões e das escadas dos prédios correntes, seguindo os princípios da mais estrita economia [FRANÇA, 1987].

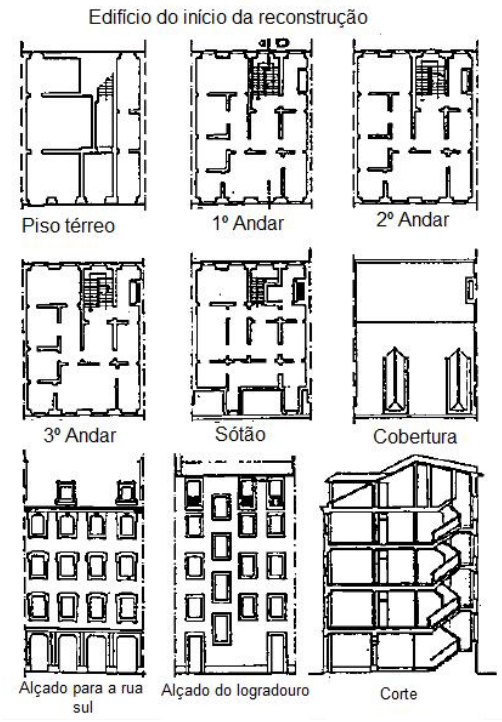


Figura 8 - Desenhos de um edifício do início da reconstrução - Rua de S. Julião, nº110. Adaptado de [MASCARENHAS, 2004]

Segundo um levantamento elaborado por [MASCARENHAS, 2004], podem-se realçar alguns aspectos sobre os edifícios de rendimento pombalinos, para além dos já referidos:

- as cornijas correm todo o quarteirão e a sua união entre diferentes edifícios é perfeita;
- os cunhais dos quarteirões estão revestidos por pilastras de pedra e,
- com excepção do piso térreo, há um perfeito alinhamento das cantarias quer horizontal, dependendo do quarteirão, quer verticalmente.

Os processos técnicos das obras da reconstrução da baixa de Lisboa eram dotados de um espírito prático, eficiente, rentável e normalizador. A economia e a rapidez exigida pelo programa de construção levaram a que se utilizasse um sistema serial, que aproveitasse ao máximo a mão-de-obra e os materiais existentes e que assegurasse uma produção racional em massa. De maneira a atender à rapidez da construção exigida, as estruturas apresentam um carácter geralmente uniforme, compostas de elementos idênticos e com as características dominantes semelhantes. Assim, optou-se pela utilização de elementos normalizados, produzidos em série em oficinas montadas para o efeito, de maneira a que os elementos chegassem ao seu destino com as dimensões correctas, facilitando a sua montagem e reduzindo a mão-de-obra necessária. Estes operários já não tinham qualquer ligação com o destino ou função das peças que produziam. No entanto, cada edifício apresenta diferenças face ao seu contíguo. As características gerais que definem a contrução pombalina podem manter-se constantes nos edifícios, mas existem muitas variantes encontradas nos edifícios estudados, dependendo de vários factores como por exemplo da sua localização, uso, construtor, entre outros.

Apesar do valor atribuído hoje a este tipo de arquitectura, Lisboa pombalina foi alvo de várias críticas ao longo do tempo, por parte de artistas, arquitectos, viajantes, escritores, historiadores, denominando as soluções adoptadas como 'marginalidade estética'. Qualificações como a monotonia, o pragmatismo, repetitividade, ausência de fantasia e economia de meios foram feitas por homens da época e dos tempos seguintes. Raul Proença, em 1924, referiu no seu volume do *Guia de Portugal* que o plano uniforme conseguido deve-se ao facto de Pombal, '*tendo que agir rapidamente e de se subordinar a um critério utilitário não ter tido tempo nem recursos para erguer construções solenes e pomposas'.* Contudo existiam pessoas, raras, que apoiavam e defendiam a Baixa como o arquitecto Pardal Monteiro. Mas, de facto, as vozes que mais se pronunciavam e manifestavam interesse pelo fenómeno do terramoto e que reconheciam a reconstrução realizada, tinham, na sua maioria, formação militar de engenharia como os próprios responsáveis pela reconstrução da cidade. Pardal Monteiro converteu as qualificações de monotonia, repetitividade, utilitarismo e da normalização numa mais-valia e afirmou que a arquitectura pombalina tinha afinidades com a arquitectura moderna. Defendeu que '*um arquitecto é, antes de tudo, um organizador de espaços e um criador de ordem e de que o estudo da verdadeira obra de arquitectura deverá ser regulado pela lógica e pela razão'*. [LEAL, 2004]

2.3 Características estruturais e sistemas construtivos dos edifícios pombalinos

A construção pombalina não foi logo reconhecida, pela sua originalidade, robustez e pelo seu comportamento face a vários tipos de acções, nomeadamente a sísmica. É de salientar que, para a época e para o tipo de materiais disponíveis, a solução técnica destes edifícios é extremamente eficaz e demonstra um elevado grau de conhecimento dos técnicos responsáveis. Um exemplo desse conhecimento é a estrutura de gaiola que torna os prédios de 3 e 4 andares resistentes à acção sísmica. Estrutura esta engenhosa, de madeira, que se adapta aos movimentos devido à sua elasticidade, conferindo resistência ao conjunto. A descrição técnica da gaiola é simples: compõe-se essencialmente de um jogo de prumos e de

travessanhos. Os travessanhos são ligados às paredes por mãos. A parte superior dos prumos é ligada aos frechais; nos vãos, os prumos ligam-se entre si por vergas e seus pendurais [FRANÇA, 1987].

Neste sub-capítulo serão apresentadas as principais características dos edifícios pombalinos, assim como a sua composição e identificação de partes e elementos. Sendo difícil a referência a todas as variantes encontradas nos edifícios pombalinos da baixa vão-se tentar descrever as características mais comuns. Toda esta informação é conseguida recorrendo à vasta bibliografia existente que se fundamenta em vários anos de inspecções.

2.3.1 Fundações

A área da zona da Baixa de Lisboa, do ponto de vista geomorfológico, corresponde à zona aplanada resultante do enchimento do vale do esteiro da Baixa. Esta é definida pelo enchimento aluvionar do vale e o substrato é constituído por argilas, calcários dos Prazeres, areolas da Estefânia e calcários de Entrecampos. Ao longo do tempo esta zona da cidade sofreu alterações tais como sucessivas construções de aterros para a expansão urbana e abalos sísmicos. O sismo de 1755 está associado à última fase de enchimento dessas zona [ALMEIDA, 2004]. Os aterros eram preenchidos com entulho para regularizar o esteiro, formando uma camada heterogénea de muito difícil caracterização. Em algumas zonas a espessura dos aluviões e dos aterros chega a 30 metros de altura [RAMOS, 2002].
O sistema das fundações, talvez mais comum nos edifícios da baixa pombalina, é directamente no solo ou constituído por poços ou pegões onde existe um conjunto de arcos de alvenaria de pedra que serviam de base para toda a estrutura superior, nomeadamente as paredes de frontal. Os arcos, por sua vez, assentam sobre um sistema de grades de madeira e estas são directamente apoiadas em estacas. Estas estacas são curtas de pinho verde, material com capacidade de absorver a humidade dos aterros, de diâmetro cerca de 15 cm e 1,5 metros de comprimento, afastadas de 30 a 40 cm, criando um sistema rígido que melhorava a capacidade resistente do terreno pela sua consolidação e confinamento [RAMOS, 2002]. Este sistema de fundação encontra-se apresentado na Figura 9 e na Figura 10. Podem também ser encontradas fundações contínuas constituídas por um gradeamento de madeira que servia de encabeçamento das estacas.

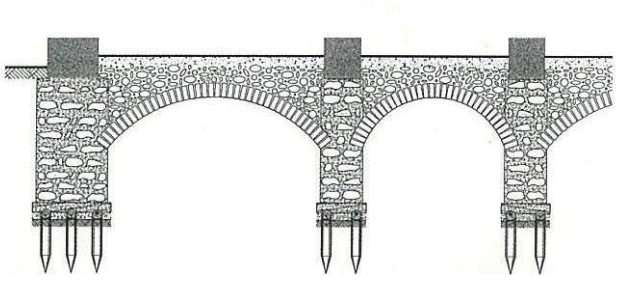


Figura 9 - Arcos e estacaria de fundação [SILVA, 2007]

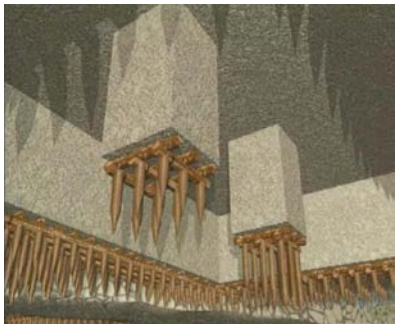


Figura 10 - Estacas de fundação [SILVA, 2007]

Como as estacas por vezes não atingem o Bed-Rock devido à sua elevada profundidade, pensa-se que a sua função não será a de transmitir as cargas ao solo, mas apenas de compactação do terreno e criação de uma base sólida. De acordo com este ponto de vista, a integridade das estacas pode não ser tão importante

como se poderia pensar, pois com esta compactação do solo, este ficou melhorado e com capacidade de suporte do edifício. Por outro lado, existem teses que defendem o contrário, ou seja, que a degradação das estacas pode por em causa a segurança da estrutura, o que se torna preocupante devido ao envelhecimento e apodrecimento das estacas causados pela variação do nível freático que se tem vindo a verificar [CARDOSO, 2002]. No entanto, isto não tem sido verificado de forma consistente pois existem incertezas sobre a verdadeira variação do nível freático, quer em termos temporais, quer espaciais e relativos ao seu contributo para o apodrecimento das estacas.

2.3.2 Paredes

Num edifício pombalino existem as paredes principais (mestras) que envolvem todo o edifício, incluindo o saguão, as paredes de frontal e ainda as de tabique.

As **paredes mestras** são paredes constituídas por alvenaria de pedra ordinária rebocada e apresentam grande espessura, na ordem dos 0,9 a 1,0 m, ao nível do rés-do-chão, reduzindo esta em altura. A alvenaria existente nestas paredes é de taipal, onde a argamassa é de cal aérea e as pedras e alguns materiais cerâmicos são arrumados de forma cuidadosa [SILVA, 2007].

A grande espessura destas paredes pode ser explicada pelo facto de os materiais que a constituem não possuírem boas características de resistência à tracção e ao corte, ao contrário do que à compressão. Assim, uma parede mais espessa, por ter elevada compressão e peso, torna-se mais estabilizadora em relação a forças horizontais e derrubantes, do que uma parede mais fina. Além deste factor, quanto maior for a sua espessura, menor é a sua esbelteza e menores são os riscos de instabilização. Por outro lado, esta elevada espessura das paredes, em paredes exteriores, também pode ser devida à sua função de protecção do interior do edifício face aos agentes exteriores. [APPLETON, 2003]

A ligação entre paredes de alvenaria perpendiculares é feita através de grandes cunhais de alvenaria, que juntamente com dispositivos metálicos de ligação, como tirantes, garantem uma boa ligação entre estes elementos.

Acima do primeiro andar existe a **gaiola de madeira**, cuja estrutura se baseia em paredes de frontal formando uma malha ortogonal que recebem os vigamentos de piso complementada por uma estrutura simples que é colocada do lado interior dos paramentos exteriores que confina toda a alvenaria das paredes exteriores. Esta estrutura de madeira que liga às paredes de alvenaria, nomeadamente as travessas, são dotadas de peças de ligação de madeira à alvenaria, designadas por ‘mãos’, que melhoram esta ligação e ficam embebidas na alvenaria, como se mostra na Figura 11. A gaiola é essencial para o travamento da estrutura [SILVA, 2007] e é a chave do bom funcionamento sísmico destes edifícios [APPLETON 9, 2008]. O interior da gaiola, propriamente dito é constituído por um esqueleto de madeira formado por frontais nas duas direcções, pavimentos, frechais, contra-frechais e escadas, todos interligados. Na Figura 12 está representado um esquema da estrutura de madeira existente num piso-tipo.

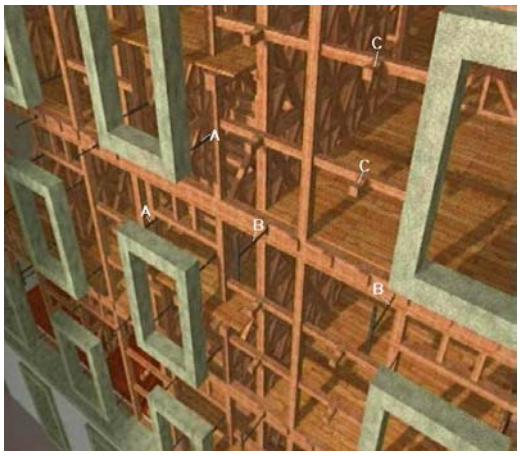


Figura 11 - Estrutura interior de madeira com dispositivos de ligação A e B – ferrolhos de ligação às cantarias e às paredes de alvenaria; C – 'mão'. [SILVA, 2007] adaptado

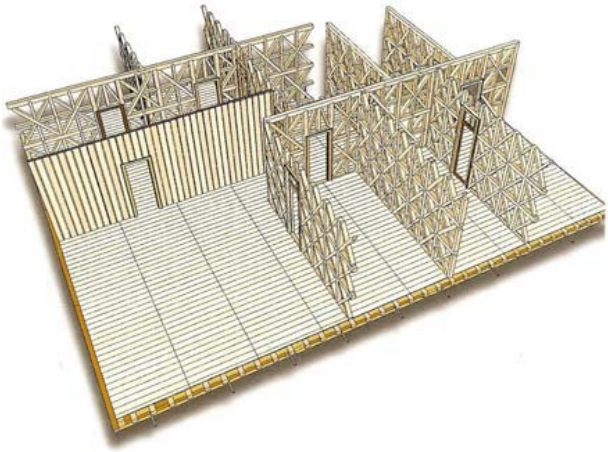


Figura 12 - Estrutura de madeira de um andar incluindo frontais e tabiques [APPLETON, 2003]

Os **frontais** pombalinos são constituídos por elementos de madeira verticais (prumos), horizontais (travessas ou travessanhos) e diagonais (escoras) formando o elemento conhecido por cruz de Santo André, que é preenchido com alvenaria, como na Figura 13. Todos estes elementos se encontram ligados entre si e são envolvidos em alvenaria de tijolo maciço, fragmentos cerâmicos ou de pedra irregular argamassada de cal (Figura 14). Estas paredes, juntamente com as paredes de tabique, formam as divisões das habitações. Estas paredes têm espessuras entre os 15 e os 22 cm e as madeiras geralmente utilizadas na sua fabricação são o carvalho, pinho bravo e a casquinha [APPLETON, 2003].

As paredes de frontal, que se encontram acima do primeiro piso, nas duas direcções, desempenham uma função estrutural muito importante no comportamento da gaiola, quer para a absorção de parte da carga vertical, quer para o travamento geral da estrutura. Estas características são conferidas, em parte, pela boa ligação das paredes aos pavimentos, cobertura e paredes de fachada. De facto, estas conexões são muito importantes dado que formam os constrangimentos que limitam as deformações e as tensões nos diversos elementos estruturais que compõem a construção [COSTA, 2008]. No entanto, dependendo do edifício por vezes apenas se encontram paredes de frontal na direcção perpendicular à parede de fachada, correspondendo a situações menos robustas. Isto demonstra a variabilidade de soluções que pode ser encontrada.

Figura 13 - Parede de frontal, cruz de Stº. André [AP]

Figura 14 - Parede de frontal com falta de algumas partes de alvenaria [APPLETON 9, 2008]

Na realidade, antes da construção dos edifícios pombalinos já existiam alguns tipos de paredes de frontal que serão agora descritos. Existiam três tipos de frontais: o frontal à francesa ou forrado, o frontal à galega e o frontal tecido, que é o utilizado na construção pombalina e que irá ser aprofundado ao longo deste trabalho.

Os **frontais à francesa**, Figura 15, são constituídos por uma estrutura de vigas de madeira sobre a qual se pregam, de uma face e outra, tábuas. Os prumos encontram-se espaçados de um metro. De prumo a prumo, a meia altura do frontal, assenta-se um travessanho a ligar todos os prumos. Em diagonal assentam-se escoras entre os travessanhos e os prumos. As samblagens são feitas por meia-madeira. Dos dois lados do frontal sobre o forro de tábuas, são pregadas as fasquias que têm um espaçamento de cerca de 4 cm. Estas fasquias são do mesmo tipo das que se aplicam nos tectos, e assentam com a base mais estreita para dentro, como se apresenta na Figura 15. Por fim, procede-se ao enchimento com argamassa de cal e areia. [COSTA 26, 1971]

Os **frontais à galega** são constituídos por prumos que ligam as vigas do pavimento às vigas do tecto, com recurso a uma orelha pregada como ligação. Por cima dos prumos pregam-se ripas distanciadas de cerca de 40 cm. Os espaços entre prumos e entre as ripas é preenchido com alvenaria de argamassa de cal e areia e fragmentos de tijolo, pedra miúda, jorra, entre outros. Por fim, o frontal é rebocado. A sua representação encontra-se na Figura 16. Este tipo de frontal é mais pesado do que o frontal à francesa. [COSTA 26, 1971]

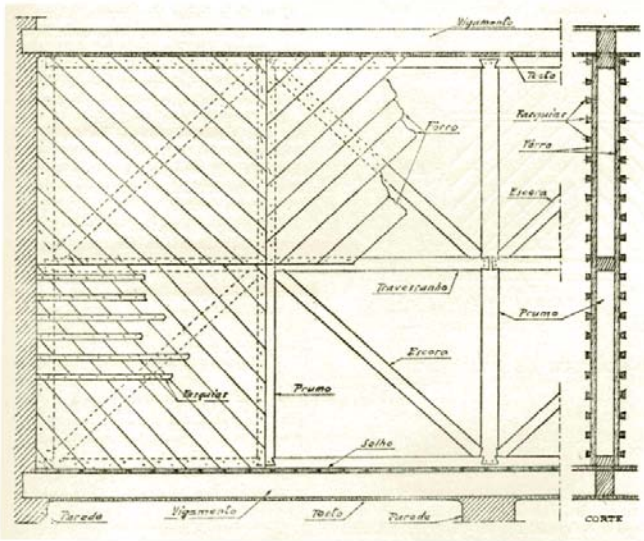


Figura 15 - Frontal à Francesa [COSTA 26, 1971]

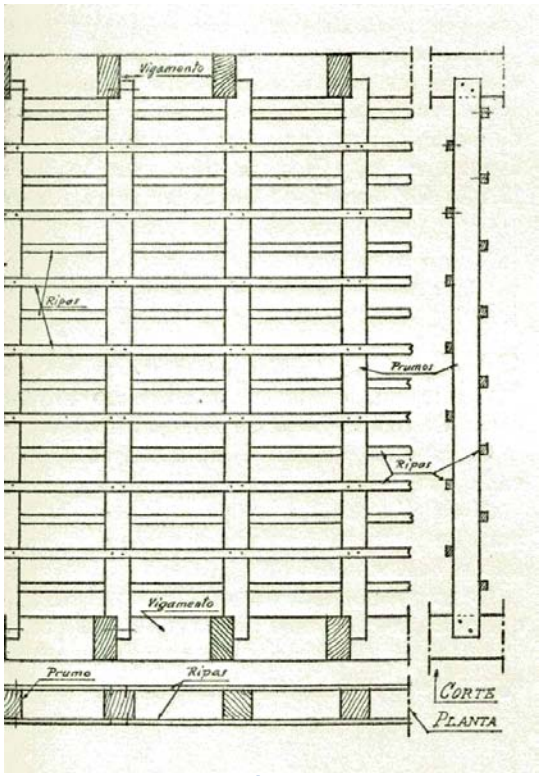


Figura 16 - Frontal à galega [COSTA 26, 1971]

Os **frontais tecidos** (Figura 17) são os constituintes do esqueleto da gaiola pombalina. Dividindo o comprimento do frontal a construir em nembos, com largura de aproximadamente 1 metro, faz-se o arvoramento dos prumos. Depois de dividida a altura do pé direito em partes iguais, assentam-se travessanhos horizontais de prumo a prumo. Nos nós formados entre os prumos e travessanhos assentam escoras em diagonal, para melhor garantia do travamento. Construído o tosco, faz-se o enchimento até à face de um lado e outro com alvenaria, como já foi referido, com argamassa de cal e areia.

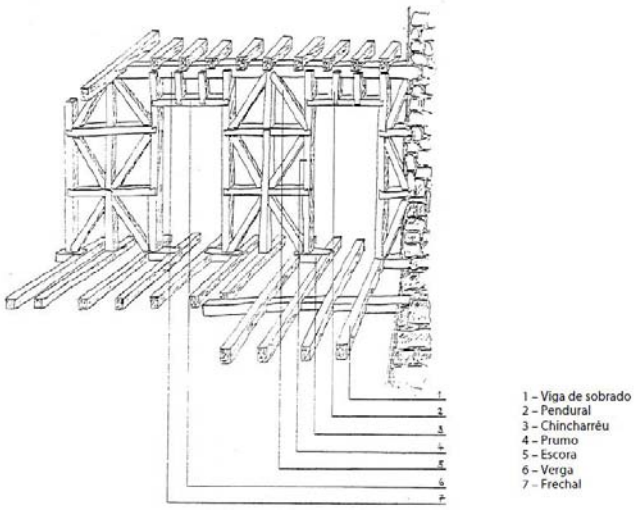


Figura 17 - Esquema de frontal tecido [MIRA, 2007]

Na construção pombalina existe uma regularidade e organização das peças, que não existia anteriormente. De facto, na Figura 18 encontra-se uma solução típica da construção pré-terramoto e na Figura 19 um frontal tecido, que se distingue pela regularidade dos elementos de madeira, embora com falta de duas escoras [APPLETON 9, 2008]. Existe, na construção pombalina, um cuidado nítido com a localização de portas e janelas nestas paredes, procurando que as aberturas fossem contornadas por elementos verticais e horizontais de madeira [APPLETON, 2003].

Figura 18 Parede interior de edifício pré-pombalino [APPLETON 9, 2008]

Figura 19 - Frontal tecido do séc.XVIII, pós 1755 [APPLETON 9, 2008]

As dificuldades encontradas nos elementos dos paramentos para a execução dos rebocos são devidas ao facto dos materiais serem bastantes diferentes no seu comportamento estrutural, como por exemplo os valores dos módulos de elasticidade e coeficientes de dilatação térmica. Utilizava-se, então, a técnica de criar endentagens, ou 'aferroar', na superfície da madeira. Assim, criava-se um conjunto de «conectores» nas peças de madeira, que mobilizavam a resistência ao corte necessária para o bom desempenho da ligação das peças ao revestimento [APPLETON, 2003]. Estas paredes são finalmente rebocadas com um reboco à base de argamassas fracas de areia e cal e estucadas de ambos os lados.

Apesar de toda a regularidade que define a construção pombalina, existe uma grande variabilidade das peças em dimensões, na sua constituição, na disposição construtiva e nas suas ligações. Esta variação pode ser devida à época específica em que foi construído o frontal, ao artista que o concebeu e, por vezes, até se encontram diferenças entre os elementos dentro do mesmo edifício. Na Figura 20 estão apresentados dois tipos de frontais existentes desta época.

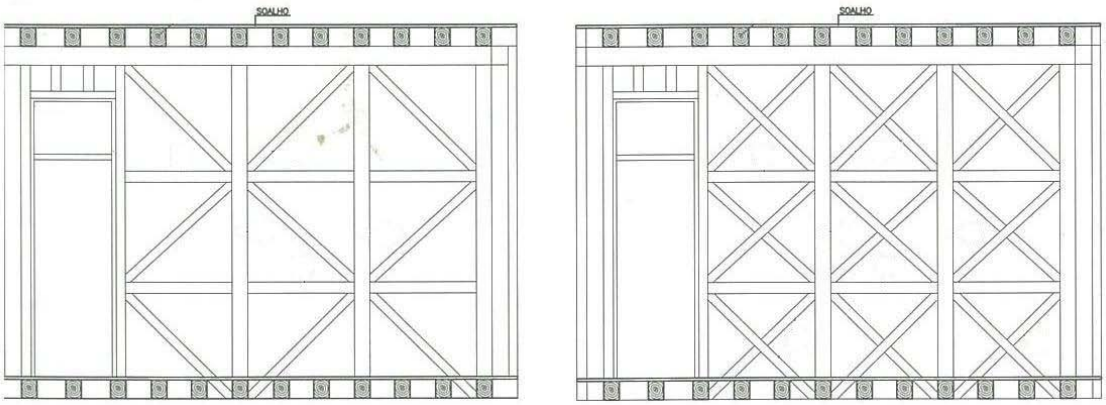


Figura 20 - Exemplos de tipos de frontais existentes em edifícios pombalinos. Adaptado de [SILVA, 2007]

Contudo, a disposição mais comum consiste na existência de dois níveis intermédios de travessas por piso e nas zonas dos vãos das portas existem elementos adicionais (vergas e pendurais), como se mostra também na Figura 20. Esta disposição dos elementos de madeira e o seu preenchimento com alvenaria conferem aos frontais uma boa capacidade de dissipação de energia, por atrito, e simultaneamente uma boa capacidade de deformação.

A chave do bom desempenho sísmico destas estruturas consiste na boa **ligação** entre elementos e no travamento que esta provoca. A interligação dos frontais ortogonais faz-se através de prumos comuns a duas paredes e fixações ensambladas e pregadas [APPLETON 9, 2008]. Dada a continuidade das paredes de frontal em altura, existe uma ligação destas aos pavimentos, que é assegurada por dois frechais da parede de frontal, o do piso inferior e do piso superior, podendo estas ligações ser reforçadas com elementos metálicos, como pregos/cavilhas. Os frechais estão ligados às paredes de alvenaria por meio de peças de madeira. A ligação destas paredes de frontal às paredes de fachada é conferida através da pregagem e ancoragem dos elementos dos frontais à estrutura de madeira interior às fachadas, referida anteriormente, e reforçada por ferrolhos que encaixam na parede de alvenaria. [SILVA, 2007]

As **paredes de tabique** são de espessura inferior às paredes de frontal (por volta de 10 cm), são mais ligeiras e a sua função é meramente divisória, não se destinando a suportar qualquer tipo de carga. A variabilidade dos tipos de tabiques também é vasta, sendo o tipo mais utilizado constituído por elementos de madeira tais como travessas e prumos de pequena esquadria sobre os quais se pregavam as costaneiras e as fasquias. [COSTA 26, 1971]
Os **tabiques simples,** (Figura 21) são apenas constituídos por uma série de tábuas pregadas em calhas de madeira que se fixam em baixo, no soalho, e em cima, nas vigas do tecto, possuem prumos, travessas e diagonais. Posteriormente faz-se o fasquiado de ambos os lados e reboca-se. Na hipótese de os tabiques terem um comprimento considerável colocam-se umas travessas que ligam as duas extremidades.

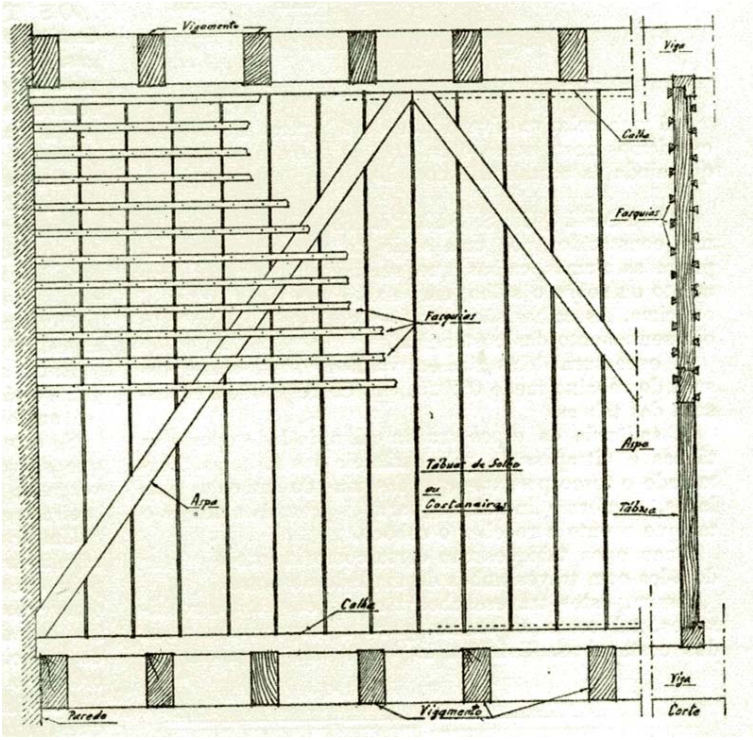


Figura 21 - Tabique simples - Alçado e corte [COSTA 26, 1971]

Os **tabiques aliviados,** Figura 22, são destinados a lugares com pouca capacidade de carga, pelo seu reduzido peso. A sua construção inicia-se com o assentamento do frechal superior pregado ao vigamento do andar de cima. Segue-se o assentamento e aperto de duas aspas que, partindo cada uma das vigas do pavimento, também vão alcançar o frechal superior, a meio do comprimento do tabique. Entre as aspas, frechais e travessanhos pregam-se tábuas e finalmente fasquiam-se e rebocam-se ambos os paramentos. [COSTA 26, 1971]

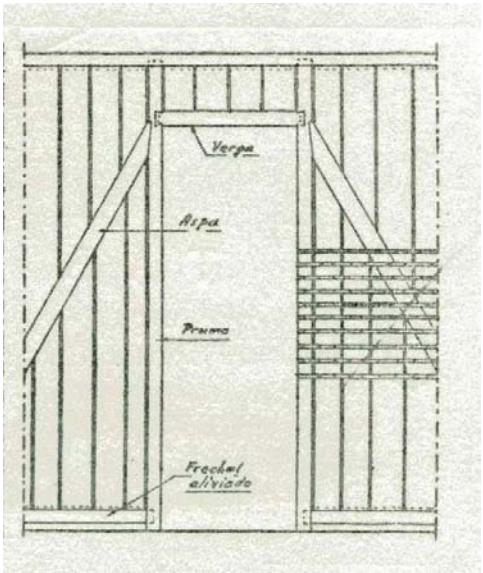


Figura 22 - Portal de tabique aliviado [COSTA 26, 1971]

No entanto, o tipo de parede de tabique mais utilizado na construção pombalina é o tabique de prancha ao alto como se apresenta na Figura 23 e Figura 24. Este tipo de tabiques é construído usando tábuas costaneiras que se fixam sobre o vigamento do soalho e do tecto [ROCHA, 2008] Os tabiques de prancha ao alto exibem uma qualidade construtiva notável.

Figura 23 - Tabique de prancha ao alto [APPLETON 9, 2008]

Figura 24 - Tabique pombalino, com extracção do revestimento [PENA, 2008]

Os revestimentos destas paredes são executados com rebocos à base de argamassas fracas de areia e cal, cuja aderência à madeira é garantida pela própria configuração do fasquiado.

De seguida, apresenta-se um esquema do seguimento das camadas constituintes do revestimento das paredes de alvenaria (Figura 25). Em primeiro lugar, realiza-se um emboço que consiste simplesmente num chapado de argamassa sobre a alvenaria. Esta camada, de espessura cerca de 1 cm, deve ficar bem aprumada, para que o paramento não fique torto nem com saliências. Depois de rebocado o paramento executa-se o estuque, que consiste vulgarmente numa massa de cal e gesso. O estuque pode ser colorido.

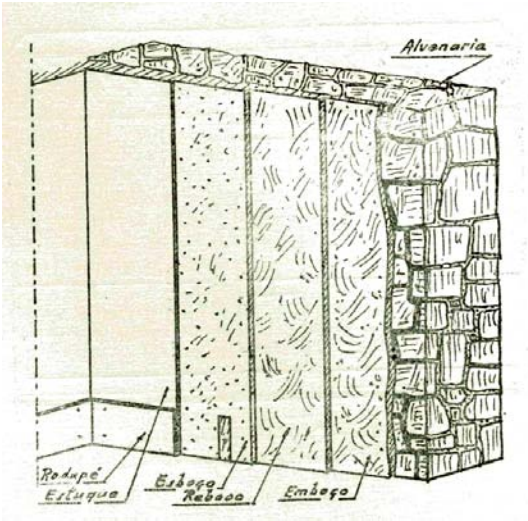


Figura 25 - Parede emboçada, rebocada, esboçada e estucada

Como revestimento adicional eram utilizados vários materiais, para realçar a beleza dos interiores ou exteriores. Estes revestimentos podem ser de azulejos, forros de pedra, madeira ou acabamento a pintura.

Como exemplo, na Figura 26 apresenta-se uma parede interior revestida de azulejos e na Figura 27 uma com lambris de madeira.

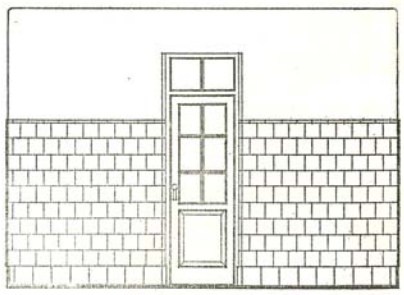


Figura 26- Parede revestida de azulejos [COSTA 26, 1971]

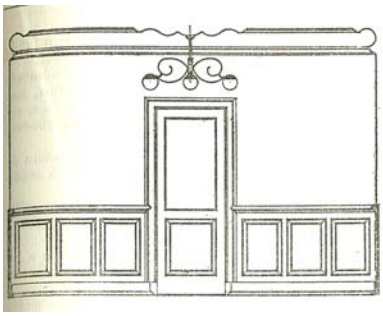


Figura 27 - Parede com lambris de madeira [COSTA 26, 1971]

2.3.3 Pavimentos

Num edifício pombalino existe uma grande diferença entre os tectos do rés-do-chão (piso do 1º andar) e os dos restantes andares.

Os **tectos do rés-do-chão** são constituídos por arcos e abóbadas de alvenaria de pedra, como apresenta o esquema da Figura 28 (abóbadas de berço).

Encontram-se, nos edifícios pombalinos, com maior ou menor frequência, os quatro tipos principais de abóbadas: abatida; de berço; de aresta, coluna e de clérigo [SILVA, 2007], conforme o elemento em que apoiavam (em colunas/pilares geralmente abóbadas de aresta e em paredes abóbadas de coluna). No perímetro das abóbadas eram construídos arcos de alvenaria de tijolo que para além de servirem de base para a construção destas, contribuem para a transmissão de cargas das abóbadas para os pilares e paredes, como se mostra na Figura 29. Estes tijolos são dispostos perpendicularmente à linha de curva da ogiva para melhor receberem as cargas. [MASCARENHAS, 2004]

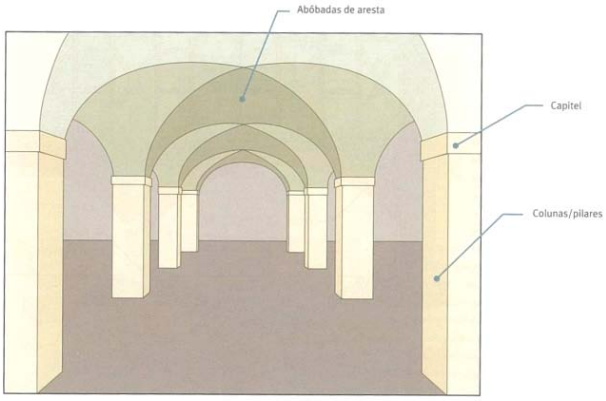


Figura 28 - Esquema representativo de abóbadas de aresta apoiadas em pilares [APPLETON, 2003]

Figura 29 - Tecto do rés-do-chão composto por arcos e abóbadas [SILVA, 2007]

É sabido que esta configuração do rés-do-chão foi escolhida de maneira a que, na eventualidade de subida das águas, estas não deterioravam a estrutura de madeira superior. Desta maneira, a parte inferior do tecto deverá ser revestida com rebocos de areia e cal para proteger as abóbadas e os arcos das acções químicas

e mecânicas. Além disso, com a utilização de elementos apenas de alvenaria, é possível vencer maiores vãos e em caso de incêndio, o fogo não se propagaria para os pisos superiores.

Para um bom funcionamento destas estruturas de arcos e abóbadas é necessário haver um carrego (preferencialmente consolidado), de modo a que os elementos estejam comprimidos, uma vez que o peso próprio do arco e do respectivo carrego são estabilizantes para a estrutura. Perante a acção sísmica há tendência para que os carregos, com materiais incoerentes, oscilem como um líquido, aumentando os esforços dos arcos e abóbadas [ROCHA, 2008]. Na figura seguinte pode-se ter uma melhor percepção da estrutura ao nível do rés-do-chão e acima deste (Figura 30).

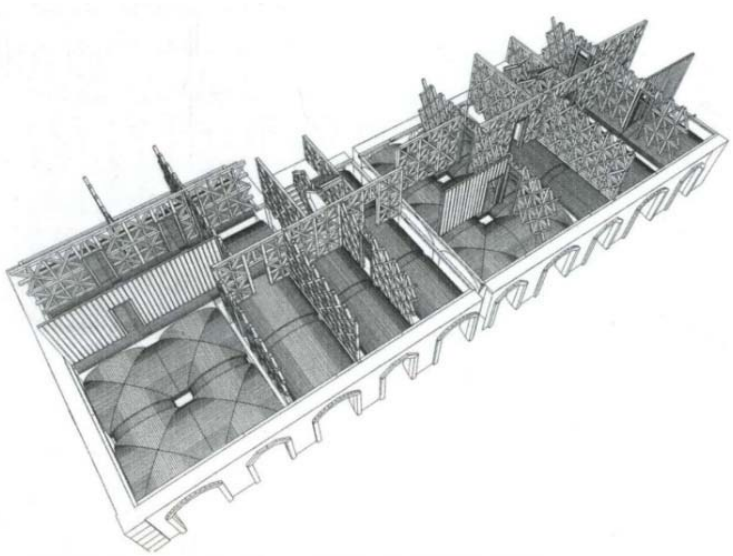


Figura 30 - Estrutura do rés-do-chão, constituída por abóbadas e arcos e estrutura superior de madeira [SILVA, 2007]

Nos **pavimentos elevados** encontra-se uma importância predominante da madeira como material estrutural (Figura 31), perfeitamente solidária com a gaiola. O piso de um andar corrente é constituído por vigamentos de madeira, revestidos inferior e superiormente. Os vigamentos são, na generalidade, ortogonais às paredes de fachada, de secções com cerca de 0,14 a 0,16 m de largura e altura, sendo quase secções quadradas (Figura 32). A altura das vigas é variável consoante vários factores tais como o vão que se pretendia vencer, a espécie de madeira utilizada e as cargas em jogo. Estas vigas são geralmente espaçadas de cerca 40 a 50 cm. As madeiras utilizadas, nesta época, são geralmente a casquinha e o pitespaine. [APPLETON, 2003]

Nos edifícios pombalinos mais antigos e de melhor qualidade, verificam-se algumas distinções como a adopção de afastamentos entre vigas iguais à largura das próprias vigas [APPLETON, 2003] sendo os vigamentos, ou pelo menos parte deles, constituídos por uma peça única com comprimento igual à profundidade do edifício enquanto que nos outros casos são emendados vão a vão, sobre as paredes, perdendo-se em parte o efeito de tirante e escora que uma viga 'corrida' pode garantir [APPLETON 9, 2008].

Figura 31 - Pavimento com vigamentos de madeira [APPLETON 9, 2008]

Figura 32 - Pavimento característico tarugado [APPLETON 9, 2008]

As vigas principais assentam sobre os frechais, que são vigas de madeira que correm sobre a última fiada da parede de frontal ou estão integradas na alvenaria das paredes. As ligações dos frechais são feitas por ligeiras samblagens do tipo meia-madeira e pregadas de cima para baixo. Estas ligações estão esquematizadas na Figura 33. A posição horizontal dos frechais deve ficar bem nivelada de maneira a dar uma boa horizontalidade ao vigamento e consequentemente ao pavimento. Para melhorar a ligação das vigas aos frechais, abrem-se 'dentes de cão' nestas. Como os pavimentos terminam nas paredes de alvenaria, o nivelamento é difícil e imperfeito. Desta maneira, calçam-se com palmetas ou fragmentos de alvenaria, os topos das vigas e eventuais folgas. [COSTA 7, 1971]

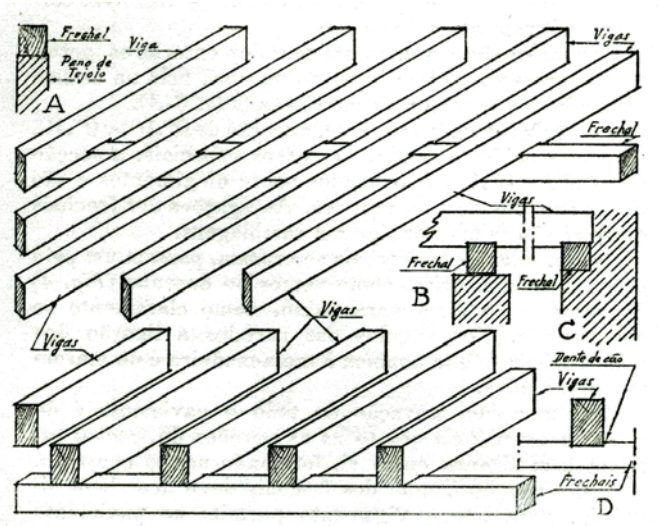


Figura 33 - Assentamento de vigas em frechais [COSTA 7, 1971]

As vigas são travadas entre si, transversalmente, por meio de um sistema de tarugos. Os tarugos são peças de madeira com o comprimento igual ao espaço entre vigas, apertados de cima para baixo. Assim, cria-se um travamento dos pisos na direcção perpendicular das vigas principais e impedem-se esforços de torção permanentes nas vigas. A fixação dos tarugos é feita por um entalhe do tipo orelha derrabada (Figura 34) e pode ser reforçada com pregos de uma e outra face do tarugo para as vigas.

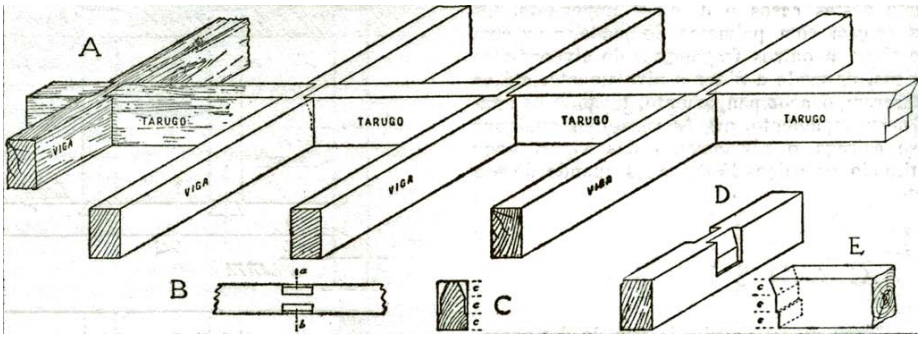


Figura 34 - Tarugamento de viga. A-vista geral, B-vista superior, C-corte da viga pelo entalhe, D-entalhe e E-topo do tarugo pronto a entrar nos entalhes. [COSTA 7, 1971]

Era também efectuada uma entrega das vigas nas paredes de alvenaria de fachada de cerca de 0,25 a 0,30m. Esta entrega, juntamente com a boa ligação dos elementos do pavimento às paredes circundantes, confere aos pisos um bom contraventamento e contribui para o bom funcionamento sísmico da gaiola pombalina. Desta forma, o bom contraventamento dos pisos e a sua cuidadosa ligação às paredes de alvenaria demonstram a atribuição da função de diafragma [SILVA, 2007]. Nota-se uma inerente preocupação de boa ligação dos pisos à alvenaria pela utilização de ferrolhos nas duas direcções que são chumbados nas paredes de alvenaria e pregados às vigas [APPLETON 9, 2008], e nos frontais pela utilização de ferragens e pelas entregas que eram deixadas pelas vigas principais no seu encontro com os frontais.

Os revestimentos superiores dos pavimentos são geralmente de madeira, mais concretamente tábuas de solho, com espessuras entre 20 e 30 mm, colocados lado a lado com dois tipos de sobreposições: meia madeira, no caso de soalho à portuguesa, ou encaixe (macho-fêmea) para o soalho à inglesa. No soalho à portuguesa (Figura 35) as tábuas de madeira são pregadas verticalmente ficando o prego à vista enquanto que o soalho à inglesa (Figura 36) é pregado interiormente, sobre o macho.

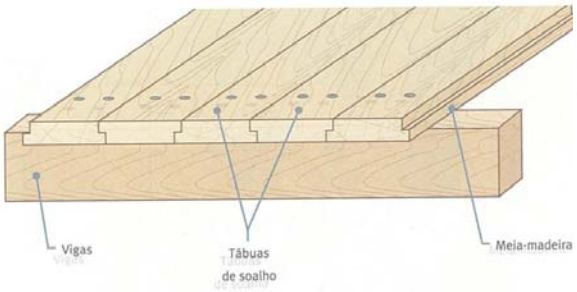


Figura 35 - Soalho à portuguesa [APPLETON, 2003]

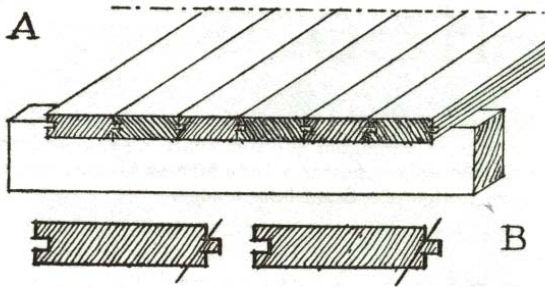


Figura 36 – A - Soalho à inglesa e B - Perfis de tábuas de soalho à inglesa [COSTA 7, 1971]

O revestimento inferior dos pavimentos, correspondente ao tecto do piso inferior, é composto por um fasquiado, perpendicular ao vigamento, pregado às faces inferiores das vigas que posteriormente é rebocado (camada chamada 'pardo' - argamassa fraca de cal e areia) e estucado com um estuque à base de cal e gesso, como se mostra na Figura 37. As fasquias são pregadas sobre todas as vigas, com um prego, ficando com a base mais estreita para cima, para melhor ligação com o reboco. As fasquias

encontram-se separadas umas das outras por um pequeno espaço, cerca de 1,5 cm. Os fasquiados podiam ser de casquinha, cujas qualidades de resistência conservavam os tectos muito bem, ou de pinho, que era embebido em água durante algum tempo e pregava-se húmido para evitar a sua fendilhação [COSTA 12, 1971].

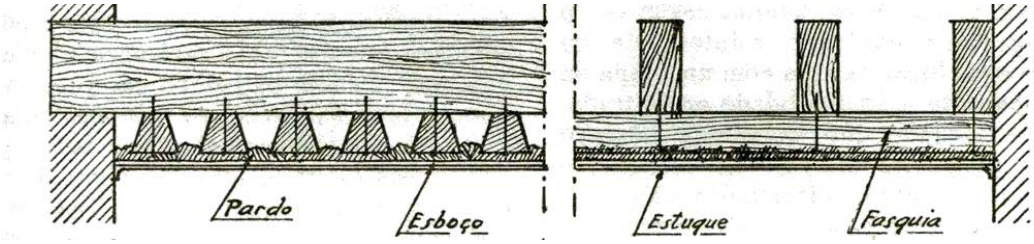


Figura 37 - Tecto fasquiado, rebocado, esboçado e estucado (corte transversal - esquerda e corte longitudinal - direita) [COSTA 12, 1971]

Outra solução encontrada neste tipo de edifícios é o revestimento constituído por pranchas de madeira com espessuras entre 10 e 20 mm, sobrepostas formando um forro que se designa por 'saia e camisa', como se apresenta na Figura 38 e na Figura 39 [APPLETON, 2003]. Por fim, em construções mais nobres, o estuque é trabalhado de diversas formas e por vezes nota-se a intenção de imitar os tectos de talha.

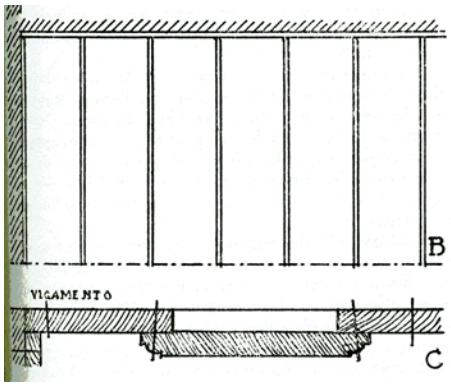


Figura 38 - Esquema de tecto em 'camisa e saia', B - vista em planta e C - Corte [COSTA 12, 1971]

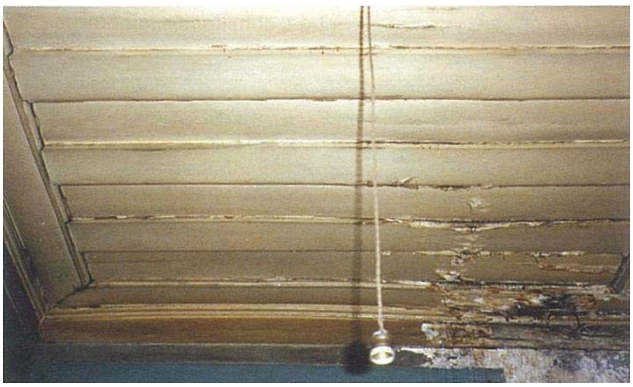


Figura 39 - Tecto em 'camisa e saia' [APPLETON, 2003]

2.3.4 Escadas

As escadas dos edifícios pombalinos também diferem consoante os pisos em que se inserem. Geralmente, o primeiro lanço de escadas é constituído por alvenaria e os degraus por pedra enquanto nos restantes pisos a estrutura das paredes da caixa de escadas é semelhante à dos frontais, ou seja, é constituída por elementos de madeira ligados entre si e preenchidos com alvenaria de tijolo ou de pedra miúda. Os cobertores e os espelhos são constituídos por simples pranchas de madeira muitas vezes simplesmente pregadas sobre as pernas [MASCARENHAS, 2004]. Por vezes encontram-se algumas variantes a este 'tipo' que reproduzem a heterogeneidade dos edifícios pombalinos na baixa da cidade de Lisboa, como por

exemplo o prolongamento das escadas de pedra até pisos superiores. A estrutura de madeira da escada, geralmente encontrada acima do primeiro piso, ainda sem alvenaria está representada na Figura 40 e na Figura 41. A caixa de escadas engloba, entre dois pisos consecutivos, dois lanços de escadas e um patamar intermédio apoiado num frechal criado para esta função.

Figura 40 - Lance de escadas em madeira [PENA, 2008]

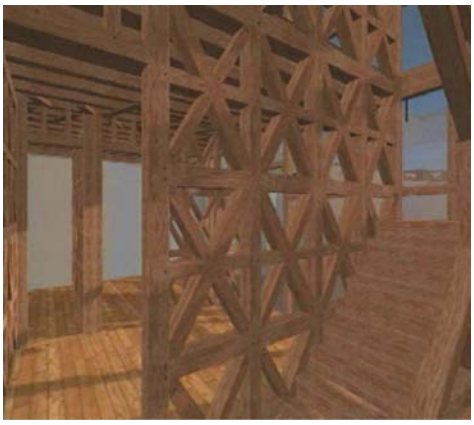


Figura 41 - Imagem da estrutura da escada inserida na gaiola [SILVA, 2007]

2.3.5 Vãos

O espaço para os vãos já existe na estrutura das paredes de fachada pois esta foi pensada para ter aberturas para esta função. A execução dos vãos consiste na introdução de arcos rectos (do lado interior) e archetes (do lado exterior) de tijolo ou ladrilho cerâmico, e o seu arranque é feito com uma pedra de maiores dimensões que contém uma entrega na parede de alvenaria, como apresentado na Figura 42 [SILVA, 2007].

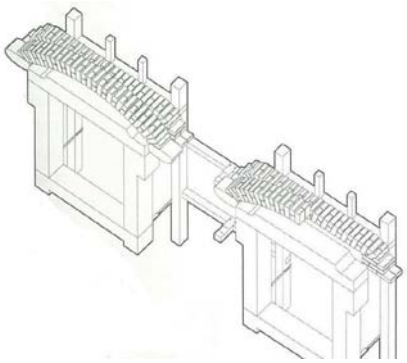


Figura 42 - Cabeceiras [SILVA, 2007]

2.3.6 Cobertura

As coberturas dos edifícios pombalinos são inclinadas e encontram-se diversas formas mas a sua principal constituição é formada por telhas canudo colocadas sobre uma estrutura de madeira formada por asnas, madres, fileiras, um conjunto ripas e varas apoiadas em frechais, estando estes apoiados nos prolongamentos das paredes. Apesar da diversidade dos tipos de cobertura encontrados nos edifícios pombalinos distinguem-se dois principais tipos. O primeiro tipo, da autoria de Eugénio dos Santos, é

constituído por uma estrutura simples triangular de duas águas, geralmente simétricas. O segundo tipo, da autoria de Carlos Mardel, corresponde a coberturas amansardadas, que enriquecem a arquitectura do edifício e também são compostas por duas águas. Este último tipo é encontrado essencialmente na Praça do Rossio. [SILVA, 2007] Apenas os prédios de gaveto possuem quatro águas, devido à sua localização. Os telhados de mansarda, apesar da sua estrutura e construção ser bastante mais complexa, permitem que este último piso possua um pé-direito superior, o que torna praticamente toda a área habitável e garante um bom acesso às janelas [MASCARENHAS, 2004].

A composição de uma asna vulgar (Figura 43) consta de uma linha, duas pernas, um pendural e duas escoras. A linha fica sempre em posição horizontal, as pernas assentam sobre a linha em posição inclinada para a boa formação das vertentes do telhado, o pendural fica apertado verticalmente no vértice do telhado pelas pernas, e as escoras ficam inclinadas, ligando as pernas ao pendural.

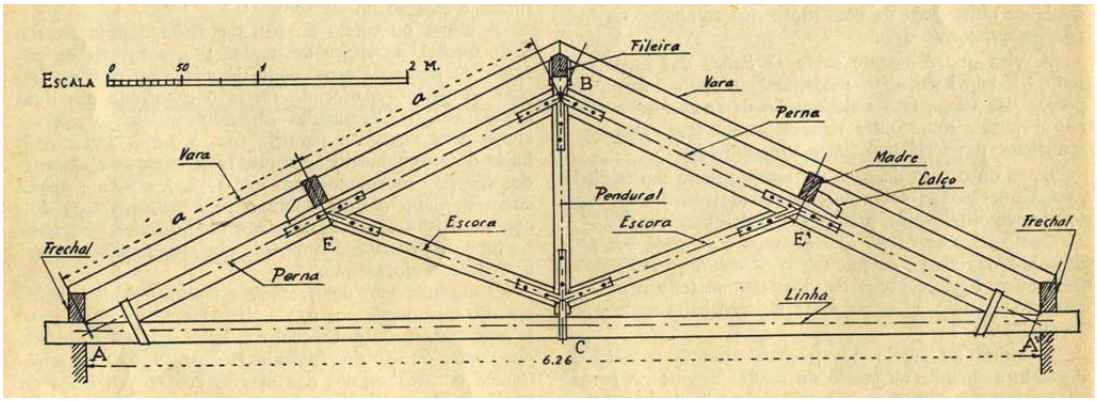


Figura 43 - Esquema de uma asna simples [COSTA 1, 1971]

Nas asnas de mansarda (Figura 44), além das peças anteriores encontram-se adicionalmente pernas de força, que apoiam a parte superior da construção, e a linha inferior onde assentam [COSTA 1, 1971].

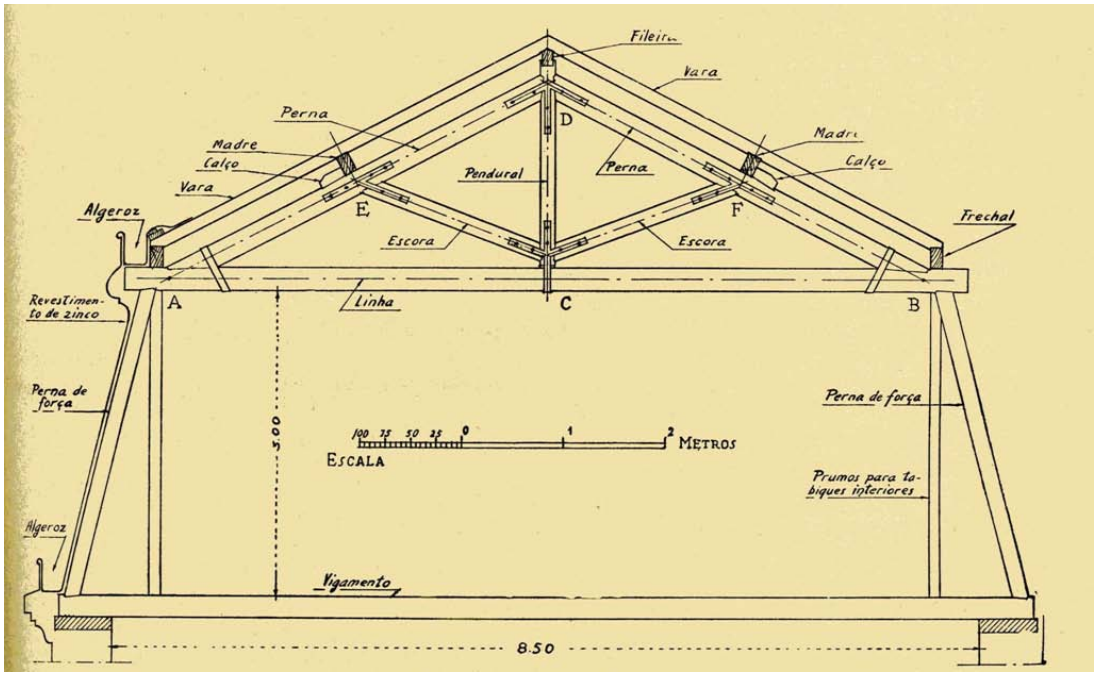


Figura 44 - Esquema de asna de mansarda vulgar [COSTA 2, 1971]

As ligações entre as várias peças das asnas são feitas por meio de samblagens e reforçadas/apertadas com vários tipos de elementos metálicos como cruzetas, pés de galinhas, têes, esquadros, entre outros. Algumas destas ferragens estão esquematizadas na Figura 45.

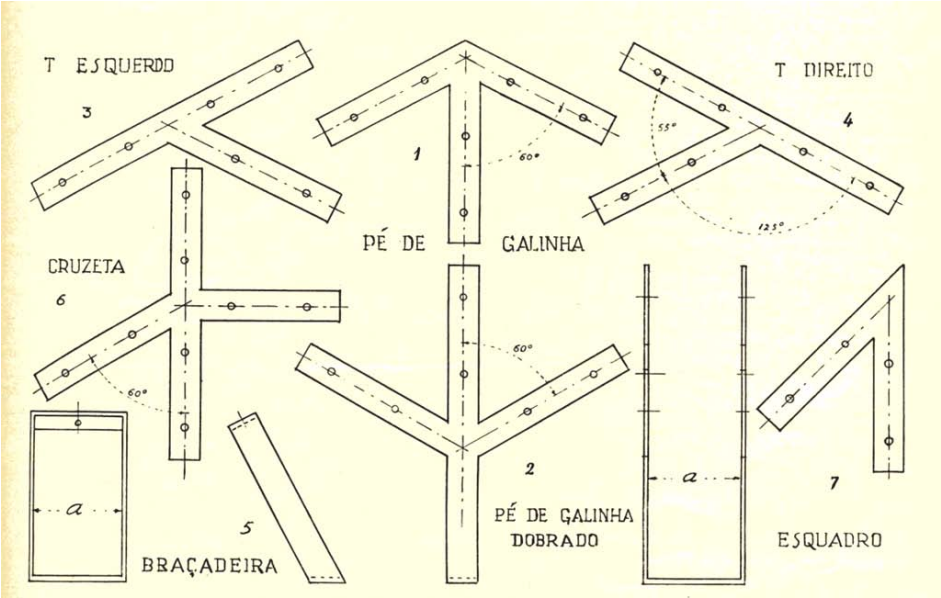


Figura 45 - Diversas ferragens das asnas [COSTA 1, 1971]

Muitas das ligações são do tipo respiga e mecha como é o caso da linha e do pendural onde se abrem umas mechas para receberem as respigas das pernas. Nas pernas e no pendural também se abrem as mechas para as respigas das escoras. A extremidade inferior do pendural é provida de uma respiga destinada a entrar numa mecha aberta na linha. Esta samblagem serve para o pendural não apoiar directamente na linha e desta maneira não sofrer deformações por torção nem se desviar da prumada da linha [COSTA 1, 1971]. Na Figura 46 estão esquematizadas algumas samblagens executadas nas asnas de cobertura.

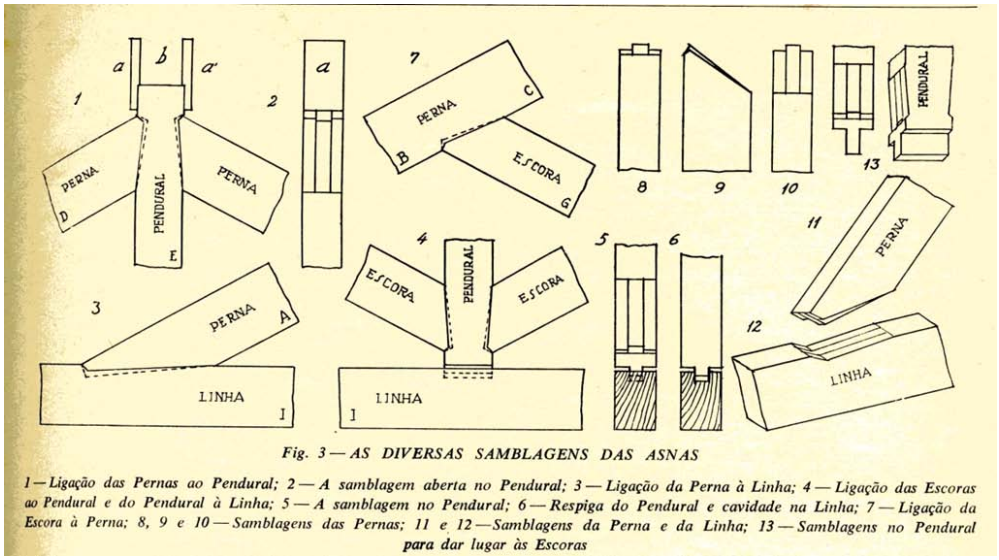


Fig. 3 — AS DIVERSAS SAMBLAGENS DAS ASNAS

1 — Ligação das Pernas ao Pendural; 2 — A samblagem aberta no Pendural; 3 — Ligação da Perna à Linha; 4 — Ligação das Escoras ao Pendural e do Pendural à Linha; 5 — A samblagem no Pendural; 6 — Respiga do Pendural e cavidade na Linha; 7 — Ligação da Escora à Perna; 8, 9 e 10 — Samblagens das Pernas; 11 e 12 — Samblagens da Perna e da Linha; 13 — Samblagens no Pendural para dar lugar às Escoras

Figura 46 - Diversas samblagens das asnas [COSTA 1, 1971]

As madres são vigas colocadas a meio das vertentes dos telhados e apoiam sobre as pernas das asnas por meio de calços ou cunhos de madeira pregados à perna. Os frechais são vigas pregadas às linhas das asnas em todo o comprimento, ligando as asnas entre si. A fileira é uma viga assente sobre o topo dos pendurais, formando o espigão do telhado e percorrendo também todas as asnas. O assentamento das fileiras pode ser feito de duas maneiras: a fileira assenta sobre uma caixa aberta no pendural ou assenta no topo deste e é amparada por abas fixadas aos dois elementos. Todos estes aspectos e pormenores estão representados na Figura 47.

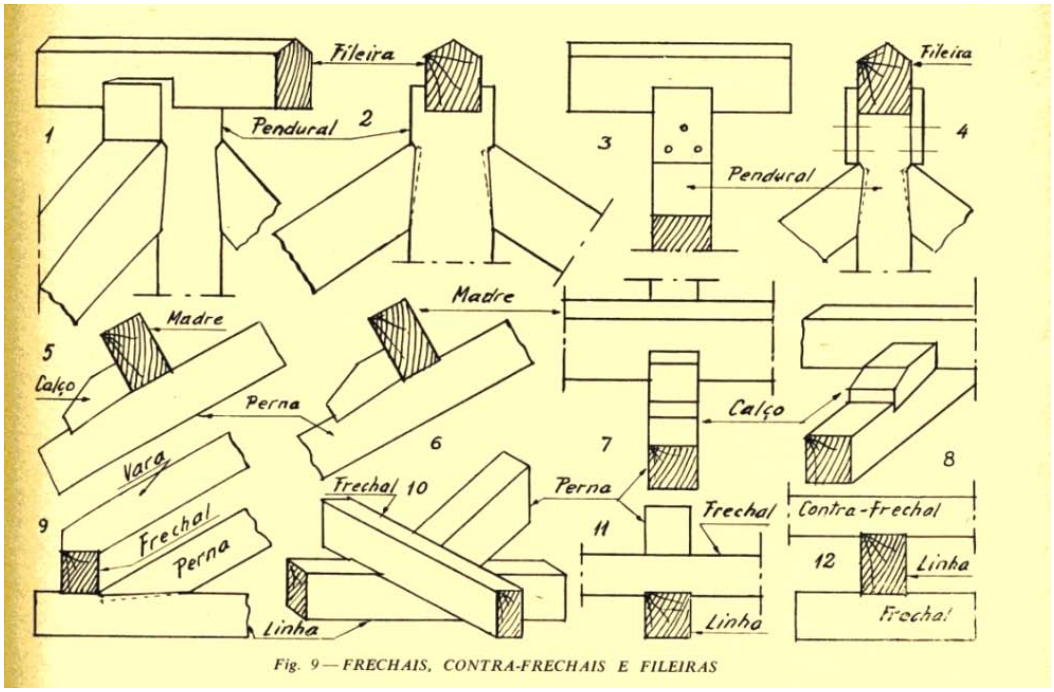


Figura 47 - Frechais, contra-frechais e fileiras [COSTA 1, 1971]

As asnas de mansarda comportam na parte superior uma asna vulgar, como a descrita anteriormente, e inferiormente tem-se uma estrutura diferente composta por pernas de força, ganhando assim muito espaço na cobertura.

A estrutura é rematada por uma cimalha, de alvenaria, e as telhas assentes com argamassa, para terem uma melhor ligação e impedir a sua queda. Nas coberturas existem também beirados para captação das águas pluviais.

Neste último piso, destinado também a habitação, os espaços vazios existentes nas asnas não são preenchidos com alvenaria como as paredes de frontal. Nota-se, com esta solução, a preocupação com os aspectos sísmicos, nomeadamente como a redução da massa em altura. As coberturas eram também dotadas de aberturas para a melhoria de arejamento e entrada de luz como as águas furtadas ou as trapeiras. As águas furtadas consistem em telhados pequenos com janelas inseridos no telhado principal, onde a janela está ligeiramente recolhida. As paredes exteriores dos vãos das águas furtadas são de tabique. As trapeiras são janelas de dimensões inferiores destinadas a melhorar a ventilação da cobertura.

2.4 Materiais de construção

Os materiais originais de excelência dos edifícios pombalinos são a madeira e a alvenaria. Com menor importância e abundância é o ferro, que é utilizado nos dispositivos de ligação entre os elementos estruturais, por vezes sob a forma de simples pregos. Seguidamente são descritos todos estes materiais.

2.4.1 Alvenaria

A alvenaria é um material utilizado em todos os elementos estruturais excepto na cobertura, pavimentos e nas estacas. Assim, trata-se de um material estrutural de elevada importância no estudo deste tipo de edifícios. Este consiste num material heterogéneo, anisotrópico e descontínuo, constituído por blocos de pedra e/ou tijolos agregados por uma argamassa que neste caso apresenta características resistentes muito fracas. Podem-se diferenciar alguns tipos de alvenaria encontrada nos vários elementos como a alvenaria aparelhada ou alvenaria irregular (de pedra ou de elementos cerâmicos). Em geral, onde se encontra alvenaria aparelhada, regular, é nas abóbadas, nos arcos ao nível do piso térreo e nos socos e pilastras, incluindo cunhais, e alvenaria não aparelhada (irregular) nas paredes. [CARDOSO, 2002]

As paredes de alvenaria são constituídas por blocos de dimensões variadas, naturais ou trabalhados colocados uns sobre os outros, assentes com argamassa de cal aérea e areia. Os leitos de argamassa de cal eram fartos e incluiam também pedaços de material cerâmico, fazendo com que as pedras não assentassem umas sobre as outras, mas separadas por esses leitos de argamassa com cacos cerâmicos, criando assim um leito regular [SILVA, 2007].

A alvenaria que constitui as paredes apresenta uma resistência à tracção muito baixa, apresenta reduzida resistência a esforços de corte mas por outro lado, resiste bem a esforços de compressão.

2.4.2 Madeira

A madeira é um material utilizado com bastante abundância nos edifícios pombalinos. É um material facilmente trabalhável, adaptando-se a diversas geometrias. Existe uma grande variabilidade de espécies de madeira presentes nesta época e em cada edifício, observando-se diferenças em cada piso e entre pisos. As espécies variam também consoante o elemento onde se encontram mas, em geral, encontra-se pinho bravo nas estacas, castanho, casquinha e pitspaine nos pavimentos, nos frontais existe uma grande variabilidade entre o castanho, a casquinha, o carvalho, o pinho e o azinho e nas coberturas era essencialmente utilizado castanho e casquinha.

As construções de madeira são menos duradouras que as de pedra e de alvenaria, pois a madeira é um material combustível, atacável pelos insectos e fungos. É um material leve, elástico e fácil de construir, resiste bem aos movimentos do solo e os seus elementos podem ser susceptíveis de transporte [SEGURADO].

A avaliação e identificação da espécie de madeira dos elementos estruturais é um dos parâmetros relevantes para caracterizar o comportamento e a resistência a adoptar nos modelos. Outra consideração

importante na definição da resistência de uma peça é o seu estado de conservação ou a presença de alguns defeitos. A madeira é um material higroscópico, facilmente degradável na presença de humidade que poderá desenvolver vários tipos de ataque, como a acção de térmitas e fungos de podridão. Todas as patologias encontradas neste tipo de material estão apresentadas no capítulo seguinte, sendo apenas importante referir que algumas delas podem influenciar bastante na redução da sua resistência, como por exemplo a presença de nós nas secções [CARDOSO, 2002].

A madeira é um material anisotrópico, ou seja, exibe um comportamento diferente consoante a direcção do carregamento em relação à orientação das fibras. Os anéis que a constituem são o resultado do crescimento natural da árvore, dividindo-se em anéis de Outono (densos, escuros e resistentes) e de primavera (menos densos, mais claros e menos resistentes). Deste modo, a orientação das fibras face ao carregamento reflecte-se na resistência, sendo maior quando o carregamento é paralelo ao fio da madeira porque são os anéis de Outono (os mais resistentes) que asseguram a transmissão do carregamento. [CARDOSO, 2002]

2.4.3 Ferro

O ferro é um material de extrema importância na construção pombalina pois é o constituinte da maioria das peças de ligação dos vários elementos desde tirantes até aos simples pregos de ferro forjado utilizados nos pavimentos e nos frontais.

Garantindo uma boa ligação, um comportamento tridimensional um bom contraventamento das estruturas, os elementos metálicos surgem nas mais diversas formas. Emprega-se o ferro na carpintaria civil sob a forma de tirantes, pregos e cavilhas de diversas formas e dimensões, e em ferragens de várias formas, como braçadeiras, esquadros, ferrolhos, entre outros. Os pregos utilizados na construção pombalina são maioritariamente de ferro forjado (Figura 48). Trata-se de um material composto quase exclusivamente por ferro, com menos de 0,1% de carbono, e com inclusões de escória (cinza) [SILVA, 2007]. Estes são caracterizados por serem fabricados manualmente, de cabeça larga e chata e secção quadrada desigual terminada em bico ou gume, ligando muito bem à madeira, devido à sua aspereza, mas que também facilmente racham ao pregar [SEGURADO]. O comprimento dos pregos é função da espessura das madeiras a ligar.

Os ferrolhos são ferragens especiais destinadas a ligar os vigamentos de madeira às paredes de alvenaria, tendo uma diversidade de formas. São constituídos essencialmente por barras chatas de ferro, com furos para pregar ou aparafusar às pontas das vigas, e terminando do lado oposto num olhal em que se enfia um pedaço de varão ou vergalhão, chamado chaveta, que se vê na parte exterior das paredes, com diferentes orientações. Quando não se podem deixar as chavetas dos ferrolhos aparentes, faz-se o uso de ferrolhos de esquadro, que diferem dos anteriores pelo facto da barra ser dobrada, ficando o ramo vertical no interior da parede. [SEGURADO]

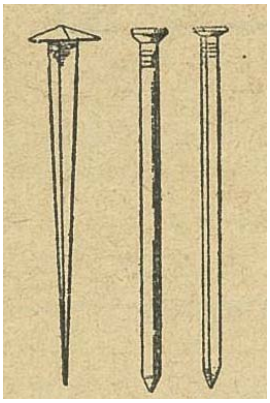


Figura 48 - Pregos utilizados na construção pombalina [SEGURADO]

2.4.4 Ligações

Como já foi referido, o frontal é constituído por prumos ligados aos frechais superior e inferior, havendo uma distinção entre os prumos de vão e os intermédios. Estes prumos são ligados entre si por travessas e por escoras, formando cruzes de Santo André. O tipo de ligação das várias peças é bastante variado, podendo-se encontrar diversos tipos de samblagens. Uma samblagem é tanto mais forte, quanto mais simples for. Estes tipos de ligações encontram-se descritos de seguida.

Respiga e mecha

Este tipo de ligação é um dos métodos mais simples de ligar duas peças de madeira, fazendo entre si o ângulo desejado. Este tipo de ligação já foi mencionado neste trabalho na ligação das peças nas asnas de cobertura, por exemplo. Este processo consiste em talhar o topo de uma das peças, rebaixando-o, de modo a diminuir-lhe a secção, deixando uma saliência que poderá ser quadrada ou rectangular. A este topo chama-se respiga, que funciona como macho. Na outra peça abre-se uma cavidade com a forma da respiga a que se dá o nome de mecha. Pode-se tornar a ligação mais sólida com recurso a uma cavilha de ferro. Geralmente a mecha é aberta a meio da peça, a espessura da respiga é 1/3 da altura e o seu comprimento deve ser igual à profundidade da mecha para que as pressões se transmitam igualmente ao fundo da mecha e à largura da peça. Para facilitar a entrada da respiga os seus cantos inferiores são chanfrados. [SEGURADO] Este tipo de samblagem está representado na Figura 49.

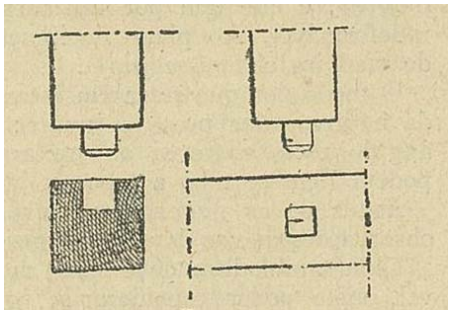


Figura 49 - Respiga e mecha [SEGURADO]

Existem também variantes a esta samblagem como a respiga dupla, onde os elementos apresentam duas mechas e duas respigas, samblagem esta mais forte mas que necessita de elementos de madeira mais grossos.

Malhete

Esta samblagem é usada nas ligações rectas de elementos, é muito resistente e usada para peças que têm de resistir a esforços de tracção. É igualmente uma respiga e mecha mas apresenta uma forma diferente, como se pode observar na Figura 50 e Figura 51.

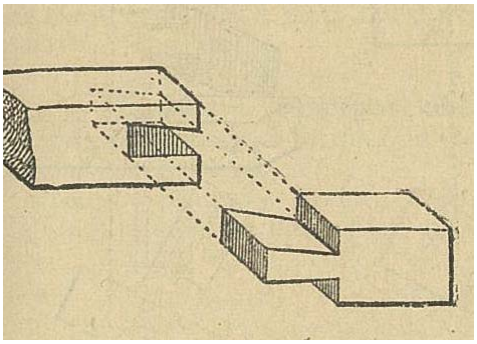


Figura 50 - Malhete em junção a topo

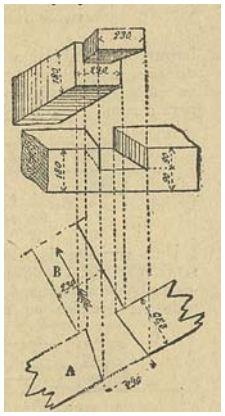


Figura 51- Malhete à meia-madeira

Meia madeira

Este tipo de ligação é feita de maneira a que ambas as peças de madeira pareçam contínuas consoante a vista de frente ou de trás. Cada uma das peças apresenta um corte onde encaixa a outra, ficando as suas duas superfícies principais à face. Estas ligações podem ser reforçadas com cavilhas ou com pregos de ferro forjado, no caso dos frontais pombalinos. Este entalhe é bastante encontrado, não só nos nós formados pelos prumos e travessas, mas principalmente nos encontros dos elementos oblíquos, como as diagonais dos frontais.

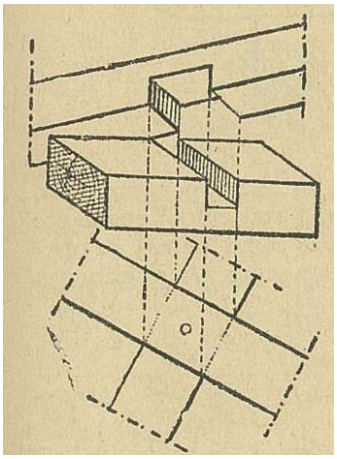


Figura 52 - Junção de duas peças a meia-madeira [SEGURADO]

3 Patologias nos edifícios pombalinos

3.1 Introdução

Neste capítulo descrevem-se as patologias mais comuns e relevantes encontradas nos edifícios pombalinos. Será feita uma sistematização dos vários aspectos relacionados com as anomalias, as suas causas, e a sua relevância como factor de degradação em edifícios. Numa primeira fase serão analisadas as principais causas, de uma maneira global, e, por fim, serão identificadas as anomalias elemento a elemento.

Desenvolver uma tipificação de causas para as diversas anomalias nos edifícios pombalinos é uma tarefa de alguma dificuldade pois, apesar de serem da mesma época construtiva, apresentam grande variedade. A principal dificuldade provém essencialmente da forte influência da componente humana nas várias fases do processo de projecto, construção, e utilização/degradação. Para além destes factores, a interpretação entre causas e efeitos dos vários fenómenos pode não ser imediata, o que gera situações em que o mesmo acontecimento é consequência de um ou mais fenómenos a montante e ao mesmo tempo é causa de outros fenómenos a jusante [LNEC, 2006].

Enumerar e hierarquizar as anomalias é um processo de elevada complexidade, principalmente em situações extremas. Nestas situações, as anomalias decorrem, não apenas devido a um factor, mas sim à conjugação de vários factores adversos, que podem acontecer em simultâneo no tempo ou surgir na sequência de acumulações de acções.

Para um correcto diagnóstico das causas, deveria existir um modelo que permitisse estabelecer uma relação entre causas e efeitos. Na prática, não se dispõe de tal modelo, devido à complexidade que a sua execução implica. Tenta-se, portanto compilar o máximo de informação possível que permita conhecer o objecto de estudo. Depois de visitas de inspecção aos locais, de análises experimentais e da recolha de informação é possível o estabelecimento do diagnóstico das causas da anomalia em estudo. Um diagnóstico correcto, proporcionando a identificação das causas patológicas, é condição indispensável para o desaparecimento ou interrupção da progressão dos efeitos provocados pelas anomalias [LNEC, 2006].

As causas das patologias podem-se diferenciar nos seguintes grupos (Figura 53).

Figura 53 – Diagrama com os principais tipos de causas causadoras de patologias

No caso particular dos edifícios pombalinos, a principal causa das anomalias é natural e prende-se com o envelhecimento, inevitável, dos próprios materiais, levando à modificação das características de elasticidade, de resistência mecânica, entre outros [APPLETON, 2003]. As outras anomalias ou insuficiências são resultado de determinadas ocorrências, devidas a opções tomadas, quer em projecto, quer em todo o processo de construção, quer nas intervenções ao longo do tempo, que poderão ter acontecido. Esta ligação está representada no diagrama na Figura 54.

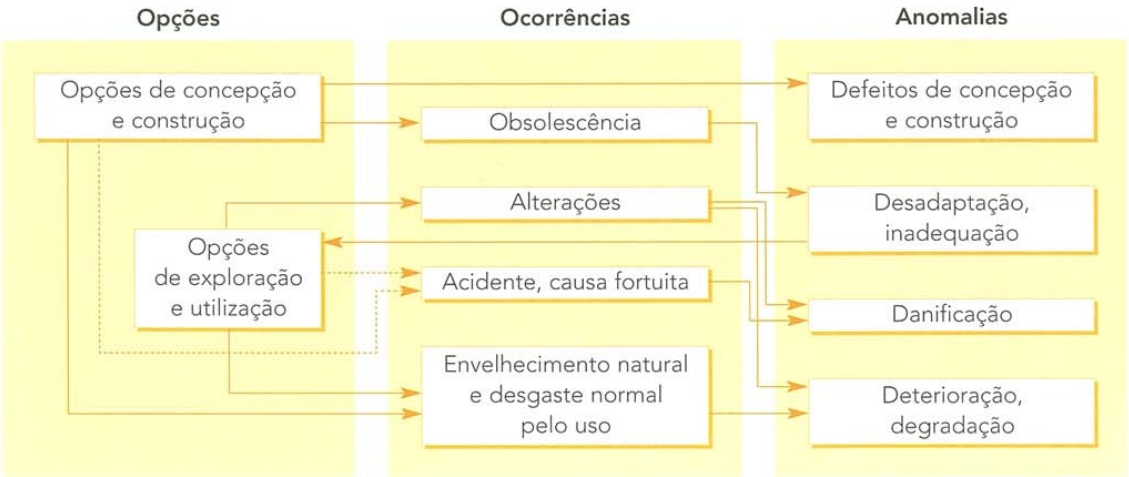


Figura 54 - Diagrama de ocorrências de anomalias [SILVA, 2007]

Deste modo, é do maior interesse nesta primeira fase distinguir as patologias associadas à concepção e construção e patologias resultantes da utilização e exploração.

3.2 Patologias associadas à concepção e construção

Os erros humanos podem ser muito variados e podem ocorrer na fase de construção. Apesar de, nos edifícios contemporâneos, esta fase de execução propriamente dita seja considerada a mais crítica (pois as decisões tomadas nesta fase podem afectar a estrutura de maneira definitiva), [LNEC, 2006] no caso dos edifícios pombalinos uma grande parte das anomalias é devida às opções de utilização e exploração. No caso dos edifícios correntes, existem vários processos que levam a que esta fase seja a mais crítica, como a má qualidade dos materiais empregues, a não-conformidade entre o projectado e o executado, mão-de-obra não qualificada, má interpretação do projecto, entre outros. Estas questões não se podem extrapolar para a época de construção pombalina, pois esta é caracterizada por ter uma mão-de-obra especializada e um plano específico que não deixava muita margem para os erros descritos anteriormente. As anomalias encontradas associadas à concepção dos edifícios pombalinos são anomalias estruturais. A principal anomalia deste tipo é a irregularidade em altura [SILVA, 2007]. Como já foi descrito no capítulo anterior, os edifícios apresentam uma estrutura totalmente diferente acima e abaixo do piso térreo. Na construção pombalina 'típica' a estrutura acima do piso térreo é constituída pela gaiola tridimensional de madeira e as paredes exteriores de alvenaria, enquanto que abaixo deste nível a estrutura é composta por arcos, pavimentos e paredes de alvenaria. Se for este o caso, a parte superior é muito mais flexível do que a subjacente e existe, portanto, uma grande perda de rigidez a este nível. Esta diferença de rigidez pode ser considerada hoje em dia como uma insuficiência estrutural devido ao avanço do conhecimento de dinâmica e de engenharia sísmica. De facto, segundo o Eurocódigo 8 [EC8, 1991], esta particularidade é tida em conta. Contudo, nem sempre se encontra esta diferença clara de diferença de rigidezes pois a composição dos edifícios existentes na baixa é muito variada, nomeadamente a eventual inexistência da estrutura em alvenaria no rés do chão ou outras diferenças que levam à não generalização deste aspecto.
Outras anomalias que se podem considerar estruturais e cometidas nesta fase são as deficientes ligações entre os elementos da gaiola provocadas por eventuais erros. Uma ligação mal efectuada pode ser danosa localmente mas, excepto em pontos críticos, não afecta globalmente o edifício podendo até observar-se várias falhas e faltas de elementos nos edifícios da baixa. Isto deve-se ao facto de a estrutura ser altamente hiperstática e ter boa capacidade de redistribuição de esforços.

3.3 Patologias resultantes das opções de exploração e utilização

Ao longo do tempo os edifícios pombalinos têm sofrido inúmeras alterações pelos seus utentes, por vezes com o desrespeito total pelas características iniciais de construção. Estas alterações podem ser pontuais, como a remoção de paredes, alargamentos de compartimentos e a alteração das condições de utilização dos andares, ao qual normalmente está associado um aumento das cargas actuantes que reduz a capacidade resistente inicial dos materiais. Outro tipo de alteração, mais gravosa a nível do edifício, consiste na sua **alteração em altura**, como a ampliação destes em altura (Figura 55) ou na introdução de caves. Estes tipos de intervenção sem o estudo prévio de segurança e estabilidade, não são desejáveis, pois provocam na estrutura a actuação de cargas adicionais e consequente aumento de esforços e

deslocamentos de toda a estrutura, durante a acção sísmica, em particular. O planeamento inicial, da época pós-terramoto, consistia na construção de edifícios com as mesmas características, já definidas no capítulo anterior mas, na realidade, olhando para o topo dos edifícios das ruas da Baixa constata-se que alguns têm mais andares, podendo corresponder à época de construção de edifícios pombalinos tardios, e já construídos de raiz desta maneira, ou podem ter sido acrescentados pisos à estrutura inicial. Deverá haver um certo cuidado, em relação às paredes exteriores de alvenaria, pois os pisos acrescentados podem não ter sido devidamente ligados a estas através de paredes interiores perpendiculares [LOPES e MONTEIRO, 2008].

Um outro tipo de intervenções gravosas consiste nas alterações feitas ao nível do rés-do-chão. Estas estão associadas a aberturas de vãos, suprimindo elementos estruturais verticais devido à necessidade de alargar os espaços comerciais, o que origina uma redução brusca de rigidez a este nível criando os pisos vazados ou *soft-storeys* artificiais, posteriores à construção inicial. Este é um tipo de irregularidade estrutural que a observação de sismos no passado mostra ser bastante nocivo. Estes elementos verticais suprimidos são facilmente identificáveis pelo contraste com os andares superiores, onde estes elementos são visíveis na fachada, como está representado na Figura 56. [LOPES e MONTEIRO, 2008]

Figura 55 - Acrescento de pisos [SILVA, 2007]

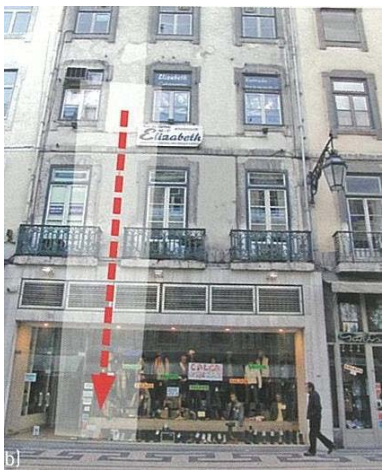


Figura 56 - Remoção de pilares ao nível do rés-do-chão [LOPES e MONTEIRO, 2008]

Contudo, a necessidade de alteração e adaptação das zonas comerciais a novas funções, ao nível do piso térreo, não implica alterações estruturais nocivas. Nestas intervenções deve-se ter um cuidado especial com este aspecto.

O comportamento global do edifício é influenciado pela disposição em planta e pelo arranjo espacial das paredes e massas. Assim, a introdução pontual de novos materiais, como metálicos ou de betão armado, deve ser evitada pois cria diferenciais de rigidez muito acentuados, o que leva ao aumento da excentricidade em planta entre a massa e a rigidez que introduz torções adicionais que podem dar origem a danos na estrutura [COSTA, 2008]. O aumento da massa provocado pela utilização de betão armado pode ter efeitos negativos no comportamento sísmico, para além de ser responsável por adulterações profundas dos edifícios pombalinos [SILVA, 2007]. Por vezes, todo o interior do edifício está alterado e substituído por

elementos como os descritos, com total desrespeito pela construção original. Um exemplo desta situação é o caso do edifício actual do Banco Santander Totta, que ficou com amplos espaços livres interiores [SILVA, 2007]. No entanto, este tipo de reabilitação, onde apenas se deixa intocável a fachada do edifício, leva à perda irremediável do valor arquitectónico dos edifícios da baixa pombalina.

Outro tipo de intervenção também de extrema gravidade, que se encontra nos edifícios pombalinos, consiste na execução de diversas instalações ao longo dos anos, acompanhando as necessidades de salubridade e conforto dos utentes, como o abastecimento de água, esgotos, rede eléctrica e gás. Estas intervenções, por vezes, não respeitam os elementos estruturais e provocam danos e alterações irreversíveis, como o corte de elementos de madeira das paredes de frontal para a colocação de canalizações. Existem alguns exemplos desta situação nos edifícios da Baixa de Lisboa, em que elementos de madeira da gaiola pombalina são intersectados por canalizações ou instalação de outro tipo de equipamentos (Figura 57). Estes elementos são importantes para a absorção de forças de inércia horizontais, que se geram durante a actuação de um sismo, e o seu corte enfraquece o seu contributo na dissipação de energia da estrutura e enfraquece a própria gaiola que sustém as paredes exteriores de alvenaria [LOPES e MONTEIRO, 2008].

Figura 57 - Interrupção da estrutura resistente de madeira para passagem de tubagens [LOPES e MONTEIRO, 2008]

3.4 Patologias em fundações

As anomalias em edifícios associadas às fundações são geralmente devidas a movimentos nos seus elementos de suporte. Estes movimentos podem ser verticais devido às acções do peso próprio e cargas verticais, ou ainda horizontais, devido a deformações ou acções impostas, não directamente ligadas aos edifícios.

Por vezes, as fundações dos edifícios da baixa pombalina são constituídas por estacaria de madeira, e este material tem-se encontrado sujeito a variações do nível freático nas últimas décadas, o que leva ao seu apodrecimento e consequente perda de secção que pode dar lugar a deformações do edifício. Para além deste efeito, o espaço antes ocupado pela água à volta da fundação passa a ser ocupado apenas pelo

terreno o que pode gerar assentamentos. Estes assentamentos diferenciais podem provocar fendilhação nos pisos superiores e por vezes desalinhamento e fractura das cantarias (Figura 58) [SILVA, 2007]. Este efeito é minimizado pela capacidade de redistribuição de esforços entre os vários elementos de suporte.

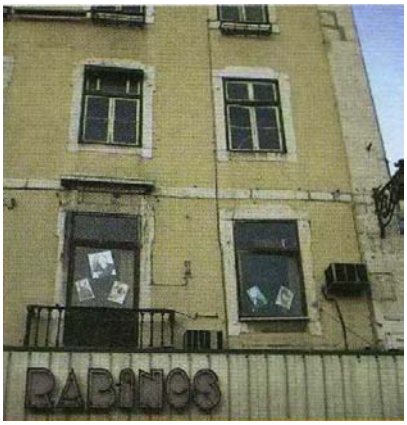


Figura 58 - Desalinhamento das cantarias devido a cedência da fundação [SILVA, 2007]

3.5 Patologias em paredes resistentes

3.5.1 Paredes de alvenaria

Os tipos de anomalias associados a estruturas de alvenaria são a fendilhação, esmagamentos localizados e desagregações.

A **fendilhação** está geralmente associada à fraca capacidade resistente à tracção da alvenaria, como por exemplo as fendas inclinadas que se geram devido aos assentamentos diferenciais de fundações, descritos anteriormente. Estas fendas podem ocorrer na zona corrente das paredes, embora se verifique, em geral, que procuram os pontos mais fracos como as aberturas para portas e janelas, especialmente no seu contorno, onde se geram os maiores esforços (Figura 59) [APPLETON, 2003]. A fendilhação que ocorre nestas paredes pode também estar associada à acção dos sismos, já que as forças horizontais paralelas ao seu plano produzem fendilhação diagonal devido ao facto de o sismo produzir tensões de tracção, alternadamente em ambas as direcções [COSTA, 2008], sendo características, por isso, as fendas cruzadas a 45º [LNEC, 2006].

Figura 59 - Fendas nos pontos fracos da alvenaria [APPLETON, 2003]

Figura 60 - Fenda inclinada em parede de alvenaria [SILVA, 2007]

As outras situações que podem dar origem a fendilhação nas paredes de alvenaria são (Figura 60): variações térmicas na alvenaria; corrosão de elementos metálicos embebidos; expansão da alvenaria por efeito da humidade e impulsos horizontais devidos ao abatimento de arcos ou abóbadas.
As acções referidas como causadoras de fendilhação nas paredes de alvenaria podem provocar, além de deslocamentos, fendilhações e rotações de uma parede, danos nas ligações entre paredes ortogonais ou com o pavimento e podem estar na origem de outras anomalias, tais como fendas em abóbadas e arcos e redução do comprimento de entrega do pavimento na parede [LNEC, 2006].

O **esmagamento** da alvenaria é um fenómeno localizado e não tão frequente como o anterior, ocorrendo nos pontos de aplicação de cargas concentradas excessivas, como acontece com a descarga de vigas em paredes, sem a disposição construtiva adequada. Esta anomalia é comum nos pisos onde as paredes de alvenaria são demolidas e substituídas por vigas metálicas que apoiam noutras paredes, que podem não ter a resistência necessária para o efeito [LNEC, 2006]. Outra situação onde ocorrem esmagamentos localizados corresponde à zona de contacto lateral entre vigas de madeira e a alvenaria. Durante a secagem que ocorre na obra, as vigas podem sofrer torções que provocam esmagamentos por compressões excessivas, pelo menos dos rebocos [APPLETON, 2003]. Se não houver uma adequada ligação entre a alvenaria e, por exemplo, a cantaria, podem ocorrer roturas por compressão devido à diferença das características mecânicas de ambos os materiais [LNEC, 2006].

As **desagregações** (Figura 61) são um fenómeno mais generalizado e estão na maioria dos casos ligadas à acção da humidade na alvenaria, que provoca a deterioração da argamassa e consequente diminuição da resistência da alvenaria (nomeadamente a resistência à compressão e ao corte). Pode também provocar a separação de elementos superficiais, diminuição da secção da parede e ainda a possível criação de excentricidade dos esforços actuantes. De facto, a água é o principal agente criador das patologias referidas na medida em que esta se infiltra na parede pelas fendas e vazios. No seu percurso, dissolve progressivamente os sais solúveis das argamassas até que as condições de humidade e temperatura

ambiente provocam a evaporação da água e a deposição dos sais dissolvidos na superfície da parede ou entre a parede e o reboco [LNEC, 2006]. Com a deposição destes sais nas zonas superficiais podem-se criar bolhas e empolamentos característicos. Estas bolhas também podem aparecer após obras de reabilitação, com a colocação de rebocos ou tintas com base pouco permeável ao vapor de água [APPLETON, 2003]. Todo este processo é agravado pela acção dos agentes climáticos, poluição da água e águas agressivas provenientes de roturas de redes de esgotos de águas residuais.

Figura 61 - Desagregação da alvenaria associada a fendilhação e destruição do reboco [APPLETON, 2003]

As patologias encontradas nas paredes de alvenaria dos edifícios pombalinos devidas a causas de utilização são principalmente:

- a redução de secção da parede devido à execução de roços para tubagens de instalações, que enfraquece a estrutura no seu comportamento a acções verticais e horizontais como a sísmica;
- a eliminação parcial de nembos nas paredes principais que põe em risco a estabilidade e é muito prejudicial do ponto de vista sísmico;
- arenização e erosão da argamassa de assentamento devido à deficiência do ligante ou da execução, que propicia a penetração da água e agrava a degradação dos materiais [SILVA, 2007].

3.5.2 Paredes de frontal e tabique

Decidiu-se separar as paredes principais constituídas apenas por alvenaria das que contêm elementos de madeira, mais concretamente os frontais. As anomalias encontradas nestes elementos do edifício podem-se separar em dois conjuntos. O primeiro que tem como causa a deterioração da madeira como material e um segundo que é devido a alterações feitas na utilização dos edifícios ou a deformações de outros elementos a este ligados.

A causa principal das anomalias do primeiro grupo, ou seja, da deterioração da madeira está relacionada com a humidade. Esta humidade pode surgir de várias formas nos edifícios, pelo que se considerou interessante fazer a sua diferenciação nesta fase e mostrar as suas várias formas de manifestação. De uma maneira geral são seis as principais formas de manifestação da humidade: humidade de construção; humidade do terreno; humidade de precipitação; humidade de condensação; humidade devida à higroscopicidade dos materiais; humidade devida a causas fortuitas [LNEC, 2006]. Na Figura 61 apresenta-se um esquema com algumas fontes de humidade em habitações.

Figura 62 - Possíveis fontes de humidades em habitações [LNEC, 2006]

A **humidade de construção** é devida a todos os procedimentos na fase de construção que envolvam água e prejudiquem os materiais susceptíveis em contacto com esta. No caso dos edifícios pombalinos esta humidade pode ser proveniente de obras de reabilitação e reforço realizadas durante toda a sua vida e que possam ter afectado os elementos de madeira, se não tiverem sido tomadas as devidas precauções. A **humidade do terreno** pode afectar os elementos em contacto com o terreno e não só, sob a forma de águas superficiais ou freáticas que ascendem por capilaridade. A **humidade de precipitação** é devida a água das chuvas que penetra nos edifícios através da sua envolvente exterior por fendas, pelos poros de materiais, pela ausência de dispositivos de evacuação de água, entre outros. A **humidade de condensação** provém do vapor de água existente devido à utilização natural do edifício. **Higrospicidade** é a propriedade que os materiais porosos têm para, quando colocados no estado seco num meio ambiente com uma dada humidade relativa, reterem nos seus poros uma certa quantidade da humidade existente no ambiente, até se atingir um equilíbrio. [LNEC, 2006] A madeira é um material bastante higroscópico, logo muito afectada por esta causa, podendo provocar inchamentos e empolamentos nas peças. Por fim, na **humidade devida a causas fortuitas** incluem-se todos os casos de carácter acidental como por exemplo inundações, rotura de tubagens, entre outros. Este último caso de humidade tem bastante importância no caso dos edifícios pombalinos devido à sua elevada idade e consequente maior probabilidade de terem sofrido abandonos e degradação dos materiais mais expostos que propiciam a entrada de água no edifício.

Apesar de as paredes exteriores estarem mais susceptíveis ao humedecimento provocado pela água da chuva, as paredes interiores também têm humidade que pode gerar térmitas e fungos podridão da madeira, como na Figura 63. Esta degradação dá-se ainda nas paredes que são atravessadas por redes de águas e esgotos onde ocorram, ou possam ter ocorrido, repasses nomeadamente em tubos de queda em grés pois são muito rígidos e consequentemente incompatíveis com os movimentos dos elementos de madeira, gerando roturas nos tubos (Figura 64) [APPLETON, 2003]. Além dos fungos e térmitas associados a

humidade excessiva, a madeira pode ser atacada por carunchos, insectos que atacam a madeira geralmente seca, provocando a perda de secção e de resistência (Figura 65) [LNEC, 2006].

Figura 63 - Apodrecimento de elementos de madeira devido ao ataque por fungos [APPLETON, 2003]

Figura 64 - Degradação de elementos do frontal por rotura da rede de água [APPLETON, 2003]

Segundo [APPLETON, 2003], as paredes com elementos de madeira que apresentam problemas de degradação nas peças são as que estiveram em contacto duradouro com água, enquanto que as que não foram afectadas pela presença de água apresentam os seus elementos de madeira íntegros e em excelente estado de conservação. A humidade em excesso nos elementos de madeira pode gerar falta de continuidade por desintegração de troços pequenos, por exemplo em prumos ou travessas, e ainda a perda de elementos das paredes de frontal, como está representado na Figura 66 [SILVA, 2007].

Figura 65 - Vigamento de pavimento em madeira atacada por caruncho [LNEC, 2006]

Figura 66 - Parede de frontal com falta de alguns elementos de madeira provavelmente por podridão desta [PENA, 2008]

É de salientar que a degradação da madeira pode envolver os nós de ligação constituídos por elementos metálicos, e desta maneira aumentar a deformabilidade global da estrutura e prejudicar o seu comportamento de contraventamento horizontal [LNEC, 2006].

No segundo grupo podem-se agrupar todas as anomalias provocadas por deficientes escolhas de utilização como corte de paredes ou elementos para a instalação de tubos, como já foi referido anteriormente, e anomalias provocadas por deformações da estrutura.

3.6 Patologias em pavimentos

Os pavimentos dos edifícios pombalinos podem ser de dois tipos, como foi explicado no capítulo anterior: de abóbadas e arcos, no primeiro piso, e de madeira nos pisos superiores.

Nos **pavimentos de madeira**, as causas descritas anteriormente para a madeira também são as causas patológicas encontradas nos pavimentos. Para além destas podem-se também observar deformações verticais significativas nos pavimentos de madeira. Esta deformação agrava-se com o ataque de insectos e de fungos de podridão que pode levar à rotação nos apoios, à diminuição de secções das peças e da sua função estrutural, a empenamentos e a fissuras [LNEC, 2006]. As deformações encontradas nos pavimentos podem também ter origem exterior, como em anomalias das paredes resistentes ou mudança de utilização e função dos espaços, onde em geral aumenta a carga actuante. Na Figura 67 e na Figura 68 encontra-se um pavimento de madeira degradado.

Figura 67 - Podridão promovida por humidade em excesso em elementos de madeira do pavimento [SILVA, 2007]

Figura 68 - Pavimento com deformação excessiva devido a apodrecimento de vigas [LNEC, 2006]

Apesar do estado de degradação em que muitos pavimentos se encontram, estes não sofrem colapsos integrais frequentes devido à complexa estrutura formada pelo solho pregado e pelo revestimento dos tectos e à sua capacidade de redistribuição de esforços [APPLETON, 2003]. Muitas das obras de adaptação e modificação dos edifícios geram danos irreversíveis à estrutura, como uma intervenção numa zona húmida que pode afectar a estrutura do pavimento (Figura 69). No caso dos pavimentos, muitas vezes nas intervenções nas cozinhas e casas de banhos, criam-se lajes de betão armado e devido à betonagem dever-se-iam proteger os pavimentos de madeira da água da amassadura, com uma tela impermeabilizante, o que muitas vezes não acontece, o que pode levar a infiltrações. A espessura das novas lajes de betão é pequena, de 60 a 100 mm, devido à necessidade de não criar descontinuidades de altura nos pavimentos dos vários compartimentos. Além da introdução de lajes de betão armado, têm também de ser colocadas

tubagens e acessórios de redes de esgotos, o que leva a cortar o revestimento de madeira existente e por vezes, quando não há espaço suficiente, cortam-se todos os vigamentos na espessura necessária. Esta situação é de extrema gravidade, não só pelo total desrespeito pela estrutura original, mas pela profunda alteração provocada na estrutura e no seu comportamento como um conjunto. [APPLETON, 2003]

Figura 69 - Soalho e vigamentos apodrecidos depois de intervenção numa casa de banho [APPLETON, 2003]

Em relação aos pavimentos dos pisos inferiores ao 1º andar, que são constituídos por arcos e abóbadas de alvenaria de pedra, as principais anomalias são as já referidas nas alvenarias. Nestes pavimentos também se podem observar deformações excessivas (Figura 70) ou fendilhação nas abóbadas (Figura 71) devido possivelmente a deformações dos elementos de base (colunas), à cedência ou deslocamento horizontal das paredes de apoio ou abatimento das fundações.

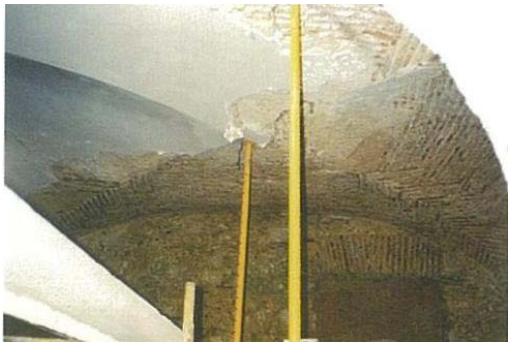


Figura 70 - Deformação excessiva das abóbadas [SILVA, 2007]

Figura 71 - Fendas em abóbadas devido a abatimento da fundação [SILVA, 2007]

3.7 Patologias em coberturas

As principais causas do quadro patológico encontrado nas coberturas estão relacionadas com a degradação dos materiais, nomeadamente a madeira, e com deficiências na execução. A primeira causa é fácil de compreender visto que a cobertura é um elemento da envolvente que está bastante exposto à acção da água, das variações de temperatura, do vento, da poluição, entre outros [APPLETON, 2003]. Todos estes

factores levam à degradação da madeira e propiciam o aparecimento de fungos e insectos. O ataque dos fungos de podridão, além de degradar as peças de madeira, afecta também as ligações de apoio e as ligações entre elementos, deixando as asnas de ser estruturas 'autoportantes' e aumentando as forças horizontais transmitidas às paredes [LNEC, 2006]. Todo este quadro patológico é agravado pela idade do edifício que pode levar a que algumas telhas se desencaixem, deixando entrar a água que humedece a madeira. As deformações que acabam por aparecer nos elementos da cobertura propagam-se aos revestimentos e aos pavimentos, alastrando para o resto da estrutura. Deve-se também ter atenção ao sistema de drenagem de águas pluviais com alguma monitorização para que não ocorram entupimentos, na maioria dos casos por causas fortuitas, devido ao crescimento de ervas, deposição de papéis, folhas de árvores e ninhos de aves [APPLETON, 2003].

4 Reabilitação de edifícios pombalinos

4.1 Introdução

A reabilitação é, no geral, o conjunto de operações destinadas a aumentar os níveis de qualidade do edifício, de forma a atingir os níveis de exigência mais severos que os originais, assim como introduzir, sempre que necessário, uma beneficiação geral [APPLETON, 2003].

Grande parte das construções existentes em Portugal foi construída em épocas em que não existia legislação que obrigasse ao cálculo sísmico e a construção pombalina encontra-se neste grupo. Embora isso não implique necessariamente que sejam construções fracas, podem apresentar um elevado risco face a ocorrência de sismos com probabilidade de ocorrência significativa [COSTA, 2008]. Este problema é agravado pela falta de manutenção do parque construído, que leva ao desenvolvimento de patologias diversas ao longo do tempo. Neste sentido, é imprescindível hoje em dia, intervir no parque edificado. A intervenção em edifícios pode-se realizar a vários níveis, sendo interessante realizar uma diferenciação entre eles.

A intervenção num edifício pode ser apenas uma **operação de manutenção**, onde são feitas operações preventivas com o fim de manter em bom funcionamento a edificação. Neste grupo de operações podem-se incluir pinturas de fachadas, limpeza e reparação da rede de drenagem, reparação de rebocos e pequenas reparações. Este processo tem extrema importância pois previne muitas anomalias, o que se torna também num ganho económico a longo prazo. Neste tipo de reabilitação ligeira, mantêm-se intocáveis a estrutura e organização espacial do edifício e a intervenção processa-se sem grandes transtornos para os utilizadores do edifício.

No caso de as intervenções irem mais longe, incluindo a melhoria de características dos elementos faz-se o **reforço**. Este reforço pode ser localizado ou global. Estas operações podem ser reforço de fundações e da estrutura, reforço de isolamento térmico e acústico ou ainda, por exemplo, a melhoria de alguns aspectos do edifício relacionados com a segurança ao fogo. Neste nível de intervenção, em geral, os utilizadores são já afectados pelo decorrer das obras.

A reabilitação profunda é adoptada quando os edifícios apresentam um grau de deterioração elevado que obriga a esta intervenção, incluindo reforço, consolidação ou mesmo substituição dos elementos afectados. O edifício é totalmente afectado, por vezes ficando apenas as paredes mestras. Os custos deste tipo de intervenção pouco diferem dos custos de uma construção nova, e podem ser até superiores, devido ao preço unitário dos trabalhos agravados pelos condicionamentos da operação [APPLETON, 2003].

Uma intervenção numa estrutura existente com o objectivo de melhorar ou corrigir o seu comportamento estrutural está geralmente associada a:

- alteração das acções actuantes, e seu aumento;
- uma nova utilização ou adequação do nível de segurança da estrutura para as acções especificadas na nova regulamentação;
- alteração geométrica da estrutura ou modificação do sistema estrutural ou ainda

- à correcção de anomalias associadas a várias causas, já descritas anteriormente.

Estas intervenções de reforço enfrentam algumas dificuldades como: a falta de informação relativa ao projecto e exploração do edifício ao longo do tempo; a ausência de regulamentação ou documentação sobre o reforço de estruturas; a difícil análise estrutural e respectiva avaliação da segurança e, por fim, o facto de todas as obras de reforço serem distintas, com as suas próprias especificidades, sendo raro encontrar situações semelhantes [APPLETON, COSTA, 2009]. Na elaboração de um projecto tem que se ter em conta os aspectos relativos à natureza e constituição dos edifícios e os seus condicionamentos como a localização e vizinhança e, sempre que possível, fazer uma investigação histórica.

4.2 Levantamento e diagnóstico

A decisão de intervenção de um edifício antigo deve ser tomada tendo perfeito conhecimento do edifício, nomeadamente o seu estado de conservação, a sua importância, a sua história, e do objectivo da intervenção. Este conhecimento é obtido através de um diagnóstico rigoroso apoiado em visitas de inspecção, estudos e análises. Existem vários tipos de intervenção nos edifícios, desde a demolição total do edifício existente e a construção de um novo, à demolição de todo o interior deixando apenas a fachada. A definição dos tipos e níveis de intervenção num edifício antigo deve pressupor o conhecimento adequado do objecto dessa intervenção [APPLETON, 2003].

Na primeira fase do diagnóstico deve ser feita uma **recolha de informação** contendo elementos de projecto e o levantamento geométrico e construtivo do edifício para assim ser possível desenhar plantas dos diferentes pisos e coberturas, alçados e cortes. O levantamento geométrico é bastante importante na medida em que permite que se identifiquem singularidades e resolver irregularidades que, de outra forma, seriam deixadas para a fase de execução da obra [APPLETON, 2003] tais como desvios verticais e horizontais relacionados com as deficiências estruturais [COSTA, 2008]. Todos estes aspectos contribuem para uma poupança económica, a longo prazo.

De seguida, deve ser feita uma **inspecção visual** para perceber a qualidade dos materiais, estado de conservação, caracterização da segurança e identificação de anomalias como fendilhação, deformação e deterioração. Na fase de planeamento desta inspecção básica definem-se os seus objectivos, estabelecem-se estratégias, escolhem-se testes e identificam-se os elementos estruturais. Nesta fase é feita uma estimativa de custos e preparação dos meios de segurança para a realização da inspecção, assim como a produção de desenhos para o registo das anomalias e localização de ensaios [APPLETON, COSTA, 2009]. Nesta inspecção, por exemplo, pela observação do estado dos apoios e da estrutura, pode-se ter uma percepção do funcionamento estrutural e se houve alteração deste, já que nos edifícios pombalinos já se sabe, à partida, o tipo de funcionamento estrutural do edifício. Deve-se ter especial atenção à eventual presença de água no interior das construções [COSTA, 2008]. No final desta inspecção devem ficar registados todos os danos observados na obra e deve ser feito um mapeamento das anomalias.

Dependendo do tipo e extensão das anomalias observadas pode ser necessário efectuar uma inspecção mais minuciosa, ou seja, uma **inspecção pormenorizada** que pode envolver a realização de diversos tipos

de ensaios além de uma memória descritiva e justificativa. Nos ensaios tenta-se verificar as dimensões dos elementos estruturais, as propriedades mecânicas dos materiais, a resposta estática e dinâmica da estrutura (se possível), a avaliação do nível e tipo de deterioração da obra e as condições de fundação [APPLETON, COSTA, 2009]. Existem vários tipos de ensaios que se podem agrupar em dois grandes grupos distintos: os ensaios em laboratório, através da recolha de amostras para análise, e os ensaios não destrutivos, realizados *in-situ*.

Os ensaios em laboratório são um método muito eficaz e, neste caso de reabilitação de edifícios pombalinos, existe todo o interesse de se realizarem, para conhecer os valores da resistência à compressão, à flexão, ao corte e outras características dos materiais existentes e do seu comportamento isolado ou como um conjunto. No entanto, este método não é viável quando não é possível a remoção de amostras de grandes dimensões devido à integridade do material histórico que deve ser conservada, quando as características do material a estudar não permitem fácil remoção de amostras ou quando a grandeza que se pretende estudar não pode ser medida em amostras [SILVA, 2007].

Quando estes ensaios não são viáveis, ou quando apenas se pretende a caracterização física e mecânica dos materiais e, eventualmente, a identificação e calibração de relações constitutivas a usar nos modelos estruturais [COSTA, 2008] realizam-se ensaios ou sondagens *in-situ*. De facto, hoje em dia é possível recorrer a uma série de técnicas e instrumentos que facilitam as observações e inspecções no local. Estas técnicas e instrumentos permitem oferecer aos seus utilizadores dados indispensáveis para avaliar a capacidade de desempenho da construção, determinar as causas das anomalias e avaliar correctamente a importância e a extensão das degradações existentes. Com estes dados é possível, posteriormente, adoptar medidas correctivas menos intrusivas e melhor adaptadas, definir e planear atempadamente as intervenções [SILVA, 2007]. Este tipo de equipamento também se mostra bastante útil para monitorizar o comportamento da construção após as intervenções.

Depois de reconhecida a necessidade de intervir numa construção e de ter todos os elementos relativos às inspecções, que se descreveu atrás, elabora-se um projecto de execução da intervenção e, por fim, validam-se as técnicas e materiais a utilizar e procede-se à intervenção. As inspecções e ensaios devem ser feitos durante todo o processo de intervenção desde a detecção da necessidade de intervenção até à monitorização da obra depois da intervenção. As várias fases destas intervenções estão esquematizadas no seguinte fluxograma (Figura 72).

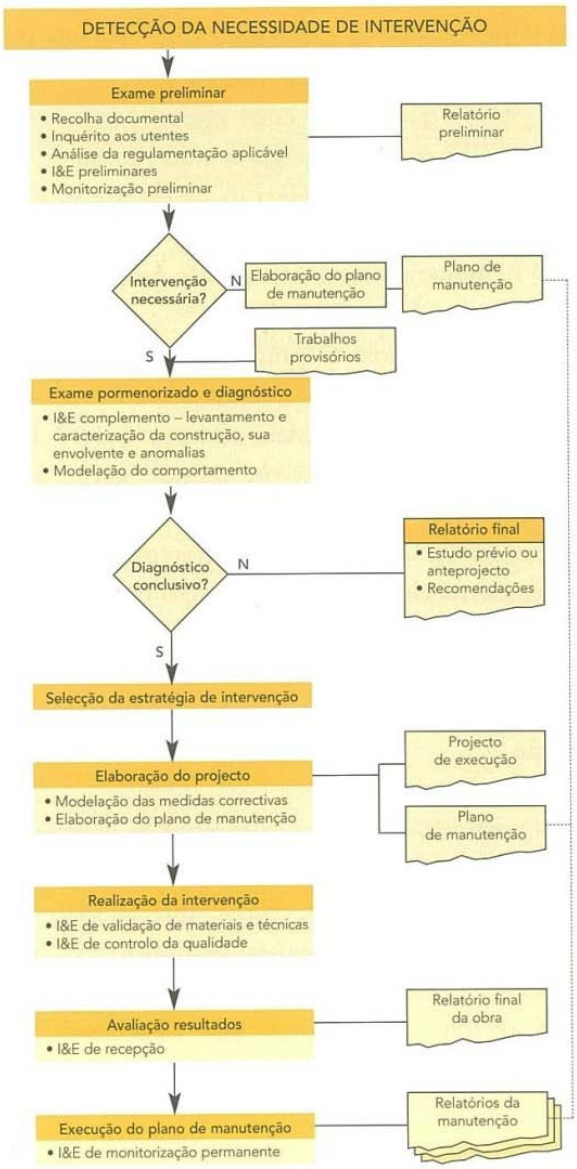


Figura 72 - Fluxograma de uma intervenção de reabilitação [SILVA, 2007]

A quantidade de componentes ou de elementos a ensaiar assim como o número de ensaios a realizar depende de vários factores como o tempo necessário para a sua execução, os custos associados e o tipo de resultados que se pretende e, por isso, deverá ser objecto de um estudo cuidado.

4.3 O caso dos edifícios pombalinos

4.3.1 Segurança estrutural da Baixa Pombalina actual

Em intervenções de reabilitação e reforço tem que se ter perfeito conhecimento da situação estrutural do edifício actual para poder fazer o 'reforço selectivo', ou seja, intervir onde realmente é necessário e explorar de forma eficiente a ductilidade e a capacidade resistente da estrutura, minimizando a intervenção

[APPLETON, COSTA, 2009]. É essencial detectar as insuficiências estruturais e compreender os riscos a que estes edifícios estiveram expostos e ainda estão.

O principal problema relacionado com a resistência estrutural dos edifícios da Baixa tem sido o apodrecimento das estacas de madeira das **fundações**, devido à variação do nível freático, que tem levado a abatimentos do solo à superfície. No entanto, não tem havido grandes consequências (ainda) ao nível da superstrutura e isto deve-se ao facto de não ter havido assentamentos significativos ao nível das fundações, pois nesse caso haveria muitos mais danos perceptíveis nos edifícios, o que prova que este processo é lento [LOPES, et. al, 2004]. Segundo [LOPES, et. al, 2004], '*as estacas não têm a importância que se pensava na capacidade das fundações, dado que estas continuam a suportar as cargas estáticas mais importantes. Isto deve-se, provavelmente, ao facto das camadas superficiais do terreno conseguirem suportar as cargas que lhes são transmitidas na base do edifício e espalhá-las de forma a transmitir tensões reduzidas às camadas de terreno subjacentes, porventura mais fracas. Nestas condições, presume-se que a função principal das estacas de madeira tenha sido a de compactar essa camada superior de terreno na fase da reconstrução, melhorando as suas características de suporte de cargas. Esta opinião apoia-se também no facto das estacas serem curtas e não atingirem a profundidade a que se encontram os terrenos com boa capacidade de carga e, devido ao seu pequeno diâmetro, poderem não suportar por si só o peso dos edifícios.*'

Outro factor de risco existente ainda em alguns edifícios pombalinos é a existência de **instalações eléctricas** obsoletas. Este facto é compreensível devido à idade dos edifícios mas, no entanto, estes não podem prescindir de novas instalações para respeitarem as normas de segurança actuais e prevenir risco de incêndio.

Em relação ao **risco sísmico**, é necessário estudar o comportamento destes edifícios para este cenário. A gaiola foi concebida para ter as adequadas características relativamente ao comportamento sísmico. A sua principal função era precisamente conferir resistência à estrutura de modo a que esta não colapsasse na actuação de um sismo. Deste modo, os frontais foram concebidos com formas treliçadas. As treliças de madeira resistem bem a cargas verticais e horizontais devido ao facto de o seu conjunto de barras formar uma geometria triangular. Ao manter-se, o estado de degradação do edificado da Baixa Pombalina permite antever um comportamento sísmico muito deficiente [SILVA, 2007]. Vários estudos têm sido feitos com o objectivo de estudar o comportamento da gaiola e a resistência sísmica destes edifícios, onde tanto se constata que alguns edifícios pombalinos não oferecem a segurança necessária enquanto outros, que provavelmente mantêm as características originais, o fazem. Estas diferenças de comportamento e de capacidade resistente dos edifícios pombalinos podem depender, por exemplo, da distribuição das paredes, da estrutura do piso térreo, entre outros. Estes trabalhos consistem na modelação do sistema estrutural de um edifício tipo pombalino consoante as informações obtidas através da bibliografia e/ou da avaliação do edifício. Estes modelos de análise poderão ser globais, representando o edifício, ou mesmo a totalidade do quarteirão, ou parciais, representando a parte da estrutura afectada [SILVA, 2007]. Este modelo é implementado num programa de cálculo automático e são feitas várias análises, como o estudo do desempenho estrutural do edifício actual, ou do edifício reforçado. Existem algumas dificuldades na modelação dos materiais antigos. No caso dos materiais recentes como o betão e o aço, é utilizada uma análise em regime elástico, em que as deformações e os esforços não ultrapassam o seu valor limite

admissível. As dificuldades encontradas são as seguintes [SILVA, 2007]: Não é fácil a modelação da estrutura com elementos comuns como viga, pilar, pórtico; desconhecem-se as alterações nos materiais e das ligações; o estado de tensão é difícil de avaliar; o comportamento da alvenaria não é elástico para campos de deslocamentos induzidos pela acção sísmica; a dificuldade em caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais; a dificuldade em caracterizar o comportamento das ligações entre os elementos e a necessidade de considerar a interacção entre edifícios, se estiverem num quarteirão. Por outro lado, a utilização de programas mais sofisticados pressupõe que a equipa que está a trabalhar tenha muita experiência e sensibilidade para compreender os resultados obtidos. Nesta fase tem que se optar pelo tipo de programa sendo por vezes preferível um não tão sofisticado mas onde se possam considerar simplificações e não perder a sensibilidade dos resultados obtidos.

Para a avaliação da segurança da estrutura tem que se construir um modelo de comportamento estrutural e fazer as verificações necessárias quer ao nível dos estados limites últimos, quer de utilização. Com este modelo pode-se analisar se a capacidade da estrutura cumpre as novas exigências de exploração [APPLETON, COSTA, 2009], sabendo, no entanto, as dificuldades existentes na avaliação da capacidade resistente do existente e, por vezes até, do conhecimento de toda a estrutura existente que poderá não estar visível.

4.3.2 Mecanismos de colapso de edifícios devido a sismos

Com base na observação e estudo dos danos causados nos edifícios antigos por sismos intensos, é possível identificar alguns mecanismos de danificação e colapso prováveis. Como os edifícios pombalinos não se encontram isolados, mas sim dentro de um quarteirão, ligados aos outros edifícios, o seu comportamento, naturalmente, varia com a sua localização. Os principais grupos de tipos de mecanismo são [SILVA, 2007].

Colapso para fora do plano: Este tipo de colapso acontece nas paredes exteriores devido a vários tipos de factores. Os mecanismos de colapso podem-se gerar nos cunhais, nas zonas de intersecção de paredes ortogonais, nos pisos superiores, em troços dos nembos entre vãos, na base das paredes, nas pilastras do rés-do-chão. As grandes causas são possivelmente a fraca ligação entre elementos, ou seja, existe pouco travamento, logo ocorre a instabilidade da estrutura. Este colapso pode ser global ou parcial;

Colapso no plano: Este mecanismo pode ocorrer quando se formam fendas diagonais ou cruzadas, por esforço transverso no plano.

Cada tipo de mecanismo tem a sua probabilidade de ocorrência e apresenta diferentes riscos para a salvaguarda de vidas humanas. A ocorrência destes mecanismos pode não levar ao colapso do edifício, mas pode agravar ou potenciar outro tipo de anomalias e de danificações. Estes mecanismos podem dar origem a irregularidades em altura, em planta e variações de rigidez que podem provocar danos localizados nas paredes resistentes, problemas a nível do terreno como a liquefacção do solo, entre outros. As medidas preventivas/intervenções a nível de melhoria do comportamento global para a acção sísmica, tanto a nível global como local, podem ter como princípio:

- **O aumento da resistência**, localizado ou global, pode ser obtido por reforço de elementos estruturais existentes (como por exemplo o confinamento de alguns elementos, o reforço de nós ou substituição de elementos apodrecidos, entre outros) [SILVA, 2007] ou ainda por inclusão de novos elementos com características resistentes [COSTA, 2008]. Este tipo de intervenção não adultera o conceito original de construção, mas necessita de mão-de-obra especializada;
- A eliminação ou **redução de irregularidades** e descontinuidades, nomeadamente irregularidades de rigidez, de massa ou de resistência. Isto pode ser conseguido com correcções das modificações que aconteceram nos edifícios e geraram estas descontinuidades (abertura de vãos, entre outros);
- O **aumento global da rigidez**, pode ser conseguido através da rigidificação dos pisos ou dos frontais, da criação de novas paredes, do reforço das ligações da gaiola às paredes de alvenaria ou do contraventamento com elementos metálicos. A eventual necessidade de execução de paredes ou caixas de escada de betão armado melhoram a rigidez e a resistência global mas alteram o conceito original da construção e aumentam a massa [SILVA, 2007] e, portanto, aumentam as forças de inércia podendo-se criar um problema maior do que aquele que se resolve [COSTA, 2008];
- A **redução da massa**, que se traduz na redução de forças de inércia, de preferência nos pisos mais elevados, visto que nesses locais as forças de inércia são superiores. Neste sentido, para melhorar o comportamento sísmico, dever-se-iam retirar os pisos que foram acrescentados;
- O recurso a **Isolamento sísmico**, que consiste em intercalar apoios especiais entre a superstrutura e as fundações, para que o comportamento da superstrutura se aproxime de corpo rígido. Esta solução é muito onerosa e só é justificada em edifícios de elevado risco ou situações de grande exigência quanto ao comportamento esperado [SILVA, 2007];
- Melhorar a ductilidade e /ou capacidade **de dissipação de energia**, reduzindo assim as forças de inércia a que a estrutura tem que resistir para suportar uma dada acção sísmica [COSTA, 2008].

Por fim, pode-se optar por uma combinação dos tipos de intervenção anteriores. As opções entre diversas alternativas dependem do tipo estrutural, do estado de conservação e das fraquezas detectadas na avaliação estrutural.

Um projecto de reforço sísmico pode ter dois objectivos: assegurar um determinado nível de resistência sísmica, que é suposto ser aplicado nas construções novas, consoante a regulamentação legal em vigor [RSA, 1995] e futuramente pela regulamentação [EC8, 1991] ou; optimizar o futuro desempenho sísmico da construção tendo em conta limitações de recursos, que mesmo não sendo o ideal é o mais lógico e viável em obras de reparação e reforço sísmico devido ao alto custo envolvido nos critérios referidos na regulamentação para a garantia de níveis de segurança [COSTA, 2008].

4.4 O projecto de reabilitação

A publicação “Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico” [ICOMOS, 2003] sugere um conjunto de princípios a usar na avaliação da segurança de estruturas existentes referindo, nomeadamente que ‘antes de se tomar uma decisão sobre a investigação

estrutural, é indispensável determinar anteriormente as causas de danos e degradações e, de seguida avaliar o nível de segurança actual da estrutura'. Com a avaliação da segurança segue-se a fase de decisão sobre a possível intervenção e posteriormente o projecto propriamente dito.

O estudo e o projecto de intervenção propriamente dito devem ser realizados por um técnico com bastante experiência neste domínio específico, pela complexa natureza e condicionamentos inerentes aos edifícios antigos. A atitude do projectista tem de ser de respeito e compreensão pelo edifício antigo e seus antecedentes. No caso dos edifícios pombalinos é ainda mais importante principalmente devido à parte da história desta construção, que tem um elevado valor patrimonial. Deve-se ter em conta o envelhecimento natural dos materiais e o enquadramento do edifício no quarteirão, por exemplo. Assim, um projecto de reabilitação nunca deve ser um exercício individual e deve integrar o que está construído (por exemplo materiais e tecnologias originais).

A análise da construção existente, das sucessivas fases e intervenções que ocorreram ao longo do tempo, das características de originalidade da estrutura e fundações e dos elementos responsáveis por essas alterações pode dar um apoio importante para a definição das soluções de intervenção, facilitando as opções a ser tomadas, a escolha de materiais e as soluções técnicas [APPLETON, 2008].

As técnicas e soluções escolhidas devem tentar minimizar a alteração da estrutura original, bem como evitar o aparecimento de novas patologias. Deste modo, a compatibilidade é o grande primeiro condicionamento de um projecto de reabilitação de um edifício. A segunda grande condicionante é a reversibilidade. Este conceito consiste na possibilidade de retroceder na intervenção, recolocando o edifício numa posição inicial, sem provocar danos nos materiais originais. Outros aspectos que têm de ser considerados à partida no projecto são os ligados à organização do estaleiro e planificação da obra. Nos edifícios pombalinos este aspecto é bastante importante pois os edifícios não são isolados e não dispõem de muito espaço à sua volta, já que toda a zona tem redes viárias e zonas comerciais em constante funcionamento. Este aspecto influencia não só as soluções de intervenção e técnicas possíveis como os custos de construção, já que encarecem os preços unitários de alguns trabalhos [APPLETON, 2003]. A extensão das intervenções deve ser a estritamente necessária – Princípio da intervenção mínima. De facto, existem vários princípios do [ICOMOS, 2003] sobre esta matéria: *'Nenhuma acção deve ser empreendida sem se demonstrar que é indispensável*' e ' *Cada intervenção deve ser proporcionada aos objectivos de segurança fixados, devendo limitar-se a uma intervenção mínima que garanta a segurança e a durabilidade, com os menores danos possíveis para o valor patrimonial*'.

Nos projectos de reabilitação estrutural podem e devem ser usadas todas as ferramentas disponíveis, mas deve-se ter em consideração que o essencial é começar por compreender o problema e a sua importância através de processos simplificados de avaliação, sendo potencialmente perigoso o recurso a procedimentos complexos que geralmente fornecem uma grande quantidade de informação dificilmente digerível [APPLETON, 2008].

4.5 Reabilitação e reforço de fundações

Para a consideração e realização de reforço de fundações dos edifícios pombalinos tem que se ter, em primeiro lugar, conhecimento geotécnico e geológico dos solos e do tipo de fundação utilizado, pois como já foi referido no capítulo 2, esta pode variar consoante as características dos solos superficiais. Nas zonas baixas os solos superficiais apresentam frequentemente propriedades mecânicas e resistentes reduzidas. Na altura da construção dos edifícios da baixa pombalina os elementos de fundação de madeira encontravam-se submersos. Com o abaixamento do nível freático dá-se o apodrecimento da madeira e com este a perda de material, degradação das propriedades mecânicas e perda do efeito do confinamento nas camadas subjacentes aos maciços de fundações que pode gerar deformações e fendilhações nos elementos estruturais dos edifícios, agravados pelos assentamentos induzidos pela própria perda de água ou pelo eventual arrastamento de finos [SILVA, 2004]. Estes efeitos acabam por ser mitigados devido à robustez da estrutura e da sua capacidade de redistribuição de esforços, como já foi mencionado atrás, no estado actual da baixa.

A primeira fase de um processo de reforço de fundações deve passar pela consideração da hipótese de não se realizar esse reforço. Isto acontece devido à complexidade de execução e ao seu elevado custo. Deve-se analisar cada caso para a possibilidade de se dispensar este tipo de trabalho, através da adopção de medidas simples como a redução das cargas aplicadas, a redistribuição de esforços ou a substituição de elementos com elevado peso por outros mais leve [PEDRA & CAL, 2006].

A necessidade de intervenção nas fundações pode ter várias origens:

- Aumento da intensidade das forças transmitidas ao solo (ampliação em altura, aumento de cargas por diversos motivos, supressão de pilares e paredes resistentes, entre outros);
- Deficiente condição de fundação (degradação da capacidade de suporte do terreno, dimensões insuficientes traduzindo-se em movimentos de assentamento, deterioração ou defeitos em estacas como o apodrecimento de estacas de madeira);
- Impedimento da progressão das patologias com origem nas fundações como a fendilhação e a perda de funcionalidade global por degradações excessivas.

Actualmente, são conhecidas variadas soluções e tecnologias para estas intervenções, desde as mais intrusivas, às menos, passando por processos de reforço activos ou passivos. Nesta parte do trabalho serão apresentadas algumas das técnicas mais utilizadas para este tipo de reforço, aplicáveis a nível dos edifícios em estudo. As intervenções podem-se agrupar em três grupos que diferem entre si pela sua forma de actuação e estão apresentadas, resumidamente, de seguida:

Intervenção sobre o solo de fundação: Este tipo de intervenção tem como objectivo melhorar as suas características mecânicas, nomeadamente a capacidade resistente e o módulo de deformabilidade, de maneira a eliminar as causas dos assentamentos. A solução mais generalizada deste tipo de intervenção consiste na injecção do terreno com caldas de cimento ou resinas. Esta solução aumenta a capacidade de carga do terreno, por adensamento, mas requer algumas características de permeabilidade do terreno. A operação de melhoramento do solo de fundação consiste na introdução de uma calda de cimento no terreno, que vai ocupar os vazios nele existentes e é realizada sucessivamente a diferentes profundidades. Alguns aspectos desta operação estão apresentados na Figura 73, Figura 74 e na Figura 75. A injecção é

executada segundo pressões controladas para não criar efeitos negativos na alvenaria existente. Por outro lado, é uma solução com alguma intrusividade e de difícil controlo dos resultados. [SILVA, 2007]

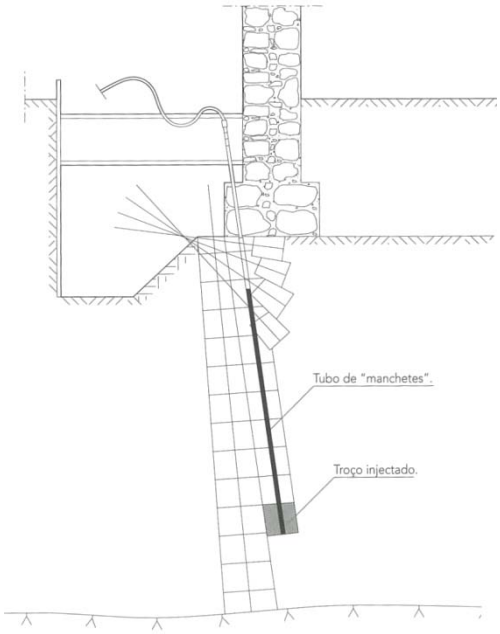


Figura 73 - Esquema da operação de injecção de calda [SILVA, 2007]

Figura 74 – Injecção do tubo manchete [SILVA, 2007]

Figura 75 - Aspecto da operação [SILVA, 2007]

Se a permeabilidade do solo for elevada pode-se utilizar outra técnica de compactação indirecta do solo chamada 'jet-grouting'. Esta é uma técnica de melhoramento do solo realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande velocidade que aplicam a sua energia na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade [CARRETO, 2000].

Reforço superficial de fundações:

As soluções de reforço superficial de fundações podem consistir no seu alargamento e/ou recalçamento. O primeiro caso, **alargamento**, é escolhido quando a largura da base de fundação é insuficiente. Trata-se de uma solução interessante quando em presença de um terreno de fundação adequado, quando há um aumento de cargas verticais por diversos motivos, como já foram descritos anteriormente, ou quando se pretende melhorar o desempenho das fundações para a acção sísmica.

Esta operação tem de ser bastante cautelosa e tem que se garantir uma boa ligação dos elementos antigos aos novos, garantindo uma correcta e eficaz ligação mecânica. Em geral, o elemento novo é betão simples ou armado que deverá ser ligado à alvenaria existente por meio de ligações mecânicas, por exemplo conectores ligados por varões de aço fixados ao elemento original e 'mergulhados' no novo elemento, como se mostra na Figura 76 e na Figura 77. Assim, as novas cargas aplicadas à estrutura mobilizarão todo o conjunto, incluindo o reforço. [APPLETON, 2003]

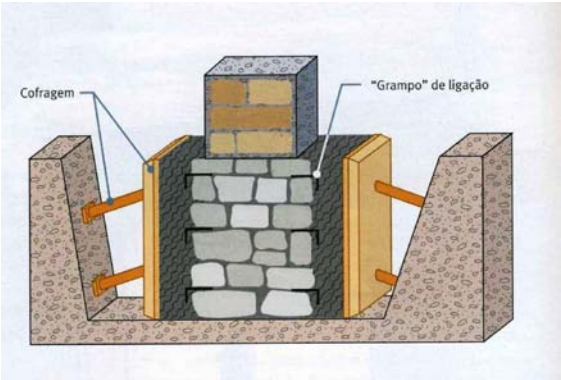


Figura 76 - Confinamento e alargamento de fundação [APPLETON, 2003]

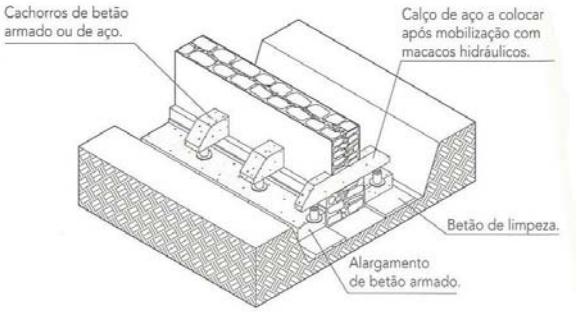


Figura 77 - Alargamento de fundação com dispositivo de transferência de carga [SILVA, 2007]

A segunda solução mencionada, **recalçamento** de fundações, é uma solução escolhida quando a camada superficial do solo não se encontra adequada. Este pode ser realizado com recurso a poços/pegões ou apenas com a colocação de uma nova camada de betão (Figura 78). No segundo caso, substitui-se uma camada de solo fraco por betão até uma cota onde já não se justifique esta substituição. Esta operação é de grande dificuldade devido ao elevado peso dos edifícios antigos e deverá ser executada por troços. É necessário, aqui também, garantir a ligação entre os betões de idades diferentes. Esta operação de recalçamento pode exigir o escoramento provisório do edifício de forma a diminuir as cargas aplicadas ao nível da fundação, mas com conhecimento dos riscos que esta aplicação pode acarretar para a estrutura, como a perda de estabilidade e segurança dos elementos estruturais envolvidos [APPLETON, 2003]. A necessidade de utilização de escoramento provisório pode ser determinada avaliando a carga máxima que pode ser transmitida ao terreno. Da mesma maneira que no alargamento, tem que se garantir que no final toda a estrutura é mobilizada, pelo que se terá de assegurar o contacto efectivo entre a fundação e o recalçamento e só posteriormente se retiram os escoramentos [PEDRA & CAL, 2006].

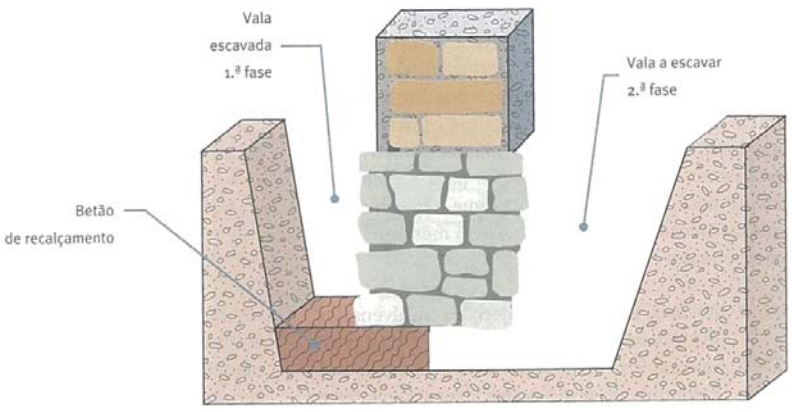


Figura 78 Recalçamento de fundação, em duas fases [APPLETON, 2003]

Existem situações onde se podem prescrever os dois tipos de solução descritos como por exemplo em casos de aumento de cargas e que simultaneamente se constate uma inadequação das camadas superficiais do solo de fundação.

Transferência de cargas para camadas profundas do terreno

Quando os casos anteriores de reforço superficial não são viáveis e quando se verificam grandes carências do terreno de fundação, procura-se encontrar em profundidade um terreno com melhores condições de resistência e deformabilidade. Recorre-se à execução de estacas que poderão ser de diferentes materiais como de betão armado, metálicas ou de madeira, cravadas ou moldadas ao terreno. De preferência, estas devem ser moldadas para não introduzirem demasiadas vibrações na estrutura. Posteriormente pode ser realizado, ou não, o recalçamento através da realização de vigas metálicas ou de betão armado sob a fundação existente. Quando é realizado o recalçamento, este pode ser parcial ou total sendo mais comum a primeira situação. Esta solução pode ainda ser passiva ou activa. Na situação passiva as estacas são executadas sem qualquer condicionamento prévio enquanto na situação activa a estrutura é escorada e o escoramento é aplicado antes da execução das vigas de recalçamento.

Em relação às soluções sem recalçamento tem-se o exemplo da realização de micro estacas (Figura 79 e Figura 80). Trata-se da introdução de novos elementos de fundação indirecta que mobilizam estratos profundos do solo. Esta técnica consiste na execução de estacas de pequeno diâmetro constituídas por um tubo metálico, funcionando isoladamente ou em grupo, como neste caso. Os tubos metálicos são colocados nos furos previamente executados com trado (Figura 81) e seguidamente é feita a injecção.

Figura 79 - Esquema informatizado de micro estacas num edifício de gaveto [SILVA, 2007]

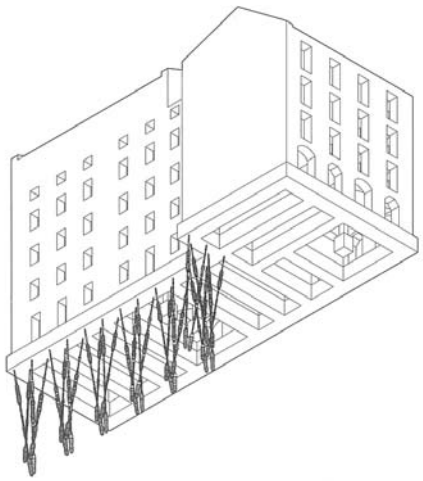


Figura 80 - Esquema geral de micro estacas em grupo [SILVA, 2007]

As injecções sob pressão que são executadas na micro estaca provocam uma consolidação do solo adjacente e, desta maneira, acaba-se por reforçar não apenas a fundação mas também o solo [APPLETON, 2003]. Esta solução exige menos espaço para a operação (Figura 82), é eficaz e trata-se de uma solução passiva, se não são realizados escoramentos. Contudo, também se pode realizar o escoramento prévio do edifício transferindo o seu peso para uma fundação provisória para, depois de executadas as micro estacas, os seus encabeçamentos e ligação à estrutura, se faça a descactivação dos escoramentos.
Contudo, este sistema é irreversível e podem-se gerar eventuais deformações quando o sistema é finalmente colocado sob tensão [SILVA, 2007].

Figura 81 - Furação com trado [APPLETON, 2003]

Figura 82 - Execução de micro estacas [SILVA, 2007]

4.6 Reabilitação e reforço da superstrutura

As técnicas de reabilitação e reforço da superstrutura de edifícios pombalinos podem ser divididas segundo o material predominante dos elementos ou por serem de carácter global para o edifício. Assim, as técnicas serão apresentadas por tipo de material predominante. Não sendo uma descrição exaustiva, pretende-se apenas fazer referência às técnicas mais utilizadas e caracterizá-las. Por fim será feita uma referência a técnicas de melhoramento do comportamento global do edifício.

4.6.1 Componentes de alvenaria

As soluções de consolidação e reforço de paredes de alvenaria são geralmente injecções, substituições do material degradado, adições de elementos metálicos ou de betão, execução de rebocos armados ou encamisamentos. As técnicas que serão descritas podem ter diversos objectivos mas o principal consiste em aumentar a capacidade resistente, sobretudo à compressão, e restabelecer a integridade localizada ou global da secção deteriorada.

As **injecções** são aplicadas à colmatação de fendas e de vazios existentes na alvenaria, repondo assim a integridade da parede e melhorando também as características da alvenaria. Pode mesmo regular-se o nível de resistência através do tipo de material utilizado na injecção e do controlo do processo [APPLETON, 2003]. A injecção pode ser realizada de diversas maneiras: injecção sob pressão, desde que a parede de alvenaria possua capacidade para absorver o impulso da operação; injecção por gravidade que se destina a paredes fortemente degradadas ou injecção por vácuo, que é indicada para intervenções em pequenos elementos removíveis, que não é o caso das paredes. Esta solução é irreversível.

As injecções preservam o aspecto original exterior das paredes e por isso têm grande aplicabilidade em edifícios com valor arquitectónico e é especialmente aconselhada para alvenarias de pedra mal argamassadas onde exista uma fina rede de vazios comunicantes entre si.

Esta solução consiste na injecção de uma calda fluida (cimentícia, hidráulica ou de resinas orgânicas) em furos convenientemente distribuídos por toda a superfície [ROQUE e LOURENÇO, 2003]. Será importante referir que as caldas de base cimentícia, apesar de produzirem melhor ligação entre os elementos de alvenaria, possuem duas grandes desvantagens: a retracção e o facto de comprometerem o princípio da reversibilidade [FLORES e BRITO, 2004]. Além destes aspectos, os sais do próprio cimento podem provocar contaminação e formação de manchas (eflorescências) nas alvenarias e seus paramentos. A granulometria da calda de injecção é escolhida consoante a área existente de fendas e vazios. Geralmente utiliza-se uma calda de ligante com água sem areia mas, se os vazios existentes forem de grandes dimensões, poder-se-á utilizar uma argamassa ou um betão de consistência fluida. A eficácia desta técnica é conseguida para um índice de vazios na alvenaria compreendido entre os 2 e 15%. Fora deste intervalo é aconselhável recorrer à combinação com outras técnicas ou alternativas [ROQUE e LOURENÇO, 2003].

Outra técnica que pode ser utilizada é a **substituição** do material degradado, removendo a zona degradada e reconstituindo-a com materiais e tecnologias tradicionais e até com eventual aproveitamento de pedras ou tijolos [ROQUE e LOURENÇO, 2003]. Podem também ser utilizados materiais novos para a reconstrução da zona degradada. É um processo trabalhoso mas muito eficaz para melhorar a capacidade mecânica das alvenarias e corrigir fendilhações, deformações e degradações localizadas. O inconveniente desta técnica reside na compatibilidade do elemento existente com o novo. Este problema terá de ser resolvido na escolha da argamassa de ligação e assentamento, não devendo estas ser de cimento e areia devido à sua retracção e rigidez, que poderá dar origem ao surgimento de tensões tangenciais na superfície de contacto, que podem levar à ocorrência de fendas na ligação [ROQUE e LOURENÇO, 2003]. Assim, para evitar este efeito negativo podem-se adicionar componentes à argamassa que controlem ou anulem a retracção desta ou colocar uma rede metálica na argamassa tradicional, que cubra toda a área a tratar e que seja 'ancorada' na alvenaria original [APPLETON, 2003]. De facto, as soluções com base na aplicação de redes aumentam a resistência da parede e existem várias opções como a execução de reboco armado, adição de redes metálicas de aço galvanizado ou inoxidáveis e adição de redes de fibra de vidro, polipropileno ou outro material sintético.

A utilização de **rebocos armados** com malhas metálicas ou outro material permite confinar/cintar a alvenaria em toda a espessura da parede (Figura 83). É uma solução bastante comum em acções de reabilitação deste tipo de edifícios e tem sofrido algum desenvolvimento com a experiência da sua

utilização. A execução desta técnica consiste na colocação de uma malha de armadura, fixada à parede através de dispositivos de ligação (Figura 84), sobre a qual se aplica uma camada de argamassa à colher ou, para maiores espessuras de contenção (superiores a 3 cm), pode recorrer-se à projecção de argamassa em uma ou mais camadas, sobre a rede [FLORES e BRITO, 2004].

Os elementos de ligação que são pregados à alvenaria devem ter no mínimo um comprimento igual a metade da espessura da parede e devem ficar ligeiramente inclinados para garantir uma boa selagem [APPLETON, 2009]. Existem vários tipos de malhas, desde as de aço até às sintéticas. Para complementar esta técnica podem-se utilizar ancoragens ou conectores transversais que irão ser descritos mais à frente [FLORES e BRITO, 2004]. Os rebocos armados reflectem-se na melhoria da ligação entre paredes, no controlo da fendilhação, na resistência ao corte e na ductilidade da estrutura [ROQUE e LOURENÇO, 2003].

Figura 83 – Reboco armado com rede metálica [APPLETON, 2009]

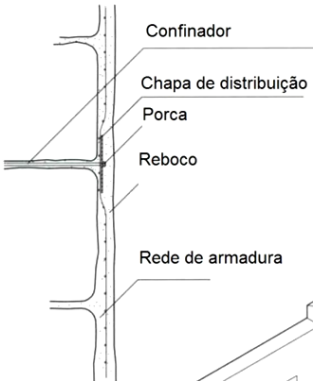


Figura 84 - Esquema de reboco armado [SILVA, 2007]

As **redes metálicas** deverão ser de aços galvanizados ou até mesmo de aços inoxidáveis devido ao problema de corrosão do aço corrente. Estas redes podem também ser de polipropileno, que não é sujeito a corrosão. Estas últimas aplicam-se, também, com o auxílio de dispositivos de ligação (Figura 85). De seguida, aplica-se um reboco de ligante inorgânico baseado em cal aérea e, como foi dito anteriormente, esta argamassa de reboco não deve ser muito forte, devido a problemas com o suporte. Esta solução requer baixa tecnicidade, tem uma intrusão na estrutura moderada e pode ser utilizada, por, exemplo para reforçar os nembos das paredes exteriores de alvenaria (Figura 86) [SILVA, 2007].

Figura 85 - Esquema representativo da aplicação de rede de polipropileno [SILVA, 2007]

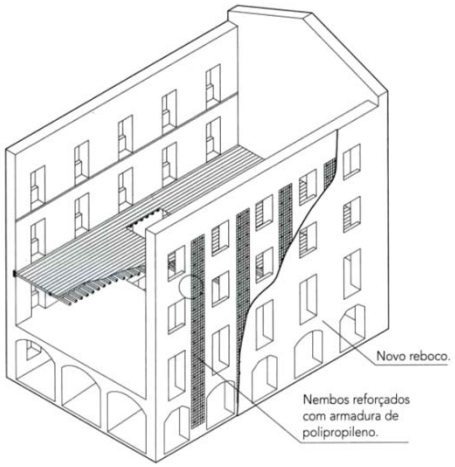


Figura 86 - Reforço de nembos com rede de polipropileno [SILVA, 2007]

Estas técnicas descritas podem ser conciliadas com técnicas de melhoramento da resistência à compressão ou consolidação de paredes através do seu confinamento transversal. Este efeito pode ser conseguido através da inserção de confinadores, gatos, tirantes, entre outros. O **gateamento** (Figura 87) pode ser utilizado, para além da consolidação das paredes, na reparação de fendas e como complemento de uma injecção, para impedir uma concentração excessivamente elevada de tensões. Os gatos devem atravessar completamente as fendas, em ambas as faces, da parede e, se possível, ser interligados. Esta interligação pode ser complicada devido à eventual elevada espessura da parede. [APPLETON, 2003]

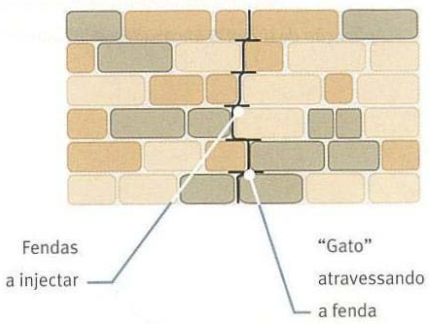


Figura 87 - Gateamento em parede de alvenaria [APPLETON, 2003]

A aplicação de **pregagens** (Figura 88) pode ser mecânica (Figura 89) e estas podem ser dotadas, ou não, de manga injectada (Figura 90). A sua execução consiste na execução de furos de pequeno diâmetro, criteriosamente localizados, nas quais são inseridos e apertados os conectores (barras de aço com tratamento anti-corrosão) transversalmente à parede, dotados de placas de distribuição podendo ficar ou não visíveis. Na técnica que se utiliza a manga injectada procura-se reproduzir a função dos 'travadouros' ou 'perpianhos', isto é, pedras que atravessam toda a espessura da parede. [SILVA, 2007]

Figura 88 - Parede de alvenaria reforçada localmente com pregagens tradicionais [SILVA, 2007]

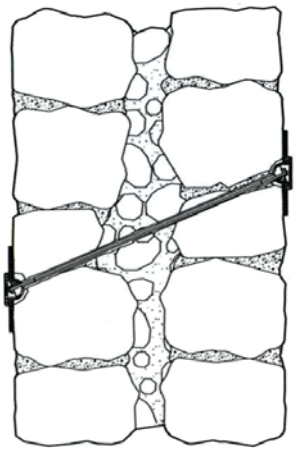


Figura 89 - Conector mecânico [SILVA, 2007]

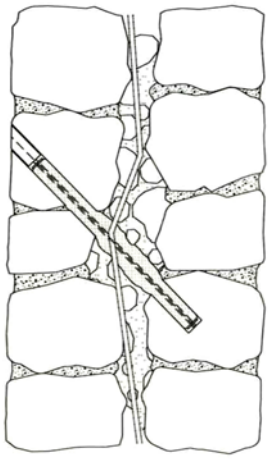


Figura 90 - Conector dotado de manga injectável [SILVA, 2007]

As técnicas mencionadas de confinamento transversal com elementos metálicos são conhecidas como **pregagens** transversais. Existem outros tipos de pregagens consoante a sua função: para melhorar ligações estruturais chamam-se pregagens costura (tirantes curtos) e para melhorar a integridade global da estrutura têm-se as pregagens longas ou tirantes [ROQUE e LOURENÇO, 2003]. As pregagens costura destinam-se essencialmente para ligar elementos ortogonais sendo bastante utilizadas nos edifícios pombalinos, mesmo como solução original.

As pregagens longas ou tirantes são elementos traccionados, activos ou passivos. É uma técnica que pode ser executada com varões, barras ou vergalhões de ferro ou de aço macio. Os **tirantes passivos** (Figura 91) são uma solução tradicional (Figura 92), muito utilizada nas obras de reabilitação de edifícios antigos, principalmente em reabilitação sísmica, pois melhoram o comportamento global do edifício. São constituídos por varões de aço, protegidos contra a corrosão, ancorados nas extremidades (Figura 93). A sua execução não altera as condições de equilíbrio da parede e são dimensionados consoante o tipo de acção que pretendem contrariar. Esta solução tem um inconveniente relacionado com o alongamento natural do tirante, principalmente se o seu comprimento for elevado. Isto pode ser resolvido com aplicação prévia de uma força de esticamento de baixa intensidade ou com o sobredimensionamento do varão. [APPLETON, 2003]

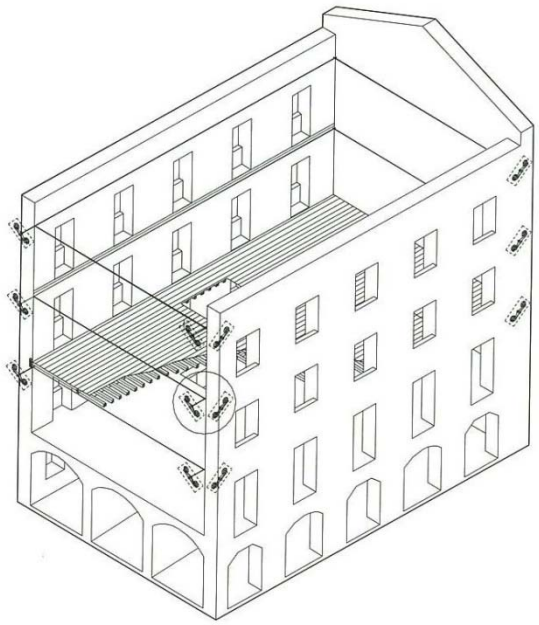


Figura 91 - Tirantes passivos não aderentes [SILVA, 2007]

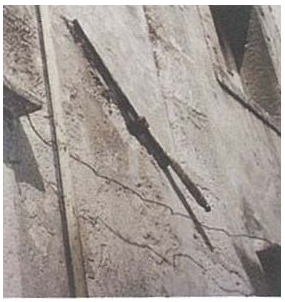


Figura 92 - Ancoragem de um tirante tradicional [SILVA, 2007]

Figura 93 - Tirante passivo no interior [SILVA, 2007]

Estes tirantes podem ter um carácter activo se forem **pré-esforçados** e assim poder-se-á anular o alongamento referido. Ao se assegurar este esticamento, controla-se a deformação do tirante, os danos na alvenaria (fendilhação) e melhora-se a resistência ao corte da alvenaria, pois esta aumenta com o aumento de compressão nas secções [APPLETON, 2003]. Por outro lado, o pré-esforço pode ter um efeito indesejável pois introduz alterações no estado de equilíbrio da estrutura, podendo provocar deslizamentos e cortes indesejáveis. Deste modo, a escolha e aplicação de pré-esforço na alvenaria tem de ser matéria de um cuidado estudo e este deve ser considerado do lado da acção na verificação de segurança [APPLETON, 2003] e, por vezes, poder-se-á ter de considerar um reforço ou consolidação local da alvenaria na zona de ancoragem do pré-esforço [ROQUE e LOURENÇO, 2003].

Quer as soluções de pregagens sejam activas ou passivas, estas podem ser interiores (Figura 94) ou exteriores (Figura 95) aos elementos [APPLETON, 2003], sendo que a colocação pelo exterior dispensa o equipamento de furação e é menos intrusiva para a estrutura [ROQUE e LOURENÇO, 2003].

Figura 94 - Aplicação de tirantes pelo interior [APPLETON, 2003]

Figura 95 - Aplicação de tirantes ancorados pelo exterior [APPLETON, 2003]

Outra técnica existente no reforço de elementos de alvenaria consiste na aplicação de **materiais compósitos** às paredes (Figura 96). Este reforço é utilizado na reabilitação sísmica de estruturas e pode, por exemplo, aumentar a resistência do elemento à flexão ou à tracção. Consiste na aplicação de faixas de material compósito de reforço superficial ao elemento, por exemplo fibras de elevada resistência (vidro, carbono, aramidas), envolvidos em resina epóxida, funcionando como armaduras exteriores. As faixas são ancoradas à alvenaria e esta técnica pode-se conjugar com os conectores transversal, já referidos, criando assim um confinamento da parede (Figura 97). Esta solução respeita um dos pressupostos de reabilitação: a reversibilidade. [SILVA, 2007]

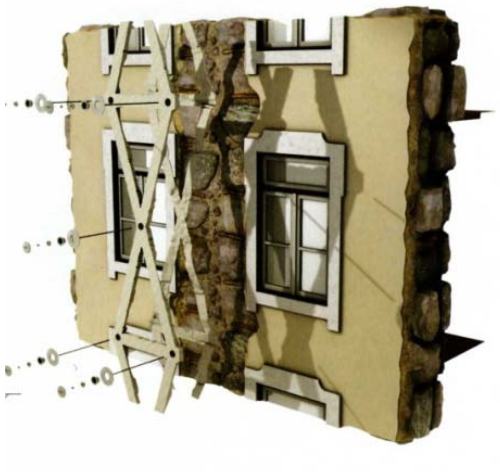


Figura 96 - Aplicação de material compósito (FRP) a parede de alvenaria [SILVA, 2007]

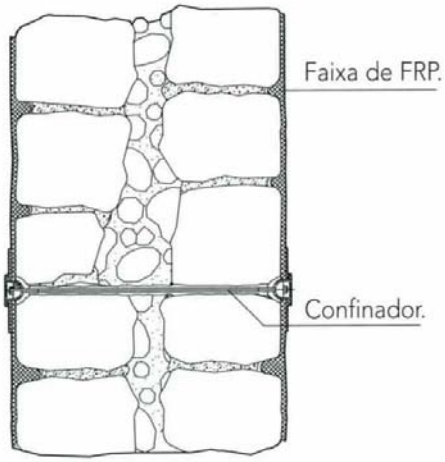


Figura 97 - Conjugação de confinamento transversal com reforço à flexão com faixas de FRP [SILVA, 2007]

No reforço de paredes de alvenaria pode ser introduzido também betão armado sob várias formas como o encamisamento de secções, a substituição de partes da alvenaria por betão armado ou ainda a concepção de uma estrutura reticulada no interior das paredes de alvenaria.

O reforço da alvenaria por **encamisamento de secções** consiste no aumento das secções da parede por adição de betão armado, podendo ser complementada com ancoragens. É uma solução bastante intrusiva na estrutura e com bastante dificuldade de garantia de boas ligações entre os elementos, por isso só deverá ser prescrita se não existirem alternativas mais válidas [ROQUE e LOURENÇO, 2003]. É necessário garantir uma boa ligação entre os elementos de alvenaria e o novo betão. O betão deverá ter boa trabalhabilidade e baixa retracção.

Um dos grandes inconvenientes desta, ou de outra técnica que consista na utilização de betão para o reforço da alvenaria, reside no facto de os materiais que estão a ser ligados terem características mecânicas muito diferentes. Assiste-se a uma grande desproporção entre rigidezes, resistências e deformabilidade. Esta dificuldade é encontrada na fase de concepção e dimensionamento do reforço, na medida em que a definição de modelos estruturais para os edifícios antigos é bastante complexa especialmente quando existem opções de reforço. Esta grande dificuldade leva ao absurdo da separação dos efeitos entre as paredes exteriores e a estrutura de reforço. Esta separação de efeitos não tem em consideração o peso das paredes exteriores de alvenaria, que nos edifícios antigos, corresponde a uma carga com bastante importância. Assim, com a separação entre as paredes exteriores e a estrutura de

reforço e só admitindo no cálculo a estrutura de reforço, assume-se que as paredes de alvenaria asseguram a sua resistência às cargas verticais e horizontais associadas ao seu peso. A alternativa seria realizar o cálculo de reforço para a estrutura resistir à totalidade real de cargas, que é superior e que aumenta, por sua vez, a acção dos sismos devido ao aumento de massa. Este dimensionamento levaria a soluções consideráveis e portanto anti-económicas. [APPLETON, 2003]

O caso de se construir uma **estrutura reticulada de betão armado no interior** das paredes de alvenaria poderá fazer sentido dentro de certos limites, como numa intervenção profunda onde se substituam os pavimentos originais por betão, na íntegra. Neste caso, seria possível fazer a separação da estrutura interior do edifício para as paredes de alvenaria. Por outro lado, se não se consideram no cálculo, as paredes de alvenaria terão de ser autoportantes durante a actuação de um sismo e portanto não se garante a sua integridade. Poder-se-á estabelecer então, uma ligação de resistência controlada, tipo fusível que só trabalhará para determinados valores, entre a estrutura reticulada de betão e as paredes de alvenaria. [APPLETON, 2003]

4.6.2 Componentes de madeira

Os elementos de madeira constituintes dos edifícios pombalinos a serem reabilitados e reforçados são as paredes interiores, toda a estrutura de pavimento e de cobertura. Estas técnicas podem-se agrupar em dois grupos. O primeiro diz respeito a todas as intervenções que envolvam um aumento de resistência por adição de novos materiais e o segundo debruça-se sobre as técnicas de reconstituição e/ou substituição de elementos de madeira. De seguida apresentam-se algumas técnicas de reforço que podem ser aplicadas aos diversos elementos.

Em relação às **paredes interiores**, nomeadamente os frontais, as principais anomalias que estes revelam prendem-se, como já foi mencionado no capítulo anterior, com a deterioração das ligações entre os vários elementos. Neste sentido, as intervenções essenciais devem incidir sobre estas ligações, nomeadamente na compreensão da sua patologia e na escolha da técnica adequada.

Uma possibilidade consiste na **remoção total ou parcial** dos elementos deteriorados e substituindo-os por madeira (próteses) como se mostra na Figura 98. Esta madeira de **substituição** deverá possuir as mesmas dimensões, ser seca e de preferência ser antiga para evitar problemas de fluência e por fim, deverá ter um tratamento anti-fungos [APPLETON, 2003]. Os elementos novos são ligados à estrutura existente por meio de um entalhe com recurso a elementos metálicos, aparafusados e os vazios preenchidos com produtos de colagem epoxídicos, realizando assim o reforço da ligação (Figura 99) [SILVA, 2007]. Esta ligação de reforço deve ser dimensionada para ser um ponto forte da estrutura. Esta técnica pode ser utilizada em qualquer parte do edifício que contenha elementos deteriorados, nomeadamente em todas as ligações entre elementos de madeira, vigas de pavimento, elementos de cobertura, entre outros.

Figura 98 - Execução de prótese de madeira, em vigamento [SILVA, 2007]

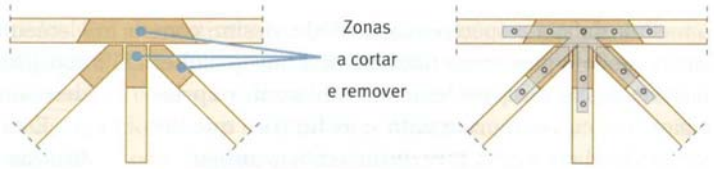


Figura 99 - Substituição e reforço de nó de gaiola [APPLETON, 2003]

Para o reforço dos nós de ligação dos elementos de madeira nos frontais também se pode recorrer à solução de aplicação de folha ou tecido de material compósito. Este reforço é feito por adição de laminados ou tecidos de material compósito colados com resina epóxida, como se apresenta na Figura 100 [SILVA, 2007]. Com esta técnica podem-se aproveitar os materiais existentes, desde que estes não estejam totalmente deteriorados.

Figura 100 - Reforço de nós em frontal com rede de material compósito [SILVA, 2007]

Caso não seja necessária a remoção de elementos, o reforço das ligações pode ser conseguido através da adição de elementos como é o caso do uso de **novos ligadores**. Esta aplicação pode ser necessária caso o ligador esteja muito deteriorado devido à corrosão ou simplesmente não exista. Estes ligadores podem ser pregos, cavilhas ou mesmo peças de aço, especialmente para elementos da cobertura. Esta técnica permite o melhoramento da resistência, rigidez e do comportamento global do edifício [BRITO, 2004].

Em obras de reabilitação estrutural de edifícios pombalinos é muito interessante o recurso a novas paredes de frontal, com soluções com elementos de madeira de pinho com geometrias simplificadas, preenchimentos com alvenaria de tijolo maciço ou furado [APPLETON 9, 2008] e ainda com a utilização de elementos metálicos em zonas fracas, onde se geram maiores esforços, como se pode perceber na Figura 101.

Figura 101 - Solução de reabilitação estrutural de frontal pombalino [APPLETON 9, 2008]

A aplicação de **empalmes** é uma técnica de uso muito generalizado, que consiste na aplicação de novos elementos de madeira de um ou de ambos os lados para a reforçar, sem remoção das zonas deterioradas. A ligação entre os elementos novos e existentes é feita por meio de parafusos, restabelecendo a continuidade das peças da estrutura [BRITO, 2004]. As peças de madeira terão de ter a altura igual à dos elementos existentes e o comprimento dos empalmes tem de ser suficiente para garantir a pregagem das extremidades em zonas sãs da madeira, como se pode verificar no esquema da Figura 102. Uma grande vantagem desta técnica consiste na não implicação de operações de remoção que, podem ser morosas, complexas e implicam o escoramento do pavimento. Por outro lado, esta técnica apresenta o inconveniente das peças exigirem um tratamento preservador da madeira muito mais cuidado, já que esta estará em contacto com a madeira deteriorada [APPLETON, 2003].

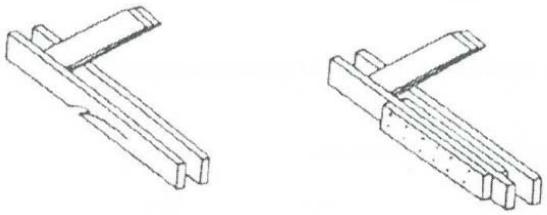


Figura 102 - Esquema de reparação por aplicação de emplames [BRITO, 2004]

No caso de **tratamento de fendas**, e caso não se pretenda a substituição do elemento, pode recorrer-se à reparação das mesmas com parafusos [BRITO, 2004]. O princípio deste método consiste na execução de furos na direcção ortogonal à fenda e na colocação e aperto do parafuso e respectiva anilha no furo (Figura 103). Os parafusos devem ser colocados 5 a 8 cm do topo da peça e os furos devem possuir um reduzido diâmetro. [BRITO, 2004]

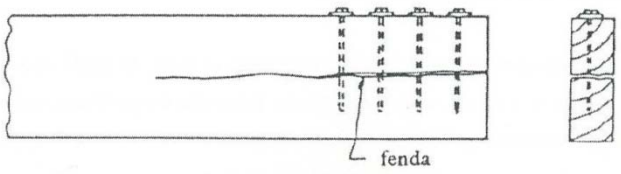


Figura 103 - Aplicação de parafusos em fenda [BRITO, 2004]

No caso específico dos **pavimentos de madeira**, quando o problema se prende com a sua grande deformabilidade, podem-se adoptar várias técnicas, preferindo sempre a sua reabilitação do que a substituição integral deste, como por vezes se observa. Estas técnicas devem ser escolhidas consoante a causa da patologia. Em primeiro lugar, se a deformação excessiva se dever a um excesso de cargas, pode-se tentar realizar um rearranjo das cargas, por exemplo mover as grandes cargas do vão para os apoios, desde que estes tenham capacidade resistente suficiente [APPLETON, 2003]. A deformação dos pavimentos pode ser limitada também através de outros dois métodos: reduzindo o vão do pavimento, criando apoios intermédios com a colocação de mais vigas transversais às existentes (tarugos); a outra opção consiste no aumento da capacidade resistente do pavimento. Este reforço pode ser conseguido com a colocação de novas vigas paralelas às existentes, de madeira (Figura 104), de chapas ou perfis de aço pregados às vigas, como já foi mencionado.

Figura 104 - Exemplos de reforço com elementos idênticos aos originais [SILVA, 2007]

Caso se utilizem vigas de aço a capacidade resistente da nova secção deve ser calculada, homogeneizando a secção, onde o coeficiente de homogeneização poderá ser 20:1 [APPLETON, 2003]. A aplicação e reforço de elementos pela colocação de peças de aço é uma solução bastante utilizada na reabilitação de edifícios pombalinos, como já foi dito. Nas figuras seguintes apresentam-se soluções de reforço de elementos de edifícios pombalinos por meio de elementos metálicos (Figura 105, Figura 106 e Figura 107).

Figura 105 - Exemplos de reforço com elementos metálicos [SILVA, 2007]

Figura 106 - Reforço de pavimento por meio de chapas metálicas [ALCÂNTARA, 2009]

Figura 107 - Aproveitamento de frontais [ALCÂNTARA, 2009]

4.6.3 Melhoria do comportamento global da estrutura

As técnicas destinadas a melhorar o comportamento global da estrutura são de extrema importância para aumentar a resistência do conjunto no caso de actuação de um sismo. O reforço global deverá consistir em assegurar a continuidade entre os diversos elementos estruturais e assegurar as conexões entre esses elementos e produzir apoios entre os mesmos [COSTA, 2008]. A melhoria da estabilidade global pode ser conseguida através de novos elementos de contraventamento, de uma melhor ligação entre componentes estruturais ou ainda através da introdução de dispositivos que alteram as características dinâmicas da estrutura (dispositivos de amortecimento sísmico) [SILVA, 2007].

No que diz respeito às paredes exteriores de alvenaria, é essencial garantir uma boa ligação com a estrutura interior da gaiola. Desta maneira deve dar-se destaque ao reforço de aberturas e das interligações parede/parede, parede/pavimento e parede/cobertura.

As ligações **entre paredes de alvenaria** são asseguradas por interpenetração de blocos, logo esta ligação resiste bem à compressão ao contrário de à tracção por esta se dever apenas a aderência e atrito entre as pedras e a argamassa. As técnicas de reforço geralmente utilizadas, consistem em assegurar as ligações entre paredes opostas, obrigando-as a trabalhar em conjunto [COSTA, 2008]. Para este reforço é usual utilizarem-se tirantes de ferro que atravessam as paredes ortogonais (Figura 108). Estes tirantes podem ser aderentes ou não, como já foi mencionado na reabilitação de estruturas de alvenaria. Para complementar a utilização destes tirantes e garantir a sua ancoragem, podem-se reforçar os nós, pela aplicação de pregagens curtas.

Figura 108 - Esquemas de tirantes [SILVA, 2007]

Em relação à melhoria da ligação entre as **paredes de frontal e as principais de alvenaria** podem-se utilizar ancoragens ou confinadores transversais, com a possibilidade de serem dotados de manga injectável, e chapas metálicas (Figura 109) [SILVA, 2007].

Figura 109 - Reforço da ligação de parede de alvenaria ao frontal com recurso a ancoragens e chapas metálicas [SILVA, 2007]

Em relação à ligação dos **pavimentos às paredes**, se as paredes foram de madeira a ligação é feita por pregagem ou aparafusamento ao frechal e podem-se utilizar peças auxiliares de aço galvanizado ou outro tipo de aço com protecção contra a corrosão (Figura 110) [APPLETON, 2003]. No caso de se tratar de uma parede de alvenaria, a ligação do pavimento a esta pode ser substituída por uma nova viga ou apenas reforçada (Figura 111). Se existir um ferrolho de ligação, este deve ser aproveitado fazendo uma protecção contra a corrosão. Caso não exista podem ser adoptadas novas peças de aço.

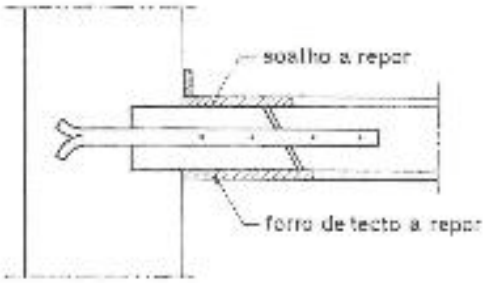


Figura 110 - Ferrolho de substituição [APPLETON, 2003]

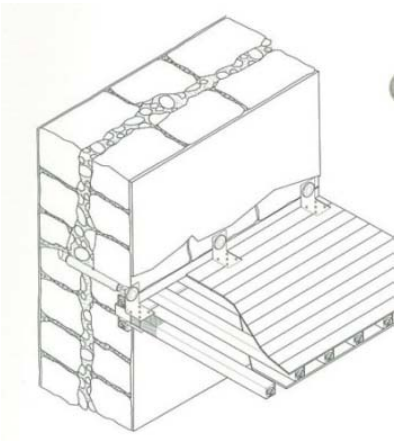


Figura 111- Reforço da ligação com inserção de elementos metálicos [SILVA, 2007]

5 Campanha experimental

5.1 Introdução

O reduzido conhecimento sobre o funcionamento de todo o sistema da gaiola pombalina e, em particular, sobre o comportamento das paredes de frontal, motivou a realização da campanha experimental apresentada neste capítulo que, apesar de limitada, espera-se que possa dar um contributo positivo e ajudar a orientar projectos futuros nesta área. Devido à grande complexidade da estrutura pombalina e dos variados factores que estão em jogo, decidiu-se que estes ensaios iriam abordar apenas os frontais pombalinos e, em particular, o simples elemento de Cruz de Santo André, que desempenha um papel importante no comportamento global da estrutura. Os ensaios tiveram por base a estrutura apresentada esquematicamente na Figura 112.

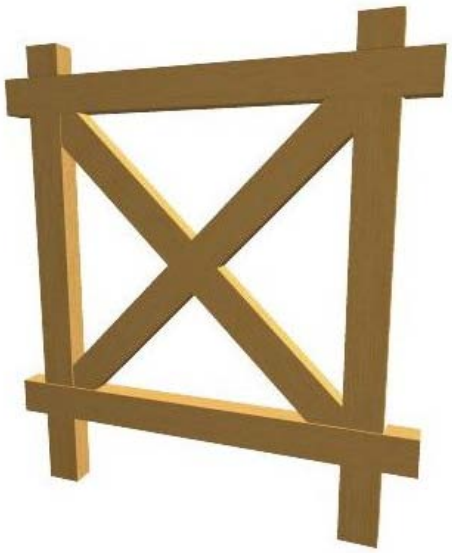


Figura 112 – Vista 3D da estrutura ensaiada

Pretendeu-se analisar o comportamento destes elementos face a acções horizontais, em ensaios monotónicos.

Neste capítulo são descritos, em detalhe, todos os procedimentos efectuados durante esta campanha. As dificuldades encontradas na elaboração da mesma estão também descritas. Após a apresentação dos resultados, apresenta-se a interpretação dos mesmos.

5.2 Programa experimental

Os modelos ensaiados consistem em cruzes de Santo André, constituídas por uma gaiola de madeira com cravos nas suas ligações e alvenaria nos espaços vazios. Foram construídos seis modelos semelhantes, onde três dos módulos são constituídos apenas pela gaiola de madeira e os três restantes são preenchidos de alvenaria. Assim, vai-se tentar perceber o contributo de cada gaiola de madeira e alvenaria para o comportamento global das paredes de frontal. Foram ensaiados modelos com e sem alvenaria, de maneira a perceber as diferenças entre os modelos e a influência da alvenaria no conjunto. Em suma, os módulos foram identificados como gaiola de madeira (GM) ou parede de alvenaria (PA), como se apresenta na Figura 113 e na Figura 114, respectivamente.

Figura 113 - Gaiola de madeira [AP]

Figura 114 - Parede de alvenaria [AP]

Esta campanha não foi regida por nenhuma norma devido à falta de regulamentação e ao facto de serem ensaios com uma forte componente de inovação. De seguida, será apresentada a geometria dos módulos ensaiados. Foi atribuída uma nomenclatura aos diversos elementos, como se apresenta no esquema da Figura 115.

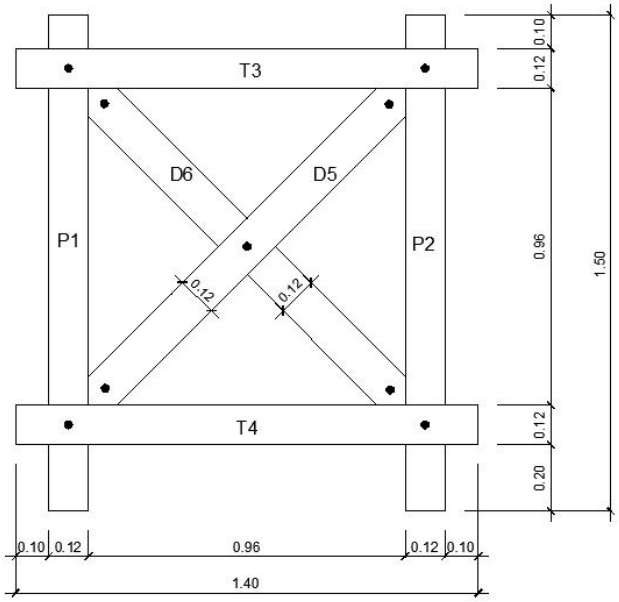


Figura 115 - Nomenclatura e geometria dos elementos (dimensões em metros)

Os barrotes apresentam uma secção transversal 0,12 por 0,08 metros. Apesar de esta ser a geometria que se pretendia para os elementos, foram medidos todos os elementos no local antes do ensaio apresentando-se mais à frente os resultados, quando se descreverem os ensaios em pormenor.

5.3 Modelos ensaiados

Como foi referido anteriormente, a realização destes ensaios envolveu a montagem de um sistema próprio no laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico (DECivil). Neste subcapítulo são apresentadas as soluções construídas e adoptadas para a montagem do ensaio assim como os equipamentos mecânicos e materiais utilizados.

As unidades ensaiadas são constituídas, como já foi mencionado, por elementos de madeira, cravos e por alvenaria.
A **madeira** utilizada nos frontais é de pinho manso, que também foi ensaiada, para o conhecimento de algumas propriedades, como por exemplo, o seu módulo de elasticidade. Toda a madeira esteve sob as mesmas condições de espera e seca para ser a mais homogénea possível e assim, não ser um factor de diferenciação entre os ensaios.
As ligações entre os prumos e travessas apresentam uma samblagem do tipo meia-madeira, como se pode observar na Figura 116.

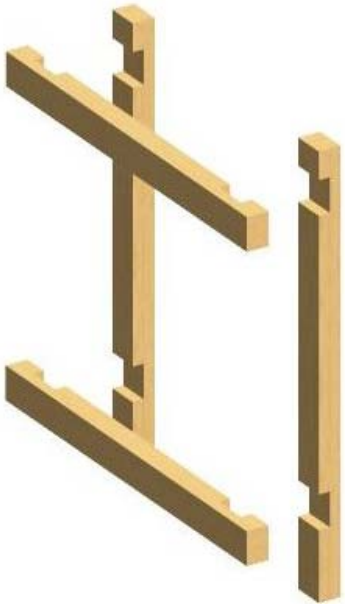


Figura 116 - Modelo 3D onde se apresentam as samblagens meia-madeira entre prumos e travessas

O nó central formado pelas duas diagonais também apresenta uma samblagem deste tipo, enquanto que as diagonais apenas apoiam nos nós já criados pelos prumos e travessas.
Toda a madeira foi montada em laboratório com o auxílio de grampos e apoios provisórios, como se apresenta na Figura 117. Devido à retracção natural da madeira e ao tempo que ficou em laboratório antes de poder ser montada, criaram-se folgas em alguns nós (Figura 118). Por esse motivo, foram utilizadas

palmetas para colmatar essas folgas. Todo este trabalho foi realizado em laboratório, com o mesmo tipo de madeira, e com recurso a máquinas e equipamentos existentes (Figura 119, Figura 120).

Figura 117 - Vista geral do laboratório na montagem das gaiolas [AP]

Figura 118 - Folgas existentes na gaiola [AP]

Figura 119 - Serra eléctrica para fabrico de palmetas [AP]

Figura 120 - Folga colmatada com palmeta [AP]

Decidiu-se que se tentaria reproduzir os métodos de construção utilizados antigamente, assim como as características e as propriedades dos materiais. Assim, para a ligação dos elementos de madeira utilizaram-se **cravos** de ferro fundido, como se apresenta na Figura 121. Foram escolhidos dois tipos de tamanhos, os mais pequenos, de 8 cm, para as ligações das travessas e prumos e os maiores, de 12 cm, para as ligações das escoras com os montantes. Na ligação das duas diagonais foi colocado apenas um cravo de 12 cm (Figura 122) ou dois de 8 cm, um de cada lado. A metodologia de cravagem foi a seguinte: os cravos de ligação das travessas aos prumos e os centrais das diagonais foram colocados do lado do frontal onde as travessas aparentam ser peças contínuas; os cravos de ligação das diagonais aos montantes foram colocados dos dois lados. Este esquema está apresentado na Figura 123. A colocação dos cravos das escoras aos montantes é um pouco delicada devido ao processo de cravagem e à energia envolvida na cravação. Os cravos são colocados um pouco inclinados de maneira a poderem ligar as escoras ao montante e assim, criar uma melhor ligação (Figura 124).

Figura 121 - Cravos de ferro forjado [AP]

Figura 122 - Ligação das diagonais com cravo de 12 cm [AP]

Figura 123 - Cravo de 8 cm na ligação prumo/travessa e de 12 cm na diagonal/montante [AP]

Figura 124 - Processo de cravação [AP]

Apesar dos cravos de ferro forjado serem menos agressivos para a madeira pela sua forma de transmissão de cargas (em cunha), por vezes durante a cravação abrem-se fendas nas peças de madeira devido à elevada energia de cravação. Os cravos moldam-se à estrutura da madeira, à medida que estão a ser cravados, e seguem pelo caminho mais fácil, logo, quando se partem durante a sua cravação, e são retirados, nota-se que estes apresentam uma forma muito irregular e perdem a sua forma recta (Figura 125).

Figura 125 - Cravos deformados [AP]

Em relação à **alvenaria**, contou-se com o apoio da empresa EDIFER, no fornecimento dos materiais e da mão-de-obra nesta fase. A Edifer é uma empresa que tem estado envolvida na reabilitação de edifícios pombalinos e, mais concretamente, na reconstrução de frontais, por isso possui uma vasta experiência neste ramo. A alvenaria construída para o efeito consiste em argamassa e fragmentos cerâmicos e pode-se observar a sua execução na Figura 126. Para a realização da alvenaria nos modelos foram colocadas placas de esferovite num dos lados, como se apresenta na Figura 127. Durante a construção da alvenaria foram também colocados pregos do lado interior dos barrotes, técnica utilizada pela EDIFER, para melhorar a ligação entre a madeira e alvenaria (Figura 127).

Figura 126 - Construção da alvenaria [AP]

Figura 127 - Colocação de pregos na madeira [AP]

Esta alvenaria é jovem e a cal apresenta um lento endurecimento por reacção de carbonatação. De modo a tentar compensar a juventude da alvenaria, alterou-se a sua composição. Assim, foi escolhido um traço de 1:2:6 (cimento:cal:areia) para tentar simular o envelhecimento da argamassa. Esta argamassa foi preparada no laboratório, como se apresenta na Figura 128. Em relação aos fragmentos cerâmicos foi utilizada uma mistura de tijolo e telha (Figura 129). A cal (Figura 130) utilizada foi cal hidratada (aérea) e o cimento (Figura 131) foi cimento Portland 32,5 N.

Figura 128 - Preparação da argamassa [AP]

Figura 129 - Tijolo e telha [AP]

Figura 130 - Cal aérea [AP]

Figura 131 - Cimento Portland [AP]

5.4 Montagem dos ensaios e instrumentação

Os ensaios envolveram a aplicação de carga horizontal e vertical aos módulos e, desta maneira, foi criada toda uma estrutura para que fosse possível a sua concretização. Na Figura 132 mostra-se uma perspectiva geral do equipamento utilizado nesta campanha experimental.

Figura 132 - Equipamento de ensaio [AP]

O equipamento fixo utilizado, existente no laboratório, consiste em: fundação, viga metálica de base (a), actuador de parafuso (b), parede de reacção (c) e um pórtico de contraventamento lateral (Figura 138). O esquema geral do equipamento fixo encontra-se na Figura 133.

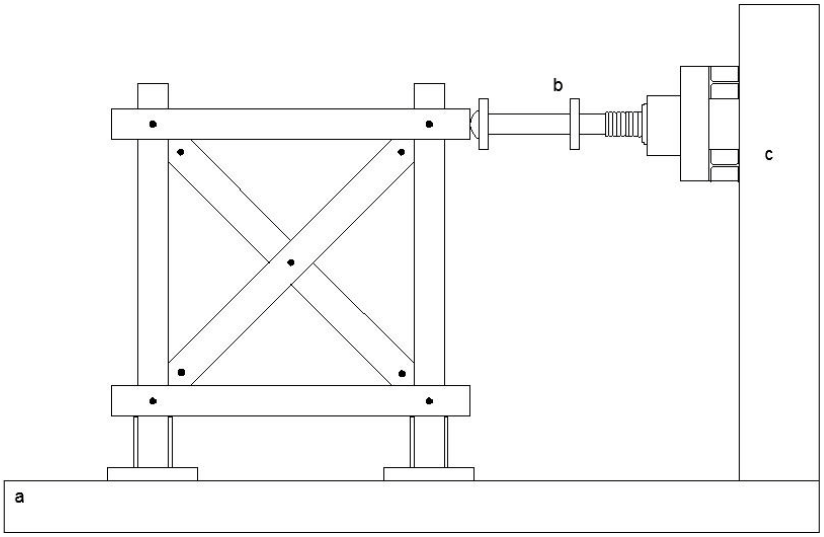


Figura 133 - Esquema do equipamento fixo utilizado

Na parede de reacção encontra-se montado o macaco que será responsável pela imposição de deslocamento horizontal (Figura 134). Sobre a viga metálica foi colocada e apoiada a estrutura. Desta forma, criaram-se apoios, ou 'pés', para o encaixe dos prumos. Esta ligação teria de ser rígida para não criar um ponto fraco na estrutura e assim não interferir com os resultados do ensaio. Estes apoios possuem umas chapas metálicas de base de 5 cm de espessura (Figura 135) que foram ligadas à viga metálica de base (a) com recurso a parafusos.

Figura 134 - Estrutura constituída pela parede reacção e viga metálica, sem apoios [AP]

Figura 135 - Chapas metálicas para a construção dos apoios [AP]

As chapas de base dos apoios possuem uns furos para a colocação de varões que ligam aos macacos hidráulicos, para efectuar o carregamento vertical da estrutura. Posteriormente foram soldadas outras chapas metálicas a esta peça para receberem a parte inferior dos prumos. Estas chapas envolvem, assim, os 'pés' dos prumos e foram colocados vários parafusos para garantir uma boa ligação e criar um suporte rígido. Os apoios e os pormenores estão apresentados na Figura 136 e na Figura 137.

Figura 136 - Apoio para prumos [AP]

Figura 137 - Chapas metálicas com parafusos [AP]

Em relação ao suporte superior, foi montado um pórtico (Figura 138), colocada uma viga metálica que apoia na parte superior dos prumos e colocadas duas chapas metálicas idênticas às existentes na base dos apoios. Estas chapas e as dos apoios são ligadas por 2 varões, na vertical, cada uma (Figura 139).

Figura 138 - Pórtico colocado no local de ensaio [AP]

Figura 139 - Pormenor da parte superior da estrutura [AP]

Existem dois varões de cada lado da parede que estão ligados a macacos hidráulicos (Figura 140) que asseguram uma força vertical constante que actua na estrutura.

Entre o macaco mecânico e a travessa de madeira foram colocadas duas peças metálicas. A primeira contém uma parte cilíndrica para permitir a rotação nesta zona, quando for aplicada força, enquanto a segunda tem a função de distribuir uniformemente a força horizontal na área em contacto com a travessa (Figura 141).

Figura 140 - Macaco hidráulico e ligação com a chapa [AP]

Figura 141 - Pormenor de peças metálicas de apoio [AP]

Relativamente à instrumentação foram utilizados diversos deflectómetros (d1, d2 e d3) e extensómetros, posicionados e numerados conforme o esquema da Figura 142.

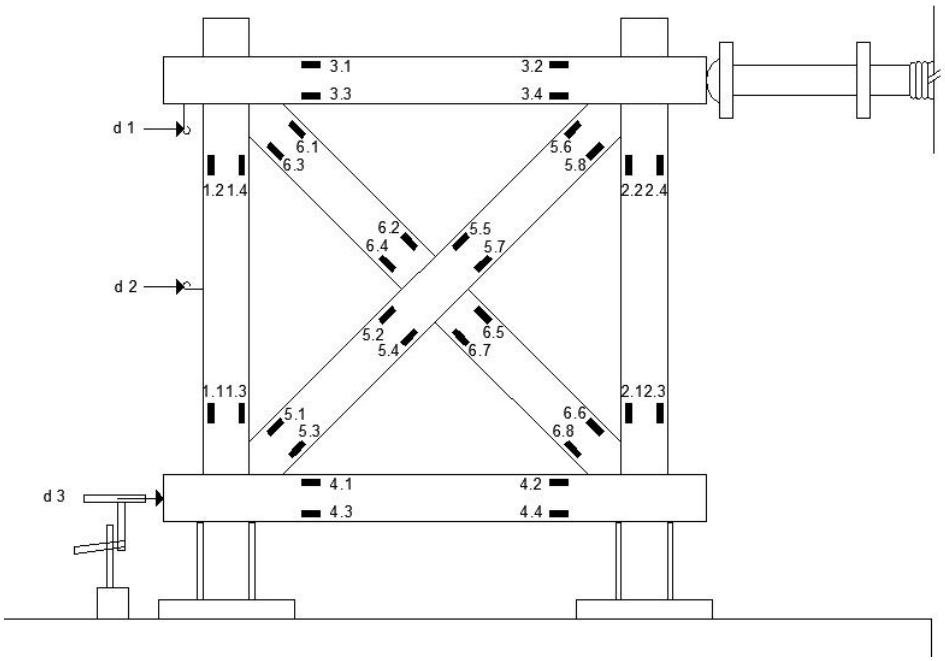


Figura 142 - Esquema da instrumentação utilizada

Os extensómetros utilizados são do tipo 'TML– PFL-30-11' e foram colocados nas extremidades de cada peça, a 5 cm dos nós de ligação, pois esta é uma zona de grandes perturbações e a 2 cm de cada face do elemento, em relação ao eixo do extensómetro. Os extensómetros foram numerados consoante o elemento a que pertecem e foram colocados aos pares para se poder obter a deformação axial e a curvatura de cada secção. Este tipo de extensómetro é colado com cola de cinoacrilato em gel, para melhor aderência com a madeira (Figura 143 e Figura 144) a outros fios que ligam a uma 'caixa' de conexão que por sua vez liga à unidade de aquisição de dados (Figura 145). A unidade de aquisição de dados utilizada é da marca HBM, modelo UPM 100, de 100 canais. O controlo da unidade de aquisição de dados e o registo dos resultados foi realizado com computador.

Figura 143 - Extensómetro com fios soldados

Figura 144 - Vista de extensómetros

Figura 145 - Caixas de transmissão de dados

Os deflectómetros foram colocados em 3 lugares distintos: no topo para medir o deslocamento superior, outro a meio do prumo P1 para o deslocamento intermédio e um último a meio da travessa T4 para avaliar o eventual deslocamento na zona dos apoios. Os dois superiores são transdutores de deslocamentos de fio, com um curso de 500mm (marca TML, modelo DP-E 500) (Figura 146 e Figura 147), e enquanto que o inferior é constituído por apenas um elemento com 50mm de curso (marca APEK), como se pode observar na Figura 148.

Figura 146 - Transdutores de deslocamentos

Figura 147 - Deflectómetros superior (d1) e intermédio (d2)

Figura 148 - Deflectómetro inferior (d3)

5.5 Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio consistiu na imposição de deslocamento no topo a uma velocidade média de 14,3 mm/min, aplicado monotonicamente até à rotura dos provetes. Como já foi mencionado anteriormente, foram ensaiadas 3 gaiolas de madeira, 3 paredes de alvenaria e 3 módulos de vigas de madeira, que serão descritos mais à frente. Em cada descrição de ensaio são apresentadas as geometrias de todos os elementos, como foi mencionado anteriormente. A Figura 149 ilustra a posição relativa dos elementos da madeira face ao sistema de ensaio e, em particular, ao macaco de parafuso.

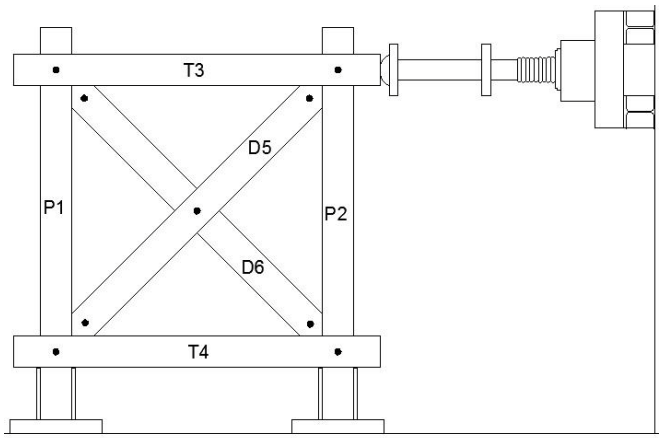


Figura 149 - Nomenclatura dos elementos

Em relação às cargas utilizadas, considerou-se uma carga vertical constante transmitida por macacos hidráulicos, como já foi mencionado. Esta foi colocada para ter em consideração o peso que o módulo suporta, já que está inserido numa parede. Foram consideradas os valores da carga permanente e de sobrecarga. Por hipótese, para a carga permanente foram considerados 2 pisos com um peso próprio de aproximadamente 1 KN/m^2 numa área de influência para a parede de 2mx1,2m, considerando que a largura das paredes é de 1,2m. Para a sobrecarga considerou-se 2 KN/m^2. Esta consideração é na realidade muito hipotética mas o importante é apenas tomar um valor verosímil e este manter-se constante nos ensaios. Deste modo, a carga total a aplicar é aproximadamente 25KN que, dividindo pelos 4 macacos, dá 6,25 KN por cada macaco. Esta carga foi aplicada nas paredes de alvenaria e foi colocado um barrote no espaço entre a travessa e os pontos de aplicação da carga de maneira a que a carga fosse uniformemente distribuída pela travessa e pelos prumos em vez de descarregar apenas nos montantes (prumos). Para simular a existência de alvenaria abaixo da parede, que corresponde ao módulo cruz de Santo André inferior, colocou-se outro barrote por baixo da travessa inferior (T4), como se pode observar mais à frente como por exemplo na Figura 159. Em relação às gaiolas de madeira, dado que a sua função é essencialmente resistir a cargas horizontais (as cargas verticais são sobretudo suportadas pela alvenaria), foi escolhido o critério de aplicar apenas ¼ da carga, ou seja, 6,25 KN no total o que dá 1,56 KN em cada macaco.

Entre cada ensaio decorria, aproximadamente, um dia e meio, devido ao tempo que se demora a retirar a parede ensaiada, a colocação da nova e ajuste do pórtico e a colocação de toda a instrumentação, nomeadamente os extensómetros. Cada parede possui 32 extensómetros, que têm que ser colados, os fios soldados e ligados às caixas, o que torna esta fase demorada.

5.6 Resultados dos ensaios

Neste subcapítulo são descritos todos os ensaios realizados incluindo as dificuldades encontradas na sua realização.

5.6.1 GM1 (29 Setembro 2009)

Na Figura 150 encontra-se representada a gaiola de madeira 1 e na Tabela 1 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

Figura 150 - Gaiola de madeira 1 antes de ensaio

Tabela 1 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura

GM 1	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,4	12,0	1,5
P2	7,4	11,9	1,5
T3	7,4	12,0	1,4
T4	7,5	12,0	1,4
D5	7,4	11,9	1,4
D6	7,4	11,9	1,4
Média	7,4	12,0	-

De seguida apresenta-se a estrutura deformada, ao longo do carregamento e o seu modo de rotura.

Figura 151 - Gaiola de madeira 1 após ensaio (A, B, C e D)

À medida que a estrutura foi sendo carregada, o nó central constituído pelas diagonais começou a ceder e, como se pode observar na Figura 151, o modo de rotura envolveu deslocamentos para fora do plano deste nó. A estrutura começou por ceder neste ponto central e, à medida que a força aumentava, este nó partiu e a diagonal comprimida sofreu uma encurvadura para fora do plano, arrastando a diagonal traccionada. Houve um destacamento das diagonais nos nós superiores. Os restantes nós formados pelas ligações das travessas e prumos, continuaram a trabalhar o que se pode justificar pelo tipo de samblagem utilizada. Os prumos e travessas estão ligados a meia madeira enquanto que as diagonais são ligadas a estes nós apenas por cravos, o que limita a sua capacidade para absorver esforços de tracção e de flexão. Isto pode ter sido agravado pelo facto de não existir alvenaria, pois se fosse esse o caso, esta absorveria parte do carregamento e impedia a instabilidade lateral. A encurvadura das diagonais deve-se, provavelmente, ao elevado esforço de compressão instalado na diagonal, que acabou por partir na secção mais fraca, a central, que correponde à de meia-madeira. Nesta zona de meia-madeira a área da secção encontra-se reduzida para metade por isso esta é uma zona onde ocorrem grandes concentrações de tensões. Nos casos em que as folgas se colmatam na totalidade não será bem assim, talvez. A força de rotura deste provete foi de **33,1 KN**. Na Figura 152 apresenta-se um gráfico com o andamento das curvas força horizontal/deslocamentos inferior, intermédio e superior.

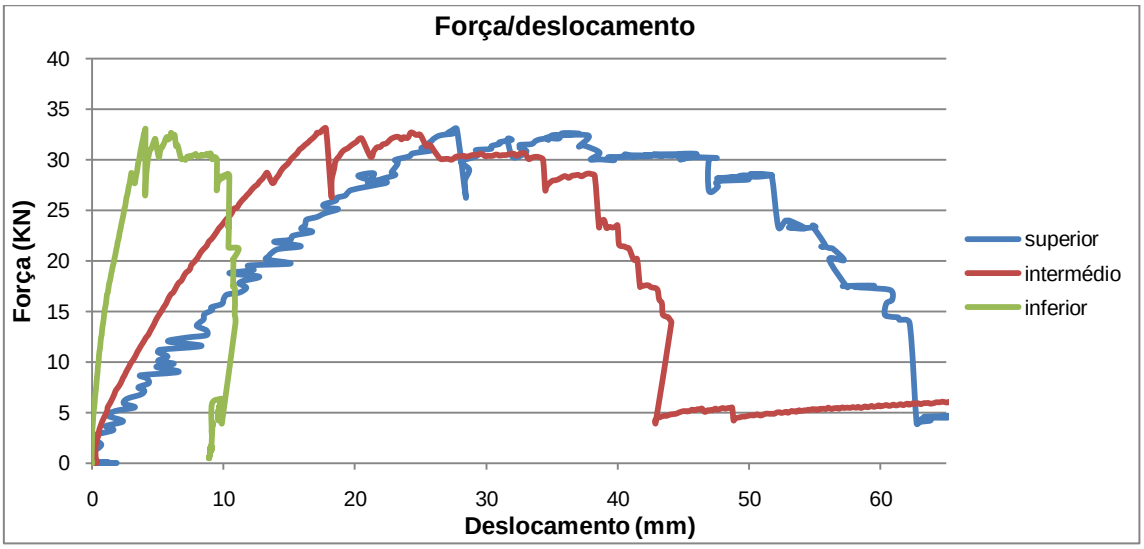


Figura 152 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 1

Pode-se observar que a rotura se deu para a força que foi mencionada atrás (33,1KN) e, a partir desta rotura a estrutura vai sofrendo mais deslocamentos, um rearranjo das cargas e por vezes ligeiros aumentos de rigidez. Observa-se, também, que a curva relativa ao deslocamento superior apresenta oscilações horizontais, que se veio a verificar, no fim da campanha, estarem relacionados com um problema no transdutor do deslocamento, que podem dificultar a leitura do gráfico. Por fim, verifica-se que a travessa inferior sofre também deslocamentos.

A relação dos deslocamentos com o tempo de ensaio é linear e apresenta uma velocidade de 15,22 mm/min.

5.6.2 GM2 (2 Outubro 2009)

Na Figura 153 encontra-se representada a gaiola de madeira 2 e na Tabela 2 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

Figura 153 - Gaiola de madeira 2 antes de ensaio

Tabela 2 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura

GM 2	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,4	12,0	1,6
P2	7,4	12,0	1,6
T3	7,4	11,9	1,4
T4	7,5	11,8	1,4
D5	7,4	11,9	1,4
D6	7,4	11,9	1,4
Média	7,4	11,9	-

Figura 154 – Gaiola de madeira 2 durante e após o ensaio (A, B, C e D)

Em primeiro lugar, com o carregamento, observou-se um destacamento dos nós da diagonal traccionada por estes terem fraca capacidade de absorção deste tipo de esforços. Este fenómeno pode ser observado na Figura 154 (C e D). Mais tarde, deu-se a rotura do prumo traccionado (P2), como se pode observar na Figura 154 (A e B). Esta rotura deu-se numa secção de madeira cheia, contudo perto da zona de aplicação da carga e do nó onde os elementos apresentam a secção reduzida. Nesta zona, no nó de aplicação da carga, geram-se grandes concentrações de tensões/esforços. A força máxima observada neste ensaio foi de **37,8 KN**.

De seguida (Figura 155) apresenta-se o diagrama força/deslocamentos superior, intermédio e inferior.

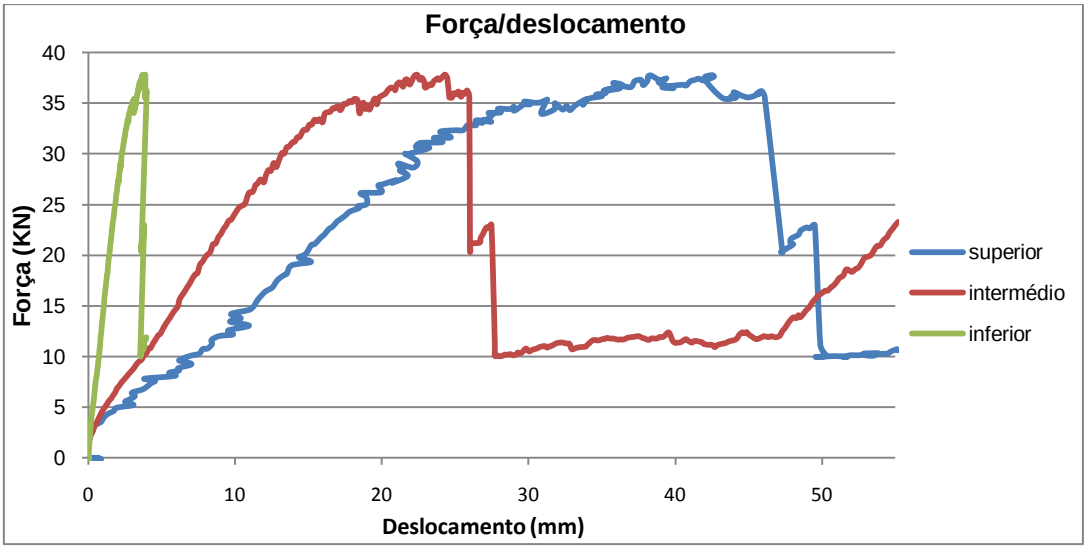


Figura 155 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 2

Os deslocamentos apresentam um andamento semelhante ao ensaio anterior e uma velocidade de 14,21 mm/min.

5.6.3 GM3 (8 Outubro 2009)

Na Figura 156 encontra-se representada a gaiola de madeira 3 e na Tabela 3 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

Figura 156 - Gaiola de madeira 3 antes de ensaio

Tabela 3 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura

GM 3	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,4	12,0	1,5
P2	7,4	12,0	1,5
T3	7,4	12,0	1,4
T4	7,5	12,0	1,4
D5	7,4	11,8	1,4
D6	7,3	12,0	1,4
Média	7,4	12,0	-

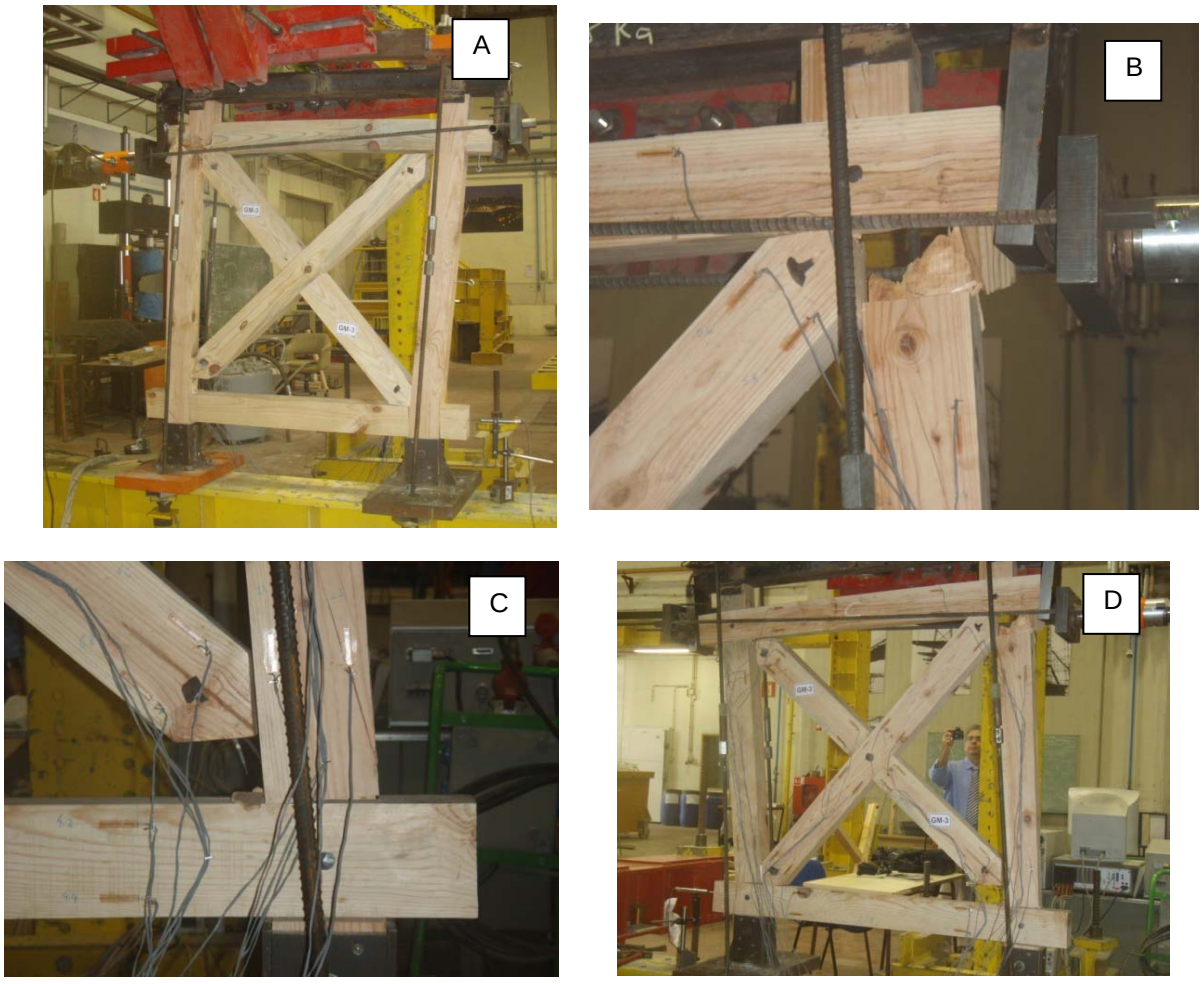


Figura 157 - Gaiola de madeira 3 durante e após ensaio (A, B, C e D)

O modo de rotura neste caso foi também no prumo traccionado (P2) mas desta vez aconteceu na zona de ligação, ou seja, no nó superior, junto da aplicação da carga horizontal, como se pode observar na Figura 157. Esta rotura deu-se na secção de meia-madeira do prumo traccionado, por ser a zona mais fraca e com

maiores esforços e concentrações de tensões. Mais uma vez, as ligações extremas da diagonal D6 cederam (Figura 157-C). Na Figura 158 apresenta-se o diagrama força/deslocamento correspondente à gaiola de madeira 3. Como se pode observar, a força de rotura (primeira) neste ensaio foi de **36,2 KN**.

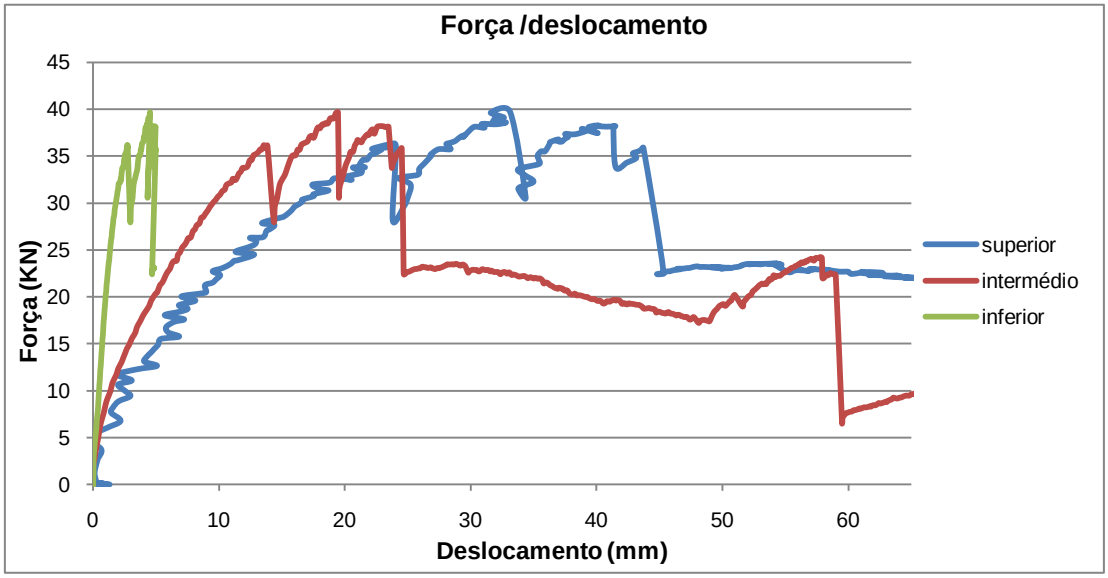


Figura 158 - Diagrama força/deslocamentos para gaiola de madeira 3

A primeira rotura deu-se para valores da força horizontal de 36,2 KN e seguidamente a estrutura ganhou resistência outra vez e atingiu uma força superior e sofreu outras roturas secundárias. No entanto, contabiliza-se como rotura a primeira ocorrida. A estrutura apresenta uma boa redistribuição de esforços e várias fontes de resistência e ductilidade pois quando sofre uma rotura, consegue recuperar alguma rigidez. A velocidade do carregamento foi de 13,51 mm/min.

5.6.4 PA1 (23 Setembro 2009)

Na Figura 159 encontra-se representada a primeira parede de alvenaria e na Tabela 4 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

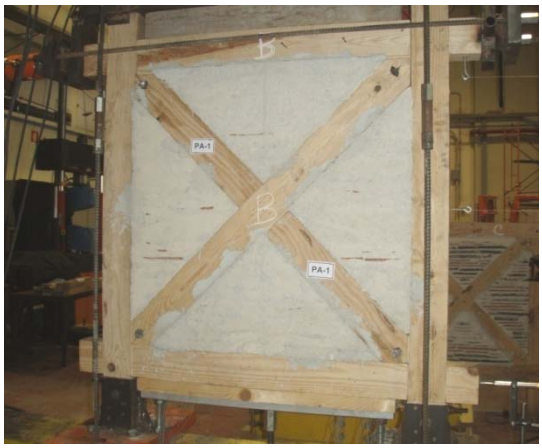


Figura 159 - Parede de alvenaria 1 antes de ensaio

Tabela 4 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura

PA 1	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,5	11,5	1,5
P2	7,4	11,6	1,5
T3	7,4	11,6	1,4
T4	7,4	11,6	1,4
D5	7,4	11,5	1,5
D6	7,4	11,7	1,5
Média	7,41	11,58	-

De seguida, na Figura 160, apresenta-se a parede de alvenaria 1 após a realização do ensaio.

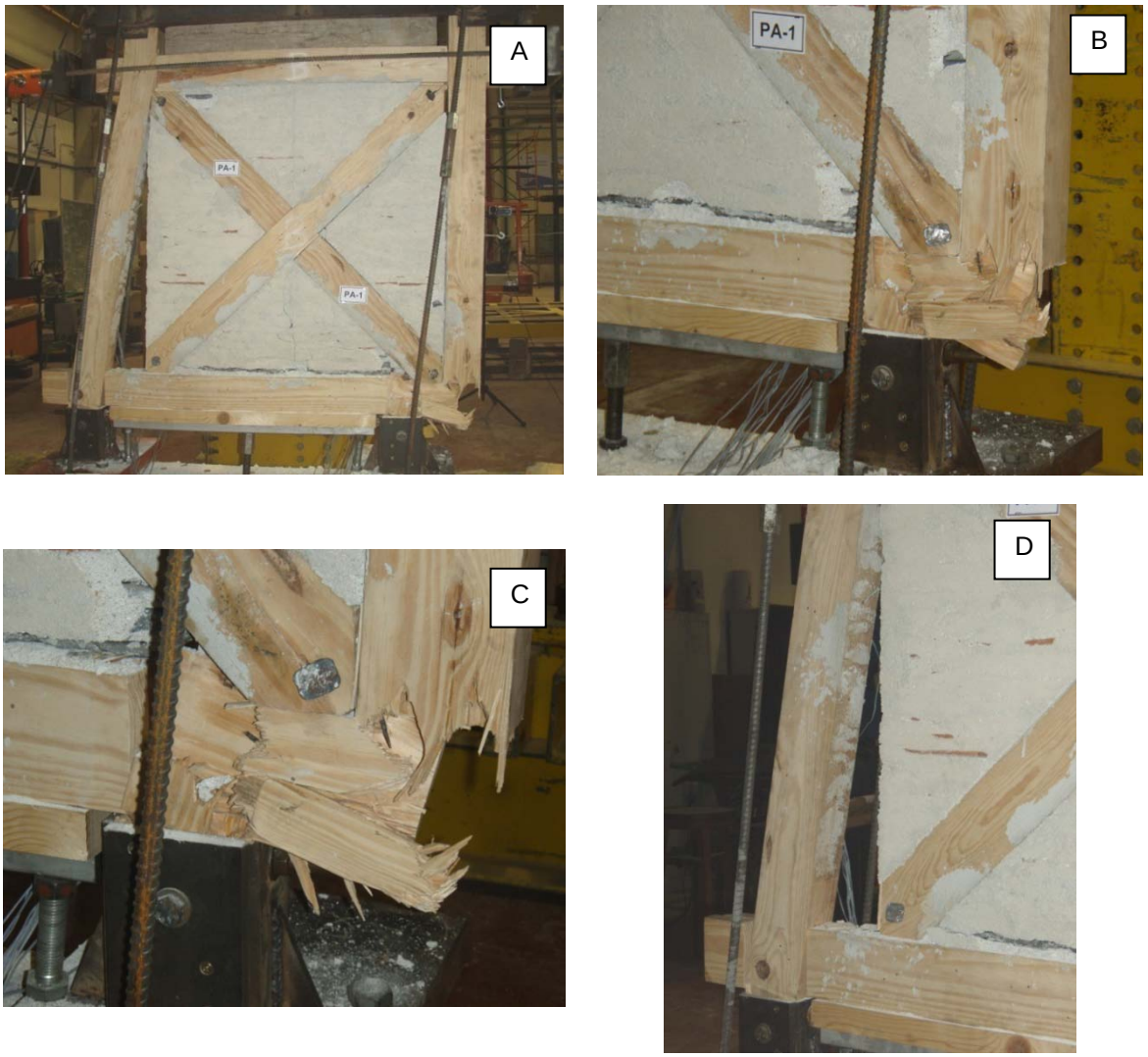


Figura 160 - Parede de alvenaria 1 durante e após ensaio (A, B, C e D)

Em primeiro lugar, observou-se alguma fendilhação na alvenaria, principalmente na parte inferior, assim como o destacamento de alguns pedaços de argamassa superficial. Com a continuação do carregamento observou-se, mais uma vez, um ligeiro destacamento das ligações da diagonal traccionada (D6). O modo de rotura foi o esmagamento do nó inferior formado por P1, T4 e D5 (Figura 160 - C). O estado de tensão no nó é bastante complexo. Contudo, pode-se afirmar que existem compressões significativas na diagonal (devido ao carregamento horizontal no topo) e no prumo 1 (devido à carga vertical) e tracções na travessa inferior. As tensões provenientes da travessa e do prumo são particularmente gravosas, dado que a rotura se dá numa zona onde estes elementos apresentam a secção transversal reduzida para metade do valor da zona corrente.

À medida que se continuava com o carregamento da estrutura, partes superficiais da argamassa destacaram-se. De seguida, a alvenaria separou-se totalmente do prumo P2, apesar dos pregos existentes. Com este deslocamento, o nó inferior da diagonal D6 também se destacou da ligação P2 com T4. Na Figura 160 (A e D) percebe-se este fenómeno, assim como, se pode observar a deformação que o cravo da D6 sofreu com este destacamento. Como o nó inferior que sofreu a rotura se encontra totalmente esmagado, o deflectómetro colocado nesta zona (d3-inferior) deixa de ter capacidade/curso de leitura e os resultados a partir de uma certa altura, deixam de ter significado. Na Figura 161 apresenta-se o diagrama força/deslocamento superior, intermédio e inferior.

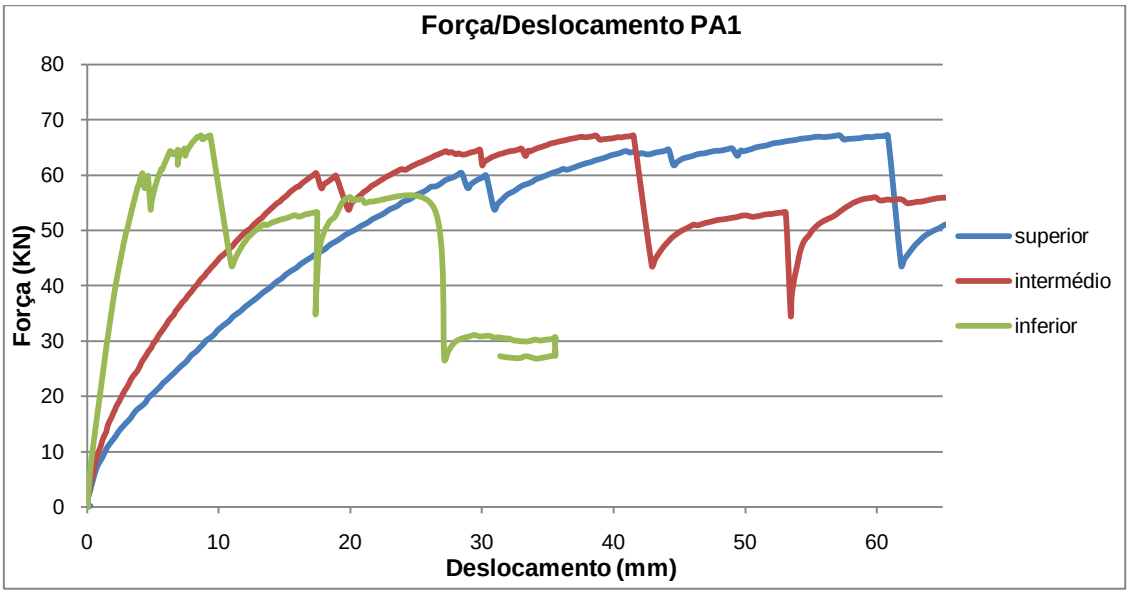


Figura 161 - Diagrama força/deslocamentos para a parede de alvenaria 1

A primeira rotura desta estrutura deu-se para valores da força de 60,3 KN. Depois desta rotura, a estrutura ganha resistência e atinge níveis de força superiores. A velocidade deste ensaio foi de 15,03 mm/min.

5.6.5 PA2 (30 Setembro 2009)

Na Figura 162 encontra-se representada a parede de alvenaria 2 e na Tabela 5 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

Figura 162 - Parede de alvenaria 2 antes de ensaio

Tabela 5 - Geometrias, sendo e - espessura, c - comprimento e l - largura

PA 2	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,4	11,6	1,5
P2	7,3	11,7	1,5
T3	7,5	11,7	1,4
T4	7,3	11,6	1,4
D5	7,4	11,7	1,5
D6	7,4	11,7	1,5
Média	7,4	11,66	-

De seguida, na Figura 163, apresenta-se a parede de alvenaria 2 durante e após o ensaio.

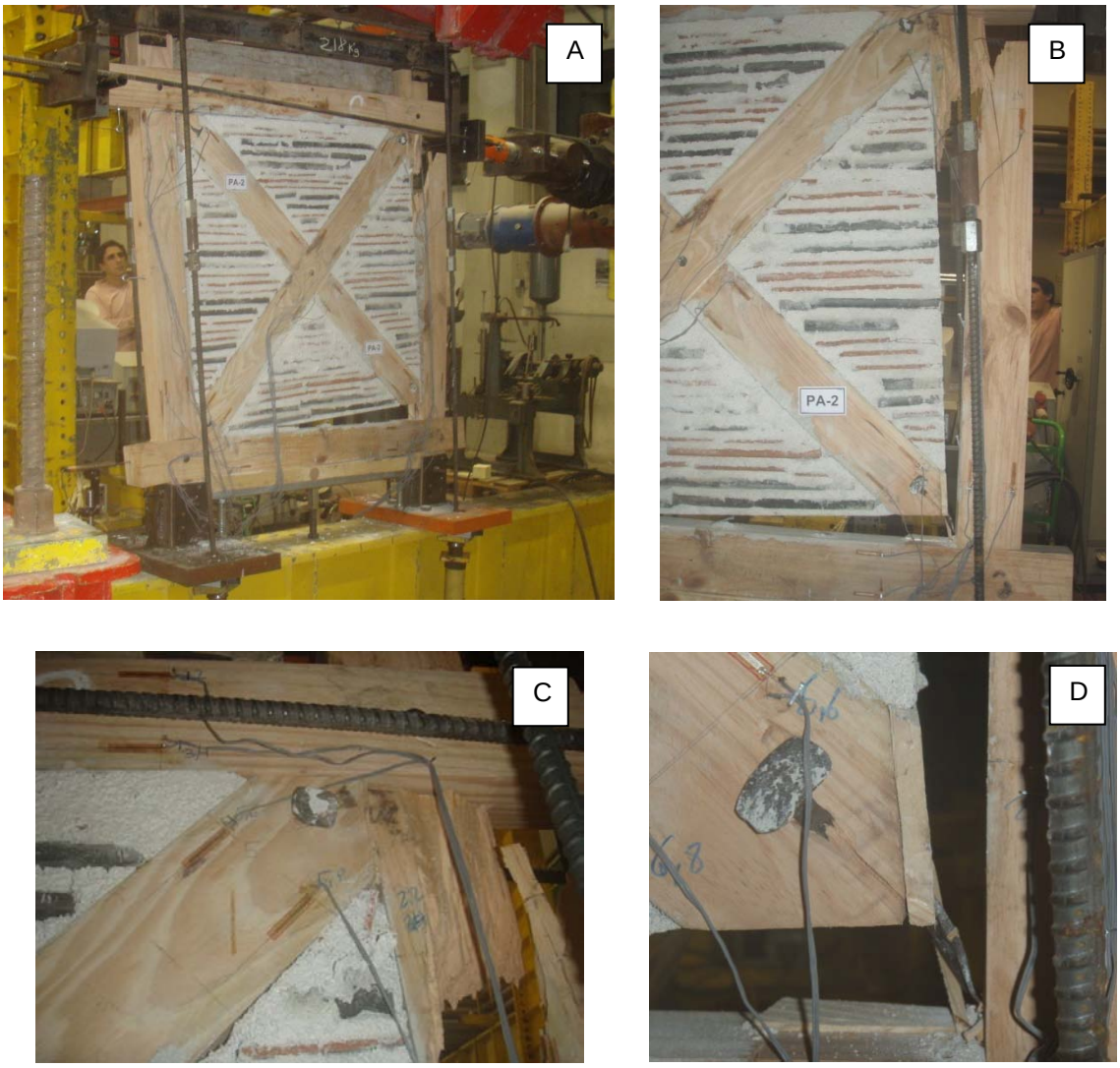


Figura 163 - Parede de alvenaria 2 durante e após ensaio (A, B, C e D)

Ao longo do ensaio, enquanto ainda não se observava nenhuma rotura, ocorreu destacamento de parte da argamassa da alvenaria. Com a continuação do carregamento, percebeu-se que, mais uma vez, houve um desprendimento do nó inferior da diagonal D6 e de seguida, do nó superior, do mesmo elemento. De seguida deu-se a rotura do prumo P2, traccionado (Figura 163), aproximadamente para um valor da força de 62,5 KN. Com o detacamento do nó inferior da D6, com a rotura do prumo, e a rotação da estrutura, a alvenaria inferior destacou-se da travessa inferior (T4). A rotura do prumo deu-se numa secção cheia, mas perto do ponto de aplicação da carga, onde existem tensões significativas. Após esta rotura, a estrutura não voltou a ganhar rigidez, como se pode observar no gráfico força/deslocamentos apresentado na Figura 164.

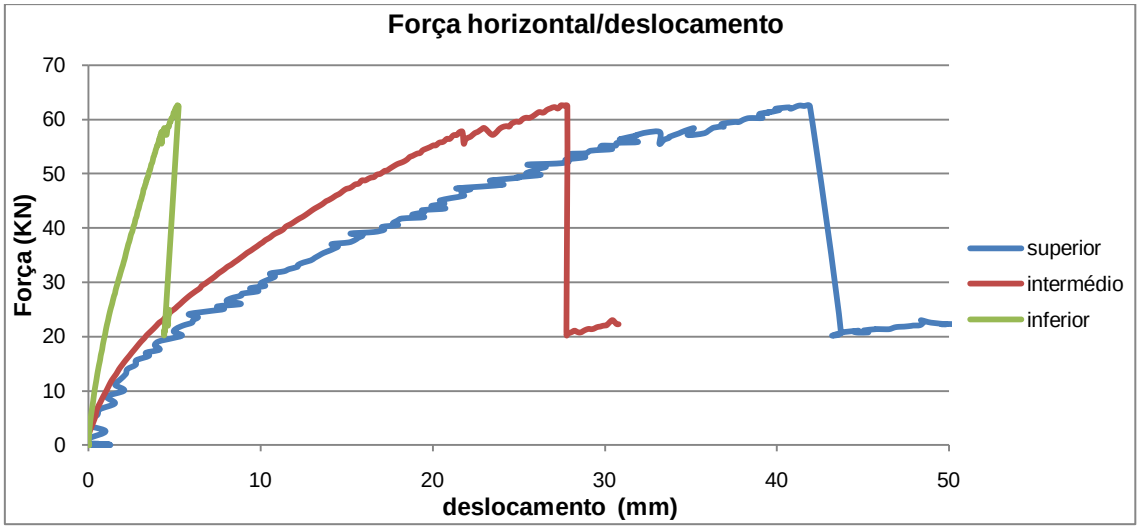


Figura 164 - Diagrama força/deslocamentos para a parede de alvenaria 2

Antes da rotura notam-se no gráfico (Figura 164) duas descontinuidades que são referentes aos desprendimentos da diagonal D6, como foi referido. Estas oscilações são mais perceptíveis observando o deslocamento intermédio. A velocidade observada neste ensaio foi de 14,02 mm/min.

5.6.6 PA3 (6 Outubro 2009)

Na Figura 165 encontra-se representada a parede de alvenaria 3 e na Tabela 6 a geometria dos elementos, antes de ser ensaiada.

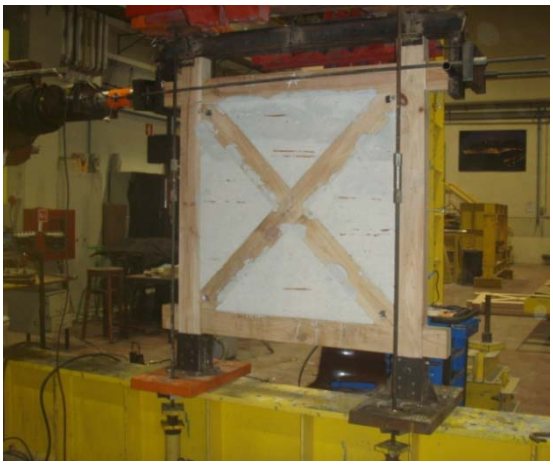


Figura 165 - Parede de alvenaria 3 antes de ensaio

Tabela 6 - Geometrias, sendo e - espessura da parede, c - comprimento e l - largura

PA 3	e (cm)	l (cm)	c (m)
P1	7,4	11,5	1,5
P2	7,4	11,6	1,5
T3	7,4	11,5	1,4
T4	7,4	11,5	1,4
D5	7,4	11,5	1,5
D6	7,4	11,5	1,5
Média	7,4	11,52	-

Neste ensaio ocorreu um imprevisto pois houve a rotura, precoce, do prumo traccionado (P2) na zona de ligação ao apoio do lado do macaco (prumo traccionado), como se pode observar na Figura 166. Esta rotura deu-se aproximadamente para valores da força de 45,13 KN e os dados retirados desta primeira fase estão apresentados como A. Seguidamente, tentou-se reparar a ligação com a colocação de um travamento metálico, pela travessa (Figura 167), para a continuação do ensaio.

Figura 166 - Rotura do prumo na ligação traccionada [AP]

Figura 167 - Reparação da ligação [AP]

A estrutura foi então carregada de novo, sendo estes resultados apresentados como B. Na Figura 168 apresentam-se as fotografias do ensaio B, para se poder observar o modo de rotura.

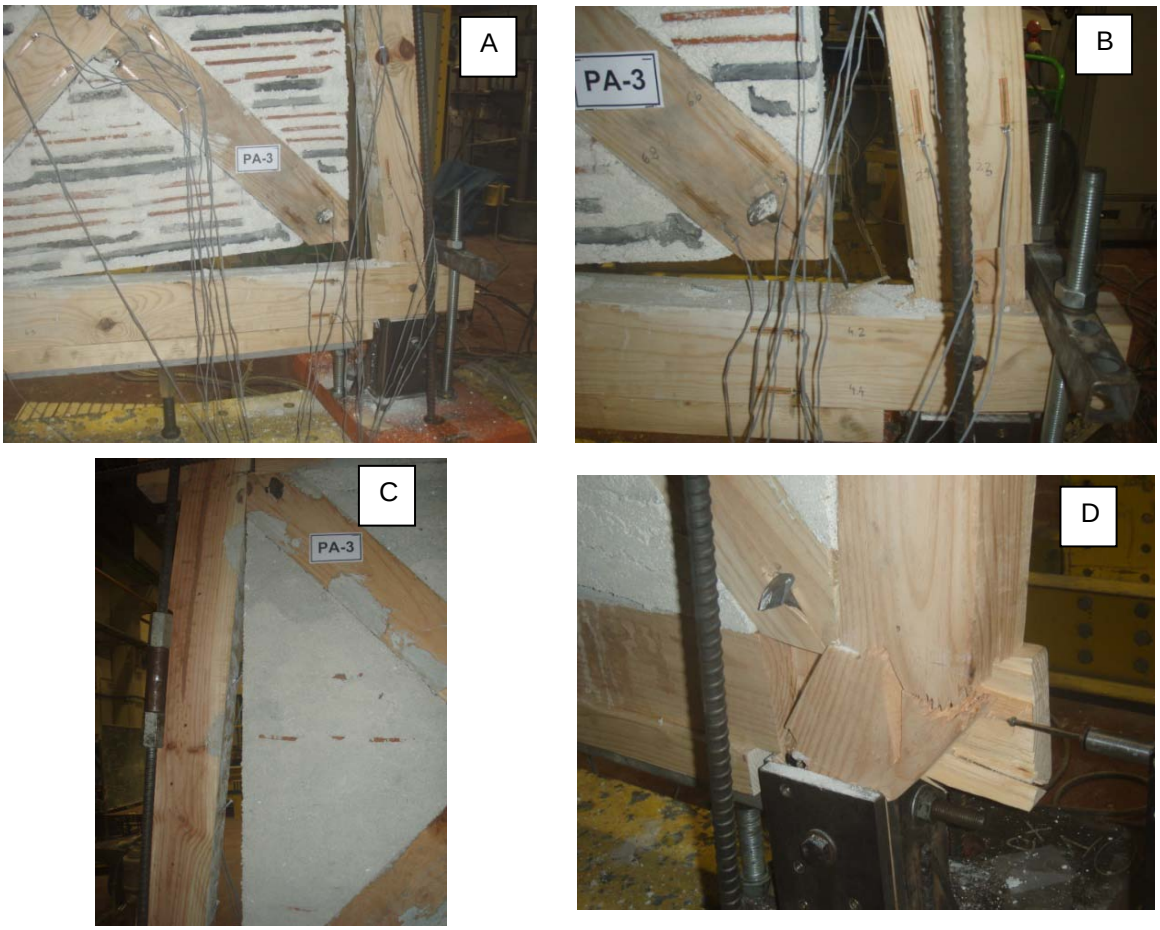


Figura 168 - Parede de alvenaria 3 em ensaio depois do nó de ligação ter sido reforçado (A, B, C e D)

Depois de reforçado o nó, à medida que se carregava de novo a estrutura, o nó inferior da diagonal D6 destacou-se de novo, assim como a parte inferior de alvenaria se separou da travessa T4, como se pode ver na Figura 168 (A e B). De seguida, o prumo P2 sofreu uma rotura, por tracção, junto ao apoio que tinha sido reforçado e a alvenaria destacou-se deste (Figura 168 – C). Por fim, com a continuação do carregamento, observou-se a rotura do nó inferior mais afastado do ponto de aplicação da carga, mais concretamente no prumo P1 (Figura 168 – D), de forma semelhante ao que tinha ocorrido no elemento PA1. De seguida (Figura 169) apresentam-se os resultados obtidos, desta vez apenas para o deslocamento superior, por razões de simplicidade.

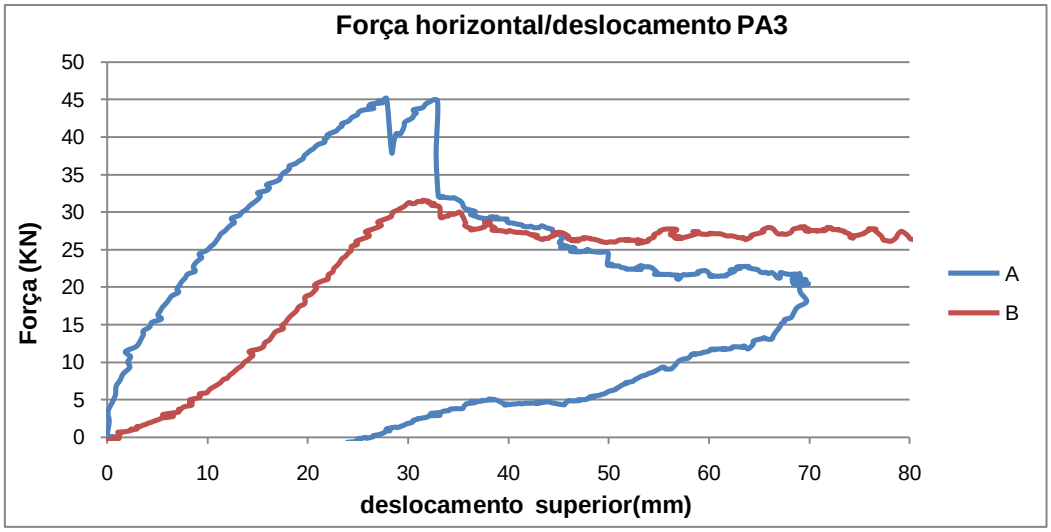


Figura 169 - Diagrama força/deslocamento superior para a parede de alvenaria 2

Pela observação do gráfico anterior pode-se dizer que a curva B, depois da estrutura ter sido descarregada e carregada de novo e depois da reparação do nó, não tem a mesma tendência que a curva anterior A. A estrutura não conseguiu recuperar a rigidez anterior e, como houve alterações das condições de ensaio, decidiu-se que apenas se iria considerar os resultados da curva A. A velocidade de carregamento do ensaio A foi de 14,02 mm/min.

5.6.7 Provetes de madeira

De maneira a conhecer algumas propriedades da madeira utilizada nos ensaios dos frontais foram realizados ensaios à flexão em três provetes do mesmo lote de madeira. Durante todo o processo de espera no laboratório, toda a madeira esteve sob as mesmas condições. Pretendeu-se obter parâmetros do comportamento mecânico, em particular o módulo de elasticidade, com estes ensaios destrutivos em laboratório.

De acordo com o preconizado pela norma Europeia [EN 408, 2003], os provetes ensaiados possuem uma geometria conforme a apresentada na Figura 170. O esquema de ensaio utilizado apresenta-se na Figura 171.

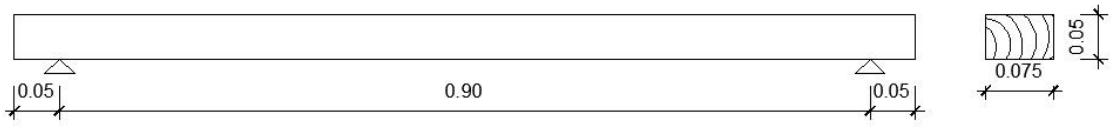


Figura 170 – Geometria do provete adoptado (m)

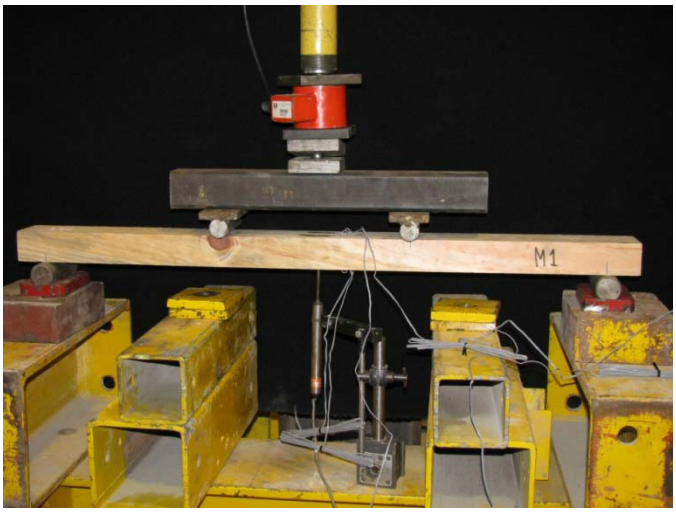


Figura 171 - Esquema geral de ensaio [AP]

A medição das extensões nos provetes foi realizada por 2 pares de extensómetros, colocados em faces opostas, na zona central do provete (onde o momento flector é constante), na direcção das fibras, como se pode observar, assim como a sua numeração, na Figura 172 e na Figura 173. Estes extensómetros foram colocados na mesma posição que os dos outros ensaios, ou seja, a 2 cm da fronteira da peça. Foi colocado também um deflectómetro na zona central do provete para a medição do deslocamento vertical neste ponto específico (Figura 173).

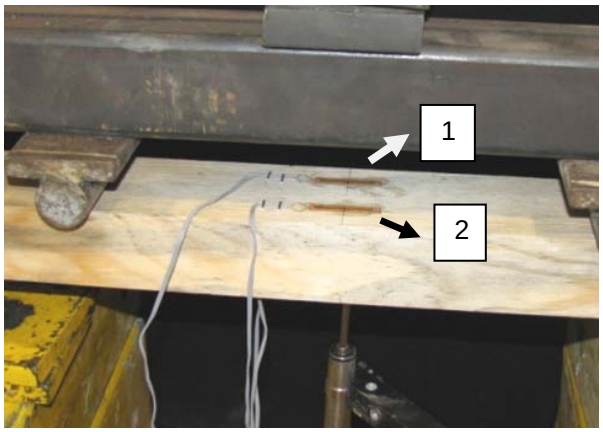


Figura 172 - Extensómetros superiores, vista superior [AP]

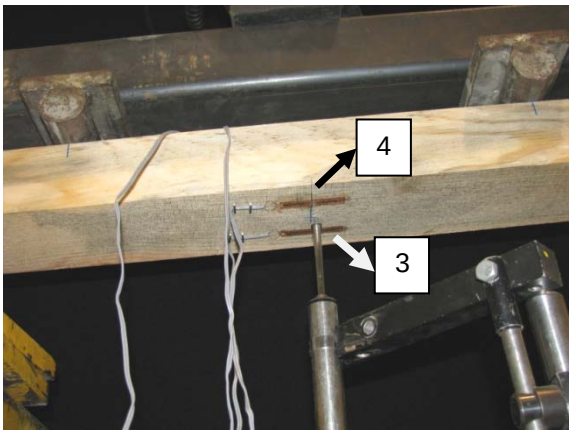


Figura 173 - Extensómetros inferiores e deflectómetro, vista inferior [AP]

Um dos objectivos destes ensaios é conhecer o módulo de elasticidade da madeira. Segundo a norma [EN 408, 2003] podem-se considerar, em flexão, o módulo de elasticidade global e o local.

O procedimento para o cálculo do módulo de elasticidade global e local em flexão obedece a algumas regras, sendo aqui realçadas as mais importantes:

- carregamento simétrico em dois pontos da peça;
- a peça deve possuir um vão (l) de cerca de 18 vezes a sua altura (h);
- a distância entre pontos de aplicação de carga e apoios deverá estar no intervalo [4,5h;7,5h];

- o provete será simplesmente apoiado e devem ser colocadas chapas metálicas nas zonas dos apoios.

Foram ensaiados três provetes, M1, M2 e M3. De seguida apresentam-se as fotografias, os modos de rotura de cada um deles e alguns resultados. Todos estes ensaios foram realizados no dia 14 de Outubro de 2009 e tiveram a duração entre 3 a 4 minutos, cada um.

O primeiro provete a ser ensaiado foi o M1 (Figura 174) e a rotura deu-se a partir da parte inferior deste traccionada, como se pode ver na Figura 175, o que seria de esperar, tendo em conta o carregamento.

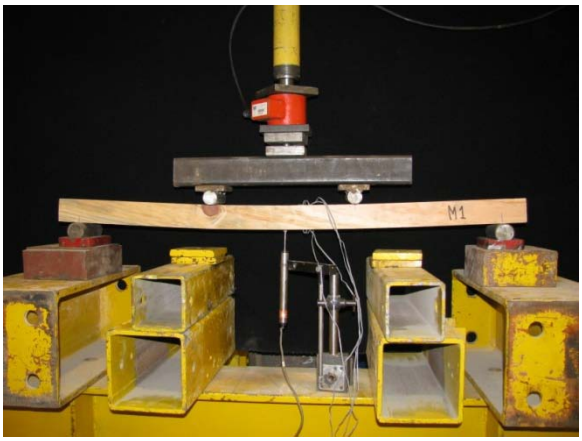


Figura 174 - Ensaio do provete M1

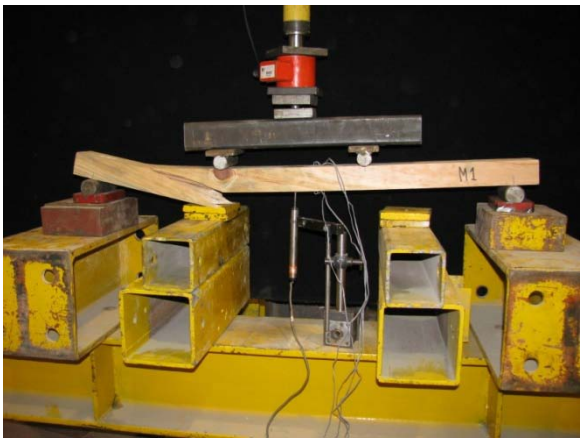


Figura 175 - Rotura do provete M1

O segundo provete ensaiado apresenta-se na Figura 176 e o seu modo de rotura foi semelhante ao anterior, como se pode observar na Figura 177, mas neste caso do lado direito.

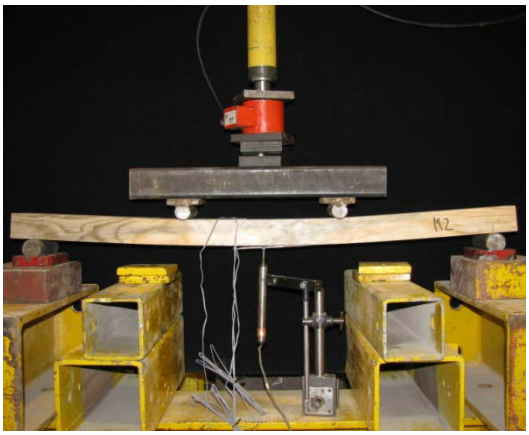


Figura 176 - Provete M2 durante o ensaio [AP]

Figura 177 - Rotura do provete M2

Por fim, foi ensaiado o último provete (M3), como se pode observar na Figura 178 e sofreu uma rotura na parte inferior do provete (parte traccionada), mas junto ao apoio do lado direito (Figura 179).

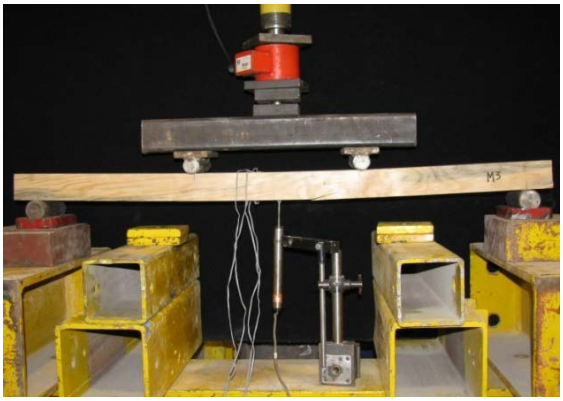


Figura 178 - Ensaio do provete M3

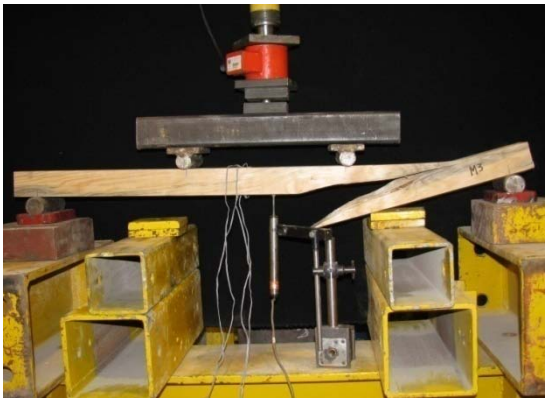


Figura 179 - Modo de rotura do provete M3

De seguida, na Figura 180, apresentam-se os diagramas força/deslocamento a meio-vão (medido pelo deflectómetro) dos três provetes ensaidos.

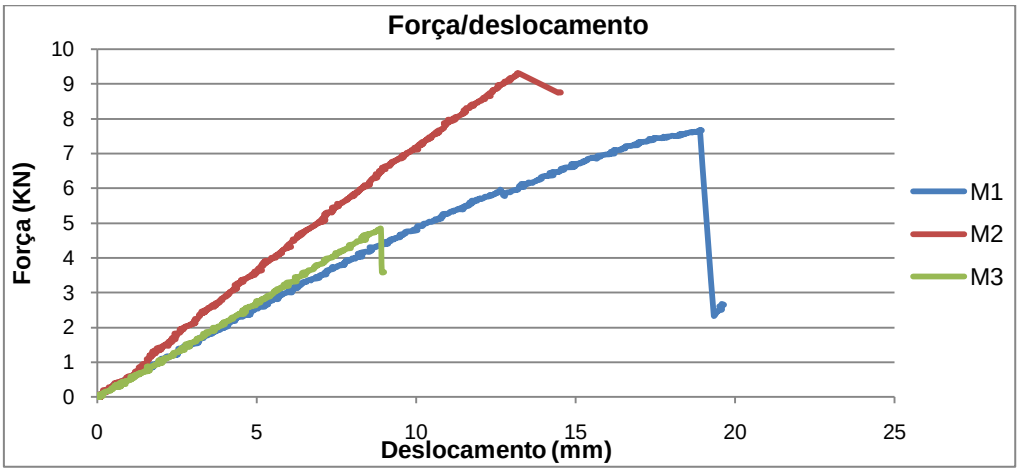


Figura 180 – Diagrama força/delocamento para os três provetes ensaiados

Consegue-se perceber o comportamento elástico-linear no primeiro troço do gráfico. Será a partir destes valores que se exprime o módulo de elasticidade. Em relação aos resultados dos extensómetros, estes serão apresentados mais à frente.

Em suma, os provetes apresentam um modo de rotura muito parecido, sendo esta na parte inferior do provete, ou seja, do lado traccionado. M1 e M2 apresentam uma rotura mais tardia, atingindo valores superiores da força de rotura e de deslocamento, como se pode observar no quadro resumo na Tabela 10. O provete M1 atingue o maior deslocamento a meio-vão enquanto que M2 atingue a maior força.

Tabela 7 - Resumo das forças de rotura dos provetes de madeira

Provete	Força de rotura (KN)
M1	7,66
M2	9,30
M3	4,83

5.7 Análise de Resultados

5.7.1 Gaiolas de madeira e paredes de alvenaria

Neste ponto vão-se comparar os resultados obtidos para os vários ensaios realizados sobre os modelos de frontal. Por motivos de simplicidade, para futura comparação com os modelos numéricos, o deslocamento inferior, que corresponde ao deslocamento do apoio e, portanto, a um movimento de corpo rígido, será subtraído aos outros. Esta operação é necessária pois, como nos modelos numéricos os apoios são supostos fixos, a travessa inferior T3 não se move, ou seja, o deslocamento d3 seria nulo. Como na realidade isto não acontece, pois existe alguma rotação e deslocamento dos nós inferiores, decidiu-se que o valor de d3 teria de ser subtraído aos outros.

Em primeiro lugar, podem-se agrupar todas as **gaiolas de madeira**. Assim, apresenta-se os resultados para as gaiolas de madeira com os deslocamentos relativos nos seguintes gráficos. Na Figura 181 apresenta-se o gráfico força horizontal/deslocamento superior relativo de todas as gaiolas de madeira.

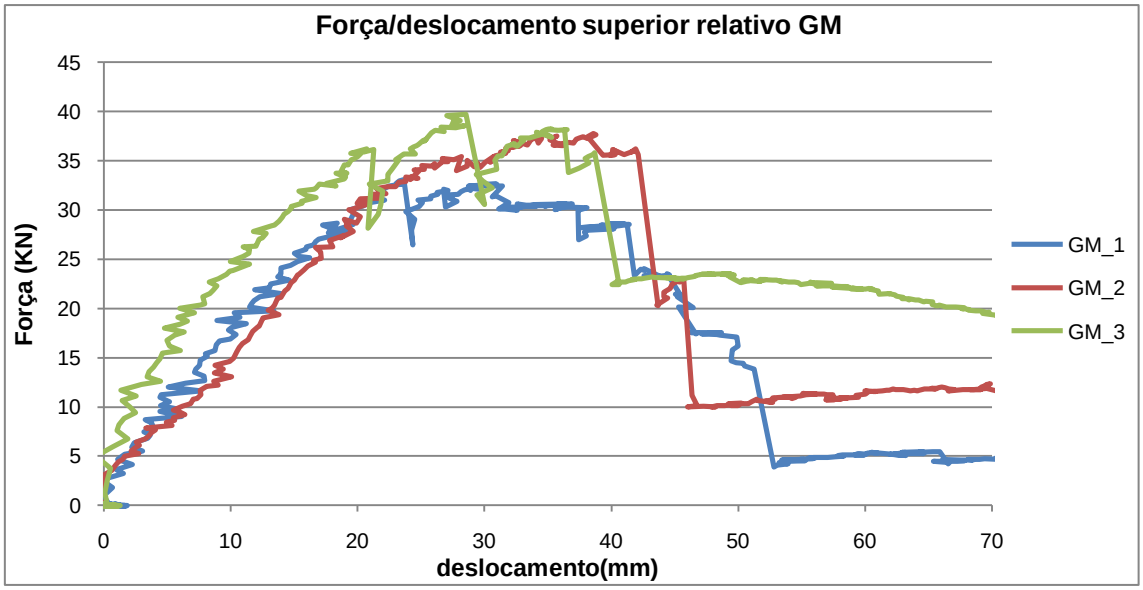


Figura 181 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das gaiolas de madeira

Todos os deslocamentos superiores apresentam oscilações, devido a um problema no deflectómetro, que dificultam a percepção dos gráficos e andamentos das curvas. Assim, apresenta-se o mesmo gráfico mas para o deslocamento intermédio (Figura 182).

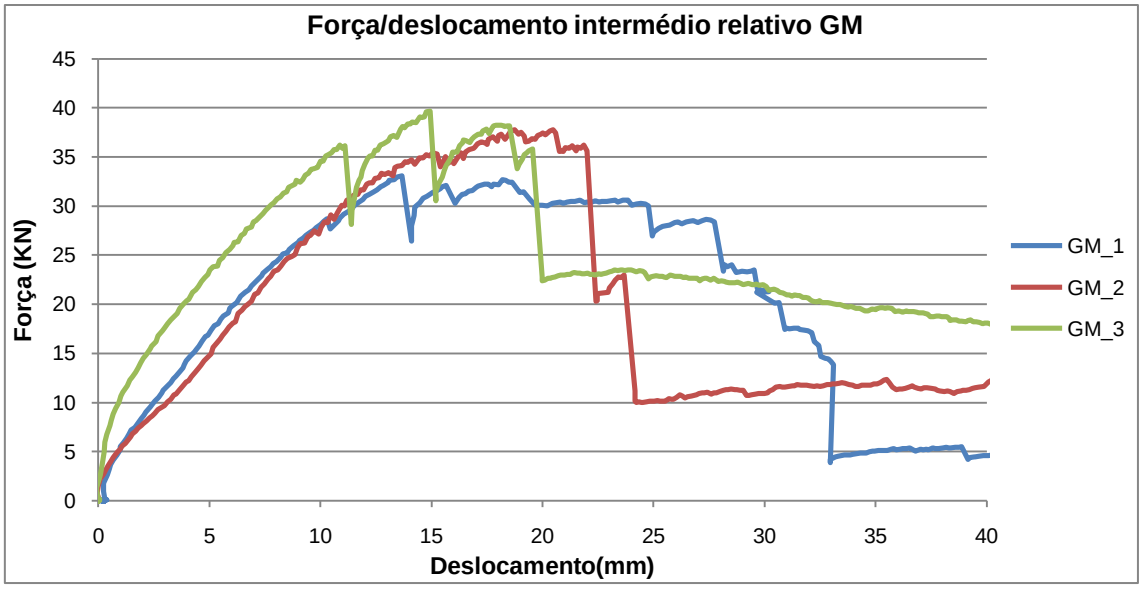


Figura 182 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das gaiolas de madeira

Apresenta-se na Tabela 7, o resumo dos modos de rotura das gaiolas de madeira para facilitar a compreensão dos gráficos e os seus andamentos.

Tabela 8 - Resumo dos modos de rotura das GM

Elemento	Modo de rotura
GM1	Rotura do nó central da diagonal comprimida – secção meia madeira
GM2	Rotura do prumo traccionado – secção cheia
GM3	Rotura do nó de aplicação da carga – secção meia madeira

Pela observação do gráfico anterior pode-se dizer que GM1 e GM2 têm um comportamento muito semelhante. Observa-se que a GM3 apresenta uma rigidez superior mas, no entanto, tem um início de rotura prematura em relação às outras, ou seja, tem uma queda brusca do valor da força em primeiro lugar, isto é, atinge um menor deslocamento.

A GM2 apresenta uma rotura mais tardia, ou seja, alcança valores superiores de deslocamento, sendo esta referente a uma rotura numa secção cheia. Em relação aos modos de rotura, a GM2 apresenta uma rotura mais brusca, no sentido em que as outras voltam a ganhar um pouco de rigidez. Em relação às forças de rotura, a GM1 atinge valores mínimos da força, sendo este modo de rotura de instabilidade do nó central da diagonal.

De seguida, na Figura 183, apresenta-se o gráfico relativo às paredes de alvenaria.

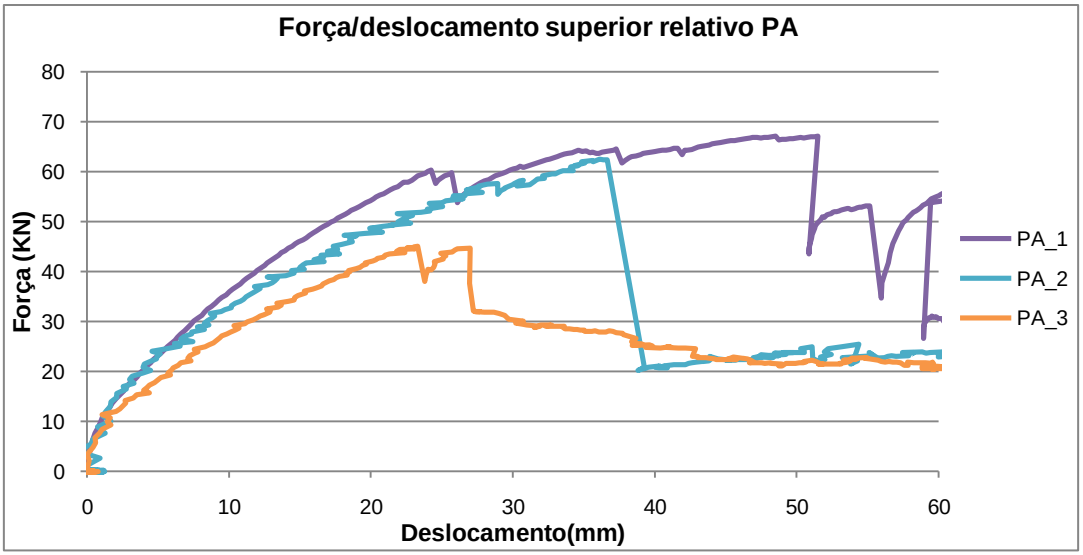


Figura 183 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das paredes de alvenaria

Da mesma maneira que para as gaiolas de madeira, apresentam-se as curvas das paredes de alvenaria, mas para o deslocamento intermédio relativo, na Figura 184.

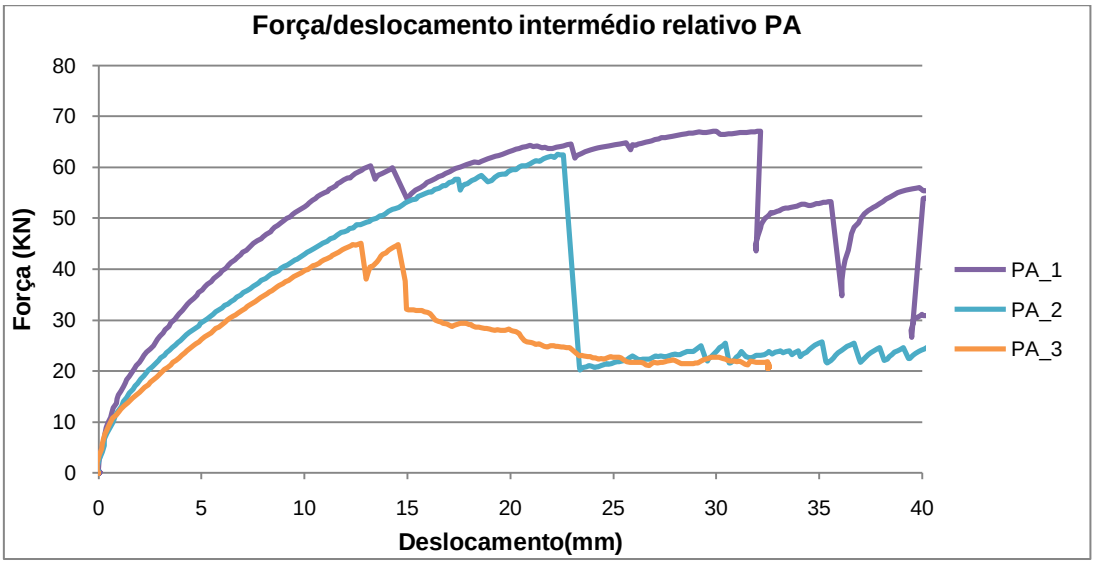


Figura 184 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das paredes de alvenaria

Na Tabela 9 apresenta-se um quadro resumo dos modos de rotura das paredes de alvenaria.

Tabela 9 - Resumo dos modos de rotura das PA

Elemento	Modo de rotura
PA1	Rotura por esmagamento do nó inferior mais afastado da carga – secção meia-madeira
PA2	Rotura do prumo traccionado – secção cheia
PA3	Rotura do prumo traccionado no apoio – secção meia madeira

Em relação às paredes de alvenaria, estas possuem um andamento muito parecido. PA1 apresenta uma maior rigidez enquanto que PA3 a menor. PA1 e PA2 atingem valores superiores de força visto que PA3 sofreu uma rotura precoce por algum defeito localizado, possivelmente, no apoio. PA2 apresenta uma rotura inicial mais tardia e mais brusca, sendo o seu modo de rotura em secção cheia do prumo traccionado. PA2 atinge os maiores valores de força e de deslocamento.

Interessa aqui, comparar as gaiolas de madeira e as paredes de alvenaria para se poder perceber a influência da alvenaria para este tipo de comportamento. Desta maneira, juntaram-se todas as curvas num gráfico apenas (Figura 185) e criou-se uma tabela resumo de todos os modos de rotura, respectivas forças (referentes à primeira rotura), deslocamentos superiores relativos e ainda o cálculo da respectiva rigidez. (Tabela 10).

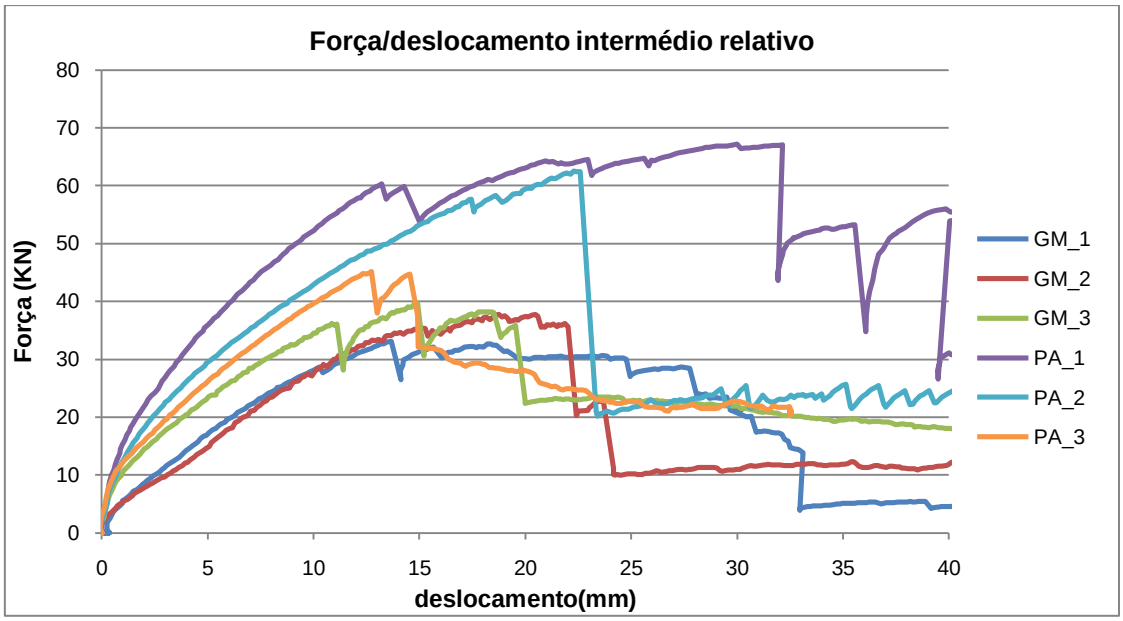


Figura 185 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo de todos os elementos ensaiados

Tabela 10 - Resumo dos modos, forças de rotura, deslocamentos superiores relativos e respectivas rigidezes, de todos os elementos ensaiados

Elemento	Modo de rotura	Força de rotura (KN)	Deslocamento superior d1 relativo (mm)	Rigidez K=F/d (KN/m)
GM1	Rotura do nó central da diagonal comprimida – secção meia madeira	33,09	23,6	1399,75
GM2	Rotura do prumo traccionado – secção cheia	37,80	38,6	979,30
GM3	Rotura do nó de aplicação da carga – secção meia madeira	36,20	20,74	1745,47
PA1	Rotura por esmagamento do nó inferior mais afastado da carga – secção meia-madeira	60,31	24,26	2485,46

PA2	Rotura do prumo traccionado – secção cheia	62,54	36,10	1732,52
PA3	Rotura do prumo traccionado no apoio – secção meia madeira	45,13	23,31	1936,14

Como seria de esperar, as paredes de alvenaria possuem uma rigidez e resistência superior às gaiolas de madeira. No entanto, a gaiola de madeira 3 encontra-se muito próxima da parede de alvenaria 3. De facto, a GM3 apresenta uma rigidez muito superior em relação às restantes gaiolas de madeira, como já referido, quase comparável com uma parede de alvenaria, principalmente na fase inicial. Esta proximidade sugere que a alvenaria poderá não ter grande influência para este tipo de carregamento, apesar de contribuir um pouco para a resistência do conjunto e influenciar no modo de rotura, como por exemplo, evitar a encurvadura da estrutura para fora do plano. A presença de alvenaria deverá ser mais importante para cargas verticais. Apesar de tudo, o efeito da alvenaria é, em média, bastante considerável na rigidez e resistência das paredes.

Nota-se que os modelos que atingiram forças de rotura superiores foram GM2 e PA2, correspondem a roturas que se deram em secções cheias, que não são tão frágeis como as de meia-madeira. Além disso, estes modelos são os que apresentam as roturas mais tardias (dentro do seu grupo), mais bruscas e o mesmo modo de rotura (prumo traccionado).

5.7.2 Provetes de madeira

Como já foi referido anteriormente, pretende-se retirar valores para o módulo de elasticidade da madeira. Segundo a norma [EN 408, 2003] ,para flexão, existem duas possibilidades de cálculo do módulo de elasticidade: global e local.

Em primeiro lugar calculou-se o módulo de **elasticidade global**. Recorreu-se ao capítulo 10 da norma referida em que, para este cálculo, se utilizam apenas os valores do deflectómetro colocado. Este mediu o deslocamento a meio-vão, para o carregamento já indicado. A expressão utilizada para o cálculo é apresentada na equação 1.

$$E_{m,g} = \frac{l^3 \times (F_2 - F_1)}{b \times h^3 \times (w_2 - w_1)} \times \left[\left(\frac{3a}{4l}\right) - \left(\frac{a}{l}\right)^3\right] \qquad \text{Eq .1}$$

Onde:

$F_2 - F_1$ corresponde ao incremento da força no intervalo $[0{,}1F_{máx}; 0{,}4F_{máx}]$, em linha recta, em newtons;

$w_2 - w_1$ corresponde ao incremento de deformação correspondente a $F_2 - F_1$, em milimetros;

l corresponde ao vão em flexão, ou seja, 900 mm;

b corresponde à espessura da peça, ou seja, 75 mm;

h corresponde à altura da peça, ou seja, 50 mm e

a corresponde à distância entre a posição da carga e o apoio mais próximo, ou seja, 300 mm.

Para o cálculo dos incrementos recorreu-se a uma regressão linear da curva força/deslocamento no intervalo pretendido, para cada provete. Na Figura 186, Figura 187 e Figura 188 apresenta-se a regressão linear realizada assim como a sua equação para os provetes M1, M2 e M3, respectivamente.

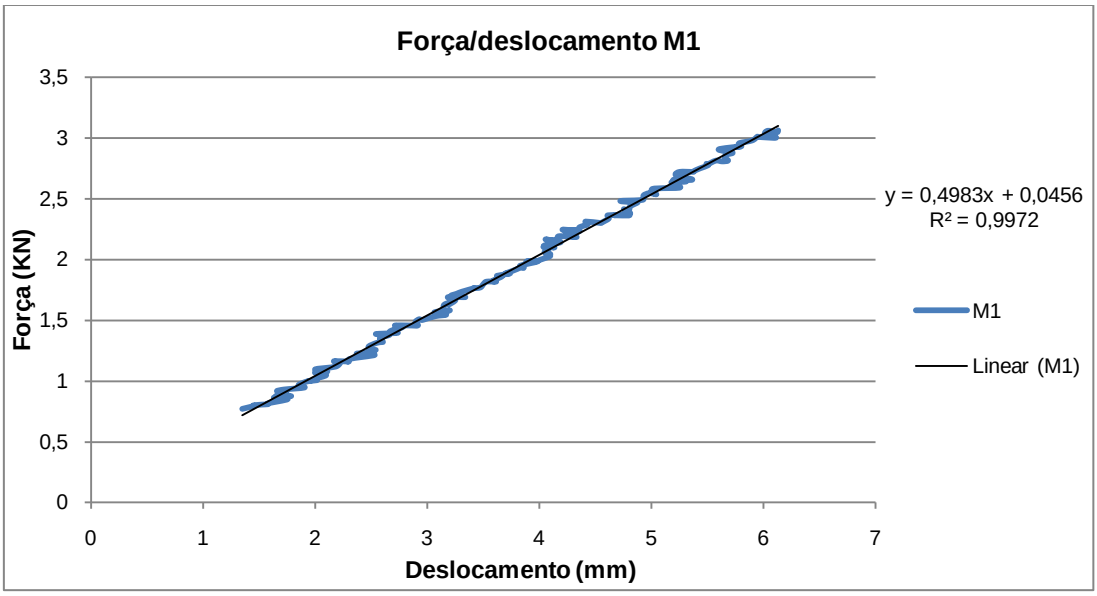


Figura 186 – Regressão linear da curva de M1

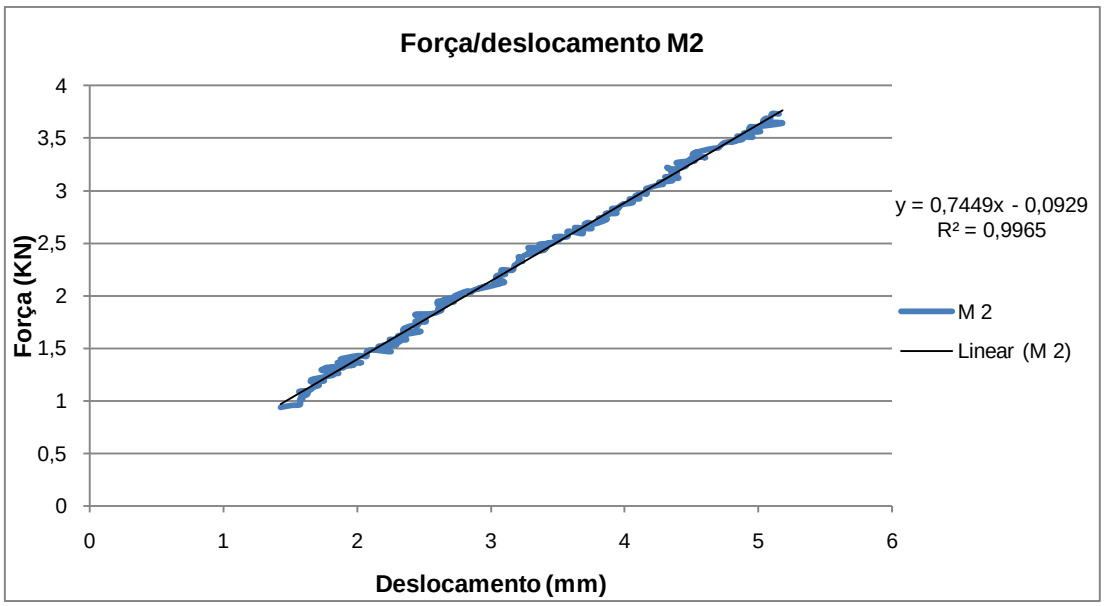


Figura 187 – Regressão linear da curva de M2

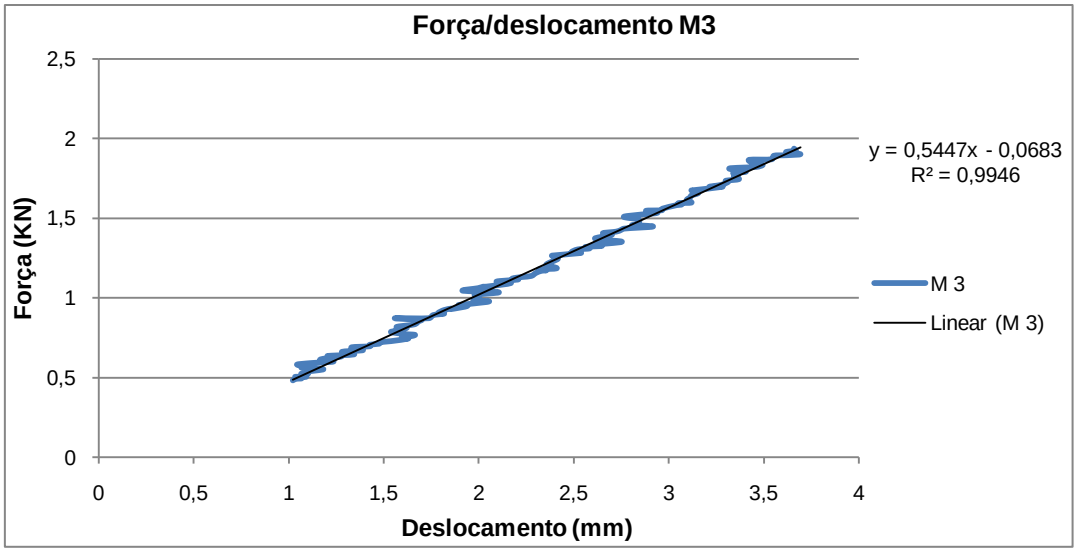


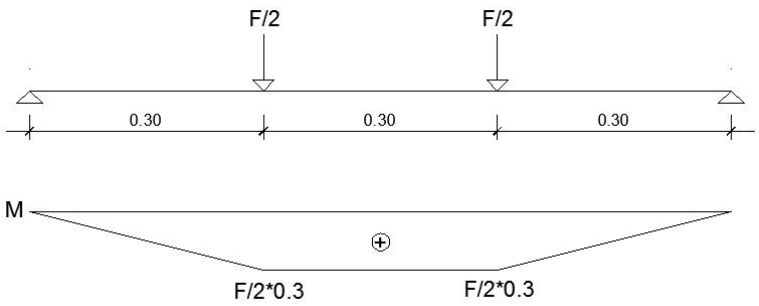
Figura 188 – Regressão linear da curva de M3

Por observação da fórmula apresentada na equação 1, facilmente se percebe que o quociente $\frac{(F_2-F_1)}{(w_2-w_1)}$ corresponde ao declive da recta de regressão linear. Assim, para os 3 provetes tem-se os resultados, para o módulo de elasticidade, apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores do módulo de elasticidade global (GPa), segundo norma [EN 408, 2003]

	M1	M2	M3	Média
$E_{m,g}(GPa)$	8,25	12,34	9,02	9,87

O módulo de elasticidade local é calculado a partir dos resultados dos extensómetros. Estes serão mais exactos que os deflectómetros na medida que não têm as incertezas relativas a deslocamentos iniciais e deslocamentos de apoios, como os deflectómetros. Por outro lado, sendo uma medição local, podem ser menos representativos do comportamento médio do material, que é heterogéneo. Pretende-se conhecer a relação entre a força aplicada e a extensão medida. De seguida, apresenta-se um esquema do ensaio, com a força aplicada e o respectivo diagrama de momentos flectores.



Recorrendo à resistência dos materiais sabe-se que:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad \text{Eq. 2}$$

$$\sigma = \frac{M}{w} \quad \text{Eq. 3}$$

$$w = \frac{I}{v} \quad \text{Eq. 4}$$

Onde:

σ corresponde à tensão de cedência;

E corresponde ao módulo de elasticidade local;

ε corresponde à extensão:

Mcorresponde ao momento flector;

w corresponde ao módulo de flexão elástico e é definido pela equação 4;

I corresponde à inércia da secção, ou seja, $I = \frac{b \times h^3}{12}$;

v corresponde à distância do centro de gravidade à fibra mais solicitada, ou seja, $v = \frac{h}{2}$.

Substituindo a equação 4 e a 3 na equação 2 tem-se que:

$$\sigma = \frac{F}{\varepsilon} \times \frac{3 \times 0{,}3}{b \times h^2} = \frac{F}{\varepsilon} \times k \quad \text{Eq. 5}$$

Onde k é uma constante e F/ε corresponde ao declive da recta de regressão linear de um gráfico Força/extensão. Desta maneira, foram calculados estes gráficos para os respectivos provetes, no mesmo intervalo considerado para os outros resultados, ou seja, $[0{,}1F_{máx}; 0{,}4F_{máx}]$. Estes gráficos, juntamente com as equações da regressão linear para os 4 extensómetros dos provetes ensaiados apresentam-se na Figura 189, Figura 190 e Figura 191 para M1, M2 e M3, respectivamente.

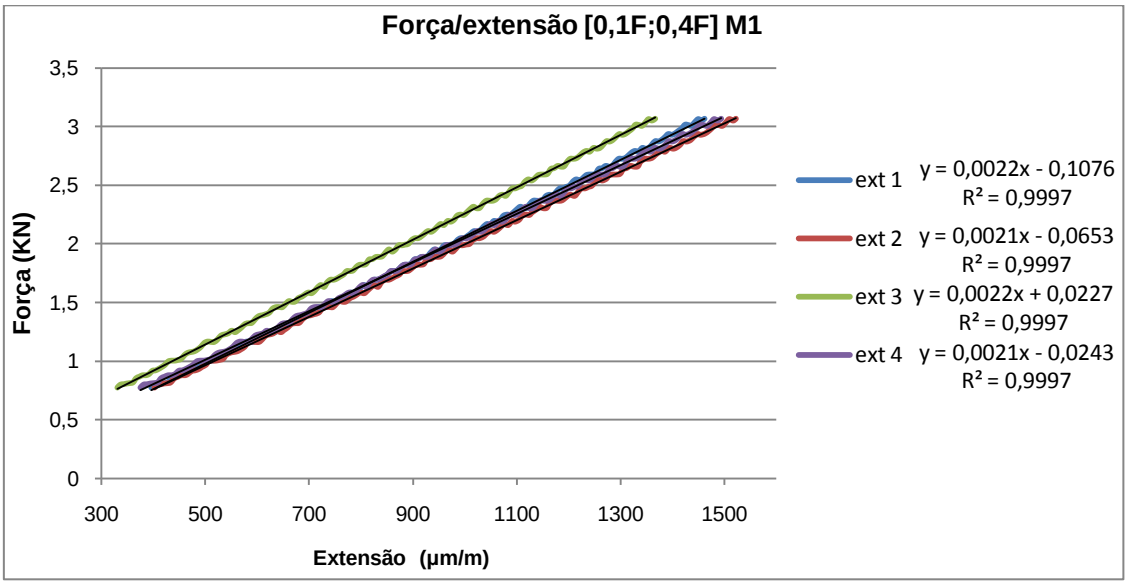


Figura 189 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M1

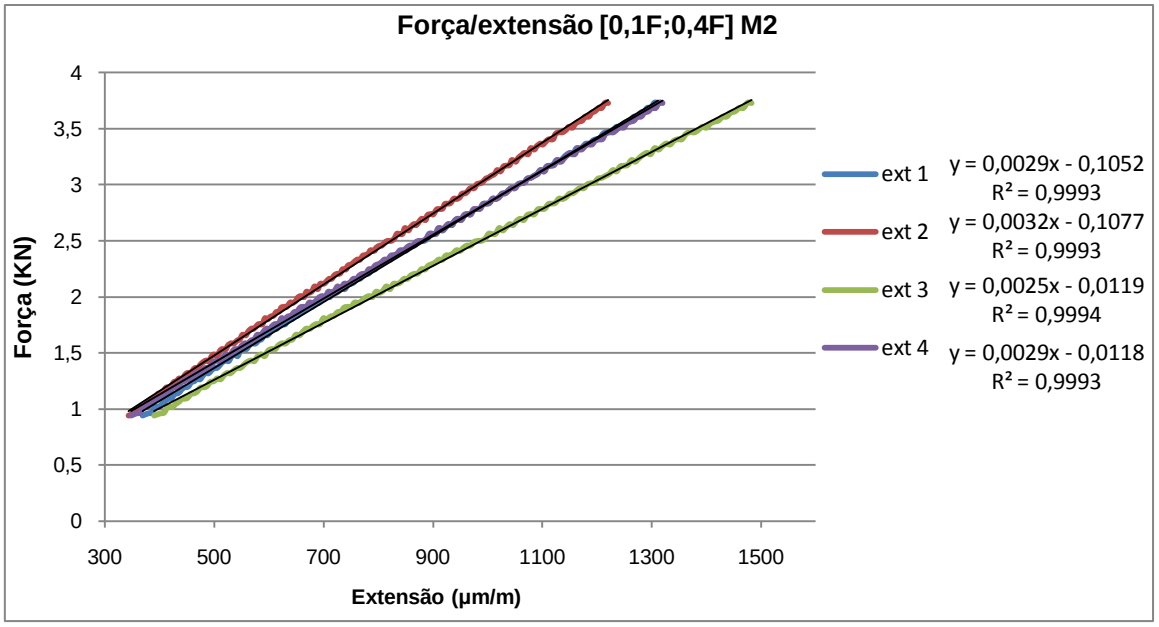


Figura 190 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M2

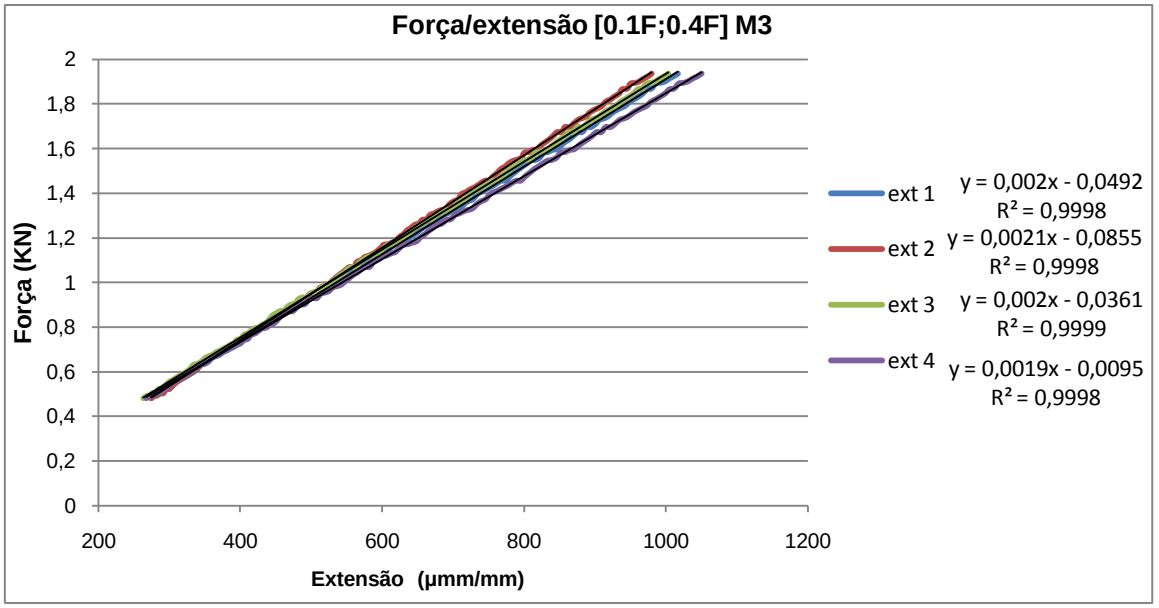


Figura 191 – Gráfico força/extensão dos 4 extensómetros e respectivas equações da regressão linear, para M3

Obtendo a média dos declives das rectas de regressão linear para cada provete, e substituindo-a na equação 5, obtiveram-se os valores do módulo de elasticidade local, que se apresentam na Tabela 12.

Tabela 12 - Valores do módulo de elasticidade local (GPa), segundo Resistência de Materiais

	M1	M2	M3	Média
$E_l\ (GPa) - RM$	10,32	13,8	9,6	11,24

Para facilitar a compreensão e comparação de todos os valores apresenta-se na Tabela 13 um resumo dos resultados para os 3 provetes ensaiados.

Tabela 13 - Resumo dos resultados para o módulo de elasticidade (GPa)

	M1	M2	M3	Média
$E_{m,g}(GPa)$	8,25	12,34	9,02	**9,87**
$E_l\ (GPa) - RM$	10,32	13,80	9,60	**11,24**
Média	**9,29**	**13,07**	**9,31**	**10,55**

A primeira linha é referente aos resultados dados pela norma e que se baseiam nos resultados do deflectómetro enquanto que a segunda linha é referente aos resultados dos extensómetros e calculou-se pela maneira exposta anteriormente. Como já foi referido, pensa-se que os resultados que provêm dos valores dos extensómetros serão mais correctos pois têm um menor erro associado. De qualquer maneira, os valores apresentam, aproximadamente, resultados semelhantes. O provete M2 é o que mostra os valores superiores, o que leva a pensar que este seria mais rígido que os outros dois.

6 Modelação de um elemento de Cruz de Santo André

6.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se a modelação numérica dos elementos ensaiados experimentalmente. Esta modelação é de extrema importância pois faz parte da modelação da gaiola pombalina cuja consideração na análise do comportamento deste tipo de edifícios é imprescindível, principalmente no contexto de reabilitação. Vai-se, então, tentar definir um modelo que possa reproduzir, de uma forma simples mas aceitável, o comportamento de um módulo de cruz de Santo André, preenchido e não preenchido com alvenaria, e comparar os resultados com os dos experimentais realizados. Desta maneira, este estudo tem como objectivo ser um ponto de partida para estudos futuros que auxiliem na definição de um programa de investigação mais extenso e mais complexo.

Uma das grandes dificuldades nesta modelação consiste na simulação do comportamento da alvenaria e do conjunto associada à interacção dos elementos, principalmente nas ligações alvenaria-madeira e nas madeira-madeira.

Os modelos estudados, as hipóteses adoptadas e os resultados obtidos apresentam-se de seguida, tanto para a gaiola de madeira como para a parede de alvenaria. Para a modelação pretendida realizou-se uma análise elástica linear e utilizou-se o programa de cálculo automático SAP [SAP2000®, 2006].

6.2 Hipóteses adoptadas na modelação

A **geometria** adoptada na modelação foi a correspondente aos modelos ensaiados e encontra-se representada na Figura 192 e na Tabela 14. Em relação à espessura da parede, esta costuma ser superior à espessura da gaiola de madeira devido aos revestimentos (reboco, entre outros). Contudo, este recobrimento não foi considerado nos ensaios experimentais e, portanto, foi considerada para a espessura da alvenaria a mesma que a da gaiola.

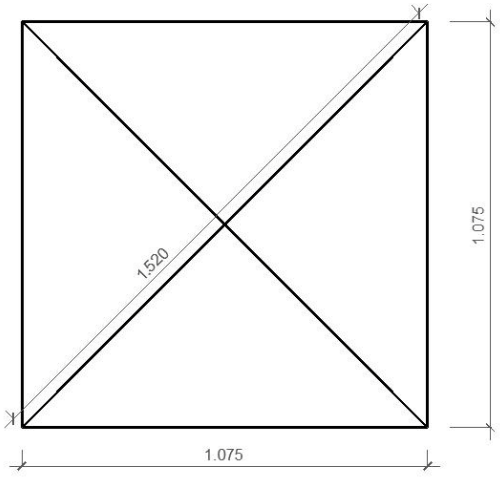


Figura 192 Geometria utilizada na modelação (dimensões em metros)

Tabela 14 - Dimensões da secção transversal dos elementos de madeira

Elemento	a (m)	b (m)
Prumos	0,120	0,075
Travessas		
Diagonais		

a – medida no plano da parede
b – medida segundo a espessura da parede

Em relação à **modelação** utilizaram-se elementos de barra para modelar os elementos de madeira, pois admite-se que a estrutura de madeira funciona como uma treliça. Quanto à alvenaria, como esta perfaz o enchimento da parede e tem como principal função a resistência às cargas verticais, admitiu-se um comportamento no plano vertical, adoptando-se elementos finitos bidimensionais. Devido à natureza do carregamento que foi aplicado, optou-se por desprezar a deformação por flexão para fora do plano e, assim, consideraram-se elementos de placa. A adopção de elementos finitos bidimensionais facilita a análise pois obtêm-se as tensões na alvenaria, permitindo uma interpretação mais simples dos resultados, além de eliminar a dificuldade de definir a geometria de eventuais barras a simular a alvenaria e a sua ligação entre si e aos elementos de madeira [CARDOSO, 2002]. Utilizaram-se elementos de placa de três e quatro nós, que são as opções mais usuais disponíveis nos programas comerciais correntes.

O tipo de ligação entre as várias barras de madeira vai ser objecto de estudo neste capítulo, sendo por vezes utilizadas barras articuladas de forma a simular ligações sem capacidade de transmissão de momentos flectores, devido ao facto de estas serem feitas com entalhes ou com elementos metálicos (pregos) que não conferem transmissão significativa de momentos flectores.

6.3 Modelação de um elemento de frontal

A modelação dos elementos de madeira é muito simples pois estes consistem em barras prismáticas com a geometria bem definida que serão modeladas através de elementos finitos de barras, podendo ou não, ser articuladas. Serão estudadas várias hipóteses de ligações entre estas barras.

- Barras com ligações todas rígidas;
- Barras com as ligações todas rotuladas, ou seja, barras todas articuladas;
- Travessas e prumos com ligações rígidas e diagonais com ligações articuladas.

A modelação da alvenaria não é assim tão simples porque se deve considerar a influência da discretização e do tipo de elementos finitos utilizados. Como curiosidade, pode-se observar o resultado de análise já

realizada em [CARDOSO, 2002] sobre o melhor tipo de malha a utilizar. Nesse estudo foram considerados os seguintes pontos:

- Comparadas as diferenças entre a utilização de elementos finitos triangulares e trapezoidais;
- Comparadas as soluções obtidas, dentro de cada tipo de elementos, com refinamento da malha;
- A selecção da melhor malha foi feita por comparação dos resultados, considerando como critérios de avaliação a comparação dos valores dos deslocamentos dos nós, da rigidez, dos valores de alguns esforços nos elementos de madeira e dos valores das tensões na alvenaria.

Esse estudo teve como base de validação do modelo a comparação dos resultados numéricos com resultados experimentais existentes, de um frontal pombalino.
O estudo [CARDOSO, 2002] conclui que, entre as discretização estudadas, a malha de elementos que conduz à melhor solução é a malha que consiste na inclusão da alvenaria com elementos quadrangulares (16 elementos). Concluiu-se igualmente que os elementos quadrangulares conseguem melhores resultados do que os triangulares devido ao menor número de pontos utilizados pelo programa de cálculo para definir as funções de forma dos elementos triangulares, já que o grau do seu polinómio interpolador é inferior, o que conduz a um maior erro.
Estas conclusões são válidas para o tipo de elementos finitos estudados (3 e 4 nós), não se podendo extrapolar para elementos com mais nós e com outras formulações de cálculo.

Neste trabalho serão feitas as seguintes análises comparativas, tendo em conta a discretização e o tipo de elementos utilizados na alvenaria:

- Malha de elementos apenas quadrangulares;
- Malha de elementos quadrangulares e triangulares;
- Malha de elementos apenas quadrangulares com refinamento;
- Malha de elementos quadrangulares e triangulares com refinamento.

Excluíram-se, neste estudo, a inclusão de elementos trapezoidais devido à conclusão do estudo mencionado há pouco. Nesta parte da análise, todos os outros parâmetros serão fixos, de maneira a não interferirem com os parâmetros que se pretende estudar.

Por fim, em relação às características dos materiais, não vão ser realizadas mais comparações em relação aos módulos de elasticidade destes. O módulo de elasticidade da madeira não será um parâmetro deste estudo pois consiste num dado do problema, na medida em que foi obtido experimentalmente para este tipo de madeira. Contudo, a escolha para o valor do módulo de elasticidade da alvenaria consiste numa tarefa com alguma dificuldade. Assim, foram feitas análises variando este valor para tentar também perceber a sua influência no comportamento global.
Como validação do modelo e termo de comparação entre as hipóteses estudadas utilizou-se o deslocamento do nó superior do elemento e assim, sabendo a força que é aplicada no modelo, pode-se obter a rigidez elástica do painel. Esta relação linear pode então ser comparada com os gráficos obtidos e apresentados no capítulo anterior.

6.3.1 Discretização das barras de madeira

Nesta parte vai-se estudar a influência do tipo de ligação entre as várias barras que correspondem aos elementos de madeira. De seguida apresenta-se um esquema dos modelos criados, em parede de alvenaria e a gaiola de madeira. Em ambas será aplicada uma carga horizontal no nó da esquerda, correspondente ao ponto de aplicação do macaco mecânico. Além disso, coloca-se a carga vertical que corresponde à carga vertical aplicada pelos macacos hidráulicos no ensaio. Estes valores da carga vertical foram indicados no capítulo anterior, mas faz-se aqui um resumo (Tabela 15). Como se considerou uma carga de 25 KN na totalidade, para a parede de alvenaria, distribuindo pelo comprimento da travessa no modelo (1,075m) coloca-se no modelo uma força uniformemente distribuída de 23,26 KN/m. Considera-se que no modelo esta carga é uniformemente distribuída pois, como já foi referido, foi colocado um barrote de madeira para distribuir esta força e assim, não está apenas aplicada nos prumos. Em relação à gaiola de madeira, foi utilizada ¼ da carga, ou seja, 3,12 KN aplicado em cada prumo.

Tabela 15 - Resumo das forças aplicadas nos modelos

	Força horizontal (nó esquerda)	Força vertical
Parede de alvenaria	60 KN	23,26 KN/m
Gaiola de madeira	60 KN	6,25 (3,12 KN em cada prumo)

A madeira foi definida no modelo como material com um comportamento elástico linear e com as características apresentadas na Figura 193. O módulo de elasticidade foi obtido fazendo a média dos valores dos resultados dos ensaios realizados aos barrotes de madeira, apresentados no capítulo anterior.

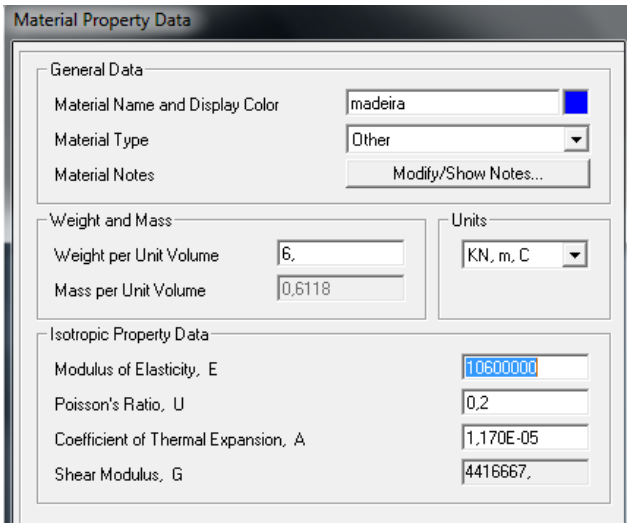


Figura 193 Resumo das propriedades da madeira utilizadas no modelo

Em primeiro lugar analisou-se o caso mais simples, apenas da gaiola de madeira onde se considera que todas as barras estão rigidamente ligadas, apresentado na Figura 194.

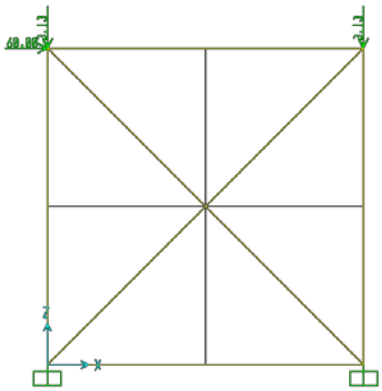


Figura 194 - Modelo com barras com ligações rígidas

Modelo 1

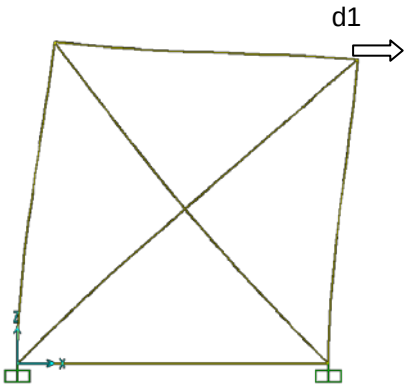


Figura 195 - Deformada

O deslocamento superior, deste caso, foi de 0,0011 metros e a deformada da estrutura está apresentada na Figura 195.

Esta consideração das barras estarem todas ligadas rigidamente é demasiado severa já que nos modelos ensaiados observou-se que as diagonais se desprendiam facilmente dos nós, principalmente a diagonal traccionada. Na realidade, nos modelos construídos, as ligações entre prumos e travessas foram realizadas com a samblagem do tipo meia-madeira enquanto que as diagonais foram apenas encostadas a estes nós e ligadas com cravos. Devido a esta fraca ligação, vale a pena fazer aqui uma análise considerando que as diagonais são barras articuladas, ou seja, que as suas ligações extremas não são capazes de transmitir momentos flectores. Assim, o seguinte modelo apresentado (Figura 196) consiste no mesmo que o anterior apenas libertando os momentos flectores das barras diagonais.

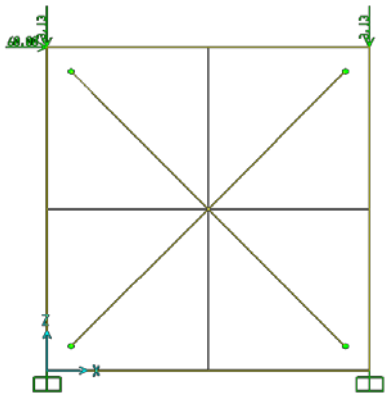


Figura 196 - Modelo com diagonais rotuladas

Modelo 2

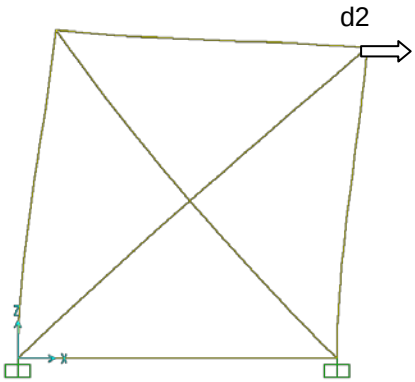


Figura 197 - Deformada

A deformada da estrutura do modelo 2 está apresentada na Figura 197 e o deslocamento deste modelo foi de 0,0011 metros, igual ao anterior, donde se conclui que esta diferença não teve importância em termos de deslocamento.

Para tentar perceber se as ligações não têm assim tanta importância, fez-se a experiência de rotular todas as ligações incluindo o nó central formado pelas diagonais. Este modelo está apresentado na Figura 198 e respectiva deformada na Figura 199. Pensa-se que este modelo não será muito realista, principalmente no nó central.

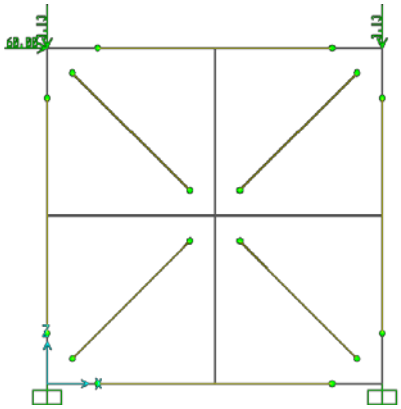


Figura 198 - Modelo com todos nós rotulados

Modelo 3

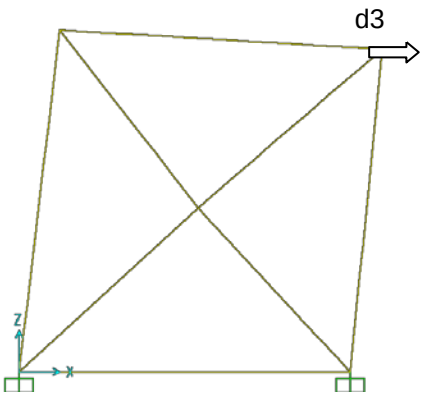


Figura 199 - Deformada

O deslocamento neste caso foi de 0,0012 metros. De facto, faz sentido que o deslocamento seja superior pois a estrutura está mais flexível, apesar de este aumento ser bastante pequeno.

Outro ponto importante do comportamento desta estrutura prende-se com a fraca eficácia das ligações quando submetidas a esforços de tracção. O comportamento à tracção das diagonais é condicionado pela reduzida rigidez e capacidade proporcionada pelas ligações destas ao frontal. De forma a modelar este efeito, e sabendo que apenas no caso de acção sísmica este fenómeno se manifesta, visto que as diagonais funcionam aos pares, e que associada a uma diagonal à compressão está outra à tracção, este problema foi contornado diminuindo o módulo de elasticidade das diagonais para metade [PENA, 2008]. De facto, apenas uma diagonal, entre duas, para uma acção horizontal está realmente a funcionar estruturalmente, ou seja, à compressão pois à tracção assume-se que as diagonais não funcionam. Assim, o quarto modelo ensaiado (Figura 200) consiste na redução do módulo de elasticidade das diagonais para metade, ou seja, para 5,3 GPa. Em relação às ligações dos elementos, pensa-se que o caso de apenas as diagonais serem rotuladas reproduz da melhor maneira os elementos que foram ensaiados.

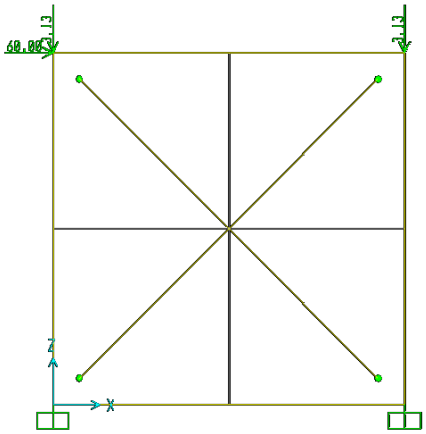


Figura 200 - Modelo com diagonais articulas e com metade de E

Modelo 4

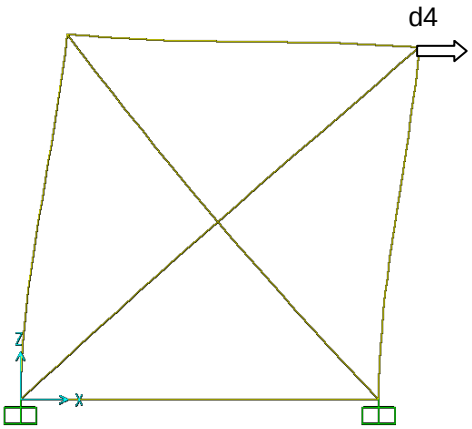


Figura 201 - Deformada

A deformada do modelo 4 encontra-se na Figura 201 e o deslocamento deste modelo foi de 0,0020 metros.

Outra maneira de fazer o que foi referido atrás é retirar a diagonal que se encontra à tracção, mantendo as características resistentes da diagonal comprimida. Neste caso este procedimento é simples pois, para este tipo de carregamento, é fácil perceber qual a diagonal que se encontra traccionada e qual se encontra comprimida. Assim, e de maneira a ver se este modelo difere do anterior, apresenta-se um novo modelo experimentado (Figura 202) e respectiva deformada (Figura 203).

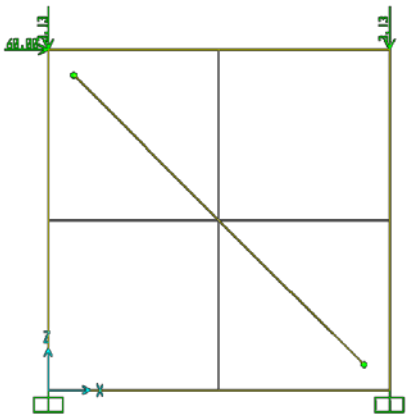


Figura 202 - Modelo sem diagonal traccionada

Modelo 5

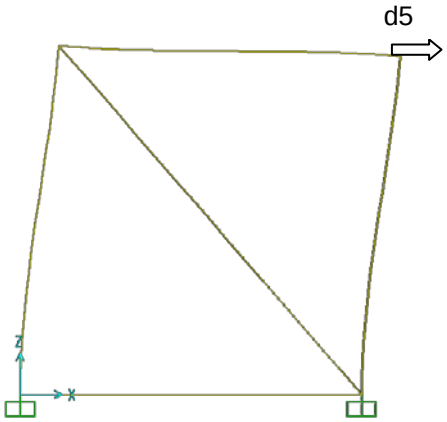


Figura 203 - Deformada

O deslocamento deste modelo foi de 0,0024 metros, muito semelhante ao do modelo anterior o que significa que a simplificação de diminuir o módulo de elasticidade para metade de todas as diagonais é equivalente a retirar a diagonal traccionada. Neste modelo simples de apenas uma cruz de Santo André não faz grande diferença mas se pensarmos em termos de modelação de um edifício pombalino e na modelação das paredes de frontal será muito mais simples a redução do módulo de elasticidade em todas as diagonais do que procurar as que estão traccionadas e retirá-las. Este procedimento deverá apenas ser adoptado para a consideração da acção sísmica, ou neste caso, de uma carga horizontal e não para outros tipos de combinações.

Por último, para tentar compreender a importância dos encastramentos foram colocados apoios fixos (Figura 204). Em relação às características do esqueleto de madeira foi escolhido o considerado no modelo 4, pois é o mais adequado para simular o modelo ensaiado.

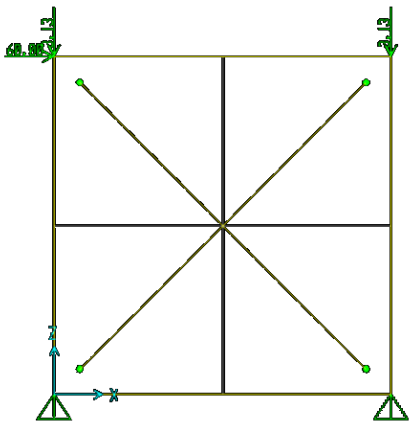


Figura 204 - Modelo diagonais articuladas com metade de E e apoios fixos

Modelo 6

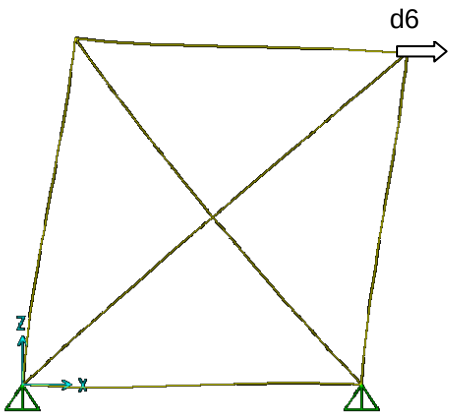


Figura 205 - Deformada

Neste caso o deslocamento foi de 0,0021 metros, relativamente superior ao deslocamento conseguido pelo modelo 4, precisamente devido à capacidade de rotação dos apoios. Este ligeiro aumento seria superior se se considerasse um dos apoios móvel. Nota-se que, para este tipo de apoios, a travessa inferior sofre uma deformação (Figura 205), o que não acontecia com os encastramentos. A consideração destes apoios fixos também é difícil de avaliar, pois os apoios dos modelos foram criados para não haver rotações, embora possam ter ocorrido ligeiras rotações assim como ocorreram ligeiras translações. Mais tarde, com a avaliação dos esforços, tentar-se-á compreender melhor este problema.

Na Tabela 16 apresenta-se um resumo dos modelos testados para a gaiola de madeira e os respectivos deslocamentos.

Tabela 16 - Resumo dos resultados dos modelos de GM

Gaiola de madeira			
Modelo	**E (GPa)**	**Ligações**	**d (mm)**
1	10,6	Nós todos encastrados	1,1
2	10,6	Diagonais articuladas	1,1
3	10,6	Nós todos rotulados	1,2
4	10,6/5,3	Diag. articuladas com E/2	2,0
5	10,6	Diagonal comprimida articulada com E	2,4
6	10,6/5,3	Diag. articuladas com E/2 e Apoios	2,1

De maneira a confrontar estes resultados com os modelos ensaiados criou-se um gráfico força/deslocamento dos 3 modelos de gaiola de madeira ensaiados e com o modelo elástico linear do modelo numérico. O modelo numérico escolhido, nesta fase, foi o modelo 4 pois pensa-se que, para esta fase, é o que simula da melhor maneira o modelo ensaiado em laboratório. O modelo numérico deverá corresponder à rigidez de parte inicial do gráfico experimental. No gráfico seguinte, Figura 206, apresenta-se o confronto dos três módulos ensaiados experimentalmente e a recta equivalente à rigidez do modelo numérico 4, calculada sabendo a força horizontal aplicada e o respectivo deslocamento. Pela observação dos gráficos percebe-se que os modelos numéricos são bastante mais rígidos do que os experimentais.

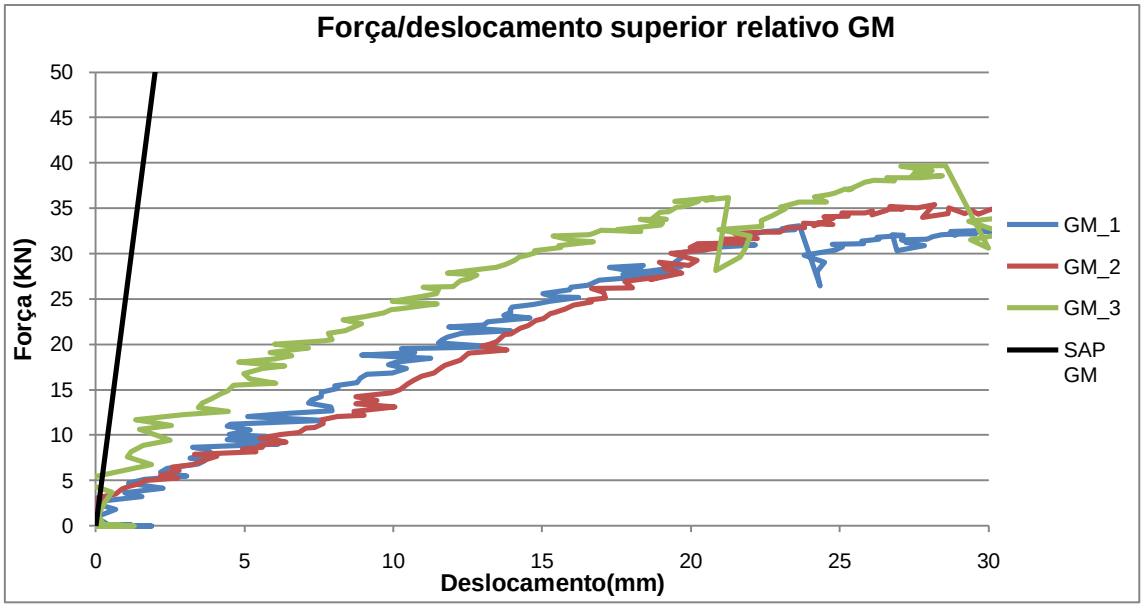


Figura 206 - Gráfico força/deslocamento superior relativo das gaiolas de madeira ensaiadas e modelo numérico

Nos gráficos onde se utilizam os deslocamentos superiores nota-se sempre uma oscilação horizontal cuja origem se deve a um deficiente funcionamento do deflectómetro utilizado. Com este facto, torna-se difícil a percepção inicial da curva e a sua comparação com a recta relativa ao modelo numérico. Assim, e como se tem outros dados disponíveis, decidiu-se então utilizar os deslocamentos intermédios. Neste caso, a recta utilizada para descrever o comportamento elástico linear baseia-se, não no deslocamento superior, mas sim no intermédio. Como já foi referido no capítulo anterior, os deslocamentos dos ensaios são absolutos e fez-se a consideração destes e dos relativos, também para perceber a diferença. De seguida (Figura 207), apresenta-se um gráfico onde se relaciona a força e deslocamentos intermédios relativos dos 3 modelos ensaiados em laboratório e a recta referente ao modelo numérico, para o deslocamento intermédio relativo.

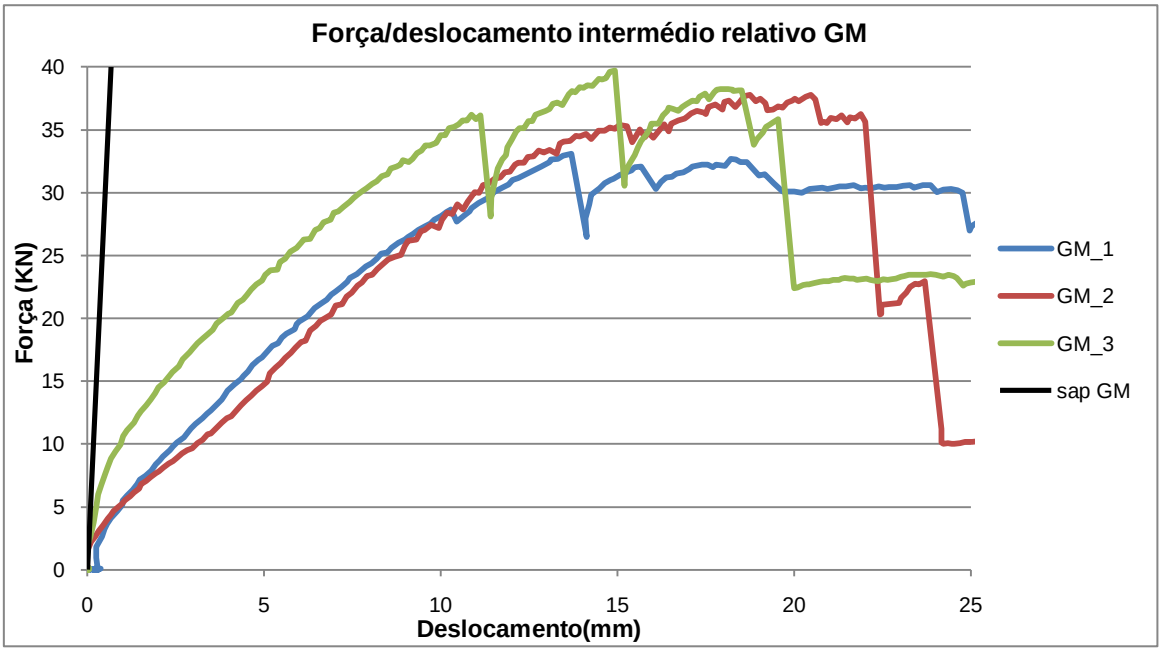


Figura 207 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das gaiolas de madeira ensaiadas e modelo numérico

Não se percebe nitidamente uma relação entre os modelos numérico e os experimentais, sendo o primeiro claramente mais rígido.
Observa-se uma tangência das curvas para um valor reduzido da força em comparação com a força de rotura dos provetes. Contudo, não se consegue definir com precisão qual seria a tangência dos modelos, mas seria para valores muito reduzidos da força, sendo esta tangência uma tangência apenas inicial, correspondendo à fase elástica.

Em suma, encontra-se uma tangência entre os modelos apenas para valores muito reduzidos da força, o que significa que estes modelos são muito rígidos e não simulam da melhor maneira o comportamento dos elementos ensaiados. Conclui-se também que a escolha de um modelo que se baseia numa análise elástica linear não é suficiente, ficando fora do âmbito deste trabalho a consideração de outras análises. Por outro lado, este efeito poderá ter a ver com o funcionamento efectivo das ligações, que são responsáveis pelo comportamento não linear do conjunto. Neste sentido, poderia ter sido ensaiado experimentalmente um dos modelos onde se rigidificassem as ligações para poder conhecer o 'comportamento limite' ou 'cenário limite', no que diz respeito às ligações. Esta rigidificação podia ser conseguida com recurso a chapas metálicas e/ou com parafusos nos nós de ligação da estrutura. Como este efeito só foi detectado no fim da campanha experimental e, não era possível realizar depois por questões de tempo, não foi possível realizá-lo. Deste modo, este pode ser um ponto de partida para outro estudo nesta área.

6.3.2 Discretização da malha de alvenaria

Neste ponto vai-se referir o estudo que foi feito em termos da malha de alvenaria. Neste estudo paramétrico mantiveram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira. O comportamento da alvenaria não é algo fácil de definir, existindo várias abordagens possíveis para o seu tratamento. A mais acessível a nível prático consiste na consideração de um material homogéneo equivalente com propriedades mecânicas reduzidas [PENA, 2008].
Para a alvenaria o parâmetro de mais difícil definição é o módulo de elasticidade. Uma vez que não se efectuaram ensaios de caracterização da alvenaria utilizada neste trabalho, recorreu-se à informação recolhida da bibliografia para estimar os valores a adoptar para as características de deformabilidade desta. Existe uma grande amplitude do intervalo dos valores dos módulos de elasticidade registados apresentados na bibliografia, provenientes da interpretação de resultados experimentais. Estes valores variam consoante o critério adoptado para definição de cada ensaio. Pode-se adoptar um valor inicial, tangente, ou um valor secante e a dificuldade nesta escolha está relacionada com o facto do seu comportamento ser não linear [CARDOSO, 2002]. Por outro lado, a alvenaria utilizada é uma alvenaria jovem, onde também não se percebe em qual dos valores se pode incluir. Utilizou-se um modo de elasticidade secante e, dentro do intervalo valores apresentados em [CARDOSO, 2002], tomou-se um valor médio, ou seja, 400 MPa. Em rigor, deveriam ser efectuados ensaios sobre amostras da alvenaria utilizada para poder obter as suas propriedades mecânicas. Estes ensaios não foram possíveis devido à falta de meios e de tempo, pelo que, foi considerado o valor referido atrás. Apresenta-se, na Figura 208, um resumo das propriedades utilizadas para a alvenaria.

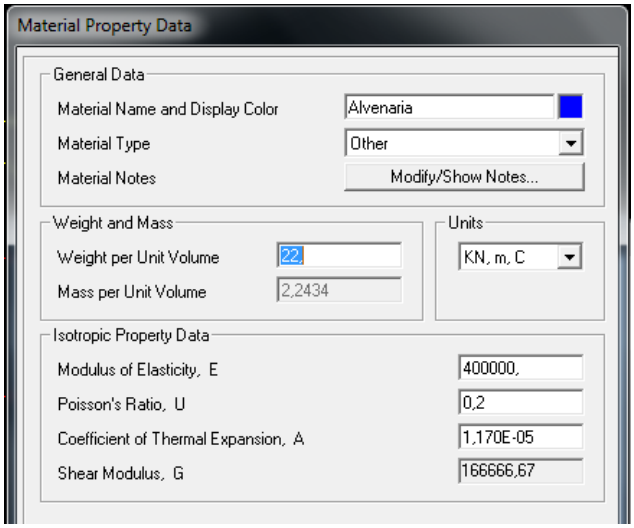


Figura 208 - Propriedades do material Alvenaria

Nesta primeira fase de discretização da malha de alvenaria, as características da madeira mantêm-se constantes e utiliza-se como esqueleto as características do modelo 4, ou seja, as diagonais são articuladas e o seu módulo de elasticidade está reduzido para metade. Assim, mantendo estas propriedades constantes (Figura 204), realizou-se a primeira iteração que consiste, como já foi referido, na modelação da malha de alvenaria em elementos quadrangulares. A carga que está aplicada nos seguintes modelos já foi mencionada e apresentada na Figura 220.

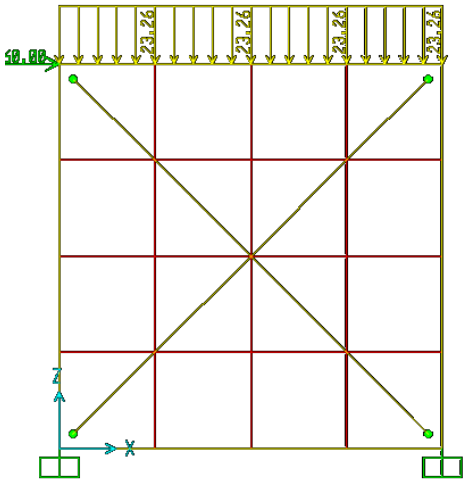


Figura 209 - Parede de alvenaria com malha quadrangular

Modelo 7

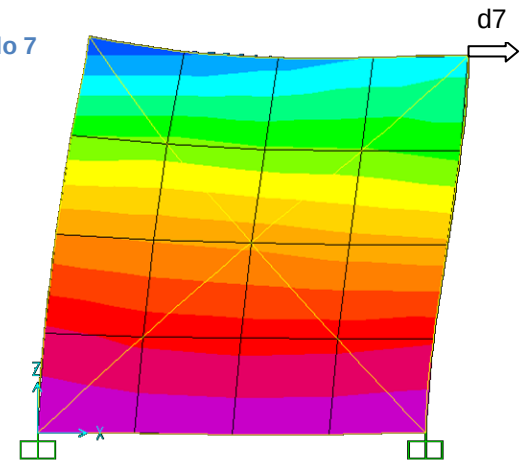


Figura 210 – Deformada

O deslocamento neste caso foi de 0,0015 metros (sem a presença da alvenaria obteve-se o resultado de 0,0020 metros) e a deformada está apresentada na Figura 210. O modelo seguinte considerado é semelhante ao anterior apenas dividindo os quadrados que estão em contacto com as diagonais em metade, usando assim uma mistura de elementos quadrangulares e triangulares. Apresenta-se o modelo 8 na Figura 211 e respectiva deformada na Figura 212.

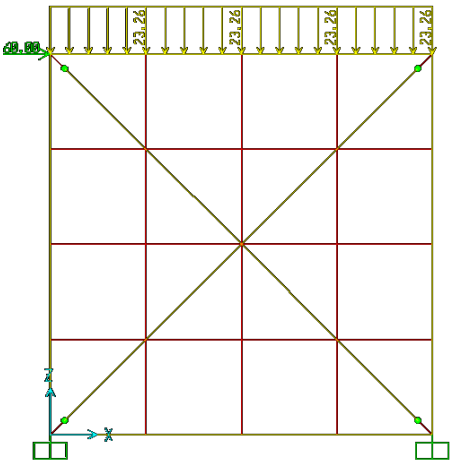


Figura 211 - Parede de alvenaria (elementos quadrangulares + triangulares)

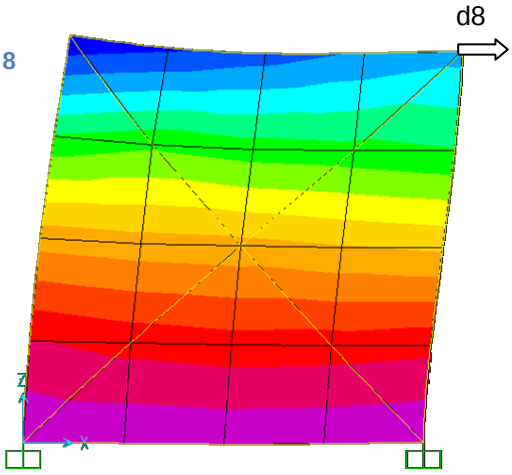


Figura 212 – Deformada

O deslocamento neste caso foi igual ao anterior, o que seria de esperar. Para ver as diferenças dos valores das tensões e a sua distribuição nos elementos de alvenaria foi feito um refinamento aos 2 últimos casos. Deste modo, outra forma de avaliar as diversas soluções é comparando as tensões máximas na alvenaria, que deverão corresponder a um dado valor, independentemente da discretização da malha adoptada. Na Figura 213 apresenta-se um resumo das distribuições de tensões S11 (segundo a direcção horizontal), obtidas pelo programa SAP [SAP2000®, 2006], dos modelos mencionados para a parede de alvenaria. Tanto no modelo 7 – refinado como no modelo 8 – refinado os deslocamentos foram os mesmos que nos modelos sem refinamento respectivos.

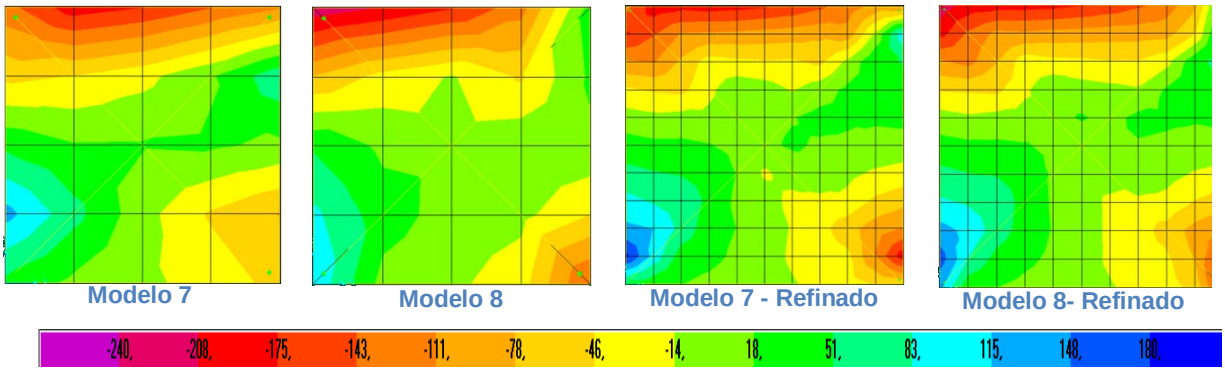


Figura 213 – Tensões S11 nos vários modelos (KPa)

De seguida, Figura 214, apresentam-se as tensões, neste caso S22, ou seja, segundo a direcção vertical. A convenção de sinais é a seguinte: compressão (-) e tracção (+), para ambos os casos.

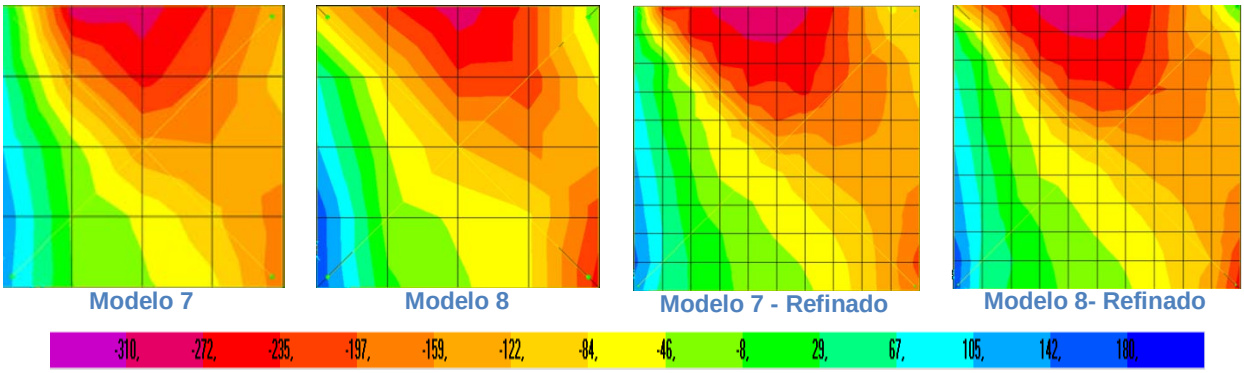


Figura 214 - Tensões S22 nos vários modelos (KPa)

De uma forma geral, a distribuição de tensões na alvenaria acompanha os esforços nos elementos de madeira, como por exemplo na travessa superior que se encontra à compressão, as tensões na alvenaria próximas também estão à compressão. As diferenças observadas para as diversas distribuições de tensão apresentadas dependem essencialmente do refinamento da malha e não tanto da utilização de elementos triangulares na zona das diagonais de madeira. Os valores máximos das tensões observam-se nos apoios e nos pontos de aplicação de carga (travessa superior e nó superior esquerdo).

Tendo em conta que os resultados em termos de deslocamentos são iguais entre os modelos 7 e 8 escolhe-se aqui, o mais simples correspondendo ao modelo 7. De facto, para esta análise não há um ganho significativo na utilização de um modelo mais complicado. Em relação ao refinamento, neste caso, como a análise é feita apenas para um elemento, a escolha de um modelo refinado não faz diferença mas se pensarmos em termos de modelação de um edifício inteiro deve-se escolher uma modelação mais simples, para evitar erros do programa de cálculo e por simplicidade. Deste modo, escolhe-se o modelo 7 para prosseguir com o estudo de comparação com as curvas experimentais. Apresenta-se na Figura 215 um gráfico força/deslocamento superior relativo das 3 paredes de alvenaria ensaiadas e do modelo numérico escolhido para comparação (modelo 7).

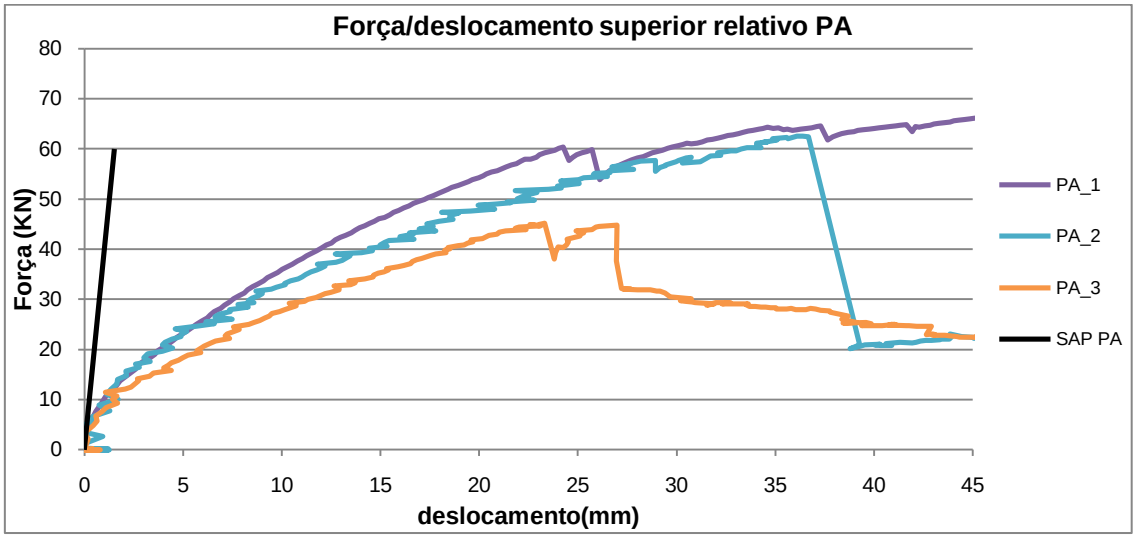


Figura 215 – Gráfico força/deslocamento superior relativo das paredes de alvenaria ensaiadas e modelo numérico

Mais uma vez, os deslocamentos superiores apresentam oscilações horizontais que dificultam a percepção do gráfico. Assim apresenta-se o mesmo gráfico, apenas relativo aos deslocamentos intermédios relativos, na Figura 216.

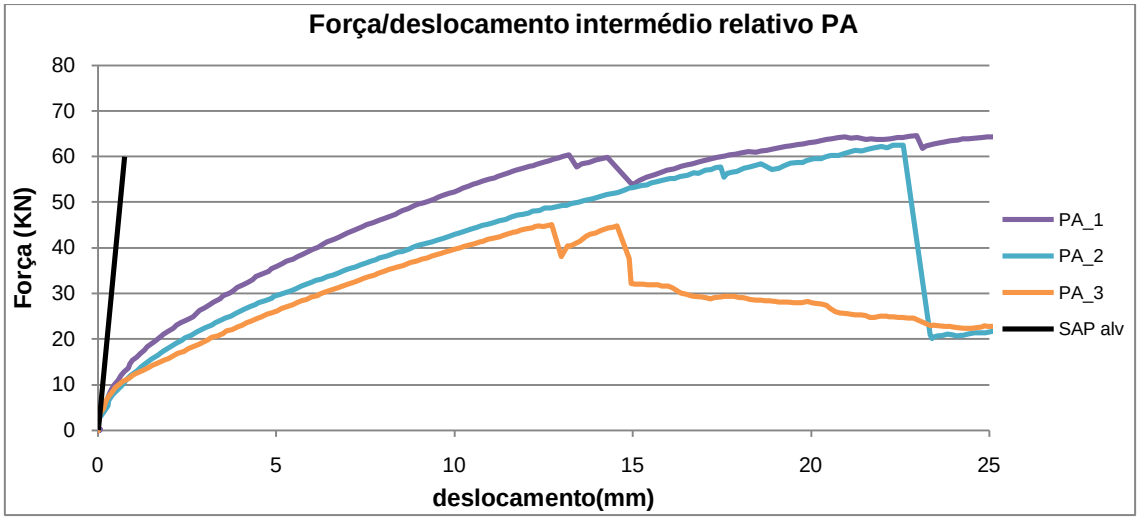


Figura 216 – Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das paredes de alvenaria ensaiadas e modelo numérico

Como se pode observar, o modelo numérico utilizado apresenta uma rigidez muito superior às rigidezes experimentais. Apenas se consegue alguma tangência para valores da força muito reduzidos. Também se pode perceber que uma análise elástica linear não será a mais correcta para reproduzir este tipo de comportamento, mas uma análise não linear está fora do âmbito deste trabalho.

6.4 Cálculo de esforços

Depois de ter sido realizada uma análise comparativa dos modelos numéricos com os experimentais em termos de deslocamentos, procurou-se fazer uma comparação em termos de esforços. Os esforços provenientes do modelo numérico são esforços relativos a uma análise elástica linear. Os valores dos esforços nos ensaios experimentais foram obtidos, a partir das leituras dos extensómetros, para um dado valor da força. Assumiu-se que o critério a utilizar seria a escolha dos pontos correspondentes a um terço da força de rotura em cada modelo. Assim, conhecendo a posição dos extensómetros e o seu valor foram retiradas as deformações axiais e a curvatura de cada secção decompondo os valores das extensões, como se apresenta na Figura 217.

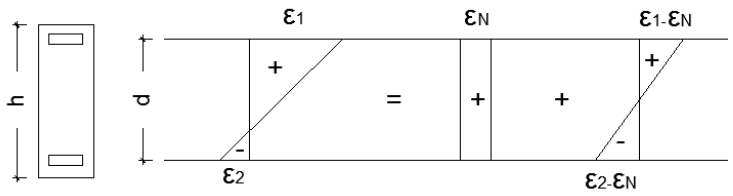


Figura 217 - Decomposição da extensão (normal+momento)

Os esforços foram calculados a partir das deformações anteriores pelas seguintes fórmulas:

$$N = \varepsilon_N \times EA \quad \text{(Eq. 6)}$$

$$M = \frac{1}{R} \times EI = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{d} \times EI \quad \text{(Eq. 7)}$$

Onde,

E, corresponde ao módulo de elasticidade, onde foi reduzido para metade nas secções pertecentes às diagonais;

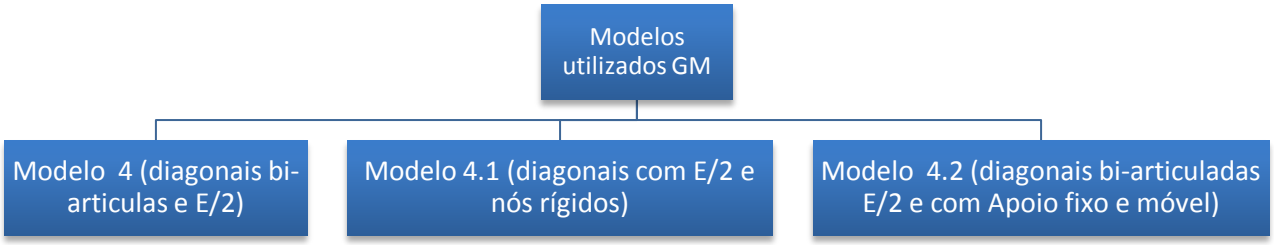
A, corresponde à área transversal da secção;

$\frac{1}{R}$, a curvatura da secção retirada pela inclinação do diagrama apresentado na Figura 217 e,

I, a inércia da secção.

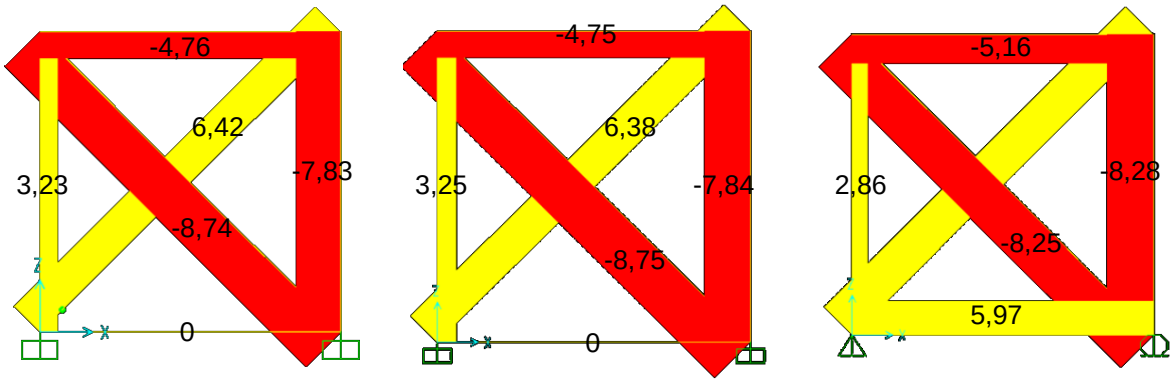
6.4.1 Gaiolas de madeira

Em primeiro lugar, foram obtidos os esforços experimentais para as gaiolas de madeira. Utilizando o método de cálculo que se apresentou, nota-se que a travessa inferior possui valores não nulos de esforço normal, ou seja, sofre uma deformação axial. Esta deformação axial não está permitida por nenhum dos modelos considerados para a gaiola de madeira que tinham os apoios fixos ou encastrados. Nesta fase também se faz uma diferenciação dos modelos e comparam-se com os resultados dos extensómetros e, tendo em conta a deformação axial da travessa inferior, vai-se considerar para comparação um modelo com um dos apoios móvel. Os modelos escolhidos para comparação são os apresentados de seguida, que se baseiam todos no modelo 4 já apresentado anteriormente, ou seja, as suas diagonais são articuladas.



Apresentam-se de seguida (Figura 218) os diagramas de esforço normal dos 3 modelos testados, para a gaiola de madeira. As forças verticais aplicadas na estrutura foram apresentadas anteriormente na Tabela

15, e a força horizontal aplicada foi de um terço da média das 3 forças máximas dos três provetes de gaiola de madeira. Este valor foi escolhido, e é igual nos modelos, para obter os esforços e poder compará-los. Deste modo, a força horizontal aplicada nestes modelos foi de **11,22 KN**. Mais tarde, serão analisados os modelos em separado com a respectiva correcção/proporção da força máxima de cada modelo e o seu terço.

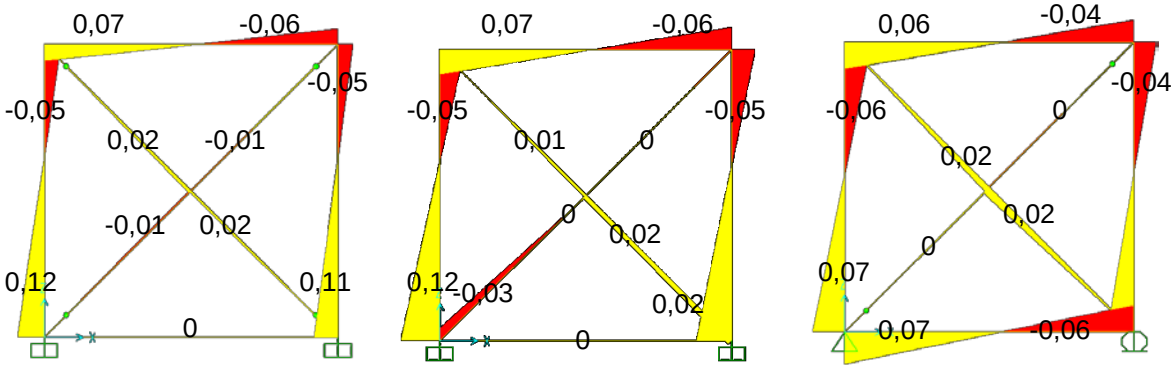


Modelo 4 Modelo 4.1 Modelo 4.2

Figura 218 - Diagramas de esforço normal GM (KN)

Os esforços a vermelho representam esforços de compressão e os amarelos de tracção. Como se pode perceber, apenas o último modelo apresenta esforço normal na travessa inferior, como se tinha mencionado. Em relação aos outros elementos, todos os modelos apresentam valores de esforço normal muito semelhantes entre si.

De seguida (Figura 219) apresentam-se diagramas de momentos flectores dos mesmos modelos.



Modelo 4 Modelo 4.1 Modelo 4.2

Figura 219 - Diagramas de momentos flectores GM

Os esforços a vermelho representam momentos flectores negativos e os amarelos positivos, para uma dada orientação das barras e, considerando que são marcados do lado das fibras traccionadas. Mais uma vez, para os modelos onde os apoios são encastrados a travessa inferior não apresenta flexão. Esta hipótese não é realista pois, observando os valores dos extensómetros neste elemento, verifica-se que os seus valores não são nulos. Conhecendo a orientação das barras, apresentada na Figura 220 para estes

modelos, e a posição dos extensómetros corrigiu-se os sinais dos momentos flectores provenientes dos extensómetros de maneira a obter esforços com sinal coerente.

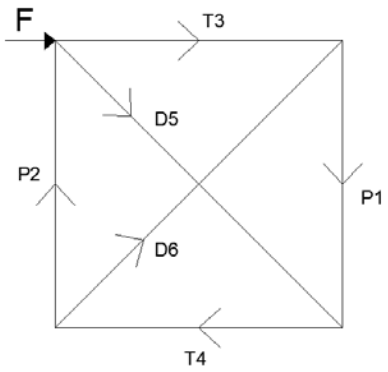
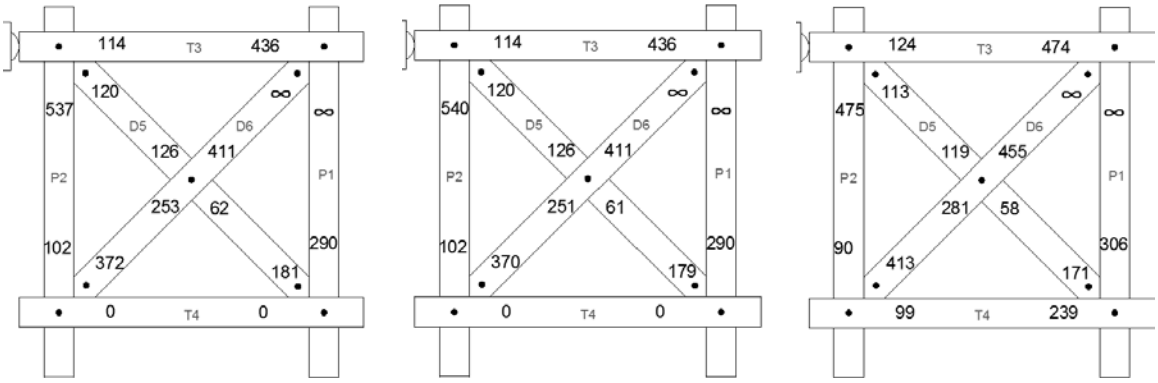


Figura 220 - Orientação das barras dos modelos de GM

Para poder comparar os valores dos modelos com os valores dos extensómetros de uma maneira simples e não exaustiva calcularam-se, em percentagem, as relações entre os esforços numéricos e os experimentais para cada par de extensómetros. Pode-se perceber, não só as diferenças entre os modelos numéricos e o experimental, mas também fazer uma comparação entre os modelos. Sempre que o valor desta relação for superior a 100% significa que o modelo sobrestima o esforço experimental e vice-versa. Estes resultados são apresentados em termos gráficos para melhor percepção do local dos extensómetros. Na Figura 221 apresenta-se esta relação, em percentagem, para os valores de esforço normal da gaiola de madeira 1.

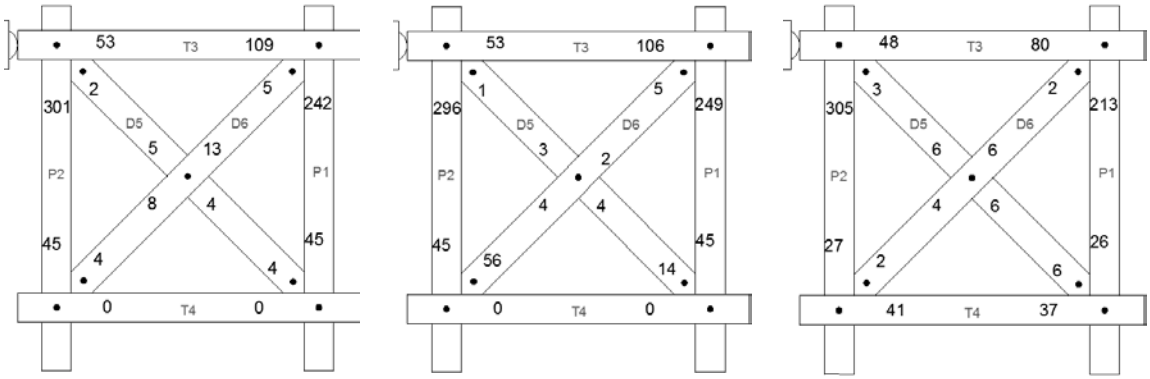


Modelo 4 **Modelo 4.1** **Modelo 4.2**

Figura 221 – Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM1

Pela observação dos esquemas apresentados na Figura 221, pode-se afirmar que em termos de esforços normais não existe basicamente diferença entre os modelos 4 e 4.1, ou seja, para este tipo de esforços não existe diferença em considerar os nós, que ligam as diagonais ao esqueleto de madeira, articulados ou rígidos. Em relação ao último modelo, 4.2, já se notam algumas diferenças mas a mais notória é, como já se tinha mencionado, na travessa inferior. Esta travessa apresenta esforços na secção da esquerda semelhantes ao valor experimental. Em relação à distribuição de esforços nos modelos numéricos face à distribuição experimental nota-se que a diagonal comprimida (D5) apresenta valores bastante aceitáveis com valores no intervalo de 58 a 181%, enquanto que a traccionada (D6) apresenta valores muito distantes

dos valores experimentais. O esforço normal na diagonal traccionada é bastante sobrestimado pois, na prática estas diagonais não absorvem tracções, pois os seus nós de extremidade destacam-se facilmente com a aplicação do carregamento, como já se tinha observado no capítulo anterior. De qualquer maneira esta análise é muito complexa pois é baseada em considerações e hipóteses como a consideração dos valores dos extensómetros para 1/3 da força máxima. Por outro lado, os próprios valores dos extensómetros podem apresentar variações devidas à heterogeneidade da madeira, tais como a existência de nós ou fendas da madeira. Todos estes aspectos reflectem a complexidade do comportamento estrutural dos elementos ensaiados.De seguida, na Figura 222, apresenta-se a relação dos momentos flectores numéricos com os experimentais, mais uma vez, para os 3 modelos testados.

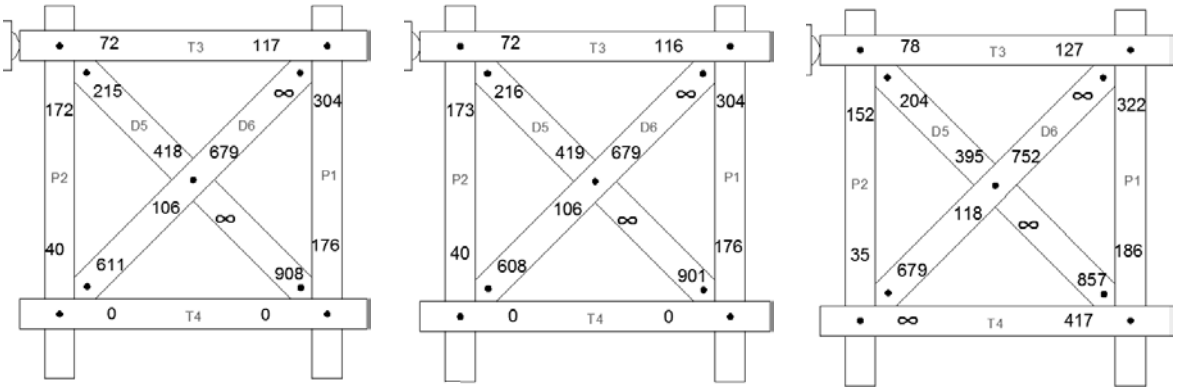


Modelo 4 Modelo 4.1 Modelo 4.2

Figura 222 – Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM1

Mais uma vez, os 3 modelos possuem valores semelhantes, apesar dos modelos 4 e 4.1 serem os que apresentam valores mais próximos entre si. O modelo 4.2 apresenta valores não nulos na travessa inferior pois este modelo permite a deformação por flexão da peça. Os elementos que possuem uma relação de esforços mais distante são as diagonais, onde os momentos são mais subestimados, mesmo no modelo onde as diagonais são encastradas aos outros elementos, apesar deste ter melhores resultados. Pode-se concluir que as diagonais absorvem muito mais momento flector na realidade do que nos modelos numéricos.

Apresenta-se de seguida os resultados para os outros módulos ensaiados de gaiolas de madeira. Na Figura 223 apresentam-se os resultados da relação do esforço normal numérico com o esforço normal experimental, para a gaiola de madeira 2.

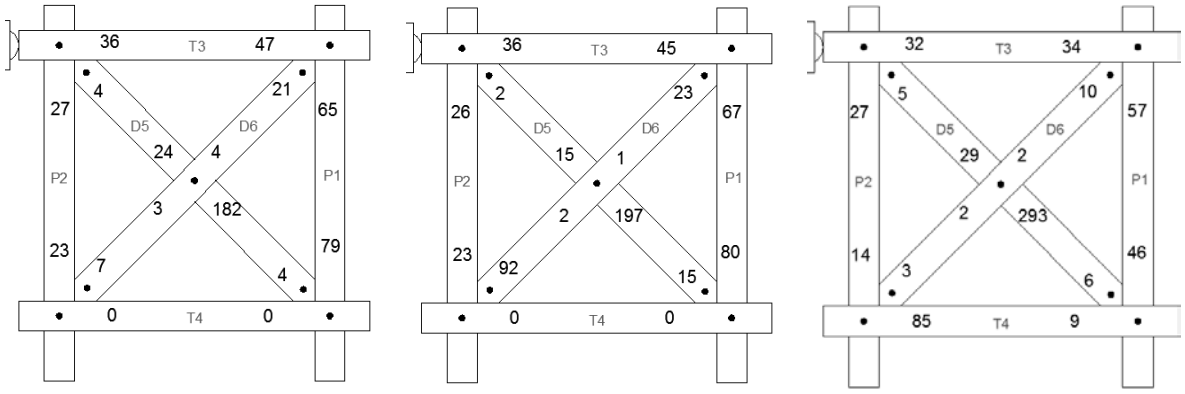


Modelo 4 Modelo 4.1 Modelo 4.2

Figura 223 – Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM2

Neste caso, os valores são relativamente parecidos entre os modelos 4, 4.1 e 4.2. Os elementos que apresentam valores de esforço normal mais próximos dos valores retirados dos extensómetros são a travessa superior (T3) e o prumo esquerdo (P2). Mais uma vez a única travessa inferior a apresentar valores para esforço normal é a do modelo 4.2, apesar destes valores não terem grande significado pois são muito elevados. Em relação às diagonais, estas não apresentam valores muito satisfatórios demonstrando, mais uma vez, a complexidade do estudo deste conjunto.

Na Figura 224 apresentam-se os resultados da gaiola de madeira 2 para os esforços de flexão.

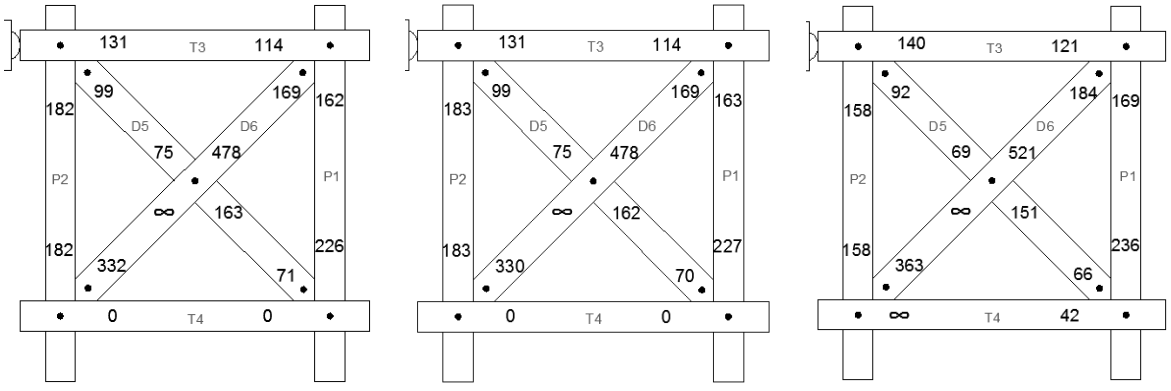


Modelo 4 **Modelo 4.1** **Modelo 4.2**

Figura 224 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM2

No caso dos momentos flectores, a relação que se está a estudar apresenta valores aceitáveis embora, na grande maioria dos casos, inferiores a 100%. Esta subestimação dos modelos em relação aos valores experimentais, significa que o conjunto na realidade está a sofrer uma deformação por flexão superior à simulada pelos modelos numéricos. Um dos possíveis estudos futuros, na continuação deste trabalho, seria refazer esta análise mas modelando os elementos de madeira e alvenaria de uma maneira mais complexa. Como sugestão em termos de comportamento poder-se-ia estudar o comportamento não linear, quanto aos elementos poderiam ser tridimensionais e poder-se-iam incluir critérios de rotura na modelação da alvenaria.

Para a gaiola de madeira 3 apresentam-se os seguintes resultados em termos de esforços normais (Figura 225).

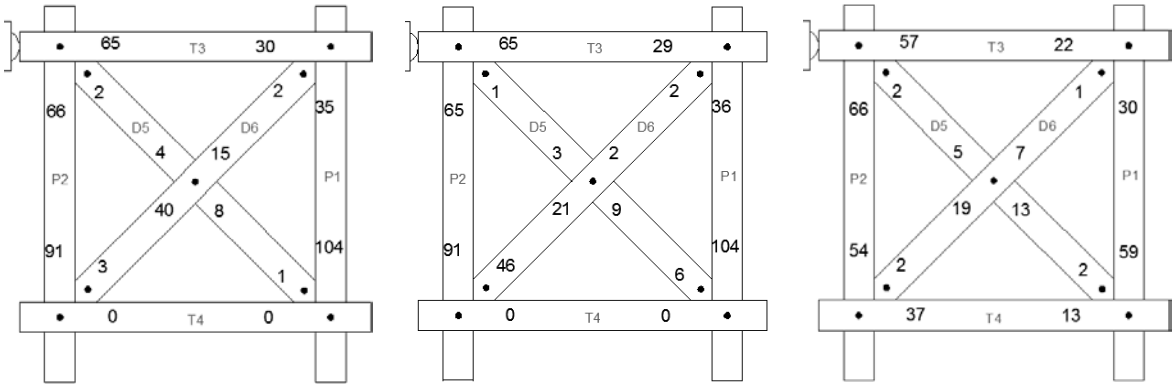


Modelo 4 **Modelo 4.1** **Modelo 4.2**

Figura 225 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem GM3

Para a última gaiola de madeira ensaiada, os esforços normais estão num intervalo aceitável em relação aos resultados dos modelos. Mais uma vez, o modelo que melhor descreve o funcionamento da travessa inferior (T4) é o modelo 4.2. Aqui, em semelhança com a GM1, que a diagonal traccionada (D6) é sobrestimada nos modelos numéricos, enquanto que a diagonal comprimida (D5) apresenta valores bastante razoáveis.

Por último apresenta-se na Figura 237 os valores relativos aos esforços de flexão para a gaiola de madeira 3.



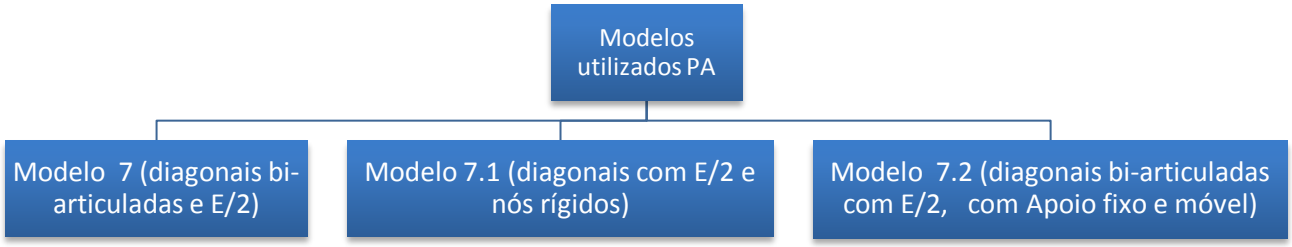
Modelo 4 Modelo 4.1 Modelo 4.2

Figura 226 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem GM3

Mais uma vez, os valores dos momentos numéricos são inferiores aos valores experimentais, sendo esta diferença mais evidente nas diagonais, talvez por estas não terem grande capacidade de absorver momentos devido às fracas ligações nas extremidades. Estas ligações, numa fase ainda elástica, absorvem mais esforços de flexão do que os modelos.

6.4.2 Paredes de alvenaria

Para a análise das paredes de alvenaria o modelo de base utilizado foi o modelo 7, onde o esqueleto de madeira é o mesmo do considerado no modelo 4 e a alvenaria é definida com elementos quadrangulares. À semelhança do estudo realizado para as gaiolas de madeira, serão aqui também considerados modelos complementares onde as diagonais não são bi-articuladas e ainda um modelo com apoios. Neste caso, tanto os modelos 7 como 7.1 apresentam esforços na travessa inferior. Isto acontece pois a travessa inferior não se encontra livre como nos modelos para a gaiola de madeira, mas sim ligada aos elementos de alvenaria. Assim, como estes se deformam e estão ligados ao elemento da travessa, esta também sofre deformações. Deste modo, pode-se escolher para o modelo dos apoios um modelo com os apoios fixos ou com um fixo e um móvel, como para a gaiola. Os esforços resultantes destes dois modelos são relativamente semelhantes, por isso, escolheu-se para a análise o modelo com um apoio fixo e um móvel, de maneira a ser feita a mesma análise que foi feita para as gaiolas e no final ser mais fácil a comparação. Assim, os modelos que serão considerados estão apresentados de seguida.



Neste estudo apenas serão analisados os esforços nos elementos de madeira pois são os únicos de que se tem informação experimental, onde foram colocados extensómetros. Mais uma vez, os esforços foram calculados pelo método já apresentado e os valores dos extensómetros escolhidos são correspondentes a 1/3 da força de rotura de cada parede de alvenaria. O carregamento vertical utilizado para a obtenção de esforços é o já apresentado na Tabela 15 e a força horizontal é de **21 KN** que corresponde aproximadamente a um terço da força máxima das duas primeiras paredes de alvenaria, já que a terceira teve uma rotura prematura. De qualquer maneira, quando os esforços forem comparados com os resultados dos extensómetros faz-se a proporção para a força de cada modelo, já que estamos numa análise elástica linear. Os diagramas resultantes para o esforço normal dos 3 modelos, com parede de alvenaria, estão apresentados na Figura 227.

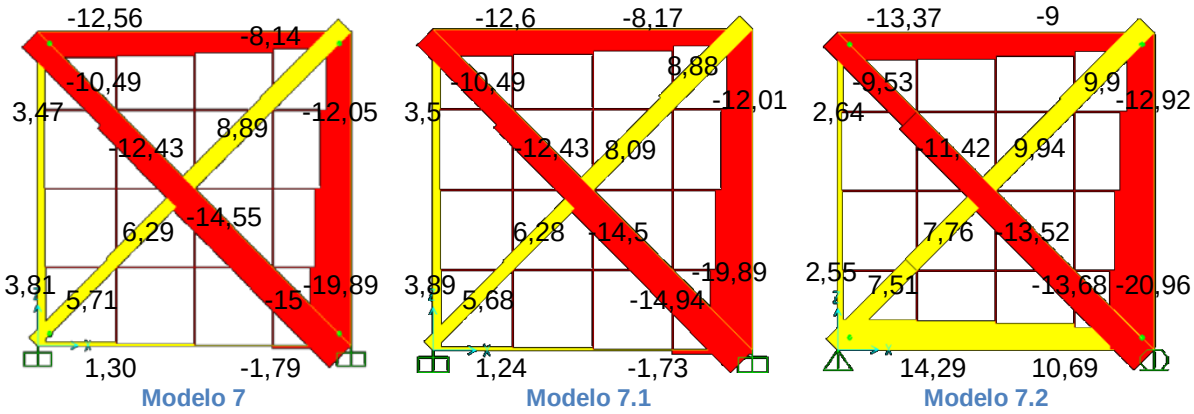
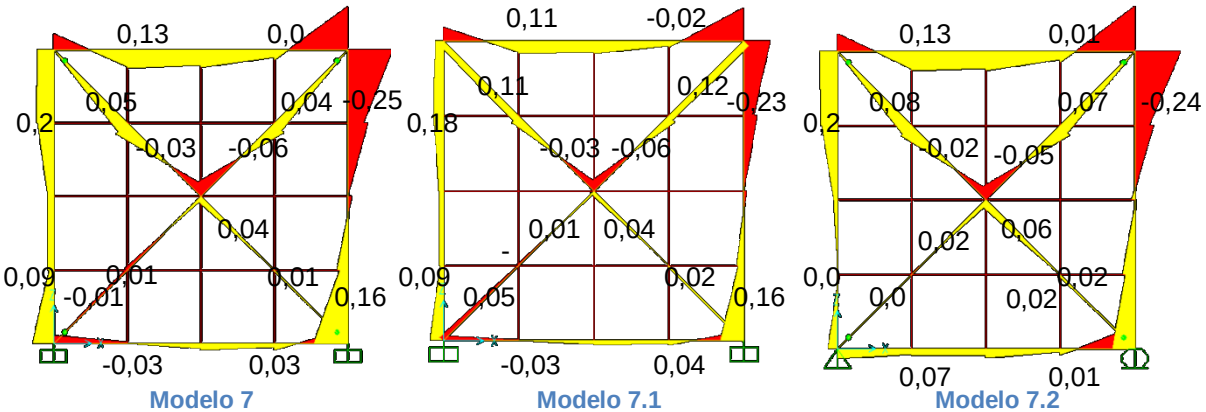


Figura 227 - Diagramas de esforço normal PA (KN)

Os esforços a vermelho são correspondentes a esforços de compressão e os amarelos a tracção. Devido à existência de deformação dos elementos de alvenaria a travessa inferior apresenta esforços, embora estes sejam superiores no caso do modelo 7.2. Na Figura 228 apresentam-se os diagramas de momentos flectores dos mesmos 3 modelos.



Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 228 – Diagramas de momentos flectores PA (KNm)

Os diagramas de momentos flectores apresentam uma distribuição diferente dos diagramas para a gaiola de madeira, não apenas pela presença dos elementos de alvenaria, mas também pela natureza do carregamento, que neste caso é uniformemente distribuído na travessa superior. Os esforços a vermelho representam momentos negativos e os amarelos positivos, para uma dada orientação das barras, representada na Figura 229, sendo o lado para o qual o diagrama é marcado correspondente ao lado das fibras traccionadas.

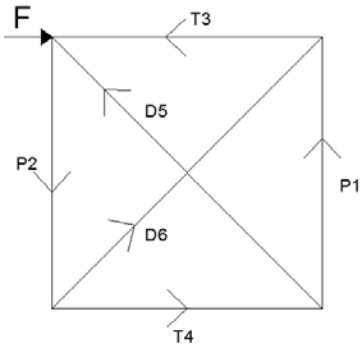
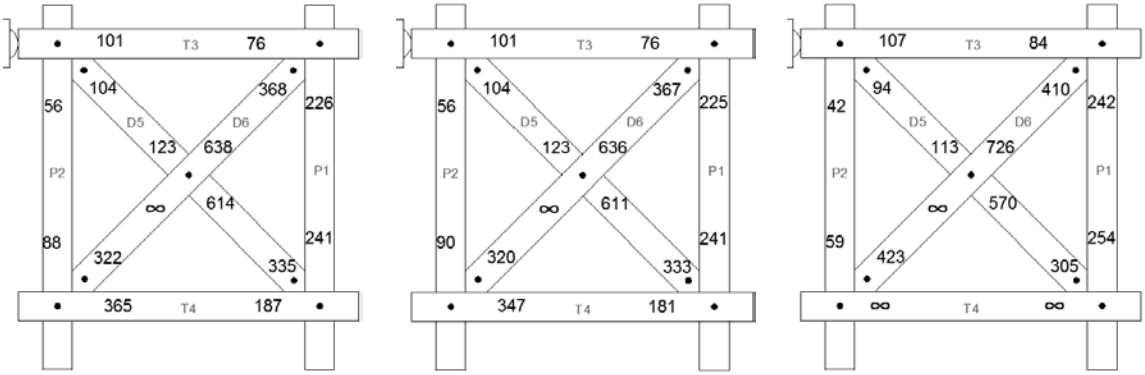


Figura 229 - Orientação das barras para os modelos de parede de alvenaria

À semelhança da análise anterior, foram calculadas as relações entre os esforços numéricos provenientes dos modelos e os esforços obtidos com base nas leituras dos extensómetros. Na Figura 230 apresenta-se esta relação para o esforço normal, para a parede de alvenaria 1.

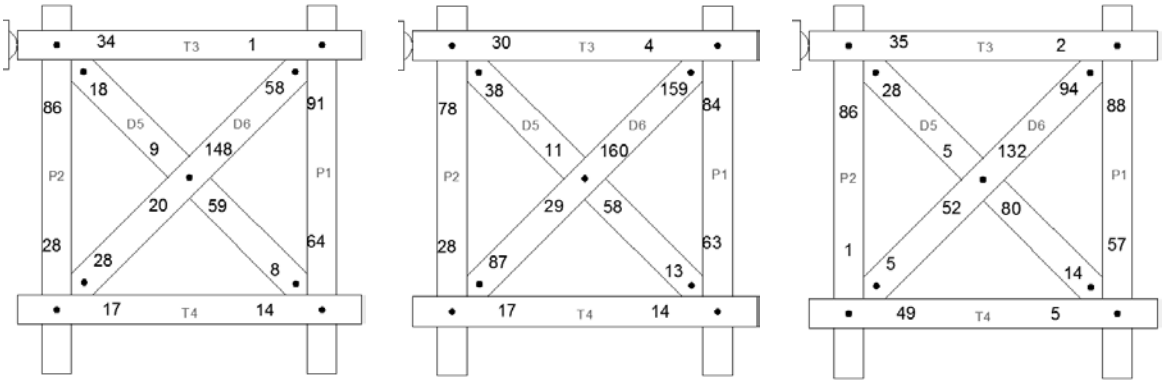


Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 230 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA1

Nem sempre se consegue uma boa relação dos esforços por vários motivos, como já foi mencionado anteriormente. Neste caso, contudo, os valores obtidos no modelo numérico são aceitáveis em relação aos experimentais, excepto na travessa inferior (T4) e na diagonal traccionada (D6).

De seguida, na Figura 231, apresentam-se os resultados para os momentos flectores, para a parede de alvenaria 1.

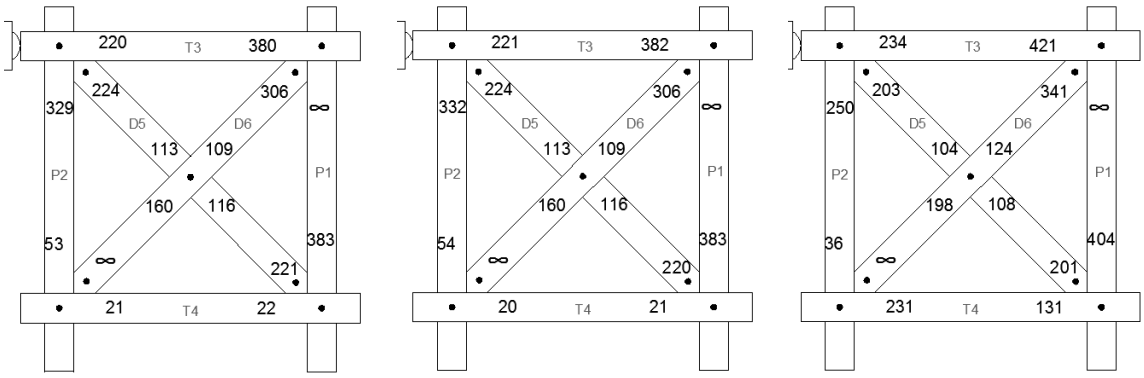


Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 231 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA1

Em relação aos momentos, os valores numéricos são subestimados em relação ao esforço existente nas peças, excepto para dois pares de extensómetros da diagonal D6. Como já se tinha referido, a travessa inferior apresenta valores não nulos para os momentos nos modelos 7 e 7.1 devido à interacção com os elementos de alvenaria. De qualquer modo, o modelo 7.2 apresenta valores diferentes mas não se pode retirar nenhuma conclusão pois, para esta travessa, para um par de extensómetros a relação é superior, mas para o outro é inferior. Em relação aos outros elementos, nota-se alguma oscilação dos valores do modelo 7.2 em relação aos outros, mas sem grande expressão.

Para a parede de alvenaria 2 tem-se os seguintes resultados para os esforços normais (Figura 232).

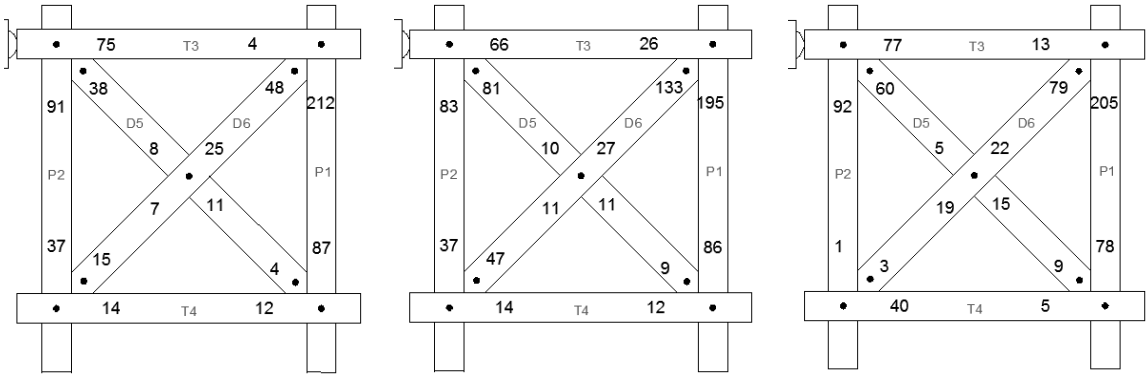


Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 232 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA2

Mais uma vez, os valores resultantes do modelo 7 são muito semelhantes aos do modelo 7.1. Embora também semelhantes, o modelo 7.2 é sempre o que se destaca mais dos outros, não havendo uma evidência para qual seria o melhor modelo a simular o comportamento da parede.

De seguida, na Figura 233, apresentam-se os resultados para os momentos flectores, para a parede de alvenaria 2.

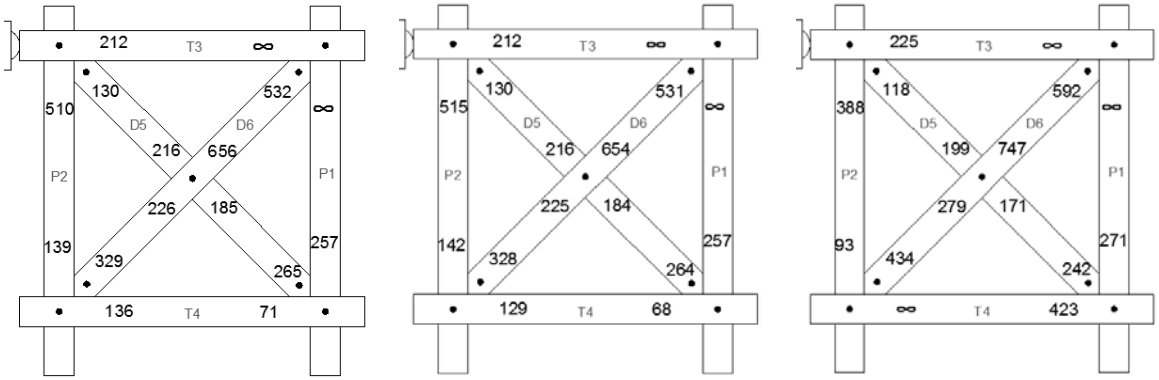


Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 233 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA2

Para o caso da parede de alvenaria 2 também não se pode indicar qual o melhor modelo para caracterizar a travessa inferior, o que significa que, para as paredes de alvenaria não seria necessário utilizar o modelo dos apoios pois já não existe uma diferença significativa, como se observava nas gaiolas de madeira. Mais uma vez se constata que os modelos subestimam, em geral, os esforços face ao comportamento real.

Por fim, apresentam-se os valores de esforço normal para a parede de alvenaria 3, na Figura 234.

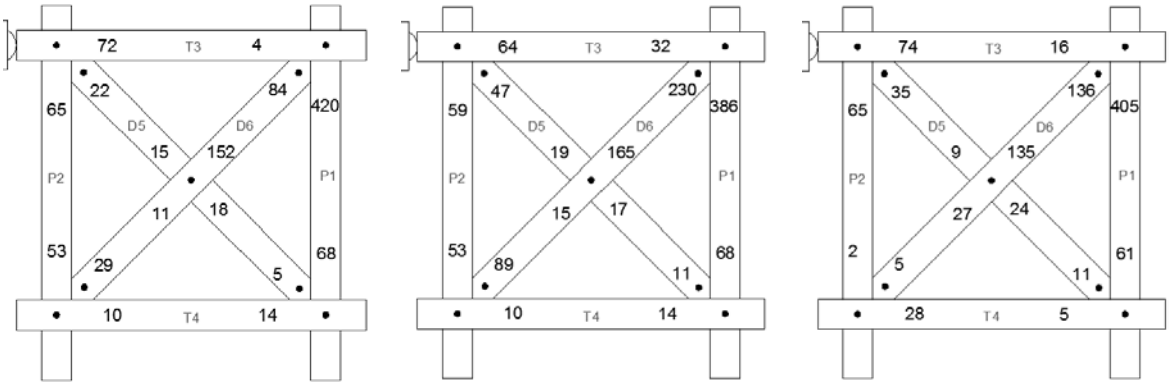


Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 234 - Esforço normal numérico/esforço experimental, em percentagem PA3

Neste último módulo ensaiado existem muitos valores que não têm significado talvez por haver falhas, nós na madeira ou outra fonte de complexidade que não permitiram uma boa caracterização desta parede. Talvez o comportamento e o modo de rotura prematuro causado por um problema no nó do apoio possa justificar esta diferença de comportamento face às outras paredes de alvenaria.

De seguida, na Figura 235, apresentam-se os últimos resultados para os momentos flectores, para a parede de alvenaria 3.



Modelo 7 Modelo 7.1 Modelo 7.2

Figura 235 - Momento flector numérico/esforço experimental, em percentagem PA3

Ao contrário dos resultados observados desta parede em relação aos esforços normais, em termos de momentos, esta parede apresenta resultados da mesma ordem que as restantes paredes, nomeadamente o facto dos modelos numéricos subestimarem, na maioria dos casos, o comportamento experimental.

6.5 Conclusões

Para finalizar este capítulo sobre a modelação dos elementos faz-se um pequeno resumo apresentando as conclusões retiradas.

Em primeiro lugar, a geometria plana do modelo e o tipo de análise realizada, elástica linear, não é suficiente para representar os modelos ensaiados, sendo apenas o mais simples. Utilizando esta análise, e juntamente com a escolha do tipo de comportamento dos materiais, sua definição e ligações escolhidas, os modelos apresentam uma rigidez muito superior em relação à observada experimentalmente. Estas rigidezes apenas são semelhantes para valores da força muito reduzidos, ou seja, apenas a rigidez inicial pode ser comparada. Por outro lado a rigidez dos elementos varia significativamente, apresentado uma diminuição acentuada desde o início do ensaio. Para esta variação poderá ter contribuído a eventual ocorrência de rotações de corpo rígido durante os ensaios que, neste caso, não foram contabilizadas. Em estudos e ensaios futuros desta natureza estes efeitos deverão ser contabilizados.

Em relação aos modelos numéricos, pode-se referir que, em termos de estudo apenas da gaiola, o modelo que melhor simula o comportamento é o constituído por um apoio fixo e um móvel, e onde as diagonais são definidas por elementos de barra articulados e possuem a rigidez de flexão reduzida para metade. De qualquer modo, nota-se que a existência de alvenaria contribui para aumentar a resistência e a rigidez da parede, para o tipo de acções estudadas. Os valores dos extensómetros são irregulares e, consequentemente, os esforços provenientes desta análise são também irregulares, assim como o comportamento da estrutura. Em termos de esforço normal, observou-se que este é sobrestimado na diagonal traccionada pois na realidade estas diagonais não absorvem tracções significativas, para o tipo de samblagem utilizada. As diagonais têm um comportamento muito pior na realidade visto que uma, a traccionada, quase não trabalha e a comprimida instabiliza (fora do plano). O facto de as diagonais

possuirem uma área irregular, no meio passam a meia-madeira, logo a sua rigidez diminui muito, não foi desenvolvido em termos de modelo numérico por estar fora do âmbito do trabalho. Em relação aos momentos flectores retirados pelos modelos são, em geral, subestimados sugerindo que nenhum dos modelos escolhidos simula bem o que acontece nos ensaios e que os elementos de madeira ensaiados talvez absorvam mais momentos flectores do que os modelos numéricos sugerem. A razão pela qual o modelo subestima, em geral, os momentos poderá estar também relacionada com o facto de sobrestimar o esforço normal, sobretudo nas diagonais. O facto de as diagonais terem um comportamento mau é considerada como uma das razões para as constantes sobrestimações do esforço normal e a subestimação dos momentos.

A distribuição de esforços no modelo numérico elástico linear apresenta diferenças importantes, em alguns elementos, face aos resultados experimentais, reflectindo a complexidade do comportamento dos elementos ensaiados. Devido à complexidade do comportamento e à irregularidade dos valores dos extensómetros, nunca seria fácil simular com o modelo construído.

7 Considerações finais

7.1 Conclusões

A Baixa Pombalina representa um conjunto arquitectónico e cultural de elevada importância para a cidade de Lisboa e para Portugal que continua, ainda hoje, pouco estudado. Devido à falta de manutenção observada no parque construído e aos possíveis riscos a que os edifícios poderão estar expostos, é imprescindível hoje em dia, intervir. O edificado da Baixa Pombalina encontra-se num avançado estado de degradação estrutural, o que faz temer pela sobrevivência a um sismo intenso [SILVA, 2007].
As alterações sucessivas introduzidas nos edifícios têm conduzido a algumas modificações consideráveis que podem comprometer o seu comportamento estrutural, para além de adulterarem, por vezes, o valor arquitectónico presente. Assim, a decisão de realização de um projecto de reabilitação ou reforço nestes edifícios deve ser tomada com o objectivo de minimizar a alteração da estrutura original, bem como evitar o aparecimento ou propagação de patologias. Deve-se ter em consideração que o essencial é começar por compreender o problema e a sua importância, através de processos simplificados de avaliação. A decisão de intervenção num edifício pombalino deve ser tomada tendo perfeito conhecimento deste, nomeadamente do seu estado de degradação, da sua importância e com o conhecimento adequado do objecto dessa intervenção. A engenharia de estruturas coloca à disposição da comunidade os meios necessários para conceber, planear, projectar e executar as intervenções de reabilitação estrutural. Estas intervenções podem envolver técnicas pouco invasivas, que permitem a melhoria do comportamento estrutural sem a necessidade de recorrer ao betão armado ou a outras técnicas da construção nova e, desta maneira, não descaracterizar os edifícios e não aumentar significativamente a massa ou a rigidez dos diversos componentes. Com a intervenção neste parque edificado pretende-se criar uma adaptação dos espaços interiores às necessidades actuais, para que os edifícios possam ser utilizados e refazerem parte da vida da cidade. É importante reter a necessidade de recuperação da Baixa Pombalina, salientando-se a procura de obtenção de um nível de segurança superior para os actuais e futuros moradores bem como a importância da transmissão à geração futura do valor deste património.

A presente dissertação teve como principal objectivo a realização da campanha experimental de um modelo simples de cruz de Santo André pertencente às paredes de frontal da gaiola pombalina, posterior estudo do comportamento dos elementos ensaiados e confronto com os modelos numéricos adoptados. Os ensaios tiveram por objectivo a determinação do comportamento destes elementos, com e sem preenchimento com alvenaria, quando sujeitos a uma carga vertical constante (simulando as cargas gravíticas) e a um deslocamento horizontal aplicado de forma progressiva. Com a realização dos ensaios obtiveram-se gráficos que comparam a força horizontal aplicada e deslocamento obtido, assim como os valores dos extensómetros ao longo do ensaio. Pela observação dos resultados puderam-se tirar ilações sobre o comportamento de cada módulo, relacionando-o com o seu modo de rotura. Posteriormente, compararam-se todos os módulos ensaiados e constatou-se que os que atingem um maior valor da força de rotura são

os correspondentes a modos de rotura que se deram em secções cheias, ao contrário dos restantes que se deram em secções de meia-madeira, que são mais frágeis. Resumidamente pode-se dizer que 3 dos 6 modos de rotura se deram no prumo traccionado, dois em paredes de alvenaria e um em gaiola de madeira) e os restantes 3 deram-se por esmagamento de nós, onde um deles no nó de ligação das duas diagonais, outro no nó de aplicação da carga e outro no nó inferior mais afastado do macaco mecânico. Observou-se também, uma variação (diminuição) de rigidez dos elementos desde do início dos ensaios. Para esta variação poderá ter contribuído a eventual ocorrência de rotações de corpo rígido durante os ensaios, que não foram medidas, bem como outros factores como a instabilidade da diagonal comprimida, a perda de rigidez das ligações à tracção, a perda de rigidez dos materiais ou a perda de rigidez dos apoios.

Pode dizer-se que a presença da alvenaria tem um efeito positivo, na medida que aumenta a rigidez dos painéis, para o tipo de carregamento utilizado, bem como na resistência.

Para além disso, a alvenaria tem certamente um papel determinante na absorção das acções verticais, que não foi avaliada neste estudo. Paralelamente foram realizados ensaios a provetes da madeira do mesmo lote da que foi utilizada para os restantes ensaios, para a obtenção do módulo de elasticidade, para melhor modelar a madeira.

Para que a comparação dos modelos ensaiados com os numéricos fosse possível foram testados vários modelos, para perceber quais possuíam uma melhor adaptabilidade com os elementos ensaiados. Os modelos criados foram baseados numa análise elástica linear que se provou ser insuficiente para representar na totalidade os modelos ensaiados. De facto, os modelos numéricos utilizados, quer para a gaiola de madeira, quer para a parede de alvenaria apresentam uma rigidez superior aos modelos ensaiados. Estes apenas apresentam uma tangência num período inicial, correspondendo portanto à fase elástica linear, ou seja, esta tangência foi conseguida apenas para valores muito reduzidos da força. No entanto, o efeito das ligações poderá ter contribuído para a não linearidade do conjunto. No estudo realizado, o modelo que melhor se aproximou, em termos de rigidez, às gaiolas ensaiadas foi o modelo que apresenta os nós inferiores encastrados e as diagonais bi-articuladas com o módulo de elasticidade reduzido para metade (modelo 4). Em relação às paredes, o melhor modelo, também em termos de rigidez, foi o modelo equivalente ao das gaiolas onde os espaços foram preenchidos com elementos quadrangulares bidimensionais de placa (modelo 7).

Mais tarde, foram determinados os esforços experimentais recorrendo aos valores obtidos com os extensómetros. Para poder comparar com os esforços retirados do modelo, foram escolhidos valores de força de 1/3 da força de rotura, para garantir que estavam dentro do intervalo ‘elástico’. Assim, foram comparados os esforços obtidos pelos modelos numéricos descritos atrás com algumas variantes, como o encastramento de todos os nós e a utilização de apoios simples. Com este estudo concluiu-se que, em termos de esforços, os modelos numéricos que melhor representam os modelos ensaiados são os constituídos por um apoio fixo e um móvel. Em termos de esforços normais conclui-se que o modelo numérico é sobrestimado, sobretudo na diagonal traccionada pois, na realidade, esta não absorve tracções significativas visto que os seus nós traccionados se desligavam da estrutura durante os ensaios. Em relação aos momentos flectores, os modelos numéricos são, em geral, subestimados sugerindo que na realidade os elementos de madeira têm uma capacidade maior para absorção destes esforços ou que estes modelos não simulam bem estes elementos. De facto, a gaiola tem um comportamento mais próximo de um pórtico

com ligações de continuidade do que de uma estrutura articulada. Esta diferença dever-se-á ao facto de as diagonais absorverem um esforço normal reduzido: a diagonal traccionada porque se desliga e a diagonal comprimida porque instabiliza devido sobretudo à presença da secção em meia-madeira.

A distribuição de esforços nos modelos numéricos elásticos lineares estudados apresenta diferenças importantes face aos resultados experimentais que traduzem a complexidade efectiva do comportamento dos elementos ensaiados.

Pode dizer-se, em síntese, que a redescoberta dos materiais tradicionais na utilização em obras de reabilitação não só é um valor adquirido mas também um incentivo a que futuramente sejam utilizados juntamente com soluções contemporâneas. Por fim, pretende-se inserir este trabalho e o estudo feito no contexto da reabilitação de edifícios pombalinos, permitindo aos projectistas obter dados que os auxiliem na definição dos modelos numéricos com que se analisam estas estruturas.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Pretendeu-se com este estudo dar um contributo e auxílio para uma definição de um programa de investigação mais complexo e mais extenso em termos de modelação e compreensão do funcionamento e comportamento deste tipo de elementos.

Existem muitos factores que tiveram de ser adoptados e assumidos para a realização deste trabalho, como o tipo de material utilizado, o tipo de ligações escolhidas, a natureza do carregamento, as condições de apoio, entre outros, alguns dos quais se fazem referência aqui. Em termos experimentais, além das modificações referidas atrás, poder-se-ia testar um modelo onde se rigidificassem as ligações entre os elementos de madeira, já que estas são fortemente responsáveis pela não linearidade do conjunto. Assim, conhecer-se-ia um 'cenário limite' do comportamento das ligações e da sua influência. Ainda em termos de ligações, poderiam ser testados vários tipos. De facto, os tipos de ligações encontrados nos edifícios pombalinos são tão vastas que seria interessante conhecer o comportamento, talvez, das mais comuns. Em termos de monitorização dos ensaios poder-se-ia medir, como já foi mencionado, movimentos de rotação de corpo rígido. Este factor está, no momento, a ser alvo de estudo numa tese de mestrado de um colega do IST, Luís Pires. Além disso, seria também importante fazer a análise pormenorizada da evolução das fendas e folgas durante os ensaios. Outro aspecto importante, seria a caracterização também da alvenaria, recorrendo a ensaios no laboratório. Por fim, ainda nos aspectos relativos ao laboratório, poder-se-iam construir modelos com duas e quatro cruzes. Este aspecto também está a ser agora desenvolvido pela colega de doutoramento, Helena Meireles.

Em relação à modelação poder-se-iam, por exemplo, estudar elementos tridimensionais, modelar de maneira diferente as ligações da alvenaria à madeira e passar a análises não lineares do comportamento. Um estudo interessante a realizar no futuro seria a análise geometricamente não linear dos resultados. Deste modo, talvez se consiga modelar de melhor maneira a curva do diagrama força/deslocamento.

Todas estas variações podem e devem ser alvo de estudos futuros para que mais tarde se possam reunir várias ferramentas de trabalho provenientes de investigações. Este estudo é importante na medida em que um dia se possa compreender na totalidade o comportamento deste tipo de elementos e o seu contributo

para estrutura global destes edifícios e assim, poder optimizar as intervenções, minimizando também o seu grau de intrusividade.

Está presentemente, em curso no IST, em conjunto com outros parceiros nacionais, um projecto de investigação sobre a reabilitação sísmica de edifícios pombalinos. Este projecto inclui uma extensa campanha experimental e estudos numéricos avançados visando, por um lado, conhecer e modelar melhor o comportamento dos frontais pombalinos e, por outro, avaliar estratégias de protecção com base na inclusão de dissipadores, como os amortecedores viscosos ou as ligas com memória de forma.

8 Bibliografia

[AP] Arquivo Pessoal;

[ALCÂNTARA, 2009] ALCÂNTARA, João Gilberto, *Reabilitação – Dois Testemunhos A Mesma Abordagem*, Seminário Reabilitação de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Ordem dos Engenheiros, 2009;

[ALMEIDA, 2004] ALMEIDA, Isabel, *Caracterização geológica do esteiro da Baixa*, MONUMENTOS, nº 21, Págs. 152-157, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro 2004;

[APPLETON, 2003] APPLETON, João, *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção,* 1.ª Edição, Edições Orion, Setembro 2003;

[APPLETON, 2008] APPLETON, João, *Projectos de Reabilitação de Edifícios Recentes – Princípios e casos práticos*, Seminário da Ordem dos Engenheiros – 'Inspecção e Reabilitação de Edifícios', Novembro 2008;

[APPLETON 9, 2008] APPLETON, João, *Tipificação do parque construído*, Capítilo 9 - Sismos e Edifícios, Edições Orion, 1ª Edição, Julho 2008;

[APPLETON, 2009] APPLETON, Júlio, *Reabilitação e reforço de estruturas de alvenaria – módulo 6.3'* – Slides da cadeira de Reabilitação e Reforço de estruturas, Intituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Libsoa, 2009;

[APPLETON, COSTA, 2009] APPLETON, Júlio, COSTA, António, *Reabilitação e reforço de estruturas – módulo 1* – Slides da cadeira de Reabilitação e Reforço de estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2009;

[BRITO, 2004] BRITO, J., *Diagnóstico, Patologia e Reabilitação de Construção de Madeira* - Apontamentos da Cadeira de Patologia e Reabilitação da Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Janeiro 2004;

[CARDOSO, 2002] CARDOSO, [CARDOSO, 2002]., *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria – Aplicação a um Edifício Pombalino*, Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia de Estuturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Liboa, Outubro 2002;

[COSTA 1, 1971] COSTA, F. Pereira, *1 - Asnas de madeira*, Enciclopédia prática da construção civil, Portugália Editora, 3ª Edição, 1971.

[COSTA 2, 1971] COSTA, F. Pereira, *2 - Asnas de madeira*, Enciclopédia prática da construção civil, Portugália Editora, 3ª Edição, 1971.

[COSTA 7, 1971] COSTA, F. Pereira, *7 – Pavimentos de madeira*, Enciclopédia prática da construção civil, Portugália Editora, 3ª Edição, 1971.

[COSTA 12, 1971] COSTA, F. Pereira, *12 – Tectos Diversos,* Enciclopédia prática da construção civil, Portugália Editora, 3ª Edição, 1971.

[COSTA 26, 1971] COSTA, F. Pereira, *26 – Interiores e Exteriores*, Enciclopédia prática da construção civil, Portugália Editora, 3ª Edição, 1971.

[COSTA, 2008] COSTA, Aníbal, *Reparação e reforço das construções*, Capítulo 11 - Sismos e Edifícios, Edições Orion, 1ª Edição, Julho 2008;

[EC8, 1991] Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance*, European Comitee for Standardization – CEN, 1991;

[EN 408, 2003] European Standard, *Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties*, CEN, August 2003;

[FLORES e BRITO, 2004] FLORES, I. e BRITO, J., *Diagnóstico, Patologia e Reabilitação de Construção de Alvenaria de Pedra* - Apontamentos da Cadeira de Patologia e Reabilitação da Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Janeiro de 2004;

[FRANÇA, 1987] FRANÇA, J.A., *Lisboa Pombalina e o Iluminismo*, Bertrand Editora, 1987;

[FRANÇA, 1989] FRANÇA, J. A., *A reconstrução de Lisboa e a arquitectura pombalina*, Biblioteca Breve/Volume 12, 1989;

[ICOMOS, 2003] ICOMOS – 'Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico', 2003;

[LEAL, 2004] LEAL, J. Cunha, *Legitimação artística e patrimonial da Baixa Pombalina*, MONUMENTOS, nº 21, Págs. 6-17, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro 2004;

[LOPES e MONTEIRO, 2008] LOPES, Mário e MONTEIRO, Mafalda*, Intervenções negativas e erros de execução*, Capítulo 10 - Sismos e Edifícios, Edições Orion, 1ª Edição, Julho 2008;

[LOPES, et. al, 2004] LOPES, M., BENTO, R., CARDOSO, R., *Segurança estrutural da Baixa Pmbalina*, MONUMENTOS, nº 21, Págs. 176-181, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro 2004;

[LNEC, 2006] VILHENA, António; AGUIAR, José; PEDRO, João Branco, *Guia Técnico de Reabilitação Habitacional*, Instituto Nacional de Habitação, LNEC, 1ª Edição, 2006;

[MASCARENHAS, 2004] MASCARENHAS, J., *Sistemas de Construção V – O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa*, Edições Livro Horizonte, 2004;

[PENA, 2008] PENA, André F., Análise do comportamento de um edifício pombalino, Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Outubro 2008;

[ROSSA, 2004] ROSSA, Walter, *Do plano de 1755-1758 para a Baixa-Chiado*, MONUMENTOS, nº 21, Págs. 22-43, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro 2004;

[CARRETO, 2000] CARRETO, Joana R., Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento, VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Abril 2000;

[MIRA, 2007] MIRA, Diana, Análise do sistema construtivo pombalino e recuperação de um edifício, Dissertação para obtenção do grau de mestre em Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Novembro 2007;

[PEDRA & CAL, 2006] REVISTA PEDRA & CAL, nº 31, Págs.4-10, Edições GECORPA, 2006;

[RSA, 1995] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, 1995;

[SAP2000®, 2006] SAP2000®, Three Dimensional Static and dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, Version 10.0, CSI, Computers Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, California, USA, 2006;

[ROCHA, 2008] ROCHA, Margarida F., *Comportamento sísmico de edifícios pombalinos*, Dissertação para obtenção de grau de mestre, Faculdade de Engenharia, Universidade Católica Portuguesa, Janeiro 2008;

[ROQUE e LOURENÇO, 2003] ROQUE, João Almendra e LOURENÇO, Paulo, *Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria*, Universidade do Minho, Guimarães, 2003.

[RAMOS, 2002] RAMOS, José F. S., *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*, Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Janeiro 2002;

[SEGURADO] SEGURADO, João Emílio dos Santos, '*Carpintaria Civil*', Biblioteca de Instrução Profissional, Bertrand;

[SILVA, 2004] SILVA, V. C., *Patologia estrutural dos edifícios pombalinos*, MONUMENTOS, nº 21, Págs. 168-175, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro 2004;

[SILVA, 2007] SILVA, V. C., *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos – Alvenaria e Madeira – Técnicas Pouco Intrusivas*, ARGUMENTUM, 2ª Edição, Maio de 2007.