

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA, TAIPA E ADOBE COM ELEMENTOS DE MADEIRA MACIÇA

HÉLDER DANIEL DE SOUSA AZEVEDO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Prof. Dr. José Manuel Marques Amorim de Araújo Faria

Co-Orientador: Prof. Dr. António José Coelho Dias Arêde

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus pais, irmão e namorada

Não há conhecimento que não tenha valor

Edmund Burke

RESUMO

O património arquitectónico português possui, ainda nos dias de hoje, um importante legado de construções em alvenaria de Pedra, Adobe e Taipa. Estes edifícios, com esquema estrutural que assenta em paredes estruturais, apresentam um fraco comportamento face a acções dinâmicas. De facto, as ligações entre elementos estruturais (ligação entre paredes estruturais, ligação entre paredes e pavimentos e ligações entre paredes e cobertura) inexistentes ou mal configuradas não permitem o funcionamento tridimensional da estrutura, o que leva à perda de rigidez da estrutura, fragilizando-a face a um sismo.

Actualmente, existem já inúmeras técnicas de reforço sísmico estrutural que permitem obter resultados bastante satisfatórios. Porém, entre elas existe um denominador comum: o elevado custo de aplicação. Assim, o reforço com elementos de madeira surge como uma alternativa de custo substancialmente mais baixo e com bons resultados que se procuram comprovar neste trabalho.

Esta dissertação surge como mais uma etapa do projecto de investigação que está a ser desenvolvido no âmbito da tese de doutoramento do Prof. Paulo Mendes. O grande objectivo deste trabalho passa, tal como se referiu, por comprovar o bom desempenho dos elementos de reforço em madeira no comportamento sísmicos de estruturas de alvenaria de Pedra, Adobe e Taipa.

Para tal, para aproximar quer o autor, quer o leitor ao tema, começaram-se os trabalhos por uma pesquisa arquitectónica que pretende descrever o estado de arte deste tipo de estruturas. Esta pesquisa bibliográfica é complementada por um estudo das técnicas de reforço estrutural existentes no mercado.

Posteriormente procedeu-se à construção de um modelo numérico utilizando o software Cast3m (CEA, 2003). Trata-se de uma “modelação invertida” uma vez que esta partiu de resultados experimentais (da campanha experimental levada a cabo pelo Prof. Paulo Mendes), em relação aos quais o modelo foi calibrado para melhor traduzir os resultados práticos.

Tanto pela análise dos resultados experimentais como dos resultados numéricos foi possível perceber que a utilização de reforços de madeira melhora o comportamento sísmico destas paredes de alvenaria. De facto, verificou-se um incremento de energia dissipada da parede reforçada em relação à parede não reforçada.

Este trabalho produziu resultados encorajadores que abrem boas perspectivas para o desenvolvimento e conclusão do projecto de investigação em curso.

PALAVRAS-CHAVE: alvenaria, reforço sísmico, modelação numérica invertida, dissipação de energia, elementos de madeira.

ABSTRACT

The Portuguese architectural heritage has an important legacy of buildings in stone masonry, adobe and rammed earth. These buildings have a structural scheme which relies on structural walls, with a weak behaviour when submitted to dynamic actions. In fact, the connection between structural elements (connection between structural walls, connection between walls and floors and connections between walls and roof) absent or poorly configured do not allow the structure to work in of three-dimensional way, which leads to loss of rigidity, weakening the structure to face an earthquake.

Currently, there are already numerous structural seismic strengthening techniques that lead to satisfactory results. However, all of those techniques have is one common denominator: the high cost of implementation. Therefore, reinforcement with wooden elements emerges as lower cost alternative with good results that we want to prove in this paper.

This study is just one more step of the research project which is being developed as part of the doctoral thesis of Professor Paulo Mendes. The major objective of this work is, as referred, to prove the good performance of reinforcing elements in wood on the seismic behavior of masonry structures of stone, adobe and rammed earth.

In order to appropate the author and the reader to the subject, this work started by an architectural research that attempts to describe the state of art of this type of structures. This bibliographic research is complemented by a study of techniques for structural strengthening in the market.

After that, we proceed to build a numerical model using the software Cast3m (CEA, 2003). This is a "reverse modeling" since it came from experimental results (experimental campaign carried out by Prof. Paulo Mendes), for which the model was calibrated to better reflect the practical results.

Both the analysis of experimental results and numerical results allowed to observe that the use of ribs of wood improves the seismic behavior of these masonry walls. In fact, was verified an increase of dissipated energy from wall strengthened compared with non-reinforced wall.

This work has produced encouraging results that offers good prospects for the development and completion of the research project in progress.

KEYWORDS: masonry, seismic reinforcement, inverted numerical modeling, dissipation of energy, timber elements.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJECTIVO, ÂMBITO, JUSTIFICAÇÃO	1
1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TEMA	2
1.3. BASES DO TRABALHO DESENVOLVIDO	3
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
2. CONSTRUÇÃO EM TERRA	5
2.1. BREVE HISTÓRIA DA CONSTRUÇÃO EM TERRA	5
2.2. PAREDES DE TERRA	7
2.2.1. PAREDES DE TAIPA	8
2.2.2. PAREDES DE ADOBE	10
2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS PAREDES DE TERRA	11
2.4. PATOLOGIAS DAS CONSTRUÇÕES EM TERRA	12
2.4.1. PATOLOGIAS ESTRUTURAIS CORRENTES	13
2.4.2. PATOLOGIAS ASSOCIADAS À HUMIDADE	14
2.4.3. PATOLOGIAS ESTRUTURAIS DE ORIGEM SÍSMICA	14
3. CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA	19
3.1. BREVE HISTÓRIA DA CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA	19
3.2. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA	22
3.2.1. PAREDES EM ALVENARIA DE CANTARIA OU ENXILHARIA	23
3.2.2. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA COM JUNTA SECA	24
3.2.3. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA COM JUNTA ARGAMASSADA	24
3.2.4. PAREDES MISTAS	25
3.3. SISTEMA CONSTRUTIVO EM ALVENARIA DE PEDRA – O CASO PORTUGUÊS	25
3.3.1. MODO DE APARELHAMENTO	25
3.3.1.1. Alvenaria de Pedra sem Aparelhamento	25

3.3.1.2. Alvenaria de Pedra com Aparelhamento.....	26
3.3.1.2. Alvenaria de Pedra de Duas Faces.....	26
3.3.2. EDIFÍCIOS ANTERIORES AO SISMO DE 1755.....	27
3.3.3. EDIFÍCIOS DA ÉPOCA POMBALINA (1755-1870)	27
3.3.4. EDIFÍCIOS ANTERIORES AO SISMO DE 1755.....	28
3.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA.....	29
3.5. PATOLOGIAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA	31

4. REFORÇO ESTRUTURAL DE PAREDES	37
4.1. GENERALIDADES.....	37
4.2. TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL DE PAREDES	39
4.2.1. INJEÇÃO	39
4.2.2. PREGAGENS	41
4.2.3. PRÉ-ESFORÇO.....	42
4.2.4. REFECHAMENTO DE JUNTAS	43
4.2.5. REFORÇO COM MATERIAIS FRP (FIBER REINFORCED POLYMER)	44
4.2.6. REBOCO ARMADO	45
4.2.7. “JACKETING”	46
4.2.8. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO	48
4.3. REFORÇO ANTI-SÍSMICO DE EDIFÍCIOS.....	49
4.3.1. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES RESISTENTES.....	59
4.3.2. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES E PAVIMENTOS	52
4.3.3. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES E COBERTURA.....	55
4.4. REFORÇO DE PAREDES COM ELEMENTOS EM MADEIRA MACIÇA.....	57

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES DE ALVENARIA.....	63
5.1. GENERALIDADES.....	63
5.2. MICRO E MACRO-MODELAÇÃO	63
5.3. MACRO-MODELAÇÃO	63
5.3.1. MACRO-MODELOS BASEADOS NA TEORIA DA PLASTICIDADE	65
5.3.2. MACRO-MODELOS BASEADOS EM MODELOS DE DANO.....	65
5.4. MICRO-MODELAÇÃO.....	67
5.4.1. FORMULAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS DE JUNTA.....	68

5.4.2. MODELOS PLÁSTICOS ASSOCIADOS A FRACTURA.....	68
5.4.3. MODELOS DE DANO	70
5.5. ASPECTOS RELACIONADOS COM O AMOLECIMENTO.....	71
5.6. MODELAÇÃO DE ALVENARIA REFORÇADA COM ELEMENTOS DE MADEIRA.....	72

6. ESTUDO DE CASO – EXEMPLO DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

73

6.1. GENERALIDADE	73
6.2. CAMPANHA EXPERIMENTAL EXISTENTE	74
6.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA CAMPANHA EXPERIMENTAL EM CAST3M	78
6.3.1. GENERALIDADES.....	78
6.3.2. MODELO BASEADO NO COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR DA PAREDE	81
6.3.3. MODELO BASEADO NO COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO (NÃO LINEAR) DA PAREDE	82

7. CONCLUSÕES

99

7.1. PRINCIPAIS RESULTADOS OBTIDOS.....	99
7.1.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	99
7.1.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	100
7.1.3. REFORÇAR ESTRUTURAS COM MADEIRA É INTERESSANTE?.....	100
7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Imagens de edifícios destruídos total ou parcialmente pelo sismo de 1998 nos Açores. [http://www.casadosacores.com/tf1.htm]..	2
Fig. 2.1 – Cidade de Shibam (Iémen) [http://www.traveladventures.org/continents/asia/images/-shibam05.jpg].	5
Fig. 2.2 - Exemplos de construções em terra ainda existentes (Muralha da China e Palácio de Potala) [Rostam, 2008 e http://www.caitloon.com/Patio_de_los_Arrayanes.jpg].	7
Fig. 2.3 - Parede em Taipa (esquerda) [http://patriciagrayinc.blogspot.com/2009/07/rammed-earth-walls.html] e Adobe (direita) [http://timpanogos.files.wordpress.com/2007/07/1445-taos-adobe-wall.jpg].	8
Fig. 2.4 - Processo de concepção de paredes de Taipa [Adaptado de Rostam, 2008].	9
Fig. 2.5 - Ferramentas para a construção em Taipa [Rostam, 2008].	9
Fig. 2.6 - Processo de fabrico do Adobe [Adaptado de Fernandes, 2007].	10
Fig. 2.7 - Causas típicas de patologias estruturais em casas de Abode [Peña e Lourenço, 1996].	12
Fig. 2.8 - Rotura parcial de casas de Abode [Alcocer, Durán, Flores, Gutiérrez e Reyes, 2003].	12
Fig. 2.9 - Cidade de Bam antes (esquerda) e depois (direita) do sismo de 2003 [http://www.studentsoftheworld.info/sites/country/img/19625_large_Bam.jpg e http://www.iranmap.com/images/cities/bamafter.jpg].	15
Fig. 2.10 - Modos de rotura típicos de casas de Adobe [Peña e Lourenço, 1996].	15
Fig. 2.11 - Principais recomendações para o melhoramento do comportamento estrutural [Peña e Lourenço, 1996].	16
Fig. 2.12 - Recomendações relativas a dimensões [Peña e Lourenço, 1996].	17
Fig. 3.1 - Alvenaria de Pedra [Drysdale & Hamid & Baker, 1999].	20
Fig. 3.2 - Pirâmide de Queops e Quéfren [http://travel.webshots.com/photo/1240131156049339945wf-GcXu].	20
Fig. 3.3 - Lions Gate [Drysdale & Hamid & Baker, 1999]. Reconstituição do Partenon [http://math.arizona.edu/~savitt/teaching/math111/golden/02Parthenon.jpg].	21
Fig. 3.4 - Coliseu Romano [http://api.ning.com/files/9XHTyurm4tGWZiAPSKKch3w9qJ1KG-rGh14aKL8mldkDCu-KTN*KjIXdFB9wtMmRDuFrXyImniSZqMEQCYhasQIRpuwgkauVZ/coliseu.jpg]. Aqueduto de Segovia [http://image26.webshots.com/26/2/55/82/377625582RGbTpb_fs.jpg].	21
Fig. 3.5 - Basílica de São Pedro [http://pt.wikipedia.org/wiki/Bas%C3%ADlica_de_S%C3%A3o_Pedro].	22
Fig. 3.6 - Torre dos Clérigos (esquerda) e Torreão sul do convento de Mafra (direita), edifícios com paredes em alvenaria de cantaria [Adaptado de Pinho, 1997].	23

Fig. 3.7 - Alvenaria de pedra com junta seca [United Nations Development Programme, International Labour Organisation, 1991].	24
Fig. 3.8 - Edifício com paredes em alvenaria de pedra de junta argamassada [http://casadasbaixas.com/Frente.jpg].	25
Fig. 3.9 - Detalhe de elevação de uma parede em pedra aparelhada.	26
Fig. 3.10 - Alvenaria de pedra de duas faces [http://www.paulojones.com/tecnicas/pedra.php].	26
Fig. 3.11 - Gaiola tridimensional de madeira, característica da construção pombalina, após o sismo de 1755 [Lamego, 2007].	27
Fig. 3.12 - Edifício Gaioleiro [Mascarenhas, 2004].	28
Fig. 3.13 - Influência recíproca entre os estratos de uma parede de três paramentos, com núcleo de fracas características mecânicas [Silva, 2008].	32
Fig. 3.14 - Instabilização local de uma parede de pedra com fraca ligação transversal entre paramentos [Roque, 2002].	33
Fig. 3.15 - Mecanismos de rotura em paredes de alvenaria quando solicitadas no seu plano por cargas horizontais e verticais [Roque, 2002].	33
Fig. 3.16 - Mecanismos de dano sísmico em paredes de edifícios associados à sua fraca ligação das paredes em alvenaria com os restantes elementos estruturais [Silva, 2008].	34
Fig. 4.1 - Procedimentos para avaliação da adequabilidade da injeção [Roque, 2002].	40
Fig. 4.2 - Esquema de reforço-tipo de um edifício existente com soluções de pré-esforço [Roque, 2003].	42
Fig. 4.3 - Diferentes disposições das fitas de FRP em intervenções de reforço [Roque, 2002].	44
Fig. 4.4 - Reparação de fenda localizada com reboco armado com malha de aço electrossoldada [Roque, 2002].	46
Fig. 4.5 - Aspectos construtivos de encamisamento armado com malha de aço electrossoldado [Roque, 2003].	47
Fig. 4.6 - Reforço com “jacketing” das paredes mestras de um edifício do centro histórico de Jelenia Góra - Polónia [Berkowski & Dmochowski, 2001].	48
Fig. 4.7 - Exemplos da melhoria de ligações entre paredes com pregagens em direcções cruzadas [Roque, 2002].	50
Fig. 4.8 - Alguns sistemas de tirantes de ligação entre paredes [Roque, 2002].	51
Fig. 4.9 - Mecanismos de colapso sob acções horizontais [Roque, 2002].	51
Fig. 4.10 - Aplicação de tirantes entre paredes, ao nível dos pavimentos, em edifícios no centro histórico de Palermo, Itália [Roque, 2003].	52
Fig. 4.11 - Reforço dos cunhais, com cadeia de ângulo em cantaria, através da aplicação de gatos metálicos [Roque, 2002].	52
Fig. 4.12 - Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos [Roque, 2002].	53
Fig. 4.13 - Contraventamento da ligação transversal entre paredes [Teobaldo, 2002].	53

Fig. 4.14 - Exemplo da aplicação de pregagens para melhoria das ligação entre paredes e pavimentos de madeira [Roque, 2002].	54
Fig. 4.15 - Pormenores-tipo da ligação entre as varas da cobertura e o coroamento das paredes [Roque, 2002].	55
Fig. 4.16 - Pormenores do reforço de ligação paredes-cobertura [Roque, 2002].	56
Fig. 4.17 - Coroamento das paredes periféricas com cinta de betão armado [Roque, 2002].	57
Fig. 4.18 - Construção típica em zonas sísmicas Gregas [Touliatos, 2001].	57
Fig. 4.19 - Exemplos de amarramento da estrutura com elementos de madeira [Touliatos, 2001].	58
Fig. 4.20 - Exemplos de amarramento da estrutura ao nível do telhado com elementos de madeira [Touliatos, 2001].	59
Fig. 4.21 - Construção Bhatar [Schacher, 2007].	60
Fig. 4.22 - Recomendações de dimensões para a construção Bhatar [Schacher, 2007].	60
Fig. 4.23 - Pormenores de ligações na construção Bhatar [Schacher, 2007].	61
 Fig. 5.1 - Estratégia de modelação de alvenarias [Lourenço, 1996]: (a) parede de alvenaria; (b) micro-modelo detalhado; (c) micro-modelo simplificado; (d) macro-modelo.	64
Fig. 5.2 - Diferentes valores de resistência de tracção e compressão ao longo de cada eixo material. Superfícies de cedência de Rankine e Hill [Lourenço, 1996].	66
Fig. 5.3 - Comportamento típico de alvenarias sob cargas uniaxiais de tracção e definição da energia de fractura (ft representa a força de tracção) [Lourenço, 1996].	71
Fig. 5.4 - Comportamento típico de alvenarias sob cargas uniaxiais de compressão e definição da energia de fractura (fc representa a força de compressão) [Lourenço, 1996].	72
Fig. 5.5 - Comportamento típico de alvenarias sob cargas de cisalhamento [Lourenço, 1996].	72
 Fig. 6.1 - Representação esquemática do conceito de “modelação invertida”	73
Fig. 6.2 - Representação esquemática da parede de alvenaria com reforços em madeira que foi ensaiada – PA1RM.	74
Fig. 6.3 - Configuração típica de ensaios quasi-estáticos no plano, realizados em paredes de alvenaria [Silva, 2008].	75
Fig. 6.4 - Fases de construção da parede PA1NR [Silva, 2008].	76
Fig. 6.5 - “Gaiola” de madeira utilizada para reforço da parede de alvenaria ensaiada.	76
Fig. 6.6 - Gráfico força-deslocamento obtido no ensaio cíclico da parede PA1NR.	77
Fig. 6.7 - Gráfico força-deslocamento obtido no ensaio cíclico da parede PA1RM.	77
Fig. 6.8 - Elementos finitos mais comuns [Barros, 2006].	79
Fig. 6.9 - Representação dos graus de liberdade dos elementos de barra do tipo Poutre utilizados em Cast3m.	80

Fig. 6.10 - Representação da parede e da gaiola de reforço, em CAST3M.	80
Fig. 6.11 - Inércias da secção dos reforços.....	81
Fig. 6.12 - Diagrama tensão-extensão típico do comportamento elástico linear (esquerda) e do comportamento elástico não linear (direita) [http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Mecanica_Meios_Continuos/upgrade/cap5.ppt].	81
Fig. 6.13 – História de deslocamentos horizontais utilizado no Cast3m para simulação do ensaio da parede não reforçada (PA1NR).	84
Fig. 6.14 - Representação do gráfico força-deslocamento obtido no modelo calibrado e do obtido no ensaio da parede PA1NR.	85
Fig. 6.15 - Representação do gráfico força-deslocamento obtido no modelo calibrado para deslocamentos idênticos aos que a parede PA1RM foi sujeita.	86
Fig. 6.16 - Representação esquemática da condição de funcionamento dos reforços de madeira.	87
Fig. 6.17 - Efeito “barril” da parede quando sujeita a esforços de compressão elevados.	88
Fig. 6.18 - Gráfico força-deslocamento obtido na parede reforçada para o história de carga da figura 6.13.	89
Fig. 6.19 - História de carga utilizado no Cast3m para simulação da parede reforçada (PA1RM)	89
Fig. 6.20 - Representação do gráfico força-deslocamento obtido na parede reforçada para a história de carga da figura 6.19.	90
Fig. 6.21 - Efeito Comportamento das ligações observado durante o ensaio.	90
Fig. 6.22 - Comportamento admitido para as ligações.....	91
Fig. 6.23 - Resultados obtidos no modelo numérico com ligações elasto-plásticas dos reforços (vermelho).....	91
Fig. 6.24 - Esforço axial no elemento de reforço mais solicitado.	92
Fig. 6.25 - Momentos flectores no elemento de reforço mais solicitado.	92
Fig. 6.26 - Resultados obtidos no modelo numéricos considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço (preto).....	93
Fig. 6.27 - Esforço axial no elemento de reforço mais solicitado considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço.....	94
Fig. 6.28 - Momentos flectores no elemento de reforço mais solicitado considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço	94
Fig. 6.29 - Resultados obtidos no modelo numérico com geometria dos reforços alterada (azul) e com a geometria inicial (preto).	95
Fig. 6.30 - Energia dissipada (meios ciclos positivos) pela parede não reforçada.	96
Fig. 6.31 - Energia dissipada (meios ciclos negativos) pela parede não reforçada.....	97
Fig. 6.32 - Energia dissipada (meios ciclos positivos) pela parede reforçada.	97
Fig. 6.33 - Energia dissipada (meios ciclos negativos) pela parede reforçada.....	98

.ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Propriedades mecânicas do Adobe e da Taipa [Adaptado de Houben e Guillaud, 1994].	11
Quadro 3.1 - Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes [Pinho, 1997].	23
Quadro 3.2 - Valores característicos da resistência a tracção (f_{tk}) em alvenarias de pedra [Roque, 2002].	29
Quadro 3.3 - Valores característicos da resistência à compressão (f_k) e valores de cálculo do módulo de elasticidade E em alvenarias de pedra [Roque, 2002].	30
Quadro 3.4 - Resistência de cálculo à compressão da alvenaria de pedra (MPa) [Roque, 2002].	31
Quadro 6.1 - Variação volumétrica da parede modelada.	94

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVO, ÂMBITO, JUSTIFICAÇÃO

Esta dissertação surge no seguimento de um trabalho de investigação que está a ser desenvolvido com o objectivo principal de demonstrar que a integração de elementos de reforço em madeira maciça em paredes de alvenaria de Pedra, Adobe e Taipa produz excelentes resultados do ponto de vista de reforço sísmico. Para o demonstrar, estão a ser levados a cabo ensaios experimentais que comprovem esse efeito benéfico, em relação aos quais se estão a desenvolver modelos numéricos que permitam determinar quais as melhores soluções de reforço, sob o ponto de vista da geometria dos reforços, disposição na parede e ligações à mesma.

Como se verá mais à frente, a terra e a pedra sempre foram dos materiais mais utilizados na construção. De facto, estima-se que cerca de 30% da população mundial habite, na actualidade em construções de terra. Muito embora em Portugal, por uma questão cultural, se tenha a ideia que a construção em terra é uma construção de sectores populacionais de baixos recursos económicos, existem exemplos espalhados pelo mundo que contradizem este pensamento. A título de exemplo, temos a Alemanha que há algum tempo se preocupou em fomentar e valorizar este tipo de construção. O pensamento português advém do facto de a terra ser um material (vernacular) abundante na natureza e disponível para todos gratuitamente.

Em sentido contrário surge a construção em pedra. Apesar de ser, também ela, um material (vernacular) disponível na natureza gratuitamente, foi sempre vista como um material de categoria superior. Era o material utilizado nas construções mais ricas e representativas, tais como os monumentos ou habitações dos sectores da população com maiores recursos económicos. O ex-líbris da construção em alvenaria de pedra é a alvenaria de cantaria.

Tratam-se, tal como supracitado, de dois materiais largamente utilizados na construção em Portugal. As construções em terra são, ainda actualmente, observáveis em vários edifícios antigos que testemunham as diversas técnicas construtivas em terra. Embora exista pontualmente em outras zonas, a construção em taipa é muito abundante nas zonas do Alentejo e Algarve. As construções em adobe (tijolo de barro cozido por processos não industrializados) localizam-se em vários distritos, tais como, Setúbal, Évora, Portalegre, Santarém, Leiria, Coimbra e Aveiro, sendo em maior número nos distritos a sul e em menor número nos distritos mais a norte. Também nas ilhas que compõem o arquipélago dos Açores existem diversas construções em terra. As construções em pedra são, ainda nos dias de hoje, muito abundantes, principalmente nas zonas rurais, quer em construção nova, quer em construção antiga e nos centros históricos das maiores cidades nacionais, como Lisboa e Porto.

Muito embora o senso comum nos diga que as construções em pedra são muito mais resistentes do que as construções em terra, a verdade é que apresentam problemas muito semelhantes quando são sujeitas a acções horizontais (sobretudo as acções sísmicas). Tal como se poderá ver, este problema está, em grande parte relacionado com as ligações entre elementos estruturais que são inexistentes ou inadequadas. Sendo o sul de Portugal e o arquipélago dos Açores zonas sísmicas, onde se prevê que ocorra, num futuro relativamente próximo um sismo de grande magnitude, torna-se necessário estudar formas de reforço estrutural que sejam eficientes e económicas. Esta teoria é cada vez mais suportada pelo aumento dos pequenos sismos que se têm verificado no nosso país. Lembre-se, ainda, que já não existe um grande sismo em Portugal desde o sismo de 1755, que teve efeitos devastadores sobretudo no sul do país com destaque para Lisboa.

Assim sendo, esta dissertação, ao integrar o trabalho de investigação supracitado, pretende comprovar que o reforço com elementos de madeira maciça de paredes de alvenaria de pedra, adobe e taipa pode ser uma solução económica e eficaz que permita minimizar os efeitos de um sismo que no futuro poderá afectar o território nacional.

1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TEMA

Como se sabe, as acções sísmicas têm um poder devastador sobre estruturas frágeis, sem tridimensionalidade, ou seja, sem contraventamento ou elementos de confinamento. São vários os exemplos de destruição que resultam destas acções como por exemplo o sismo que afectou os Açores em 1998 e que destruiu, total ou parcialmente edifícios com comportamento frágil face a estas acções. As figuras seguintes documentam alguns desses casos.



Fig.1.1 – Imagens de edifícios destruídos total ou parcialmente pelo sismo de 1998 nos Açores.

[\[http://www.casadosacores.com/tf1.htm\]](http://www.casadosacores.com/tf1.htm).

Assim sendo, cabe-nos a nós, Engenheiros Cívicos, encontrar formas de reforço destas estruturas de modo a prevenir tais catástrofes. É certo que já existem diversas técnicas de reforço com resultados excelentes mas todas elas com um denominador comum: o elevado custo de aplicação. Sendo nossa função, enquanto engenheiros, o de adoptar soluções económicas e funcionais, há que procurar novas tecnologias que permitam aliar estes dois factores, cada vez mais importantes na engenharia moderna, e em especial na reabilitação. É sobre este prisma que surge o trabalho de investigação em curso, no âmbito da tese de doutoramento do Prof. Paulo Mendes. Este estudo tem como grande objectivo procurar soluções de cintagem das estruturas com elementos de madeira maciça, que permitam a sua implementação em obra de forma económica e com resultados de grande qualidade.

Esta dissertação representa mais uma etapa deste estudo. Pretende-se, no presente trabalho modelar um conjunto de ensaios sobre provetes de alvenaria sem reforços e com reforços em madeira. Este processo é conhecido como “modelação invertida”, isto é, o modelo é construído e adaptado ao ensaio. Com os resultados do ensaio faz-se a calibração do modelo para mais tarde se puderem simular novas condições e, assim, tirar conclusões mais vastas. Porém, não foi esquecido o facto de esta ser uma dissertação no ramo de construções. Assim sendo, este trabalho pode ser dividido em dois grandes grupos. O primeiro, mais representativo do ramo de Construções, pretende descrever sobre o ponto de vista arquitectónico e tecnológico o património existente em alvenaria de pedra, adobe e taipa, com especial destaque para as patologias estruturais devidas a acções sísmicas. Neste primeiro grupo inclui-se ainda uma descrição, sob o ponto de vista tecnológico, das técnicas de reforço estrutural existentes no mercado, dando-se, mais uma vez, especial destaque ao reforço sísmico de edifícios. No segundo grupo apresenta-se o modelo numérico construído no âmbito do presente trabalho. Neste grupo pretende-se uma primeira aproximação do leitor à modelação numérica de paredes de alvenaria e, também, a apresentação e descrição do modelo construído dos resultados nele obtidos.

Assim sendo, com este trabalho, pretende-se dar mais um passo para a investigação que está a ser levada a cabo no âmbito da tese de doutoramento do professor Paulo Mendes.

1.3. BASES DO TRABALHO DESENVOLVIDO

O trabalho desenvolvido teve por base diversos tipos de documentos tais como livros, dissertações de mestrado e doutoramento e comunicações de conferências. Todos os documentos utilizados têm descrição mais pormenorizada na bibliografia. No entanto, de todos os documentos utilizados podem-se destacar os seguintes:

- o livro de Houben e Guillaud, “Earth construction: a comprehensive guide”, referência [18];
- o livro de Fernando Pinho, “Paredes de edifícios antigos em Portugal”, referência [31];
- as teses de Mestrado de João Roque e Rui Silva, da Universidade do Minho, com os temas, respectivamente, “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria” e “Caracterização Experimental de Alvenaria Antiga: Reforço e Efeitos Diferidos”, referências [33] e [37] respectivamente;
- a tese de Doutoramento de Cristina Costa, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com o tema “Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra”, referência [11].

Para o desenvolvimento da simulação numérica dos ensaios realizados pelo Prof. Paulo Mendes, no âmbito da tese de doutoramento em curso, foi ainda utilizado o manual do software CAST3M.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida, para além do presente capítulo que pretende apresentar a dissertação e aproximar o leitor ao tema tratado, em mais 6 capítulos (capítulos 2 a 7).

No capítulo 2 apresenta-se a construção em terra. Faz-se uma introdução histórica ao tema, para depois se descrever as tecnologias associadas às técnicas construtivas em terra. Para terminar apresentam-se as principais patologias destas construções, com realce especial para as que são originadas por acções dinâmicas do tipo sismo.

O capítulo 3 é um capítulo em tudo idêntico ao anterior. A estrutura deste capítulo é a mesma do anterior, mas, neste caso, o tema é a construção em pedra;

No capítulo 4 apresentam-se as diversas técnicas de reforço estrutural de paredes numa perspectiva das tecnologias de aplicação dessas mesmas técnicas, com especial destaque para técnicas de reforço sísmico. Faz-se ainda a descrição de algumas formas de reforço sísmico de estruturas com a utilização de elementos em madeira;

No capítulo 5 apresentam-se, de um modo simplificado, os diferentes modelos – macro e micro modelos – disponíveis para modelar alvenarias e também alvenarias reforçadas com elementos de madeira;

No capítulo 6 descreve-se a modelação numérica de um dos ensaios realizados pelo Eng. Paulo Mendes, no software CAST3M (CEA, 2003). Utilizando uma técnica que pode ser genericamente definida como “modelação invertida”, representa-se numericamente os ensaios experimentais realizados sobre um provete real de alvenaria de pedra sem reforços e com reforços com elementos de madeira (tipo cintagem).

No capítulo 7 faz-se finalmente o resumo dos principais resultados obtidos, assim como de possíveis desenvolvimentos do presente trabalho, nomeadamente no que se refere ao trabalho numérico original ajustado no capítulo 6 e que, por razões de óbvias limitações de tempo, não atingiu o desenvolvimento potencial que o Cast3m pode proporcionar à investigação em curso.

2

CONSTRUÇÃO EM TERRA

2.1. BREVE HISTÓRIA DA CONSTRUÇÃO EM TERRA

A construção em terra deriva da construção vernácula, que corresponde à utilização de matérias e recursos do ambiente onde se insere a construção, apresentando, portanto, carácter local ou regional.

De acordo com Houben e Guillaud (Houben e Guillaud, 1994), as primeiras construções ou casas em terra crua datam de há cerca de dez mil anos, na cidade mais antiga do mundo, Jericó. Desde então, a terra tem sido um dos materiais de construção mais utilizados. Estima-se que, hoje em dia, cerca de 30% da população mundial vive em edifícios de terra que vão desde simples casas térreas a palácios, incluindo os edifícios com mais de dez andares existentes na cidade de Shibam no Iémen.



Fig.2.1 – Cidade de Shibam (Iémen) [<http://www.traveladventures.org/continents/asia/images/shibam05.jpg>].

Na Europa, as primeiras povoações surgem cerca de 6000 anos antes do nascimento de Cristo, sendo as habitações primitivas da Tesalia e Costa do Mar Egeu em tecidos de madeira e argila que viriam a evoluir para construções em tijolo seco ao sol (4600 a.C.). No norte da Europa, este tipo de construção foi substituída por estruturas em madeira e terra, acabando por se generalizar durante a Idade do Bronze (1800-570 a.C.) na Europa Central, constituindo-se como a construção típica das culturas do rio Danúbio. O período Micénico fica marcado pela construção de inúmeras fortalezas no final da

Idade do Bronze como forma de resistir aos ataques dos Dórios (ou Dóricos). Estes muros ciclópicos em pedra vieram substituir muros em terra construídos para protecção das habitações da Acrópole.

No período Minóico Médio (1900-1600 a.C.), tal como o comprovam escavações arqueológicas e maquetas cerâmicas existentes no Museu de Creta, as casas tinham entre um ou dois andares e eram em madeira, cal e tijolos cozidos ao sol. Na Grécia Continental, no período seguinte às invasões dos Dóricos (1100-700 a.C.), voltou-se à construção em madeira de acácia coberta com barro. Na cidade de Esmirna (Turquia), de acordo com as escavações de R. V. Nicholls, as casas, ovais e sem fundações ou base, tinham pórticos em arco e eram protegidas, exteriormente, por grossas paredes em tijolo de terra. Em meados do século III a.C., a cidade de Atenas era constituída por “densos quarteirões construídos em tijolos de terra, com telhados de telha ou palha” (Houben e Guillaud, 1994). O uso destes tijolos de terra subsistiu até ao século I a.C.

Estudos arqueológicos levados a cabo na Síria há três décadas revelam a influência, na Fenícia (Reinado Fenício na zona do mediterrâneo), onde as primeiras povoações surgiram seis mil anos antes do nascimento de Cristo, das culturas vizinhas (Jericó-Munhata) que usavam tijolos de terra na construção. Com o declínio do uso da pedra de Tire (Líbano), a construção em terra ganhou maior enfoque na construção de telhados e estruturas rurais. Apesar das construções em taipa observáveis no Líbano e Síria não terem origem bem definida, esta técnica construtiva foi utilizada, tal como comprovam escavações efectuadas no local, para a construção das povoações em Cartago (820 a.C.) aquando da transferência da civilização Fenícia para a costa Mediterrânea. Na altura esta técnica construtiva, também muito utilizada em Espanha, era conhecida como “*terra moldada*”.

Também a cidade de Roma sofreu influências, embora que indirectas através da Etrúria (país antigo situado na actual Itália), de terras Helénicas. As habitações das sete colinas, que eram cabanas de madeira cobertas com palha passaram, lentamente, a habitações com paredes em tijolo de pedra. Os primeiros monumentos públicos e sagrados foram construídos em terra embora tenham sido rapidamente substituídos pela pozolana e mármore e estes, mais tarde, pelo travertino. No entanto, até à era Augustina, os tijolos cozidos ao sol eram ainda o material mais usado na construção mais modesta embora, no exterior das cidades, também se usasse o tijolo em terra não cozido. Na Idade do Ferro (750 a.C.–50 d.C.), no território Gaulês e Celta, as casas eram em madeira com coberturas com elementos vegetais (casca de árvore impermeável como a bétula, palha, folhas de palmeira, etc.) ou com elementos tipo adobe. Antes de se generalizar o uso do tijolo cozido pelo Império Romano, “o tijolo não cozido era muito usado na Gália Cisalpina em estruturas rurais e até em estruturas urbanas” (Houben e Guillaud, 1994). Em Lugdunum (capital da Gália e actual cidade de Lyon), escavações encontraram estruturas em madeira preenchidas com terra com cobertura de elementos vegetais. Ainda em Lyon, em 1952, surge o verbo Latino *pinsare* (em Francês *pisé*) que designa a construção em taipa.

No período de declínio da Idade Média, as construções voltaram às estruturas mais rudimentares em madeira serrada longitudinalmente, que predominaram até ao final da Idade Média. Só no século XVIII a construção em terra voltou a ser utilizada na Europa. Com as ideias de levar electricidade ao interior das habitações, a construção em taipa sofreu admiráveis desenvolvimentos, sendo consideradas como construções baratas, duráveis e salubres. A construção em terra durou até a década de 50 do século XX, tendo sido largamente usada nos anos que se seguiram à Segunda Guerra Mundial (1939–1945) período de grandes necessidades de reconstrução de habitações para os desalojados. No entanto, desde então a construção em terra caiu em desuso.

Hoje em dia existem ainda muitas cidades que testemunham o uso da terra como material de construção importante tais como Bogotá (Colômbia), Santa Fé (Estados Unidos) ou a já citada Shibam (Iémen). Monumentos como a Muralha da China, o Palácio de Alhambra (1248-1354) em Granada ou

o Palácio de Potala (1645-1694) em Lassa, Tibete são provas vivas de construções em terra, de grande qualidade e ainda hoje em muito bom estado.



Fig.2.2 – Exemplos de construções em terra ainda existentes (Muralha da China e Palácio de Alhambra)
[Rostam, 2008 e http://www.caitloon.com/Patio_de_los_Arrayanes.jpg].

Em Portugal existe ainda um importante legado de construções em terra que necessitam de ser preservadas e reabilitadas. Na actualidade existem ainda inúmeras construções neste material, principalmente no sul do país e arquipélago dos Açores. Estas são muito variadas, desde edifícios rurais a edifícios urbanos de grande porte, como também muros, igrejas ou armazéns. As técnicas construtivas em terra foram muito utilizadas até meados do século XX, altura em que o desenvolvimento de novos materiais de construção com destaque para o betão armado e bloco cerâmico levou ao declínio das formas construtivas tradicionais. No entanto, o tema Sustentabilidade na Construção tem vindo, cada vez mais a crescer, surgindo a terra como um material muito importante para a viabilização da construção sustentável.

2.2. PAREDES DE TERRA

Embora existam outros tipos de paredes construídas em terra crua, o presente trabalho refere-se apenas às paredes em taipa e em adobe, as mais representativas deste tipo de construção.

Para a construção em terra devem-se ter alguns cuidados, a saber:

- Fundações em alvenaria de pedra, tijolo ou mesmo betão, 0,25 a 0,60 m salientes em relação ao solo, para evitar efeito da humidade ascensional; Esta acção facilita ainda o nivelamento inicial dos trabalhos; Para garantir eficazmente a não ascensão de humidades podem-se colocar, entre as fundações e as paredes, placas de ardósia;
- A construção das paredes deve ser levada a cabo na primavera para melhor secar durante o verão;
- As casas devem ter apenas um piso, eventualmente com sótão;
- A cobertura deve ser o mais leve possível e convenientemente ligada às paredes;
- A forma do edifício deverá ser regular e simétrica, idealmente de planta rectangular;
- Os vãos não devem ser muito grandes;
- As paredes devem desenvolver-se de forma contínua em ambas as direcções;
- Presença do nível freático a profundidade adequada;
- Definição de uma solução estrutural robusta;

- Primeiro executa-se o reboco interior e só alguns dias depois o reboco exterior. Estes trabalhos devem ser executados no verão quando a parede estiver seca.



Fig.2.3 – Parede em taipa (esquerda) [<http://patriciagrayinc.blogspot.com/2009/07/rammed-earth-walls.html>] e adobe (direita) [<http://timpanogos.files.wordpress.com/2007/07/1445-taos-adobe-wall.jpg>].

2.2.1. PAREDES DE TAIPA

Em termos simplistas podemos dizer que a taipa é uma técnica construtiva monolítica baseada na compactação de terra entre taipais que, normalmente, são tábuas de madeira e que podem ser imediatamente removidas após a compactação. Trata-se de um processo de compactação de uma mistura de solo mais seco, mas de consistência húmida, que tenha as proporções adequadas de areia, cascalho e argila (10 a 20%) num molde que define a secção da parede. O facto de se usar um solo com as características citadas faz com que esta técnica construtiva se encontre com maior frequência em zonas mais secas. Na antiguidade, os estabilizadores de material mais usados eram a cal e o sangue animal, enquanto que nos tempos modernos passou-se a usar o cimento. A título de curiosidade pode-se dizer que o processo de cura (secagem e endurecimento) pode demorar até 2 anos.

Em Portugal, as paredes em taipa surgiram há cerca de 2500 anos e foram, em tempos, a solução habitacional de populações de baixos recursos e de zonas de solo barrento por se tratar de um material com boas características térmicas e acústicas, económico e incombustível. No entanto, tem muito má estabilidade quando sujeito a efeitos sísmicos razão pela qual não devem ser construídos edifícios muito altos. Para além disto, apresentam fraco comportamento face à água no estado líquido, razão pela qual devem apresentar mecanismos para minorar esse efeito nocivo.

Tal como já foi referido, o material mais utilizado na construção em taipa era a terra argilosa embora se pudessem utilizar outros tipos de terra. Antes da confecção da taipa era feito um ensaio à terra, devidamente limpa de substâncias vegetais e pedras de grandes dimensões, constituído por fases que a seguir se descrevem [Pinho, 2000]:

- Amassava-se a terra com água, colocando-a por camadas num molde prismático (0,50m de lado);
- Todas as camadas eram bem comprimidas e tinham uma espessura (altura) de 0,10m cada;
- Uma vez cheio, tapava-se o molde com um taipal de madeira;
- Ao fim de uma semana o molde era retirado e a terra deixada em repouso;
- Alguns meses depois avaliava-se a evolução da consistência;
- A análise dos resultados obtidos determinava a utilização ou não da terra para a construção pretendida.

De uma forma resumida, a concepção de paredes em taipa pode ser descrita em 5 passos:

1. Montagem dos moldes que eram formados por taipais de madeira (enxameís) com cerca de 3m a 4m de comprimento e 1m de altura, dispostos paralelamente, deixando, entre si, um intervalo correspondente à espessura da parede; Uma vez montados os taipais colocava-se, entre estes, a terra ligeiramente húmida, em camadas de cerca de 0,10m de espessura (altura);
2. Compactação da terra até que a espessura referida no ponto anterior fosse reduzida a metade. Para tal eram usados maços semelhantes aos apresentados na figura 2.5, enquanto que hoje em dia se utiliza um compressor mecânico;
3. Colocação da fiada seguinte com espessura idêntica à primeira e compactada da mesma forma;
4. Enchimento do molde por sucessivas camadas com espessura e modo de compactação idêntico aos descritos. O enchimento dos moldes, fazia-se por fiadas horizontais e por troços correspondentes ao comprimento dos taipais;
5. Taipais são retirados deixando a parede de Taipa visível.

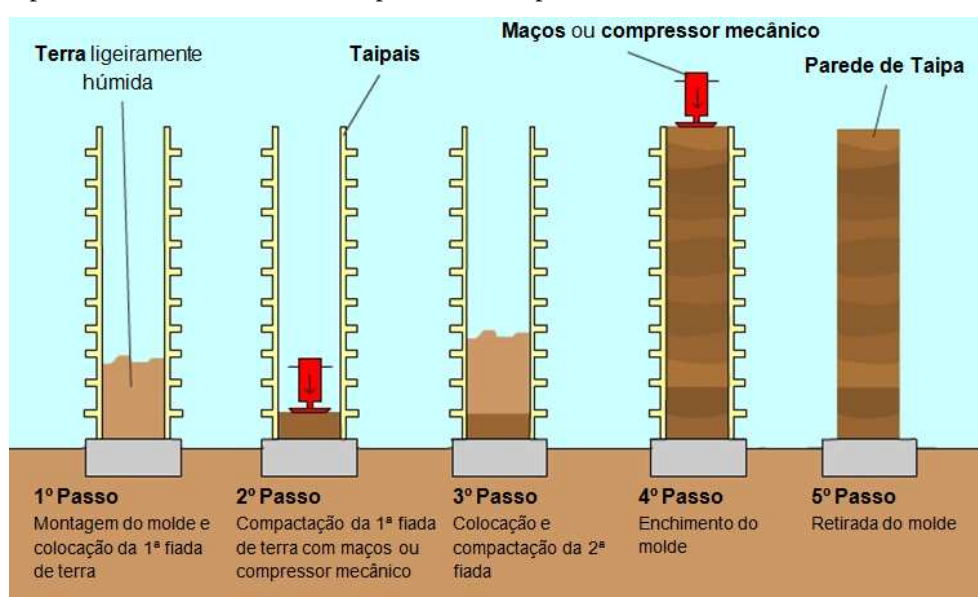


Fig.2.4 – Processo de concepção de paredes de taipa [Adaptado de Rostam, 2008].

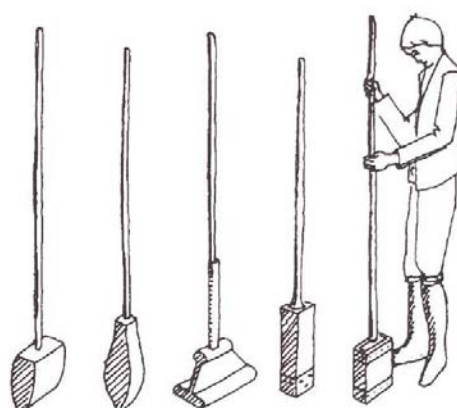


Fig.2.5 – Ferramentas para a construção em taipa [Rostam, 2008].

Para além da metodologia referida há que salientar as seguintes especificações adicionais:

- Quando se tinham que mudar os taipais, para colocação de novas camadas de terra, interrompia-se a camada que estava a ser executada, com inclinação nas juntas e na face superior que variava dos 45° aos 60°;
- Quando as paredes apresentavam desenvolvimento vertical muito elevado a espessura das mesmas era variável em altura e podiam ser reforçadas com um esqueleto de madeira embebido no interior;
- Os vãos das portas eram guarnecidos com tijolo, pedra ou madeira; As padieiras eram, na maioria das vezes, em madeira;
- A forma de conceber estas estruturas requer alguma perícia necessitando de cuidados especiais no fabrico do molde, na forma de compactar e nos remates e embasamento para evitar a penetração de água;
- Por vezes, quando a argila era demasiado retráctil, juntava-se palha à taipa. Esta reduzia o efeito retráctil da argila e tornava melhor o comportamento higrotérmico da parede.

2.2.2. PAREDES DE ADOBE

O adobe é a técnica construtiva em terra mais comum. É utilizada em regiões pouco secas, uma vez que, para o seu fabrico, se usa um solo bastante argiloso (até 30% de argila) mas muito arenoso, ao qual se junta água até se obter uma pasta semi-dura (15% a 30% de água). O fabrico destes blocos consiste em modelar pequenos blocos à mão ou em molde, normalmente em madeira, sendo desenformados ainda no estado fresco. Após isto, o tijolo cru ou adobe é seco ao sol. Tal como a Taipa, como a argila é bastante retráctil, é usual reforçar o adobe através da mistura de palha ou outras fibras vegetais para fazer frente a este comportamento dos solos argilosos. Ao fim da 4ª semana de secagem faz-se o teste de qualidade dos blocos que consiste em: se o bloco resistir ao peso de um homem pode ser usado, se não resistir tem que adicionar se mais argila à mistura para fabrico do adobe, para aumentar a resistência mecânica após fabrico.

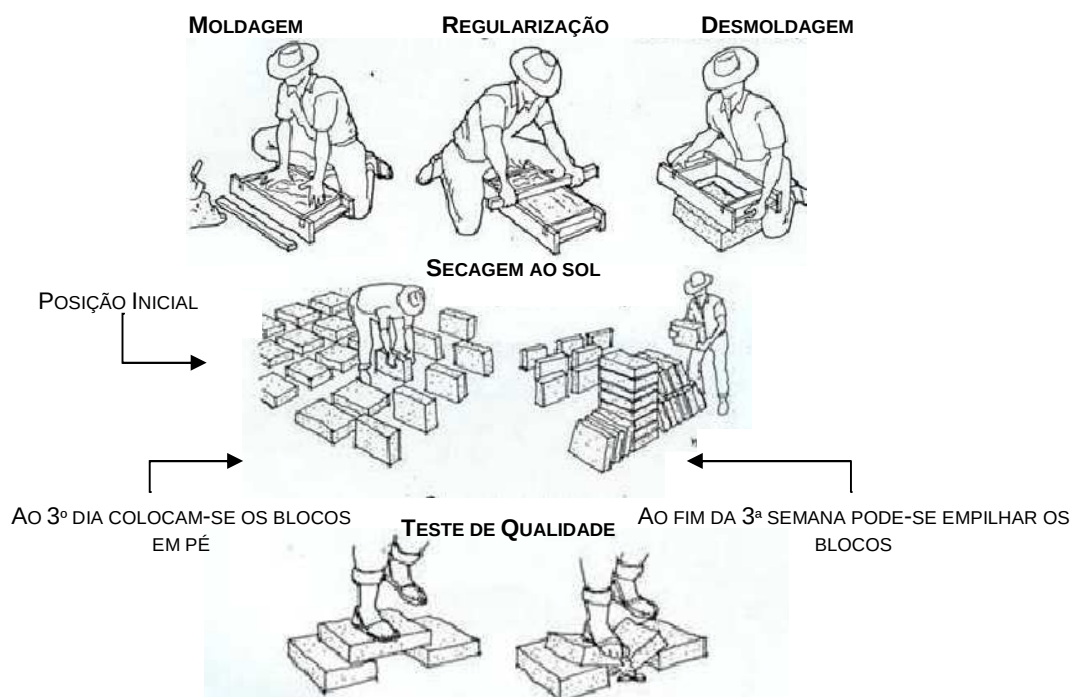


Fig.2.6 – Processo de fabrico do adobe [Adaptado de Fernandes, 2007].

Tal como a taipa, as construções em adobe têm um comportamento deficiente face à chuva pelo que, tal como referido acima, não devem assentar directamente no solo. A partir das fundações acima descritas começava o assentamento dos adobes. Para a ligação entre blocos utilizava-se, inicialmente, a argila amassada com água. Com o passar dos tempos passou-se a usar argamassa ordinária.

2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS PAREDES DE TERRA

De acordo com Houben e Guillaud (1994) “é de consenso geral que a terra é um material pesado com resistência à compressão baixa”. Fazendo uma comparação com o betão, pode-se dizer que, grande parte das construções em terra apresentam resistência à compressão e comportamento semelhante ao betão de baixa resistência ou seja, a um betão magro (pobre em cimento).

Quadro 2.1 – Propriedades mecânicas do Adobe e da Taipa [Adaptado de Houben e Guillaud, 1994].

Propriedade	Unidade	Adobe		Taipa	
		(1)	(2)	(3)	(4)
Resistência à compressão aos 28 dias*	MPa	≈2	2 a 5	≈2	2 a 5
Resistência à compressão, quando molhado, aos 28 dias**	MPa	0 a 0,5	-	0 a 0,5	>2
Resistência à tracção aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	1 a 2
Resistência à flexão aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	-
Resistência ao cisalhamento aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	-
Coeficiente de Poisson	-	-	-	-	0,15 a 0,35
Módulo de Young	MPa	-	700 a 7000	-	700 a 7000
Densidade aparente	Kg/m ³	1200 a 1700	1200 a 1700	1700 a 2200	1700 a 2200
Uniformidade de dimensões	-	Razoável	Razoável	Fraca	Fraca

* +40% ao fim de um ano; +50% ao fim de dois anos

** 24h em água

(1) método de moldagem de areia

(2) estabilizado com 5 a 9% de emulsão betuminosa

(3) comprimido a 90-95% pelo Proctor padrão

(4) como em (3) mas estabilizado com 8% de cimento

Um dos factores que, tal como já referido, influi no comportamento das construções em terra é o seu comportamento face à água. Como consequência desse facto, muitos têm sido os ensaios realizados para determinar esse comportamento. Para tal têm-se usado os ensaios convencionais usados para outros materiais – imersão total e parcial, gelo-degelo, ciclos de molhagem-secagem e pulverização –

com as devidas alterações. Porém, os resultados obtidos em amostras isoladas não são, muitas das vezes, condizentes com os se verificam na prática.

2.4. PATOLOGIAS DAS CONSTRUÇÕES EM TERRA

Tal como já foi referido, as construções em terra são particularmente vulneráveis à acção da água e às acções dinâmicas, particularmente à acção sísmica. Como se pode ver na figura 2.7, este comportamento deve-se essencialmente à inexistência de ligações adequadas entre as diferentes partes da estrutura. Esta vulnerabilidade é ainda mais evidente pela falta de manutenção e deterioração dos elementos de protecção (drenagem, revestimento,...). Estas características conduzem, geralmente, ao colapso por rotação das paredes de contorno exterior.

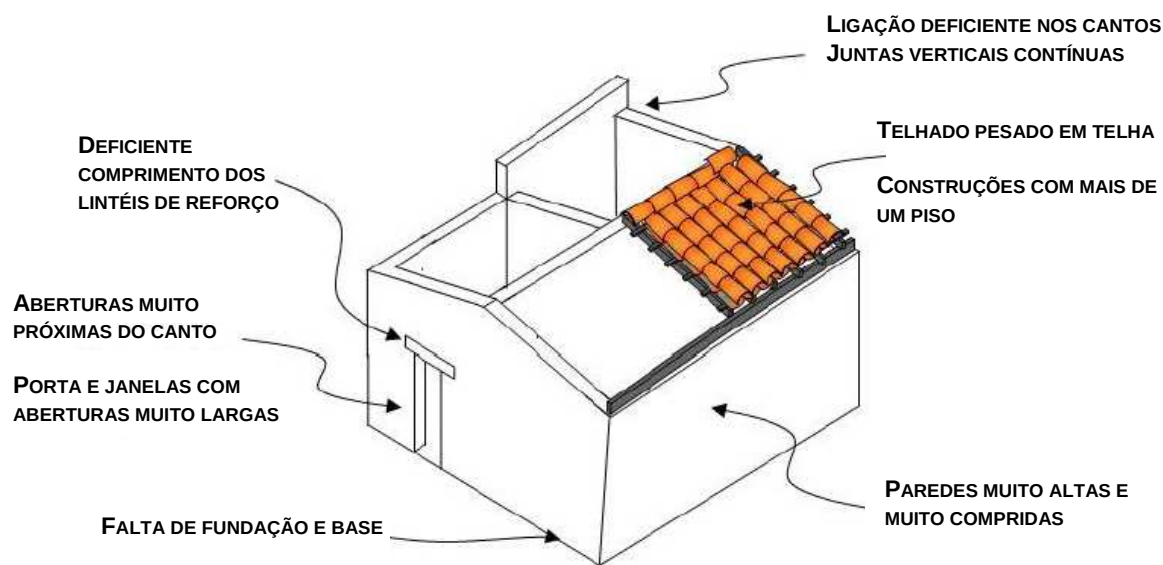


Fig.2.7 – Causas típicas de patologias estruturais em casas de Abode [Peña e Lourenço, 1996].



Fig.2.8 – Rotura parcial de casas de Abode [Alcocer, Durán, Flores, Gutiérrez e Reyes, 2003].

2.4.1. PATOLOGIAS ESTRUTURAIS CORRENTES

As patologias nas estruturas de terra não têm necessariamente que ver com o material construtivo. De facto, estas patologias poderão surgir de problemas do terreno de fundação, de desastres naturais, entre outros, principalmente quando as estruturas são mal construídas ou têm manutenção deficiente. De referir que, tal como para todas as outras estruturas, algumas das patologias estruturais podem provocar danos irreversíveis.

As patologias estruturais aparecem, normalmente, sob a forma de pequenas fendas podendo, contudo, também ser devidas à acção de agentes externos ou devidas a defeitos de natureza físico-química. Os defeitos estruturais podem ser: fendas estruturais, fendas de retracção, distorções, colapso e decomposição do material.

a) Fendas Estruturais

Normalmente, as fendas estruturais aparecem quando a capacidade do material resistir a tensões de tracção, grandes compressões, forças de penetração ou tensões de flexão é excedida. Podem resultar ora de defeitos estruturais, ora de alterações ao edifício, ora de acidentes. Podem ser localizadas ou ocorrer de forma generalizada em todo o corpo das paredes.

b) Fendas de Retracção

Normalmente resultam da fraca qualidade/controlo da qualidade da terra (excesso de argila, por exemplo) ou da construção (secagem muito rápida, por exemplo). Podem também resultar de ciclos repetidos de molhagem e secagem. Estas fendas são verticais e regularmente espaçadas o que permite, facilmente, identificá-las.

c) Distorções

Tensões muito elevadas podem provocar a distorção das paredes, fenómeno frequentemente acompanhado pelo aparecimento de fendas.

d) Colapso

Pode ser provocado pela perda de resistência do material ou pelo aumento de tensões que enfraquecem a estrutura. Também as acções variáveis acidentais (por exemplo sismos) podem contribuir para o enfraquecimento da estrutura.

e) Decomposição do Material

Pode ser provocada pela alteração da estrutura química e mineralógica do solo que provoca perda de coerência levando a desagregação. Pode resultar da presença de água, humidade, calor ou frio excessivos. A introdução de sais e parasitas orgânicos pode também alterar a estrutura do material.

As principais causas para os defeitos estruturais são:

- Tensões para as quais a terra não apresenta bom comportamento – a terra funciona bem à compressão e tem pouca resistência a outros esforços, nomeadamente de tracção;
- Humidade contínua – diminui a resistência do material (mesmo à compressão);
- Solo de fundação de fraca qualidade – não garante a transmissão de esforços da estrutura para o solo;
- Construção de fraca qualidade – má qualidade do material, falta de protecção no topo e no fundo das paredes em relação à acção da água, aberturas mal dimensionadas ou localizadas, etc;
- Outras causas – influências climáticas e acções de organismos vivos.

2.4.2. PATOLOGIAS ASSOCIADAS À HUMIDADE

Como já se referiu atrás, as estruturas de terra são particularmente vulneráveis à acção da água. Quando a água se aproxima ou entra num edifício, este, para além de correr o risco de deterioração, pode tornar-se desconfortável ou insalubre. De acordo com Houben e Guillaud (1994) para a água poder ter este efeito nocivo têm que coexistir as três condições que a seguir se apresentam:

- A água deve estar presente na superfície do edifício;
- Deve haver uma abertura nessa superfície, tal como uma fenda ou uma janela, que permita a entrada da água;
- Deve haver uma força (que pode ser uma pressão, a gravidade ou a acção da capilaridade) que facilite a entrada da água pela abertura.

Os pontos mais frágeis e mais vulneráveis à acção da água são o topo e o fundo das paredes. Porém, há outros pontos frágeis, tais como, aberturas, parapeitos de janelas ou fronteiras entre materiais (tais como terra e madeira). O efeito da água pode ser diminuído pela existência de fundações de boa qualidade e uma correcta condução da água na base, protegendo as paredes no topo (telhado saliente em 0,50m e correcta condução da água) e reduzindo as possibilidades de condensações. As fendas ou outras patologias que permitam a penetração da água devem ser eliminadas com recurso a uma correcta manutenção das fachadas do edifício. A superfície das paredes em terra não deve nunca ser impermeável de modo a permitir que a parede respire e a garantir a permeabilidade ao vapor de água. Pode-se, ainda, intervir sobre as forças que ajudam à penetração de água, embora seja muito mais complicado.

A melhor estratégia passa por afastar a água das zonas mais vulneráveis deste tipo de paredes através de beirados de protecção exterior e outras disposições construtivas ou arquitectónicas adequadas. De referir, ainda, que a água que, por exemplo, resulta acção da chuva não é particularmente nociva se, em seguida, evaporar rapidamente.

2.4.3. PATOLOGIAS ESTRUTURAIS DE ORIGEM SÍSMICA

Como se sabe, Portugal está em risco iminente de ser atingido por um sismo de grande magnitude, depois de o último grande sismo ter ocorrido há já muito tempo (1755). O poder devastador dos grandes sismos tem vindo a ser demonstrado ao longo do tempo. Provas disso mesmo são por exemplo, o sismo de Bam (Irão) em 2003, que terá conduzido a mais de 26.000 mortos, e o recente sismo em Port-au-Prince (Haiti) já em 2010, que provocou mais de 200.000 mortos e que levaram à destruição praticamente total do património das cidades envolvidas. A razão, em ambos os casos, para a ocorrência desta calamidade passou pela construção inadequada, baseada na deficiente concepção e execução estrutural associada a um amplo uso de terra na construção. Os danos estruturais mais recorrentes, devido à acção dinâmica de um sismo encontram-se ilustrados na figura 2.10.



Fig.2.9 – Cidade de Bam antes (esquerda) e depois (direita) do sismo de 2003
http://www.studentsoftheworld.info/sites/country/img/19625_large_Bam.jpg e
<http://www.iranmap.com/images/cities/bamafter.jpg>.

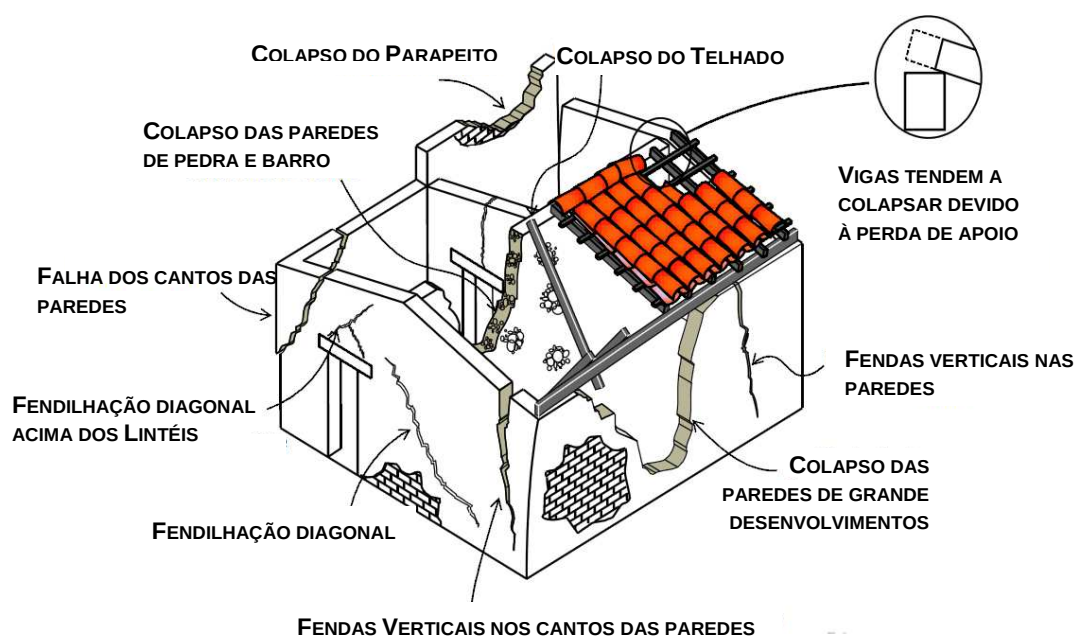


Fig.2.10 – Modos de rotura típicos de casas de adobe [Peña e Lourenço, 1996].

As estruturas existentes reflectem, como é natural, o estado do conhecimento à data da construção pelo que poderão conter tanto erros grosseiros e invisíveis, quer na concepção quer na execução, como danos não visíveis decorrentes de acções do passado. Assim sendo, é de grande importância a avaliação quer da segurança estrutural quer das medidas de intervenção. Como é natural, os regulamentos para as construções novas não podem, em geral, ser aplicados ao património arquitectónico, acção que poderia levar à perda de autenticidade. No entanto, a possibilidade de fazer ensaios sobre a estrutura existente e respectivos materiais, assim como a observação do comportamento da estrutura, podem levar a um conhecimento mais profundo do que no caso de uma estrutura nova. Para o reforço estrutural sísmico de edifícios em terra há que ter em conta os seguintes aspectos (ver figura 2.11):

- i. Os erros grosseiros devem ser eliminados;
- ii. Nos edifícios muito irregulares, a regularidade em planta e em altura deve ser melhorada;

- iii. Aumentar a ductilidade das secções e elementos mais frágeis;
- iv. O aumento de resistência não deve conduzir à redução considerável da ductilidade global;
- v. As ligações inadequadas (entre paredes e pavimentos e entre paredes transversais) devem ser melhoradas;
- vi. Os impulsos horizontais sobre as paredes transversais devem ser eliminados.

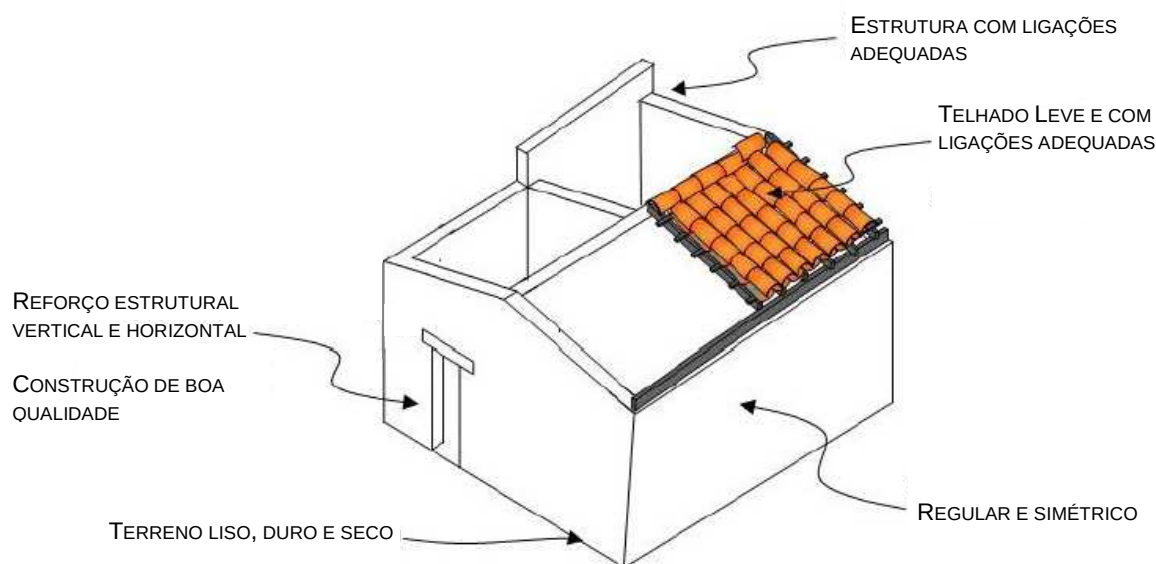


Fig.2.11 – Principais recomendações para o melhoramento do comportamento estrutural [Peña e Lourenço, 1996].

Para além disto, podem-se admitir algumas dimensões geométricas mínimas que as estruturas em terra deverão cumprir como forma de melhoramento do comportamento sísmico (figura 2.11), a saber:

- i. A altura das paredes deverá ser inferior a 7 vezes a espessura e com um máximo de 3,5m;
- ii. O comprimento livre das paredes deve ser inferior a 10 vezes a espessura com um máximo de 5m; Caso se verifiquem comprimentos superiores há que prever a existência de contrafortes de reforço pelo exterior;
- iii. As aberturas deverão ter largura máxima de 1,20m (com um máximo de um terço do comprimento) e os elementos entre as aberturas deverão ter largura mínima de 1,20m;
- iv. Os lintéis deverão ser prolongados para os dois lados da abertura, num comprimento nunca inferior a 0,30m;
- v. A espessura mínima das paredes é de 0,40m (as paredes de taipa devem ser efectuadas com espessura variável em altura com um mínimo de 0,30m no topo);
- vi. As fundações deverão ter largura entre uma vez e duas vezes a espessura da parede, dependendo da qualidade do solo e da altura do edifício; A profundidade mínima é de 0,40m.

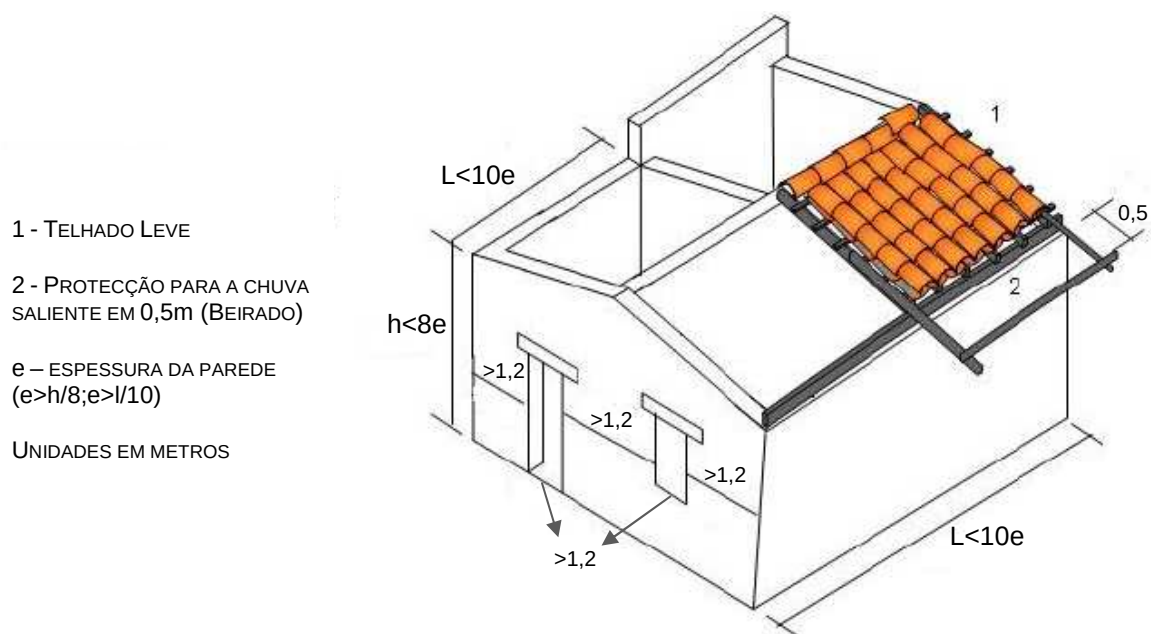


Fig.2.12 – Recomendações relativas a dimensões (valores em metros) [Peña e Lourenço, 1996].

3

CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA

3.1. BREVE HISTÓRIA DA CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA

Os primeiros materiais utilizados na arquitectura Grega e Egípcia eram matérias vernaculares, a saber [Crocí, 1998]:

- Terra – era moldada à forma da parede e seca ao sol, sendo muitas vezes combinada com canas ou palha. Era o material mais barato e foi especialmente utilizado na Mesopotâmia e nas regiões do Nilo;
- Blocos – considerados o primeiro elemento pré-fabricado. Eram feitos de terra e secos ao sol;
- Madeira – muito utilizada em zonas florestais, tal como Anatólia (Turquia). Apesar de também ser usada para a construção de paredes, este material era muito usado em telhados e ao nível dos pisos;
- Pedra – era o material mais resistente e mais durável, porém era o mais difícil de trabalhar. Os Hititas, os Assírios e os Egípcios usavam o granito, calcário e o arenito nas suas construções.

As primeiras paredes em alvenaria de pedra consistiam num amontoamento grosseiro de pedra, que podia ou não, ter terra nas juntas (que funcionava como argamassa). O desenvolvimento de ferramentas para trabalhar a pedra, associado ao desenvolvimento da habilidade de trabalho da mesma, levou a que as unidades de pedra das paredes de alvenaria comessem a ter forma poligonal, mais fácil de aparelhar. Esta nova forma das pedras permitia um melhor “fecho” das paredes que podiam ter juntas com argamassa em cal ou então juntas sem argamassa (juntas secas). Neste último caso havia a preocupação de minimizar as zonas vazias, aparelhando pedras mais regulares (ver figura 3.1).

As primeiras construções, descobertas por escavações arqueológicas, são as paredes de Jericó (8000 a. C.) que foram construídas para a defesa da cidade. Estas paredes foram construídas com pedras de calcário, mais ou menos trabalhadas, com juntas preenchidas com terra. Os edifícios religiosos eram, já desde essa altura, construídas com técnicas e materiais de melhor qualidade, aparecendo a pedra como um dos materiais preferenciais.

As pirâmides egípcias estavam “um grande passo” (Crocí, 1998) à frente das restantes construções em pedra, exceptuando-se a pirâmide de Zigurate (Mesopotâmia), que se tratava de uma espécie de montanha de barro e tijolo com núcleo feito de terra. Também na construção de pirâmides é possível verificar a evolução da construção em pedra, sendo dela testemunhas a primeira pirâmide construída (pirâmide de Sacará) e o ex-líbris destas construções, as pirâmides de Queops e Quéfren (3000 A.C.). Estas construções eram caracterizadas por apresentarem tensões baixas e compatíveis com os materiais e por terem espaços interiores muito reduzidos.

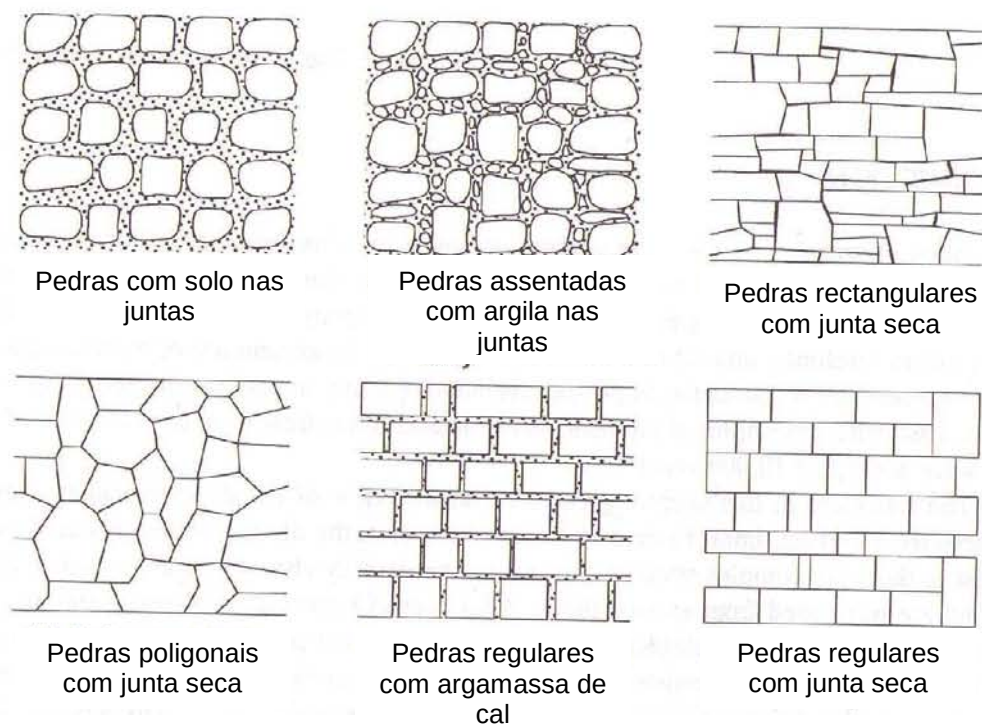


Fig.3.1 – Alvenaria de Pedra [Drysdale & Hamid & Baker, 1999].



Fig.3.2 – Pirâmide de Queops [<http://travel.webshots.com/photo/1240131156049339945wfGcXu>].

Na Messênia (Grécia), no século XVII a.C. surge o “Lions’ Gate” que foi construído com um lintel atravessado com cerca de 3m sobre o qual foi colocada uma pedra triangular (ver figura 3.3). A arquitectura Grega da altura procurava a perfeição estética baseada em regras de simetria e proporção entre elementos. A pedra era o material preferencialmente usado para as paredes interiores e para os pilares e vigas curtas – o Partenon (séc. V a.C.) é o mais famoso testemunho desta vertente arquitectónica.

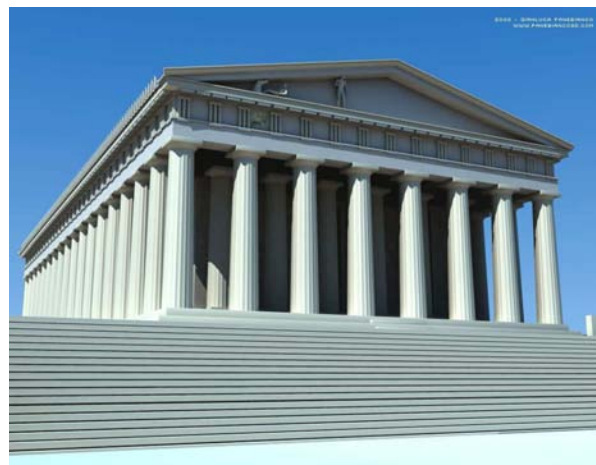
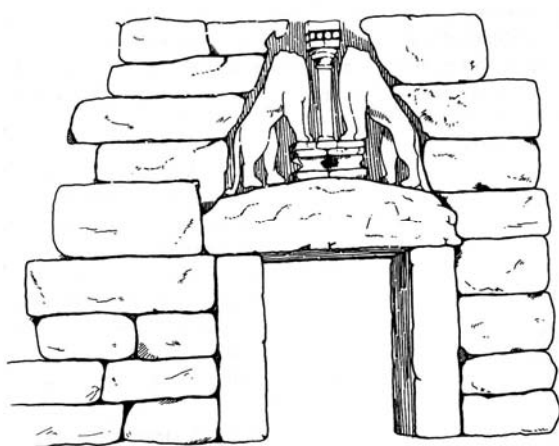


Fig.3.3 – Lions Gate [Drysdales & Hamid & Baker, 1999]. Reconstituição do Partenon [<http://math.arizona.edu/~savitt/teaching/math111/golden/02Parthenon.jpg>].

A arquitectura Romana trouxe consigo uma revolução/inovação na construção de paredes em pedra. As paredes eram construídas com pedras à face, sendo o interior preenchido com betão (opus cementicium – betão Romano), o que permitia a construção mais rápida dos grandes monumentos à qual se aliava uma elevada resistência mecânica. Também a construção em pedra com junta seca sofreu uma acentuada evolução, sendo exemplos dessa evolução o Coliseu Romano (séc. I d.C.) e o aqueduto de Segovia (figura 3.4). Outra das alterações foi a introdução dos arcos e abóbadas na construção, tornando os edifícios e monumentos menos lineares e mais curvos. Após este período surgiu a era Bizantina que se caracterizou pela inserção da cúpula nas construções.



Fig.3.4 – Coliseu Romano [http://api.ning.com/files/9XHTyurm4tGWZiAPSKKch3w9qJ1KG-rGh14aKL8mldkDCu-KTN*KjIXdFB9wtMmRDuFrXyImniSZqMEQCYhasQIRpuwqkauVZ/coliseu.jpg]. Aqueduto de Segovia [http://image26.webshots.com/26/2/55/82/377625582RgBTpb_fs.jpg].

A arquitectura do período Romanesco (séc. IX até o séc. XII) surgiu da evolução da arquitectura Romana e da influência Bizantina. Esta arquitectura representou, sob o ponto de vista estrutural, um período de avanços caracterizado pela utilização de arcos semicirculares e abóbadas em barril. Para compensar os impulsos introduzidos por estes elementos, as paredes ficaram mais grossas e consequentemente mais pesadas e mais resistentes.

Após a arquitectura Românica, a primeira grande revolução arquitectónica e estrutural surgiu na era Gótica (séc. XII ao séc. XV). A arquitectura dos edifícios baseava-se, essencialmente, em elementos lineares. Os impulsos transmitidos pelas abobadas diminuíram o que levou à diminuição das secções dos suportes. Estas paredes e pilares, de pequena espessura, eram impedidos de mover pela presença de contrafortes. Uma das obras mais conhecidas desta arquitectura é a Catedral de Notre Dame (1163).

A arquitectura Renascentista (séculos XV e XVI), sob a influência humanística, representou um novo conceito de forma e proporção. Caracterizava-se pela regularidade de formas, geometrias simétricas nos planos e nas elevações. As cúpulas foram muito usadas nesta arquitectura, principalmente nas igrejas. Destacam-se, desta arquitectura as basílica de S. Pedro em Roma (figura 3.5) e de Santa Maria del Fiore em Florença. No século XVII surge o período Barroco que não trouxe grandes mudanças arquitectónicas. Algumas das alterações passaram pela utilização de formas mais arredondadas, introdução de ornamentos em abundância ou a construção de fachadas onduladas. Os edifícios de habitação eram construídos em madeira e pedra ou madeira e barro. A utilização da madeira nas vigas e nas ligações diagonais permitia não só resistir a cargas verticais como fazia a ligação horizontal, permitindo melhor estabilidade face ao vento e aos sismos.



Fig.3.5 – Basílica de São Pedro

[http://pt.wikipedia.org/wiki/Bas%C3%ADlica_de_S%C3%A3o_Pedro].

Nos séculos XIX e XX a construção em alvenaria sofreu uma evolução assinalável. Por exemplo, com o aparecimento do aço, a madeira foi desaparecendo das construções. A combinação entre a pedra e novos elementos levou a que se deixasse de tirar total partido das potencialidades da pedra, aparecendo mais como um elemento decorativo do que como elemento estrutural.

3.2. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA

De acordo com Pinho (1997), as diferentes tipologias e designações das paredes de alvenaria podem identificar-se de acordo com a função desempenhada e a natureza e características dos materiais e ligantes utilizados (quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes [Pinho, 1997].

DESIGNAÇÃO	NATUREZA
Parede de Cantaria (ou enxilharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas
Alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes em argamassa ordinária.
Alvenaria Ordinária	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem, e ligadas por argamassa ordinária
Alvenaria Hidráulica	Pedras ligadas com argamassa hidráulica.
Alvenaria Refractária	Pedras ligadas com argamassa refractária.
Alvenaria de pedra seca, empedrados	Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa.
Paredes Mistas	Paredes de alvenaria e cantaria; de pedra e tijolo; de alvenaria com madeira, etc.

As pedras utilizadas na construção de paredes podiam apresentar-se das seguintes formas:

- em fragmentos de formas variadas e com dimensões que dependiam quer da espessura da parede, quer da importância da construção;
- em blocos desbastados de modo grosseiro, com formas mais ou menos regulares;
- totalmente aparelhadas.

3.2.1. PAREDES EM ALVENARIA DE CANTARIA OU ENXILHARIA

Os edifícios em cantaria (figura 3.6) são considerados edifícios mais nobres ou de luxo, uma vez que o custo da pedra e da mão de obra para o seu aparelhamento era muito elevado, sendo vulgarmente a tipologia construtiva dos edifícios classificados (igrejas, monumentos, palácios,...).



Fig.3.6 – Torre dos Clérigos (esquerda) e Torreão sul do convento de Mafra (direita), edifícios com paredes em alvenaria de cantaria [Adaptado de Pinho, 1997].

Para a construção destas paredes, as pedras eram escolhidas e desbastadas (ou cortadas) de modo a que as faces que ficavam expostas fossem perfeitamente planas. Estas pedras chamam-se de cantaria e por definição são pedras talhadas de modo a formar sólidos geométricos, que normalmente eram paralelepípedos, tendo todas as pedras dimensões aproximadamente iguais. As faces não visíveis (faces de assentamento) ficavam com acabamento ligeiramente rugoso, por forma a facilitar a aderência à argamassa de assentamento. Para o assentamento, tinha-se o cuidado de desencontrar as juntas de forma a garantir um melhor comportamento estrutural. De referir ainda que, em algumas situações, em vez de se usar argamassas recorria-se a gatos em ferro ou cavilhas em pedra, madeira ou ferro, para garantir uma correcta ligação.

A enxilharia, também conhecida por silharia, é formada por pedras aparelhadas, os enxilhares, em forma de prismas rectangulares. O aparelho é pouco cuidado e as pedras têm dimensões variáveis. Assim sendo, a cantaria diferencia-se da enxilharia pela maior regularidade de dimensões das pedras de assentamento.

3.2.2. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA COM JUNTA SECA

Para a construção deste tipo de paredes usavam-se pedras de grandes dimensões, habitualmente de granito ou xisto, que eram assentes em fiadas relativamente niveladas. Nos vazios entre estas pedras eram colocadas pedras de dimensões mais reduzidas, de modo a preencher os espaços deixados pelas peças principais. Esta tecnologia construtiva era mais frequente nas zonas onde a cal era pouco abundante.

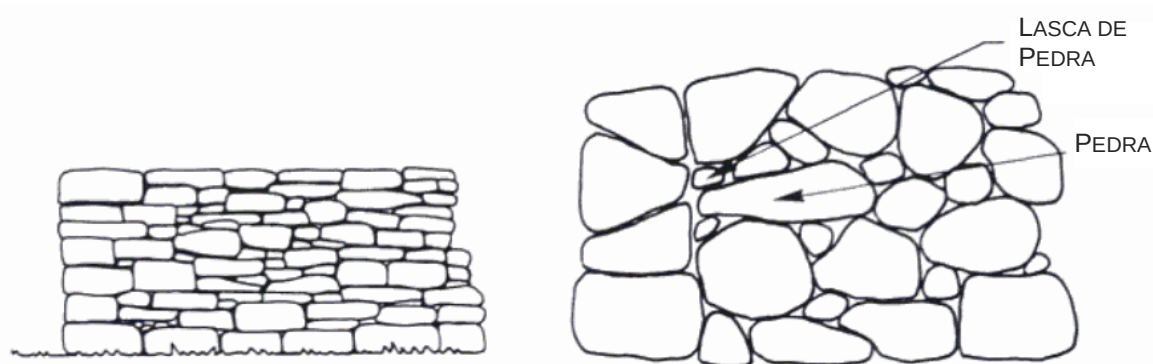


Fig.3.7 – Alvenaria de pedra com junta seca [United Nations Development Programme, International Labour Organisation, 1991].

3.2.3. PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA COM JUNTA ARGAMASSADA

Estas paredes resultam da associação das pedras através de um elemento de ligação, uma argamassa que pode ser hidráulica ou refractária.



Fig.3.8 – Edifício com paredes em alvenaria de pedra de junta argamassada
[<http://casadasbaixas.com/Frente.jpg>].

3.2.4. PAREDES MISTAS

Um dos exemplos mais conhecidos deste tipo de paredes é a parede mista de alvenaria de pedra e madeira, paredes característica da construção da época Pombalina (ver secção 3.3.3.), após o sismo de 1755. Também as paredes de alvenaria de pedra e tijolo ou as paredes de cantaria e alvenaria constituem exemplos de paredes mistas mas sem o mesmo comportamento.

3.3. SISTEMA CONSTRUTIVO EM ALVENARIA DE PEDRA – O CASO PORTUGUÊS

O sistema construtivo influencia de sobremaneira quer o comportamento mecânico quer o aspecto estético da parede. A grande diferenciação entre os sistemas construtivos está relacionada com modo de aparelhamento das pedras. Podem-se diferenciar três tipos de aparelhamento, a saber, alvenaria sem aparelhamento, com aparelhamento e de duas faces. Em Portugal existem 3 grandes períodos aos quais correspondem sistemas construtivos em alvenaria de pedra diferentes:

- aplicado em edifícios anteriores a 1755;
- aplicado em edifícios da primeira fase após o sismo de 1755 (1755-1870);
- aplicado em edifícios após 1870 até à aplicação generalizada das estruturas de betão armado.

3.3.1. MODO DE APARELHAMENTO

3.3.1.1. Alvenaria de Pedra sem Aparelhamento

As paredes em alvenaria de pedra, sem aparelhamento são construídas pelo assentamento de pedras toscas, irregulares e angulosas em forma e dimensão, e que podem ou não ser ligadas por uma argamassa ordinária (figura 3.8). As pedras são assentes nas duas direcções de modo a produzir um mais eficaz travamento à parede. Qualquer que fosse o modo de aparelhamento, nos cunhais utilizava-se pedra de melhor qualidade para garantir o travamentos das paredes.

3.3.1.2. Alvenaria de Pedra com Aparelhamento

O aparelhamento é feito quando se pretende um melhor acabamento final, isto é, quando as pedras são desbastadas por forma a garantir um acabamento final o mais plano possível. Quando a espessura das pedras coincide com a espessura da parede, designa-se por pedra aparelhada em perpianho (figura 3.9), caso contrário designa-se por silharia.

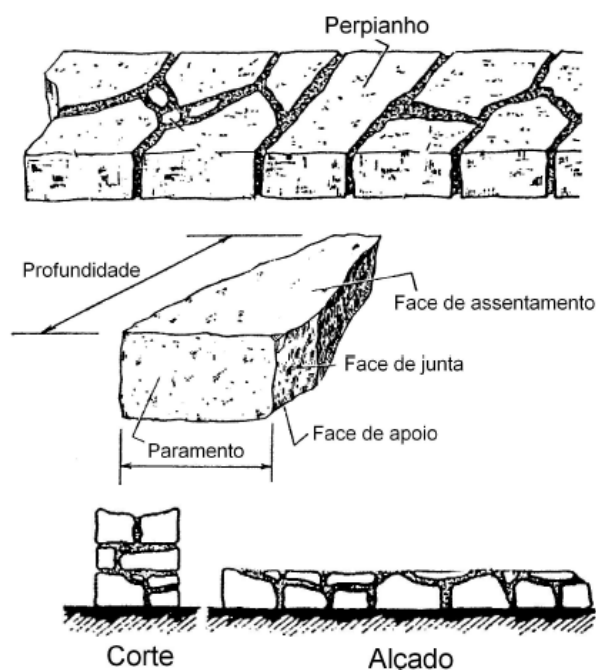


Fig.3.9 – Detalhe de elevação de uma parede em pedra aparelhada.

3.3.1.3. Alvenaria de Pedra de Duas Faces

As pedras, de forma irregular, são assentes em dois panos (um interior e outro exterior). Entre os panos faz-se o enchimento com material de dimensões reduzidas e argamassa. Para executar o travamento dos dois panos colocam-se ligadores de pedra, madeira ou ferro e que atravessam toda a espessura da parede (figura 3.10).

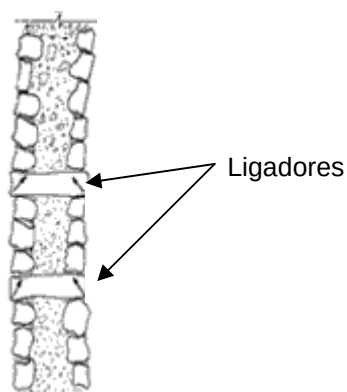


Fig.3.10 – Alvenaria de pedra de duas faces [<http://www.paulojones.com/tecnicas/pedra.php>].

3.3.2. EDIFÍCIOS ANTERIORES AO SISMO DE 1755

Os edifícios eram constituídos fundamentalmente por paredes em alvenaria de pedra com junta seca ou argamassada e pavimentos com vigamento em madeira. Estes foram os edifícios que resistiram total ou parcialmente ao sismo de Lisboa de 1755. Caracterizam-se pelas paredes exteriores em alvenaria, pé-direito reduzido, grande densidade de paredes, poucas aberturas para o exterior e número pequeno de pisos (no máximo 4).

3.3.3. EDIFÍCIOS DA ÉPOCA POMBALINA (1755-1870)

O sismo de Lisboa (1755), tal como já se referiu, foi devastador, tendo destruído cerca de 17.000 das 20.000 habitações existentes na altura em Lisboa. Esta catástrofe conduziu à necessidade de reconstrução não só em quantidade como em qualidade, tendo-se contruído novas casas com um melhor comportamento mecânico. Na reconstrução da baixa Pombalina foram edificadas habitações com uma altura máxima de 5 pisos e com uma estrutura denominada de “gaiola pombalina” (figura 3.11). Esta configuração estrutural é atribuída a Carlos Mardel, que terá realizado ensaios sísmicos sobre um modelo colocado sobre um estrado e sujeito à marcha descompassada de um destacamento militar, tentando assim, reproduzir os efeitos de um sismo.

A ideia da “gaiola pombalina” como “construção anti-sísmica” estava relacionada com a construção naval, isto é, os engenheiros da época estabeleceram uma analogia entre os edifícios sujeitos à acção sísmica e as embarcações no mar. Esta analogia baseava-se no seguinte facto: ambas as estruturas (habitações e barcos) estavam sujeitas a acções actuantes em meios agitados tendo de absorver os esforços e os deslocamentos causados por essas acções.

Relativamente ao sistema construtivo utilizado no pré-sismo, verificou-se que as paredes em alvenaria de pedra simples tinham reduzida capacidade à tracção e à compressão, que as ligações entre as diversas paredes interiores e exteriores era deficiente e que, para além disto, apresentavam grande dificuldade em dissipar a energia proveniente do sismo. Assim sendo, passou-se a associar a madeira à pedra conseguindo, dessa forma, tirar partido daquilo que cada um dos materiais tinha de melhor, daí resultando uma estrutura com boa capacidade de resistência a esforços de tracção e flexão (com as ligações entre peças de madeira adequada), boa resistência a esforços de compressão e boa resistência ao fogo. Assim sendo, em caso de sismo, mesmo que a alvenaria desmoronasse por completo, a estrutura de madeira manter-se-ia praticamente intacta.

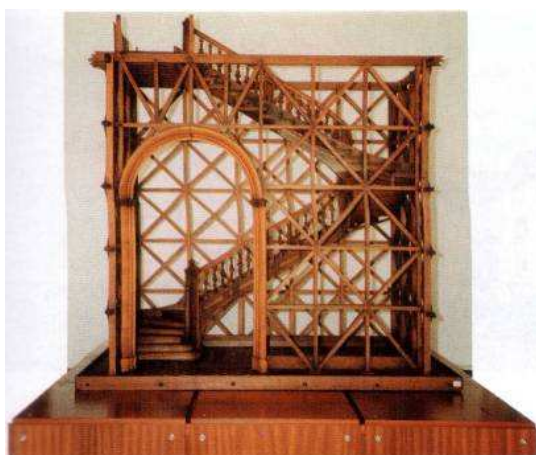


Fig.3.11 – Gaiola tridimensional de madeira, característica da construção pombalina, após o sismo de 1755 [Lamego, 2007].

Como esta estrutura apresentava já comprovada resistência e estabilidade, tornou-se obrigatória em 15 de Junho de 1759 e consistia numa estrutura mista de alvenaria de pedra e madeira composta pela gaiola ou esqueleto, frontais, tabiques, vigamentos dos pavimentos e fundações.

3.3.4. EDIFÍCIOS “GAIOLEIROS” (1870-1930)

Ao longo dos anos, o rigor construtivo que caracterizava os edifícios da época pombalina foi-se perdendo, tendo surgido os edifícios gaioleiros (figura 3.12) caracterizados por um processo construtivo alterado e mais simplificado relativamente à gaiola pombalina. Os edifícios passaram a ter 5 ou 6 pisos elevados e a as alterações na gaiola passaram pela utilização de pinho de fraca qualidade para os prumos e pelo desaparecimento das peças estruturais de solidarização horizontal das paredes mestras (fortemente importantes para a resistência sísmica das gaiolas).

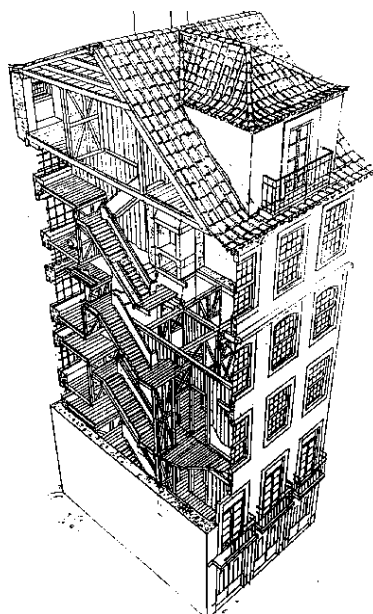


Fig.3.12 – Edifício Gaioleiro [Mascarenhas, 2004].

Estes edifícios caracterizavam-se pela ausência de continuidade estrutural e tridimensional, apresentando ligações entre elementos, quase sempre, desadequadas. O aumento da altura de construção aliada à redução da espessura das paredes agravava este comportamento. De referir ainda que este tipo de construção sofria já colapsos ainda na fase de construção e constitui, na actualidade, um grande problema de segurança no centro histórico Lisboa, dada a sua baixa qualidade e muito deficiente capacidade resistente a acções sísmicas.

O esquema estrutural destes edifícios resume-se a:

- Paredes mestras dispostas na fachada principal e posterior, com espessura variável em altura (cerca de 90 cm no R/C e 50 cm no piso superior);
- Paredes resistentes em tijolo maciço (espessura de cerca de 30 cm), dispostas nas empenas e em alguns locais do interior;
- Paredes divisórias em tijolo furado (15cm de espessura);

- As paredes descarregavam em caboucos em alvenaria de pedra rija de largura aproximada de duas vezes a espessura da parede e altura suficiente para descarregar em terreno com resistência adequada;
- Pavimentos constituídos por barrotes de madeira, dispostos na direcção de menor vão, que descarregavam directamente nas paredes.

3.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA

A heterogeneidade causada pelas diferentes condições de construção (materiais, tipo de secção, técnica construtiva,...) bem como as eventuais alterações e estados diferenciados de degradação devidos a diferentes danos ou patologias tornam difícil a caracterização mecânica das alvenarias antigas. A grande diversidade de paredes de alvenaria exige que, no meio desta diversidade, se consigam definir grupos mais ou menos homogêneos em termos de propriedades mecânicas e propriedades geométrico-morfológicas (espessura, tipo de secção, modo de aparelhamento, etc.). Estudos realizados em centros históricos, onde prevalecem construções em alvenaria de pedra, permitiram determinar algumas propriedades mecânicas que se apresentam nos quadros 3.2 e 3.3.

Quadro 3.2 – Valores característicos da resistência a tracção (f_{tk}) em alvenarias de pedra [Roque, 2002].

TIPO DE ALVENARIA	ESTADO	f_{tk} (MPa)
Mistura de arenito, ardósia, calcário; argamassa de cal, areia barrenta; relativamente homogénea	Existente	0,08
	Injectado	0,12
Mistura de arenito, ardósia, calcário e tijolos; argamassa de cal, areia barrenta; relativamente homogénea	Existente	0,12
	Injectado	0,16
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios de habitação	Existente	0,05
	Injectado	0,09
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios públicos	Existente	0,07
	Injectado	0,17

Quadro 3.3 – Valores característicos da resistência à compressão (f_k) e valores de cálculo do módulo de elasticidade E em alvenarias de pedra [Roque, 2002].

TIPO DE ALVENARIA	ESTADO	f_k (MPa)	E (Mpa)
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; sem homogeneidade	Existente	0,40	1950
	Injectado	0,80	8200
Calcário; argamassa de cal, areia limpa; paredes relativamente homogêneas	Existente	0,28	390
	Injectado	1,67	2600
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios de habitação	Existente	0,82	2600
	Injectado	-	-

Nas diferentes localizações geográficas há que realizar estudos de modo a identificar as características morfológicas e mecânicas associadas, bem como a composição das alvenarias das paredes, que permitam a definição dos parâmetros a utilizar em modelos físicos e analíticos.

Hoje em dia, existem vários métodos para a determinação das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra e que se podem dividir em dois grupos, os métodos indirectos e os métodos directos.

a) Métodos Indirectos

Estes métodos baseiam-se no conhecimento das propriedades dos componentes básicos (pedras e argamassa de assentamento) ou em ensaios de “carotes” de alvenaria. Caso não se conheçam as propriedades dos componentes da alvenaria é necessário fazer ensaios para a sua caracterização. Os resultados podem ser apresentados ora em valores nominais em função das características dos componentes, ora em fórmulas semi-empíricas de aplicação restrita, dado que dependem de vários parâmetros que influem no comportamento geral da alvenaria.

Um exemplo de uma fórmula semi-empírica está presente no Eurocódigo 6 que propõe a seguinte fórmula para cálculo da resistência à compressão de alvenaria simples:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} [N/mm^2] \quad (3.1.)$$

em que K é um parâmetro função do tipo de aparelho e do tipo de unidades de alvenaria (0,6 para unidades maciças), f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria e f_m é a resistência da argamassa. O módulo de elasticidade (E) para acções de curta duração pode ser considerado como $1000 \cdot f_k$ para o estado limite último, ou $600 \cdot f_k$ para os limites de utilização. O módulo de distorção (G) pode ser considerado igual a $0,4E$. Estas fórmulas, quando aplicadas a alvenarias antigas, permitem apenas uma estimativa da resistência.

Na ausência de ensaios de compressão, para as alvenarias de pedra (ordinária e de cantaria) e desde que as cargas actantes fossem uniformemente distribuídas, a resistência de cálculo σ_d ($\sigma_d = \sigma_k / \gamma_M$, $\gamma_M = 2,5$), pode ser avaliada, empiricamente, para cada classe de pedra em função da argamassa das juntas (quadro 3.4).

Quadro 3.4 – Resistência de cálculo à compressão da alvenaria de pedra (MPa) [Roque, 2002].

Tipo de pedra	Resistência da pedra (MPa)	Alvenaria de cantaria			Alvenaria ordinária		
		Seca. Pedras com bom ajuste das faces	Silhares $h^* > 30\text{cm}$	Silhares $h^* < 30\text{cm}$	Pedras lamelares	Pedras poligonais de faces regulares.	Seca
-Granito							
-Sienito	>100	8,0	6,0	4,0	2,4	1,0	0,7
-Basalto							
-Arenito quartzoso							
-Calcário duro	>30	4,0	3,0	2,0	1,2	0,8	0,6
-Mármore							
-Arenito calcário							
-Calcário brando	>10	2,0	1,5	1,0	0,8	0,6	0,5

*h – espessura da parede

Nota: No caso de actuarem cargas isoladas, a tensão actuante pode superar em 25% os valores da tabela desde que após a degradação da carga a 45°, a tensão resultante nas juntas não seja superior à indicada no quadro.

b) Métodos Directos

Estes métodos pressupõe a realização de ensaios *in situ* (ainda não normalizados) ou sobre painéis de alvenaria com dimensões tais que possam ser representativos do comportamento da parede, para a avaliação das propriedades mecânicas. O carácter destrutivo destes ensaios limita a possibilidade de caracterização mecânica da parede e a representatividade dos resultados. Também podem ser realizados em laboratório, o que implica a prévia recolha e transporte das amostras com cuidados especiais que evitem perturbações. No caso dos métodos anteriores não serem viáveis pode-se, hoje em dia, realizar ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos (por exemplo o ensaio de macacos-planos – *flat-jacks*).

3.5. PATOLOGIAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA

As patologias das construções em alvenaria de pedra podem ter origem quer no comportamento estrutural (originando patologias com instabilidade local ou global na própria estrutura ou em elementos da mesma), quer no comportamento do material (originando patologias localizadas). Apesar disto, as patologias neste tipo de estrutura manifesta-se, normalmente, pela combinação destas duas origens. As principais patologias das alvenarias estruturais de pedra são:

- Fraca resistência à tracção, relacionada com o uso de argamassas quase incoerentes ou inexistentes, e consequente fraca resistência global à flexão;
- Resistência à compressão fortemente dependente do grau de confinamento transversal dos panos exteriores, da existência de material incoerente no pano interior e do volume e distribuição dos vazios. Em paredes de 3 panos o núcleo, que é geralmente constituído por materiais de fraca resistência mecânica, tem tendência a compactar com consequente distribuição não-uniforme de tensões e tendência a deformar o que pode resultar na expulsão dos paramentos externos (figura 3.13);
- Fraca resistência ao corte das paredes, resultado da fraca resistência ao corte da argamassa das juntas e da fraca resistência a mecanismos de tracção diagonal de paredes solicitadas por cargas horizontais no plano.

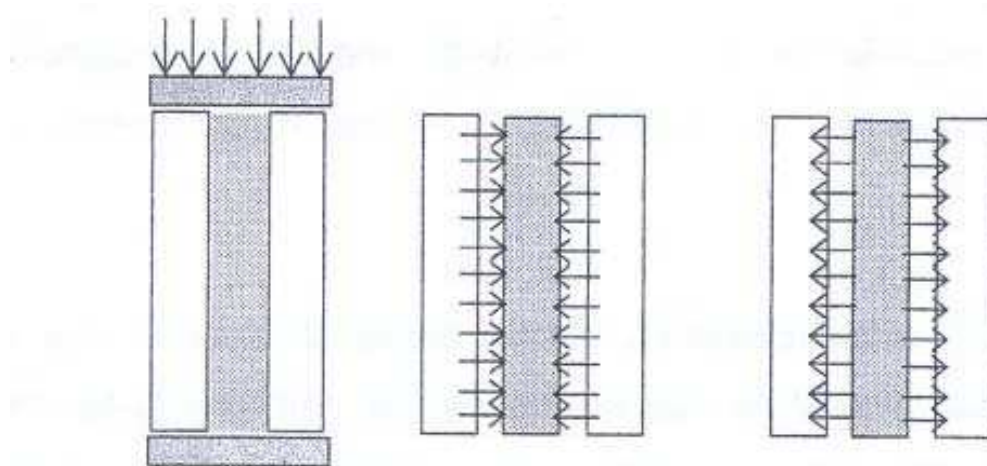


Fig.3.13 – Influência recíproca entre os estratos de uma parede de três paramentos, com núcleo de fracas características mecânicas [Silva, 2008].

As patologias resultantes do comportamento estrutural relacionam-se, na generalidade, com:

- Fraca ligação transversal entre os paramentos da secção da parede, que facilita o desenvolvimento de mecanismos de rotura por instabilização local, quer por acções verticais, quer por acções horizontais (figura 3.14);
- Ductilidade baixa e fraca capacidade de dissipação de energia, em especial sob a acção sísmica, o que se traduz em mecanismos de rotura frágil;
- Inexistente ou deficiente ligação entre elementos resistentes, nomeadamente:
 - i. a fraca ligação entre paredes ortogonais que, em especial para a acção sísmica, inviabiliza um efectivo funcionamento da construção com comportamento tridimensional, tornando possível o derrube, por rotação após separação das paredes transversais, de uma fachada exterior (figura 3.15);
 - ii. deficiente ligação entre o pavimento (ou cobertura) e as paredes resistentes que os suportam.

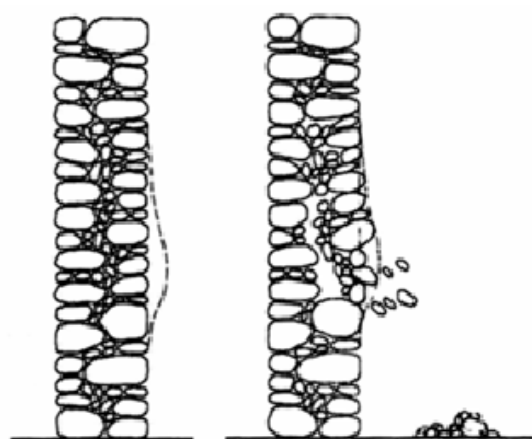


Fig.3.14 – Instabilização local de uma parede de pedra com fraca ligação transversal entre paramentos [Roque, 2002].

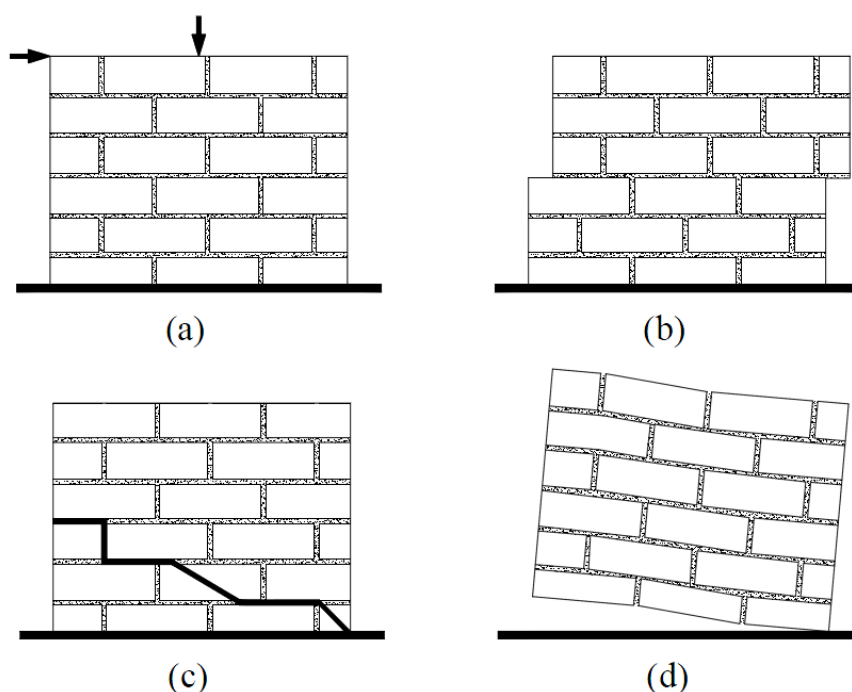


Fig.3.15 – Mecanismos de rotura em paredes de alvenaria quando solicitadas no seu plano por cargas horizontais e verticais [Roque, 2002]: (a) parede sob carregamento vertical e lateral; (b) rotura por corte da argamassa nas juntas; (c) a parede funciona monoliticamente exibindo deformabilidade de corte até que os mecanismos internos de tracção, associados ao funcionamento por resistência ao corte da parede, rompem; (d) rotação e esmagamento localizado.

De facto, as ligações entre as paredes transversais representam um dos pontos fracos das construções antigas face à acção sísmica. Mesmo as paredes construídas em continuidade, quando sujeitas à acção sísmica, tendem a separar-se através da formação de fendas verticais ao longo das intercepções, o que leva a uma grande perda de rigidez da estrutura, podendo as pedras vibrar umas contra as outras enfraquecendo a estrutura e aumentando a possibilidade de destruição e colapso (figura 3.16).

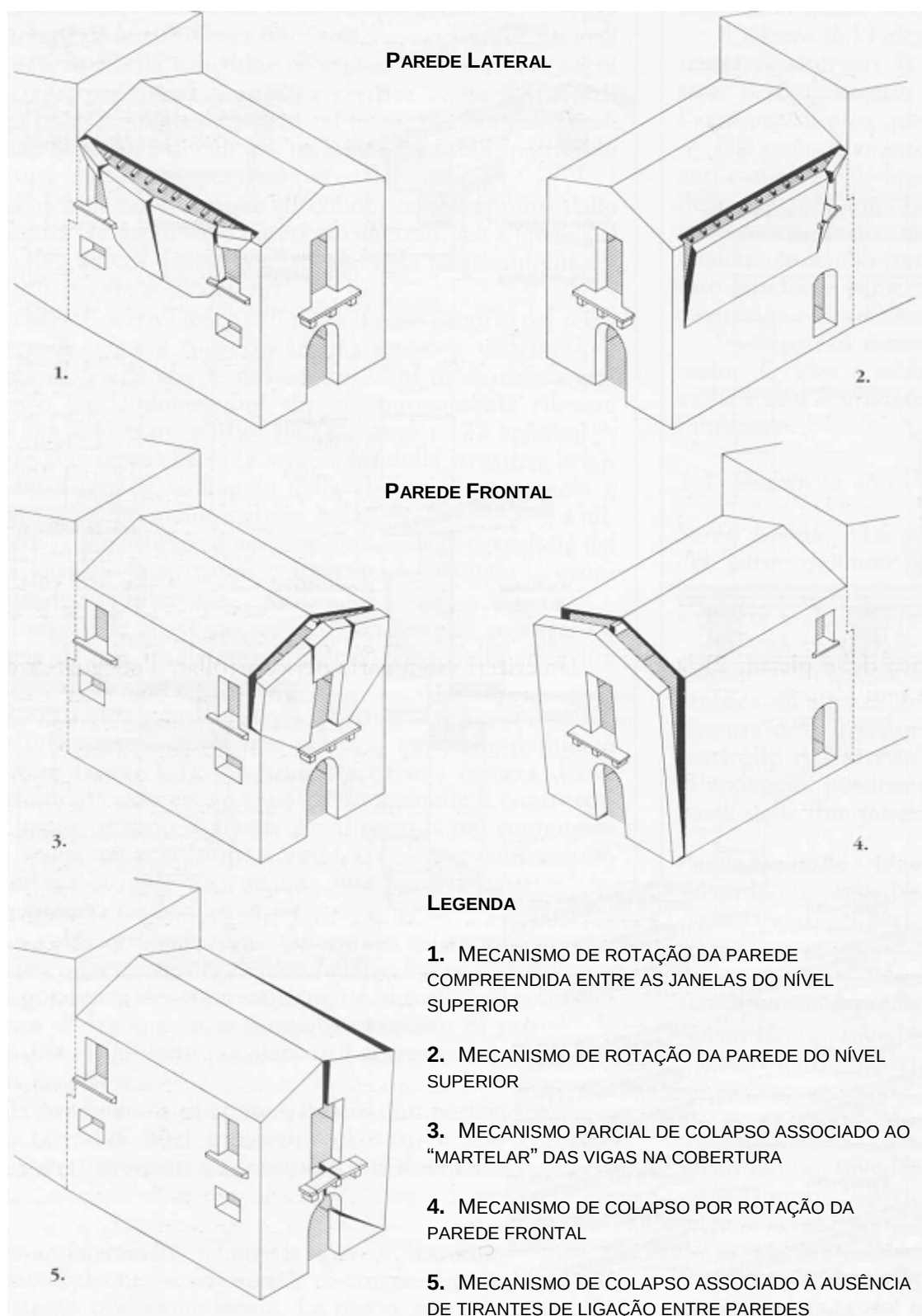


Fig.3.16 – Mecanismos de dano sísmico em paredes de edifícios associados à sua fraca ligação das paredes em alvenaria com os restantes elementos estruturais [Silva, 2008].

Também a existência de paredes de grande desenvolvimento e esbelteza, sem elementos de contraventamento intermédios (que podem ser paredes ou pavimentos) constitui um factor de fragilidade da estrutura face à acção sísmica. Este tipo de problemas é, de facto, muito comum em estruturas de alvenaria antigas, pelo que, para que toda a estrutura possa ser colaborante à resistência aos sismos, há que reforçar/melhorar as ligações intermédias entre paredes de alvenaria e os pavimentos elevados e cobertura.

4

REFORÇO ESTRUTURAL DE PAREDES

4.1. GENERALIDADES

As intervenções de reabilitação estrutural devem partir de uma cuidadosa e rigorosa avaliação da segurança, que permita identificar quer o estado de degradação, quer o conjunto de alterações mais desfavoráveis para a estrutura que as intervenções possam introduzir. Este tipo de intervenções são planeadas através de uma metodologia de aproximação à estrutura. Esta aproximação inicia-se por uma leitura inicial geral do edifício e vai evoluindo para uma análise mais rigorosa, isto é, passa-se de uma análise mais qualitativa para uma mais quantitativa, o que conduz à identificação da origem das patologias e do conjunto de características dos materiais e da estrutura. Esta abordagem do problema pode ser dividida em diversas etapas que a seguir se identificam (Roque, 2002):

- i. Anamnese – estudo do historial do edifício e recolha de dados/informações importantes através da pesquisa de documentos e registos;
- ii. Diagnóstico – estudo das causas das anomalias e da segurança estrutural; Normalmente fazem-se ensaios *in-situ* ou em laboratório sobre a estrutura;
- iii. Intervenção – escolha e aplicação das técnicas de intervenção;
- iv. Manutenção e controlo – acompanhamento da eficiência da intervenção e desenvolvimento de um programa de manutenção e intervenções futuras.

Toda e qualquer intervenção de reabilitação estrutural acarreta risco, na medida em que perturba sempre o equilíbrio da estrutura original. Assim sendo, cada intervenção deverá seguir o princípio da intervenção mínima, isto é, a magnitude de cada intervenção deve ser a mínima exigível para alcançar os objectivos pretendidos.

Os requisitos deste tipo de intervenção são o restabelecimento das condições de segurança, isto é, da fiabilidade global da estrutura e o melhoramento das características mecânicas. Hoje em dia, os materiais utilizados nestas intervenções são, maioritariamente, diferentes dos originais. No entanto, existem três características fundamentais que se devem assegurar, a saber:

- i. Compatibilidade
 - Compatibilidade mecânico-estrutural – deve-se garantir que o funcionamento estrutural de origem e as alterações da rigidez da estrutura são mínimas;
 - Compatibilidade físico-química – as alterações efectuadas não devem desencadear o aparecimento de novas patologias;

ii. Durabilidade – as estruturas antigas necessitam de preservação por um período de tempo muito alargado, pelo que os materiais a utilizar nestas intervenções deverão ter exigências de durabilidade muito severas; Como os materiais modernos apresentam menor capacidade para manter as suas características por períodos de tempo muito alargados relativamente aos materiais utilizados na antiguidade, são fortemente necessárias as operações de manutenção e reparação destes novos materiais;

iii. Reversibilidade – esta característica tem sido fortemente referida quando se trata de intervenções com materiais modernos; Está relacionada com a possibilidade de se poderem remover facilmente as alterações introduzidas pela intervenção no final da sua vida útil ou antes disso, se se revelarem inadequadas, isto sem provocar danos nos materiais originais; Como é fácil de perceber esta condição não é facilmente satisfeita, pelo que, normalmente, só é considerada quando aplicada a estruturas com valores históricos; No entanto, como se sabe, não existem técnicas totalmente reversíveis pelo que se deverá escolher a técnica “mais reversível” possível.

A elevada variedade das técnicas de intervenção que, hoje em dia, se utilizam permite que se possam dividir em grupos. Assim sendo, pode-se fazer a classificação das técnicas em dois grandes grupos:

i. Relativamente aos materiais:

- Técnicas tradicionais – utilizam materiais e processos construtivos idênticos aos utilizados originalmente;
- Técnicas inovadoras – utilizam materiais e processos construtivos modernos na procura de encontrar soluções mais eficientes do que as tradicionais;

ii. Relativamente aos efeitos:

- Técnicas de reforço activo – estas técnicas pressupõem uma alteração das condições de carga e consequente alteração do estado de equilíbrio e de deformabilidade; A título de exemplo destas técnicas podem-se referir as soluções de pré-esforço;
- Técnicas de reforço passivo – estas técnicas só se utilizam para cargas superiores às que correspondem ao estado de equilíbrio em que se encontra a estrutura ou para deformações posteriores diferidas.

A escolha entre o uso de soluções inovadoras ou tradicionais é muito controversa. As técnicas tradicionais permitem obter soluções satisfatórias do ponto de vista construtivo, económico e estrutural. Estas técnicas devem preferir-se relativamente às técnicas inovadoras por razões quer culturais quer estéticas, assim como por razões de compatibilidade entre os elementos novos e os originais. No entanto, importa referir que muitos problemas não são totalmente resolúveis com recurso a estas técnicas. As técnicas inovadoras são utilizadas, frequentemente, quando se pretende um aumento significativo da resistência, algo que não é possível com recurso às técnicas tradicionais.

As patologias podem ter origem no comportamento do material ou podem ser decorrentes da concepção. Da mesma forma, existem técnicas de reforço que são mais vocacionadas para a consolidação do material e outras mais vocacionadas para melhorar o funcionamento global da estrutura, muito embora, a consolidação do material possa reflectir-se na melhoria do funcionamento estrutural.

Para as patologias relacionadas com os materiais (pedra, terra, argamassa, alvenaria no seu conjunto), como por exemplo a degradação ou a fraca resistência à compressão, que está francamente relacionada com os vazios da argamassa e a sua fraca capacidade de agregar, devem-se usar técnicas que permitam a melhoria das propriedades do material. Para patologias relacionadas com o comportamento estrutural decorrente de uma má concepção, como por exemplo a microfissuração associada à dilatação

transversal por excesso de carga, devem-se usar técnicas que permitam o melhoramento do comportamento em serviço – controlo da deformação e fendilhação – e um melhor comportamento e aproveitamento das características do material antes da rotura, tornando-o menos frágil.

4.2. TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL DE PAREDES

As técnicas mais correntemente utilizadas no reforço estrutural de paredes antigas e que são alvo de descrição neste capítulo são:

- Injecção;
- Pregagens;
- Pré-Esforço;
- Refechamento de juntas;
- Reforço com materiais compósitos FRP (Fiber Reinforced Polymer);
- Reboco armado;
- “Jacketing”;
- Desmonte e reconstrução.

Para além do uso destas técnicas individualmente podem usar-se soluções mistas, isto é, soluções que combinam numa intervenção específica algumas das técnicas apresentadas.

4.2.1. INJECCÃO

Trata-se de uma técnica particular e essencialmente indicada para reforço de alvenaria de pedra com vazios comunicantes entre si. É uma técnica de grande difusão que consiste na injecção de uma calda fluida (hidráulica, cimentícia ou resinosa) em furos anteriormente realizados na parede, com o objectivo de preencher os vazios e/ou selar as fissuras. Este reforço torna a resistência da parede mais uniforme e melhora a qualidade da secção de alvenaria. Para índices de vazios inferiores aos 2% os resultados da aplicação desta técnica são, geralmente, fracos. No entanto, se a esse índice de vazios corresponderem vazios de grandes dimensões, os resultados podem ser de boa qualidade. Se esta condição não se verificar sugere-se a adopção de técnicas alternativas ou combinadas para reforço da parede.

Existem diferentes soluções de injecção que se classificam de acordo com o processo utilizado para injecção da calda, a saber:

- Injecção sob pressão – utilizada em alvenarias, degradadas ou não, desde que com capacidade para receber a pressão da injecção;
- Injecção por gravidade – utilizada em paredes fortemente degradadas;
- Injecção sob vácuo – indicada para reforço de pequenos elementos arquitectónicos com requisitos de caldas muito fluídas.

Assim sendo, o processo de injecção é escolhido pelas condições e tipo de dano da parede. Antes de escolher a forma de intervir, recomenda-se um conjunto de ensaios (*in-situ* e em laboratório) para verificar a adequabilidade da técnica, quer em termos de elegibilidade quer em exequibilidade. Uma vez averiguados estes requisitos procede-se à injecção da calda que é precedida por uma preparação do suporte – remoção do reboco, limpeza da parede, refechamento das juntas e selagem das fissuras. A figura 4.1 esquematiza os principais procedimentos a realizar de acordo com o prescrito pelo politécnico de Milão em Itália.

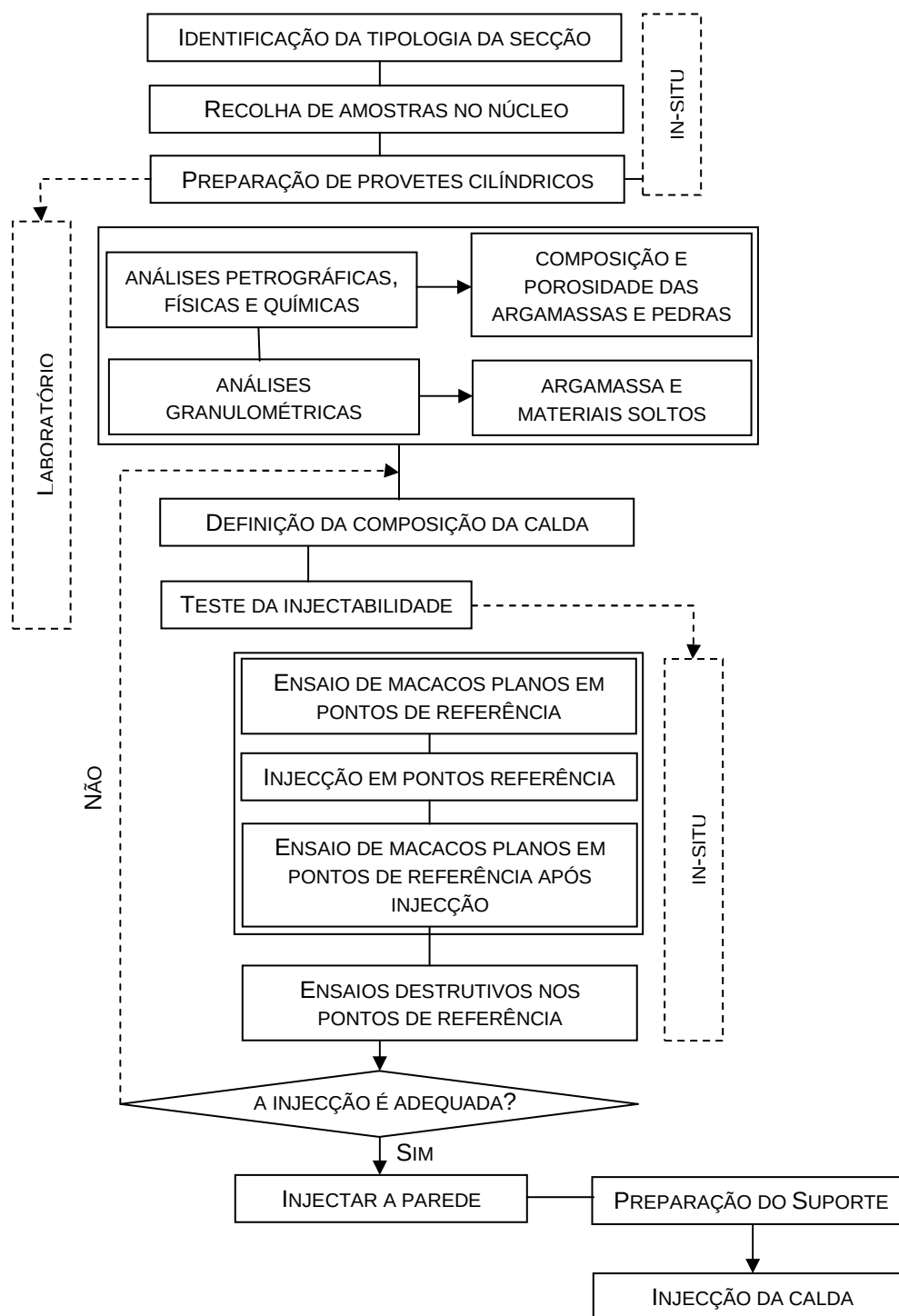


Fig.4.1 – Procedimentos para avaliação da adequabilidade da injeção [Roque, 2002].

Relativamente ao material de enchimento (calda), este depende do tamanho das fendas ou das aberturas existentes. O normal é usar-se uma calda de água com ligante sem areia. No entanto, se as aberturas apresentam grandes dimensões torna-se preferível injectar uma argamassa ou mesmo um betão de consistência fluida. Os requisitos de uma calda de injeção são:

- Reológicos – capacidade de penetração, fluidez, ausência de segregações e exsudação mínima;
- Químicos – estabilidade de características químicas, resistência aos sais de sulfato e baixo teor de álcalis;
- Físicos – presa e endurecimento (garantia de tempo para execução), baixa retracção e propriedades higroscópicas (estabilidade dimensional em presença de humidade, insolubilidade em água e conservação das características de absorção do suporte);
- Mecânicos – resistência e rigidez idênticas às da argamassa original;
- Térmicos – baixo calor de hidratação para evitar desenvolvimento de gradientes térmicos.

A injeção é uma técnica de reforço “passiva” – não se realizam operações que alterem o equilíbrio de forças – e irreversível. O aspecto original exterior da parede é respeitado, razão pela qual esta técnica é utilizada com frequência em intervenções em edifícios históricos sempre que seja necessário que a intervenção preserve o aspecto original.

4.2.2. PREGAGENS

Trata-se de uma solução mecânica para reforçar ou promover ligação entre elementos co-operantes. São constituídas, geralmente, por tirantes de aço fixos por aderência e/ou ancorados nos extremos. De uma forma simplista, consiste na colocação dos tirantes protegidos contra a corrosão, em furos previamente executados de pequeno diâmetro, que atravessam a parede a reforçar. Após a colocação do reforço os furos são selados com caldas de injeção apropriadas. A distribuição e a direcção das pregagens depende do objectivo pretendido e da extensão e da natureza dos danos. A eficácia das pregagens depende, em grande parte, da aderência entre a armadura e a alvenaria, pelo que se recomenda a utilização de varões nervurados (aderência melhorada) e de pequeno diâmetro. Existem pregagens com características muito distintas, a saber:

➤ Pregagens generalizadas:

O reforço generalizado com pregagens pode modificar, substancialmente, o comportamento mecânico da parede, podendo-a tornar semelhante a uma parede de betão armado, capaz de suportar esforços de tracção e de corte e melhorando significativamente a resistência à compressão; Os reforços são, geralmente, barras de aço inox dispostas em direcções cruzadas, formando uma malha tridimensional interior à alvenaria; A selagem dos orifícios de furação colmata, também, os vazios da alvenaria que estão adjacentes ao furo;

➤ Pregagens “costura”:

São utilizadas para assegurar resistência à tracção em zonas críticas ou para a ligação de paredes perpendiculares entre si, funcionando, tal como o nome indica, como uma autêntica “costura”;

➤ Pregagens transversais:

Geralmente são utilizadas em paredes compostas para confinar a parede; Para tal são distribuídos tirantes em aço transversais à parede, com tratamento anti-corrosão e dotados, nos extremos, de dispositivos que permitem a amarração nas faces exteriores do paramento; O efeito de confinamento depende da eficácia da ligação; Trata-se de uma técnica que é, normalmente, combinada com outras técnicas de reforço;

➤ Sistemas de ancoragem:

Estes sistemas são utilizados quando a qualidade da aderência é particularmente importante, isto é, quando se pretendem forças muito elevadas; Para tal recorre-se, isolada ou combinadamente com as

ancoragens de aderência, ao uso de chapas de distribuição de forças de aperto ou a dispositivos de ancoragem típicos de pré-esforço; Apesar de se tornar um sistema mais eficaz do que as pregagens simples, as paredes em estudo apresentam fraco comportamento ao punçoamento, pelo que são necessárias grandes áreas de apoio que dificultam a sua ocultação o que pode, muitas das vezes, inviabilizar a sua utilização.

4.2.3. PRÉ-ESFORÇO

O reforço por pré-esforço pode ser usado para melhorar o comportamento das paredes, quer para acções sob o próprio plano mediante a compressão axial que melhora a resistência à tracção e ao corte, quer para acções fora do plano da parede, na ligação entre paredes que melhora o confinamento global da estrutura.

A compressão axial, tal como supracitado, melhora o comportamento à tracção da parede. Como consequência, o funcionamento global da estrutura para cargas no plano permite mobilizar mecanismos de resistência e deformabilidade por corte. Consequentemente, pela Teoria de Coulomb pode-se concluir que a resistência ao corte também é incrementada. Para acções fora do plano, os efeitos da compressão axial traduzem-se na melhoria do comportamento à flexão, sendo o valor do momento que produz tracção na secção substancialmente aumentado. Relativamente ao comportamento em serviço verificam-se melhorias ao nível do controlo da deformação e da fendilhação, o que contribui para uma maior durabilidade.

Para além da fraca resistência à tracção, as paredes em estudo apresentam, em geral, ligação entre elementos estruturais débeis. Esta fragilidade é especialmente notada quando estas paredes estão sujeitas a acções horizontais (principalmente à acção sísmica). A aplicação desta técnica ao nível dos pavimentos/coberturas, associada à realização de cintas exteriores e pregagens de ligação entre paredes, pode melhorar consideravelmente a solidarização e o confinamento estruturais. Esta melhoria do comportamento mecânico das paredes reflecte-se na consolidação global da estrutura, melhorando as respectivas resistência e ductilidade.

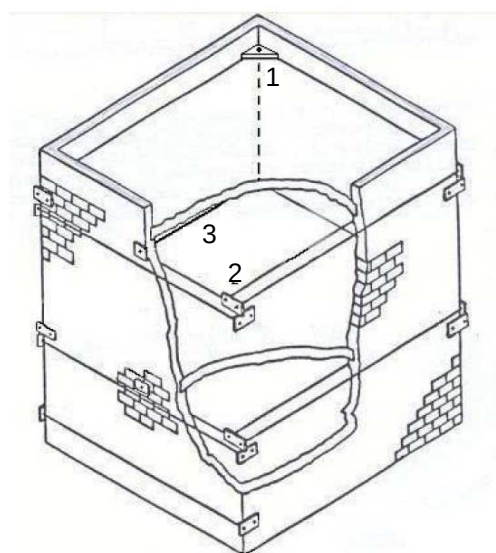


Fig.4.2 – Esquema de reforço-tipo de um edifício existente com soluções de pré-esforço: (1) tirantes com efeito de compressão axial nas paredes com melhorias para a flexão global; (2) pregagem entre paredes ortogonais com efeito de confinamento ao nível dos pavimentos; (3) pregagens de vão entre paredes opostas com efeito de confinamento ao nível dos pavimentos [Roque, 2003].

Outra das vantagens desta técnica é o seu carácter reversível e a não introdução de aumentos significativos de massa, o que é especialmente importante em zonas sísmicas. A análise e efeitos do pré-esforço em paredes antigas é análogo ao aplicado em paredes novas.

De referir ainda que o nível de compressão axial introduzido pelo pré-esforço, é limitado pela capacidade resistente da secção da parede. Em paredes de muito fraca resistência, a introdução do pré-esforço pode mesmo agravar a susceptibilidade de instabilização. Também o uso de pré-esforço perpendicular ao plano das paredes é condicionado pela resistência da parede, neste caso a resistência ao punçoamento. Assim, deve-se proceder previamente à avaliação destas condições e à escolha do processo de ancoragem mais adequado.

4.2.4. REFECHAMENTO DE JUNTAS

Esta técnica tem por objectivo restaurar as condições originais de integridade da parede, relativamente à presença de argamassa degradada nas juntas melhorando, desta forma, as características mecânicas e de protecção da parede. A escolha da argamassa a usar depende da finalidade da intervenção e das condições de compatibilidade com o material existente.

As operações levadas a cabo para a execução desta técnica são:

- Remoção parcial da argamassa das juntas – extracção e limpeza da argamassa das juntas até uma profundidade de 5 a 7 cm; Se a intervenção for feita dos dois lados da parede a profundidade máxima de extracção, em cada um dos lados, será 1/3 da espessura total da parede; Apenas poderá ser reparada uma face de cada vez para não comprometer a estabilidade da parede;
- Lavagem das juntas abertas com água a baixa pressão – lavagem para limpar as ranhuras abertas e para limitar a absorção da água da argamassa por parte do suporte;
- Reposição das juntas – cuidadoso preenchimento das juntas com várias camadas de argamassa; A eficácia desta operação depende de uma eficiente compactação das camadas da argamassa de preenchimento.

Uma alternativa ao refechamento de juntas “tradicional” é a combinação deste com armaduras. Esta técnica baseia-se na remoção parcial da argamassa das juntas e na colocação de armaduras de reforço, que podem ser de aço inoxidável ou de laminados FRP, antes de proceder ao seu preenchimento. É uma técnica particularmente indicada para paredes com juntas regulares. Do ponto de vista mecânico, esta técnica apresenta resultados positivos no controlo da dilatação transversal associada a elevadas tensões de compressão e aos seus efeitos.

Os materiais mais utilizados nesta técnica, de acordo com as respectivas funções são:

- Material para enchimento das juntas – argamassa de cal hidráulica aditivada ou resinas orgânicas para efectuar a selagem ou o acabamento estético;
- Material para reforço – aço inoxidável, por exigências de durabilidade, ou materiais compósitos de matriz polimérica – Fiber Reinforced Polymer, FRP; As superfícies destes materiais devem ser rugosas/nervuradas para melhorar a aderência à argamassa envolvente.

As principais vantagens desta solução são:

- A facilidade de execução;
- Pequena perturbação das condições existentes;
- Variação do peso da estrutura desprezável – importante em zonas sísmicas;

- Conservação do aspecto exterior após a intervenção.

4.2.5. REFORÇO COM MATERIAIS FRP

Os materiais compósitos começaram por ser utilizados na indústria militar, de aviação e espacial. Cedo se percebeu que se tratava de uma técnica promissora com possibilidade de aplicação em diversas indústrias. Na construção, os compósitos FRP começaram por ser utilizados para o reforço de estruturas de betão armado. O sucesso desta utilização fez com que se desenrolassem investigações para aferir da possibilidade de aplicação destes materiais em reabilitação estrutural, para outros tipos de estruturas.

Os FRP são constituídos por dois componentes:

- Matriz – elemento responsável pela transmissão da resistência das fibras para o suporte; Pode ser uma resina epóxi, acrílica, polyester ou outra;
- Fibras de reforço – conferem resistência e rigidez axial ao reforço.

A designação atribuída aos compósitos FRP depende do tipo de fibra utilizada. Os compósitos mais correntemente utilizados possuem fibras de carbono (CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer – as mais indicadas para reforço de estruturas históricas por razões de durabilidade), fibras de aramida (AFRP – Aramid Fiber Reinforced Polymer) e fibras de vidro (GFRP – Glass Fiber Reinforced Polymer).

O processo de fabrico dos FRP, principalmente a orientação das fibras, tem grande influência no comportamento mecânico destes compósitos que são materiais anisotrópicos. Os compósitos FRP existentes no mercado e aplicáveis para reforço estrutural são de dois tipos, a saber, compósitos curados in-situ e pré-fabricados. Estes materiais são comercializados em:

- Mantas – resultam da associação de fibras orientadas e entrelaçadas em duas direcções ortogonais; Podem ser aplicadas recobrimdo completamente a superfície da parede ou apenas localizadamente nas zonas mais sensíveis;
- Tiras – resultam da associação de fibras dispostas unidireccionalmente; Podem apresentar-se dispostas em grelha ou em diagonal (figura 4.3);
- Laminados – tiras pré-impregnadas com resinas epóxicas; São aplicados em superfícies planas ou de pequena curvatura e em elementos sem arestas;
- Barras – resultam de fibras pré-impregnadas (normalmente de CFRP). São aplicadas num processo análogo ao refechamento de juntas com armadura; As barras de superfície lisa devem ser tratadas com jacto de areia para melhorar a aderência;
- Fibras soltas.

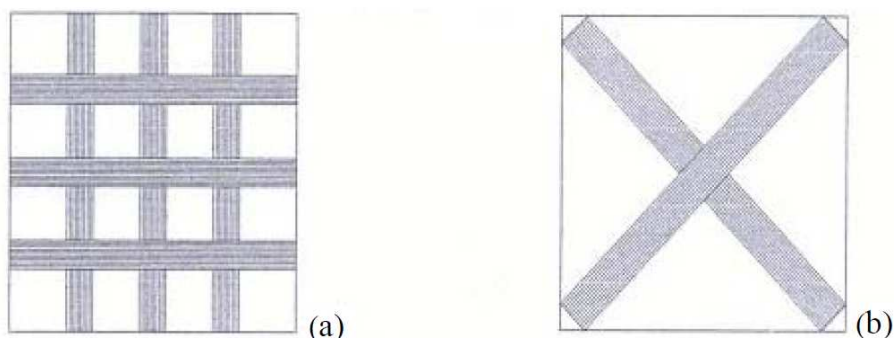


Fig.4.3 – Diferentes disposições das fitas de FRP em intervenções de reforço: (a) em grelha ortogonal; (b) em diagonal [Roque, 2002].

As grandes vantagens dos materiais compósitos FRP são:

- Elevada resistência – resistência à tracção, flexão e compressão cerca de 20 vezes superiores ao aço convencional;
- Leveza – relação de pesos FRP/aço de cerca de 20% e FRP/alumínio de cerca de 50% o que se traduz em menores custos de transporte e instalação;
- Elevada resistência à corrosão – elevada resistência à generalidade dos produtos químicos;
- Bom comportamento à fadiga – bom comportamento quando sujeitas a processos cíclicos, importante para o reforço sísmico;
- Reversibilidade da aplicação;
- Baixa relaxação, comparativamente com o aço;
- Facilidade de aplicação.

As principais desvantagens são:

- Elevado custo comparativamente com o aço;
- Comportamento frágil – pequenas extensões até à rotura;
- Fraca resistência aos raios ultra-violeta – as fibras de aramida perdem coloração e a sua resistência mecânica é afectada. As resinas, quando expostas directamente ao sol sofrem rigidificação e perdem elasticidade.
- Durabilidade – estão ainda por confirmar, a longo prazo, as boas prestações verificadas a curto prazo;
- Problemas de aderência;
- Muito fraca resistência ao fogo.

Para o reforço de paredes utilizam-se cintas de laminados de FRP, dispostas na horizontal e na vertical, confinando a parede e contrariando os esforços de flexão associados às acções horizontais perpendiculares ao seu plano (por exemplo acções sísmicas). As cintas horizontais não necessitam de ser aplicadas ao nível do pavimento. No caso de edifícios com duas ou mais células em planta, esta solução precisa de ser combinada com um sistema de pregagens das cintas às paredes transversais interiores, caso contrário perde eficiência. Para acções horizontais no plano da parede, a utilização de mantas generalizadas, ou mesmo localizadas, contribui para a melhoria da resistência ao corte, na medida em que evita os mecanismos de rotura por tracção diagonal e da argamassa com deslizamento ao longo da junta.

4.2.6. REBOCO ARMADO

Os rebocos armados são utilizados quando as alterações estéticas, decorrentes do recobrimento da parede, não são relevantes ou, no caso de zonas não aparentes, a aplicação destes rebocos pode ser uma técnica de reforço eficaz. Trata-se de uma solução muito utilizada e que tem sofrido notáveis desenvolvimentos. A sua aplicação é especialmente indicada para paredes que, na generalidade, estão em bom estado mas possuem elevada degradação superficial – por exemplo paredes de adobe. Os reflexos desta técnica são uma melhoria da resistência superficial da parede à tracção e ao corte, assim como um mais eficaz controlo da fendilhação. Em alguns casos reflecte-se, também, na melhoria da ligação entre elementos construtivos. Complementarmente, quando aplicados em paramentos exteriores, conferem protecção contra agentes climáticos.

Estes rebocos são executados mediante a aplicação de uma camada de argamassa de revestimento sobre a parede – espessura de 2 a 3 cm – na qual se usa armadura de reforço que é fixada por pontos. Os materiais utilizados para armadura são:

- Malhas de aço electrossoldada, com malha de metal distendido e varões de diâmetro reduzido;
- Redes de fibra de vidro;
- Fibras sintéticas;
- Fibras curtas em aço.

De referir que a rede de fibra de vidro (material mais usado como armadura na actualidade) é atacada pelo álcalis do cimento, o que tem implicações na durabilidade, uma vez que a eficiência das protecções anti-alcálinas não é total.

A fixação da malha é feita por pequenas pregagens (diâmetros de 1,5 a 2,5 mm) e espaçamentos em quincôncio, em vértices de uma malha de triângulos equiláteros com 20 a 40 cm de lado. As argamassas usadas podem ser de natureza inorgânica (cimentícias ou tradicionais), sintéticas ou mistas. Por razões ligadas com a compatibilidade e reversibilidade, o uso de argamassas cimentícias e sintéticas deve ser evitado. A aplicação da argamassa pode ser manual ou projectada com equipamento específico.

Quando se pretende uma intervenção que vise combater problemas de fendilhação, por causas não relacionadas com o comportamento estrutural, utilizam-se argamassas menos rígidas e reforçadas com fibras que evitem o reaparecimento das fendas. Quando as fendas têm origem no comportamento estrutural, desde que as causas estejam estabilizadas, pode-se aplicar uma malha electrossoldada fixada à parede e recoberta com argamassa (figura 4.4), isto após se proceder à selagem das fendas.

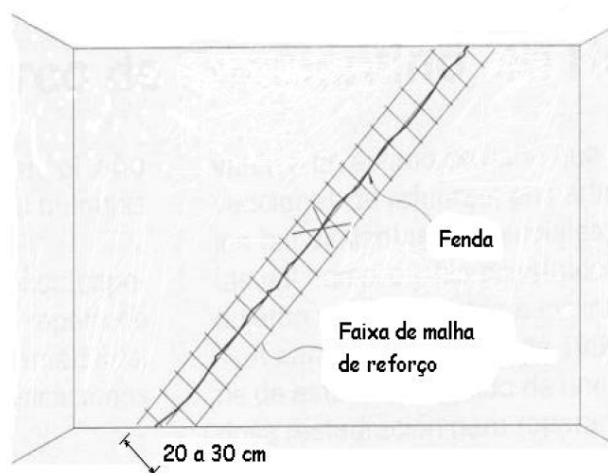


Fig.4.4 – Reparação de fenda localizada com reboco armado com malha de aço electrossoldada [Roque, 2002].

4.2.7. "JACKETING"

O "jacketing", designação vulgarmente atribuída ao encamisamento (acção de recobrir), consiste na aplicação, em apenas um lado ou em ambos os lados da parede a reforçar, de uma camada de betão com cerca de 5 a 10 cm de espessura. Esta camada de betão é reforçada com uma malha de aço que é fixada à parede com pregagens (processo muito semelhante ao utilizado nos rebocos armados). Consegue-se, assim, um revestimento de maior espessura relativamente a um reboco tradicional e sobretudo, com melhores características mecânicas, com destaque para a resistência ao corte superior aos rebocos armados.

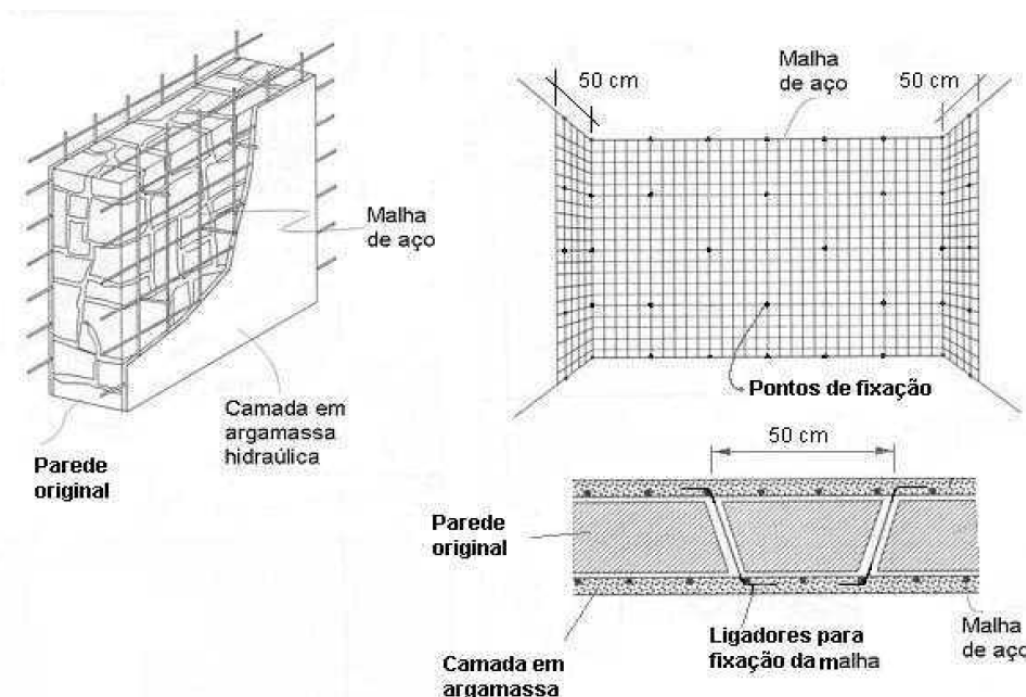


Fig.4.5 – Aspectos construtivos de encamisamento armado com malha de aço electrossoldado [Roque, 2003].

Trata-se de uma técnica irreversível e indicada para paredes “pobres”, com fraca ligação entre os materiais, argamassa muito deteriorada, muito irregulares e com misturas de diferentes materiais que não possam ou que dificilmente possam ser reforçadas com técnicas menos intrusivas. A aplicação desta técnica às paredes em estudo é dificultada pela aplicação das ligações transversais, uma vez que se torna difícil perfurar as paredes, perdendo-se, assim alguma da eficiência do método. A eficiência depende do confinamento introduzido pelas novas camadas de betão que envolvem a parede, desempenhando as fixações da armadura um papel muito importante no desempenho global da solução. De referir que, quando se aplica este método em apenas uma das faces da parede, se devem ter especiais cuidados na aplicação das pregagens transversais.

O encamisamento com betão armado, não só melhora a ligação entre paredes como confere aumentos da resistência à compressão e da rigidez, quer axial quer transversal da parede original. Estas melhorias traduzem-se num comportamento mecânico melhorado, tal como anteriormente se referiu. No entanto, a execução incorrecta, ou mesmo a prescrição incorrecta do método, pode resultar na sua ineficiência e pode mesmo agravar o comportamento da parede original, em especial para acções sísmicas. Para um melhor comportamento estrutural das paredes reforçadas com este método, há que ter em conta alguns aspectos durante a execução, de que se destacam os seguintes:

- As camadas exteriores de betão devem ser ligadas ao suporte através de pregagens transversais adequadamente distribuídas;
- As malhas de reforço em aço devem cobrir as zonas fendilhadas, as zonas dos cunhais e as envolventes das aberturas;
- As malhas de aço devem ser protegidas contra a corrosão.

Esta técnica é muito utilizado no reforço de paredes mestras de fraca qualidade. De facto, embora muitas vezes possa parecer que a substituição destas paredes possa ser a melhor opção, esta intervenção reveste-se, em muitas situações, de uma elevada complexidade, apresentando-se o

“jacketing” como uma solução adequada para o reforço dessas paredes. Um dos exemplos do uso desta técnica no reforço de paredes mestras é a reabilitação dos Centros Históricos na Polónia (figura 4.6).

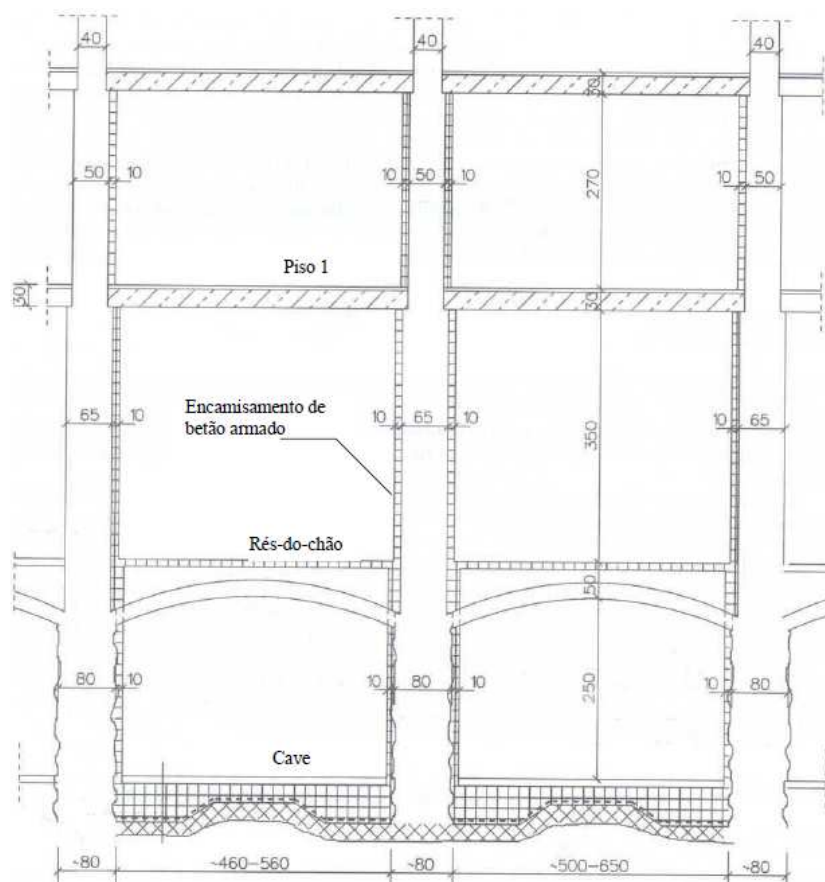


Fig.4.6 – Reforço com “jacketing” das paredes mestras de um edifício do centro histórico de Jelenia Góra - Polónia [Berkowski & Dmochowski, 2001].

4.2.8. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO

Em termos simplistas esta técnica consiste na substituição parcial de paredes ou de partes de paredes. De acordo com Appleton (Appleton, 1993) esta técnica pressupõe uma cuidadosa acção de desmonte e re-execução utilizando os materiais originais, assim como novos materiais com melhor qualidade e ligados por argamassas com fraca retractibilidade (por exemplo argamassas gordas de cal e areia ou de cimento, cal e areia). Trata-se de um processo trabalhoso mas também muito eficaz para a melhoria da capacidade mecânica das paredes para corrigir fendilhações. Deve ser levado a cabo em pequenos tramos deixando contornos irregulares que facilitem a ligação entre o novo material e o existente.

Esta técnica tem por objectivo reparar ou substituir os componentes degradados ou em condições deficientes e, eventualmente, reforçá-los. Apesar de, do ponto de vista estrutural, estas operações não colocarem problemas de difícil resolução, elas requerem algum cuidado construtivo para, depois de retiradas as peças, colocá-las no mesmo sítio. Para a realização do desmonte há que fazer um escoramento prévio para suporte temporário da zona envolvente do elemento em reconstrução. Este escoramento é retirado quando o elemento reconstruído possa entrar novamente em carga. Para alvenaria de pedra o desmonte e reconstrução da parede é fácil, enquanto para paredes de alvenaria de fraca qualidade construtiva pode justificar-se o desmonte e reconstrução com qualidade superior.

4.3. REFORÇO ANTI-SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

As paredes de alvenaria de pedra, assim como as paredes de adobe e taipa são, na generalidade dos casos, a base da estrutura resistente dos edifícios antigos. No que diz respeito ao comportamento sísmico, o desempenho global das estruturas depende, em grande parte, do comportamento das paredes. Assim sendo, para melhorar o comportamento global da estrutura, há que melhorar o comportamento das paredes estruturais. Estas medidas de reforço podem ser aplicadas individualmente a cada parede ou em conjunto com os elementos que interactivam com as paredes, mais concretamente, os pavimentos e as coberturas que são, geralmente, em estrutura de madeira.

As intervenções de reforço sísmico não passam, muitas das vezes, por acções de reforço propriamente dito, isto é, para além das medidas correctivas já apresentadas de melhoramento do estado, das características dos materiais e do comportamento mecânico das paredes (consolidação isolada) é necessário levar a cabo um conjunto de medidas complementares tendentes à melhoria do comportamento sísmico. Estas medidas passam por corrigir irregularidade e assimetrias estruturais e ainda melhorar a integridade global da estrutura.

Nas estruturas novas, a acção sísmica pode ser atenuada mediante a instalação de isoladores sísmicos ou de sistemas de amortecimento nas fundações que facilitem a dissipação da energia absorvida aquando de um sismo. Nas estruturas antigas estas técnicas não são facilmente aplicáveis. Para aplicar isoladores sísmicos, as fundações da estrutura têm que ter grande rigidez e devem constituir soluções contínuas já que, para aplicar o sistema de amortecimento há que haver boa ligação entre os elementos estruturais, o que é, tal como já foi referido, um dos grandes problemas das estruturas em estudo. Assim sendo, o caminho a seguir é o de promover alterações que reponham as regras de boa concepção sísmica, a saber, correcção de irregularidades resultantes de concepções débeis ou de alterações estruturais anteriores realizadas de forma menos cuidada.

As assimetrias que mais se detectam neste tipo de estruturas estão relacionadas com a distribuição de massa e também de rigidez. Para atenuar os efeitos da acção sísmica pode-se reduzir o peso da estrutura, em especial nos pisos mais elevados. No que diz respeito à rigidez da estrutura, a uniformização desta, é “muito importante para evitar modos importantes de torção” (Roque, 2002). Também a continuidade dos elementos construtivos, resistentes ou não, se reveste de especial importância, de modo a que as forças de inércia actuantes na estrutura sejam conduzidas para os elementos resistentes e destes para as fundações que as transmitirão ao terreno. Quanto mais dúcteis e mais diversas forem as ligações, mais hiperstática se torna a estrutura e por conseguinte menor a possibilidade de colapso da mesma.

Em estruturas antigas, uma melhoria do comportamento sísmico implica acções de reforço, mais concretamente, das ligações entre elementos estruturais. O reforço e reparação das ligações entre paredes e pavimentos, paredes e coberturas e entre paredes é de grande importância uma vez que a eficácia da resposta estrutural depende grandemente destas ligações.

4.3.1. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES RESISTENTES

As soluções de reforço mais usadas nas ligações entre paredes (ortogonais ou transversais) podem ser pregagens do tipo “costura” ou pregagens longas realizadas com tirantes.

a) Pregagens do tipo “costura”

Permite melhorar a ligação entre paredes ortogonais exteriores ou entre paredes ortogonais exteriores e interiores. Estas pregagens são formadas por tirantes curtos, normalmente em aço duro e

protegido contra a corrosão. Na ligação entre paredes ortogonais exteriores os tirantes pode ser de maior comprimento (cerca de 4 metros) ou até atingir o vão de janela ou porta mais próximo. Na actualidade as pregagens deste tipo são constituídas por tubagens e varões de aço inox, inseridos em mangas de tecido (em algodão). Esta constituição permite uma melhor adaptação às irregularidades de furação e à heterogeneidade dos componentes das paredes.



Fig.4.7 – Exemplos da melhoria de ligações entre paredes com pregagens em direcções cruzadas [Roque, 2002].

b) Pregagens longas – Tirantes de ligação entre paredes

Tratam-se de tirantes, também em aço duro, que permitem a ligação entre paredes opostas (fachada-fachada e fachada-empena), aplicados ao nível do piso. Normalmente colocam-se pelo exterior, aos pares, um de cada lado da parede existente, entre as paredes a ligar (figura 4.8). Para a aplicação entre fachadas, os tirantes são ancorados nas extremidades. Se a força a aplicar for muito elevada pode-se recorrer a cabos ou barras pré-esforçadas. Quando estas ancoragens são sobre paredes de empena com dificuldades de acesso ao compartimento vizinho adjacente, torna-se necessário recorrer a soluções que permitam realizá-las pelo interior.

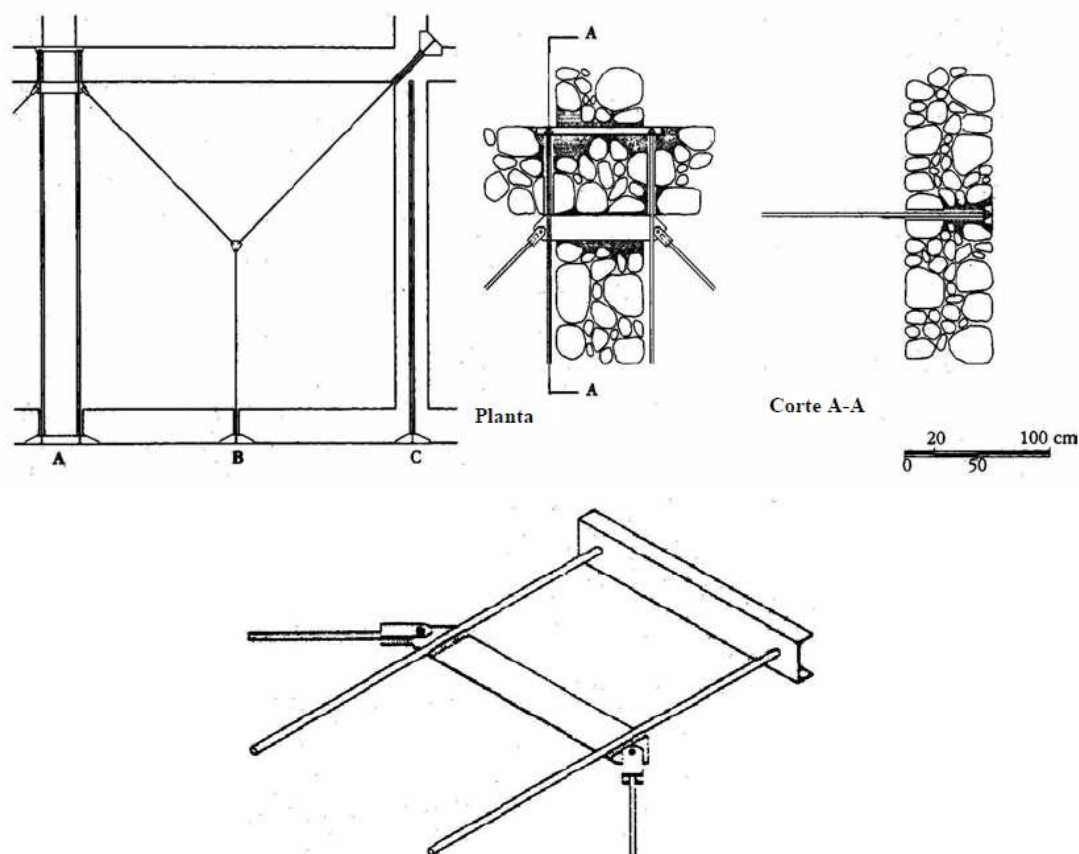


Fig.4.8 – Alguns sistemas de tirantes de ligação entre paredes [Roque, 2002]: A – Tirantes duplos, paralelos à parede transversal, com ancoragem externa em betão armado e ancoragem interna sobre perfil metálico tipo U (em pormenor); B - Tirante intermédio, bifurcado, com ancoragens interiores nos cantos; C - Pregagem longa com barra de aço injectada.

As pregagens efectuadas entre paredes paralelas têm por objectivo contrariar a sua possível abertura, por rotação para fora, quando sujeitas à acção sísmica. Para além deste objectivo principal, permitem, ainda confinar os pavimentos e facilitam a transferência de forças de inércia para as paredes ortogonais, melhorando o desempenho global da estrutura, através da criação de um sistema resistente tridimensional. Assim sendo, o colapso passa a ser condicionado pela maior ou menor capacidade de resistência das paredes de contaventamento (figura 4.9).

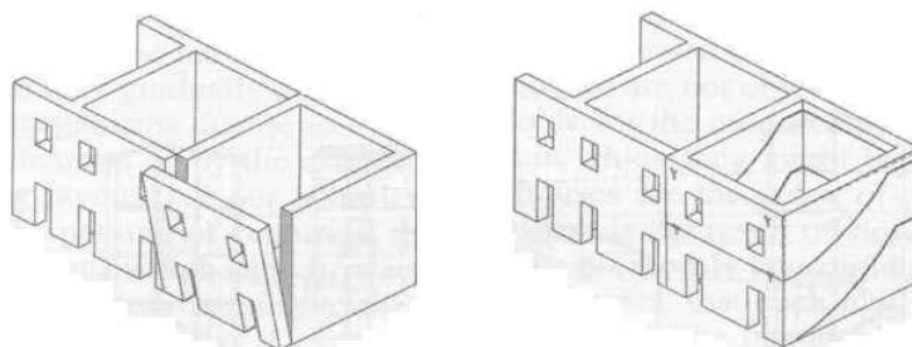


Fig.4.9 – Mecanismos de colapso sob acções horizontais [Roque, 2002]: (a) primeiro modo: sem pregagens entre paredes; (b) segundo modo: com pregagens entre paredes.

Nas estruturas com paredes de boa qualidade e com paredes de contraventamento distanciadas até 5/6 metros, a transferência de esforços faz-se apenas aplicando tirantes próximos das paredes transversais. Se esta condição não se verificar, devem-se colocar tirantes intermédios, distribuídos no vão entre paredes de contraventamento (figura 4.10).

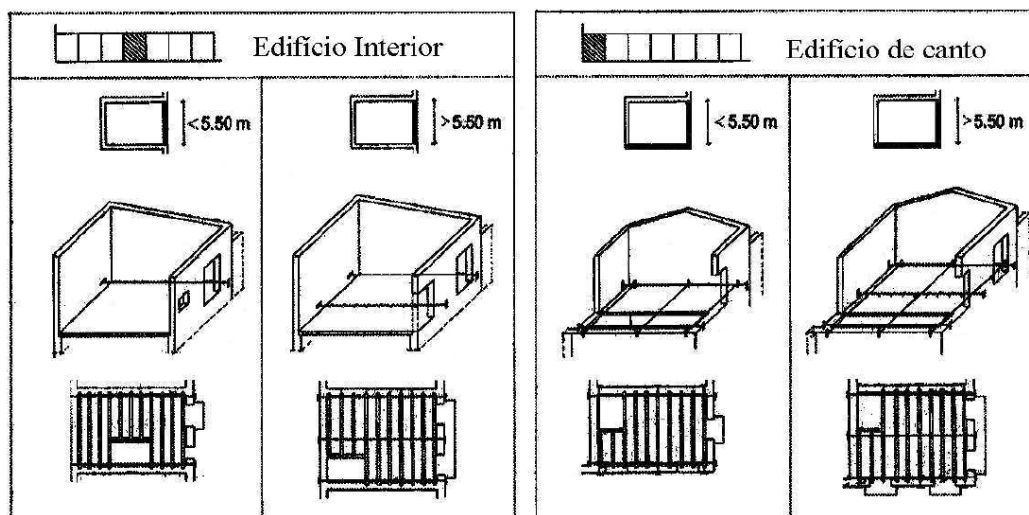


Fig.4.10 – Aplicação de tirantes entre paredes, ao nível dos pavimentos, em edifícios no centro histórico de Palermo, Itália [Roque, 2003].

Alternativamente a estas metodologias de reforço das ligações entre paredes, podem-se aplicar:

- Cintas metálicas (destaque para o sistema CAM) ou aplicação de compósitos FRP;
- Refechamento de juntas com armadura nos cunhais das paredes
- Aplicação de gatos metálicos nos cunhais;
- Rebocos armados.

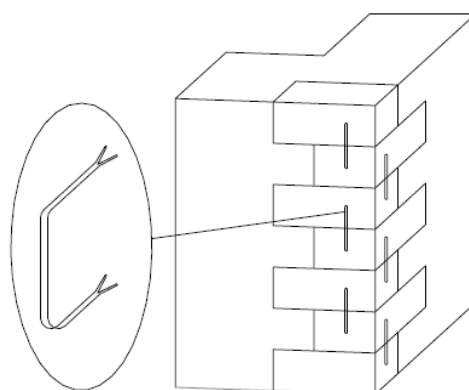


Fig.4.11 – Reforço dos cunhais, com cadeia de ângulo em cantaria, através da aplicação de gatos metálicos [Roque, 2002].

4.3.2. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES E PAVIMENTOS

O confinamento dos pavimentos é feito mediante a aplicação, ao nível dos pavimentos, de cintas exteriores aos edifícios realizadas em laminados FRP, chapas metálicas ou soluções de pré-esforço.

Este procedimento, para além de confinar os pavimentos, melhora o desempenho global da estrutura, na medida em que promove o funcionamento das ligações pavimento-parede.

O melhoramento da ligação entre pavimentos e paredes exteriores pode ser garantido pela realização de pregagens curtas entre eles, o que permite mobilizar a capacidade de travamento dos pavimentos relativamente às paredes. Este medida leva ainda à redução do comprimento de encurvadura. As pregagens atravessam toda a parede exterior acabando já nas vigas do pavimento. Segundo Appleton (Appleton, 1993), para vigas paralelas à parede, as pregagens devem ser mais longas (1,5 a 2 metros) e fixadas a, pelo menos quatro vigas. Para vigas ortogonais à parede, usam-se pregagens curtas (0,6 a 1 metro).

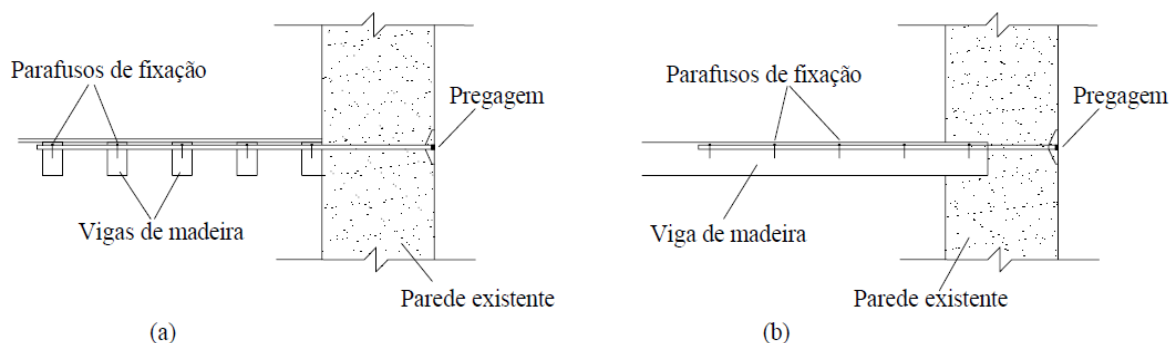


Fig.4.12 – Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos [Roque, 2002]: (a) vigas paralelas à parede; (b) vigas ortogonais à parede.

Uma técnica que era já usada em edifícios anteriores ao século XVIII tanto em construção nova como em reabilitação, passava pela colocação de dispositivos metálicos de ancoragem nos extremos das vigas de pavimento (figura 4.14). Assim, as vigas do próprio pavimento funcionavam como tirantes, melhorando a ligação entre paredes opostas.

Para os pavimentos funcionarem como elementos importantes de transmissão das forças sísmicas horizontais para as paredes laterais, contribuindo assim para uma maior eficácia na resistência às acções sísmicas, pode tornar-se necessário aumentar a rigidez dos mesmos no seu plano. Um dos processos de aumento de rigidez passa pelo contraventamento (peças de madeira no sentido transversal ou utilizando aço como ligação transversal entre as paredes principais – ver figura 4.13).

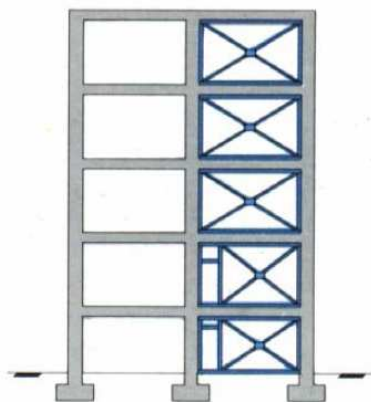


Fig.4.13 – Contraventamento da ligação transversal entre paredes [Teobaldo, 2004].

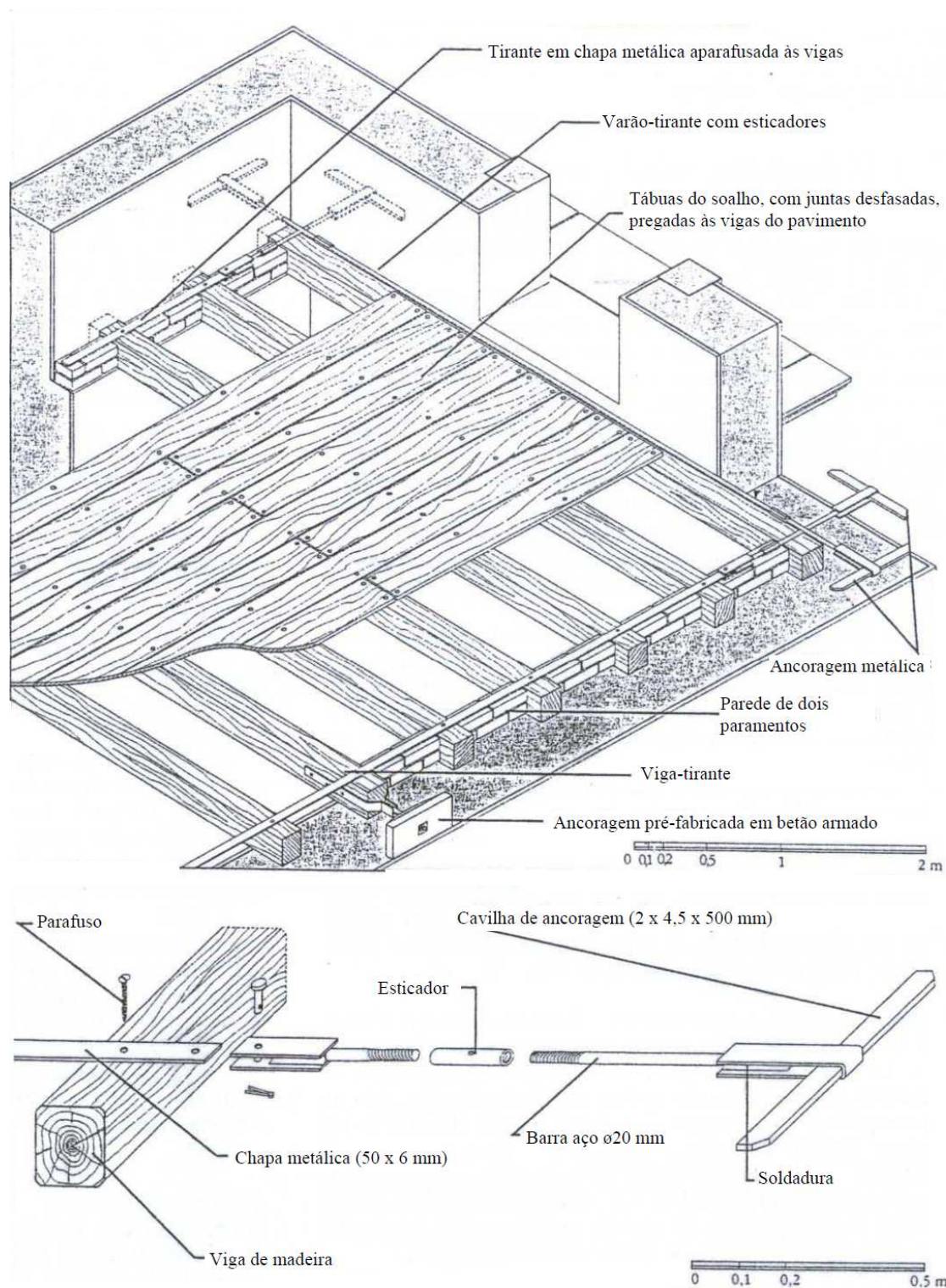


Fig.4.14 – Exemplo da aplicação de pregagens para melhoria das ligação entre paredes e pavimentos de madeira [Roque, 2002].

4.3.3. LIGAÇÕES ENTRE PAREDES E COBERTURA

Estas ligações desempenham papel idêntico às ligações anteriores no comportamento global da estrutura. Uma das formas de reforço destas ligações, que se faziam por frechais, passa pela reconstrução do topo da parede através da inserção pregagens que ligam o frechal às varas da cobertura (figuras 4.15 e 4.16). Assim, as coberturas mantêm unidas as paredes que a delimitam, sendo que a rigidificação da cobertura pode beneficiar também o respectivo comportamento mecânico.

Outra das soluções, muito utilizada nas últimas décadas, passa pela constituição de lintéis de coroamento, em betão armado, vazado no topo da parede. A rigidez desta solução, a par da sua retracção, faz com que se dêem movimentos diferenciais que promovem a separação dos materiais em contacto, o que faz perder a eficácia do confinamento. Outra das desvantagens passa pelo carácter irreversível desta solução. No entanto, se o betão for vazado sobre uma camada de argamassa, previamente executada no coroamento da parede, igual ou idêntica à original esta desvantagem pode ser minimizada. A aplicação de pregagens injectadas permite uma ligação mais eficiente entre o betão e a alvenaria existentes (figura 4.17).

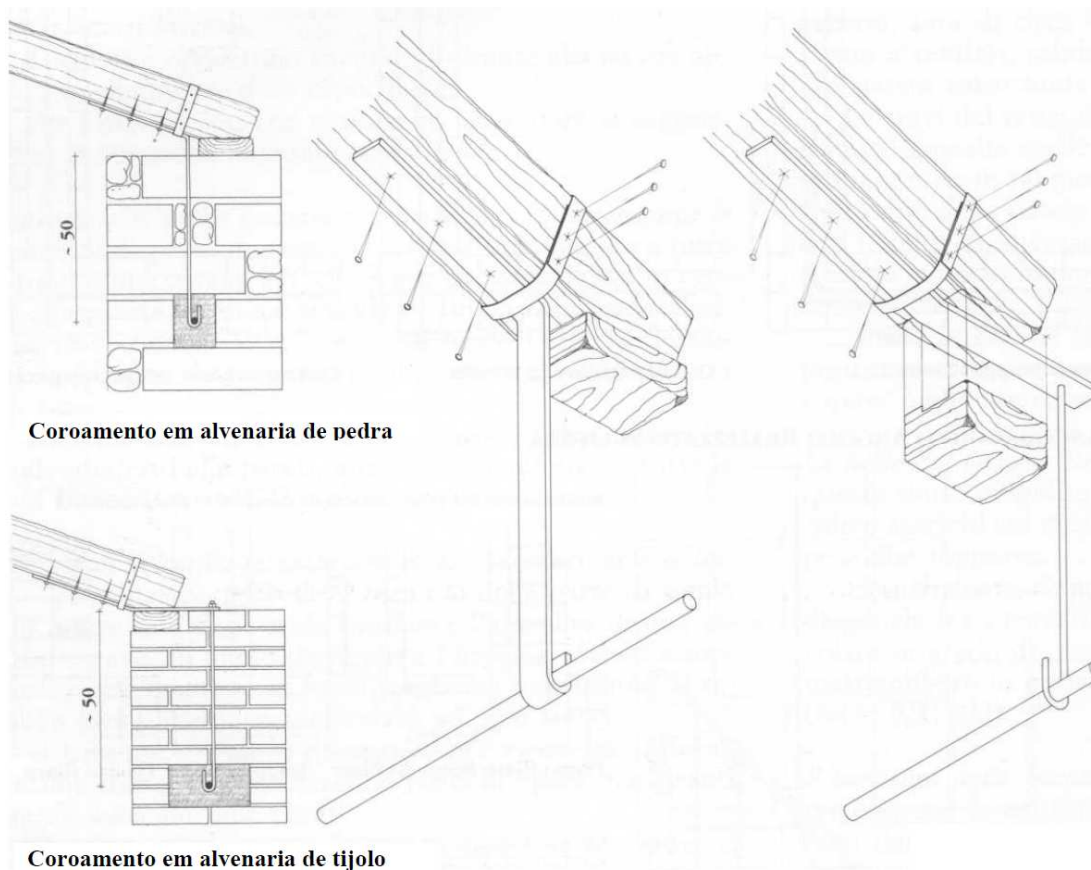


Fig.4.15 – Pormenores-tipo da ligação entre as varas da cobertura e o coroamento das paredes [Roque, 2002].

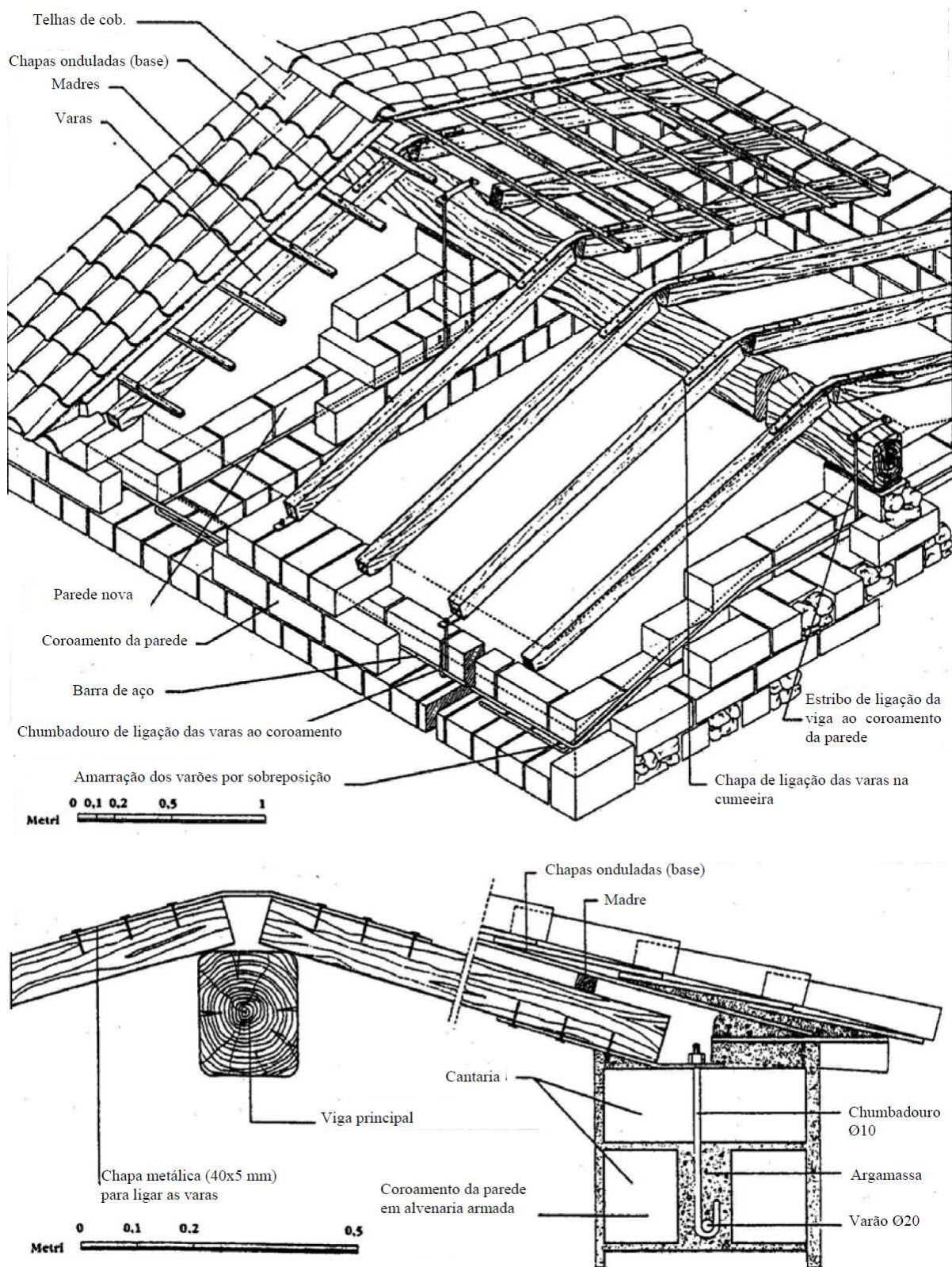


Fig.4.16 – Pormenores do reforço de ligação paredes-cobertura [Roque, 2002].

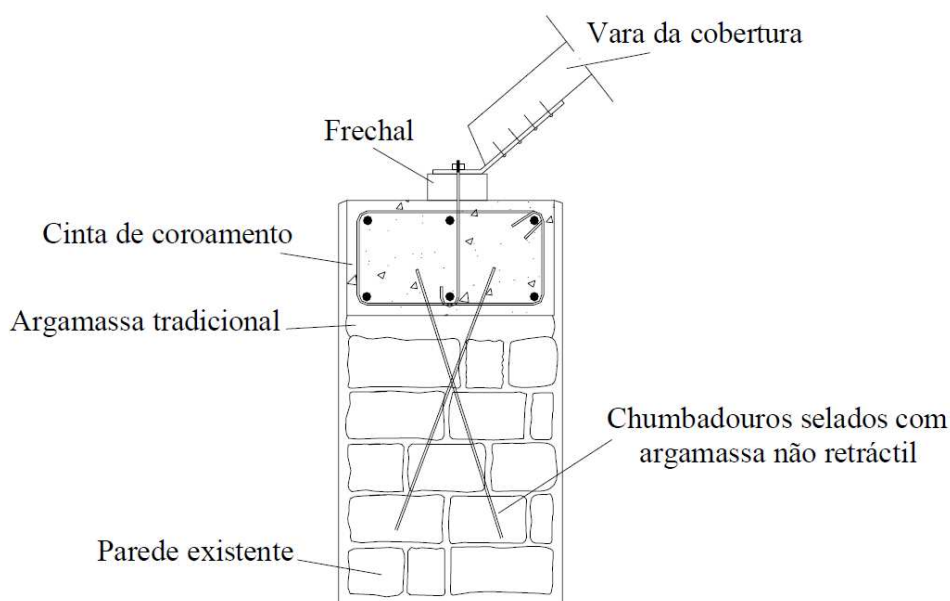


Fig.4.17 – Coroamento das paredes periféricas com cinta de betão armado [Roque, 2002].

4.4. REFORÇO DE PAREDES COM ELEMENTOS EM MADEIRA MACIÇA

Durante vários períodos históricos, o comportamento estrutural foi cuidadosamente observado e analisado. Nas zonas sísmicas em especial, os sistemas construtivos foram inventados e desenvolvidos de maneira a assegurar um bom desempenho estrutural quando sujeitos a acções de natureza sísmica. Na figura 4.18 mostra-se um exemplo de reforço sísmico com elementos de madeira que, segundo Touliatos (Touliatos, 2001) era utilizado na Grécia antiga.

A rigidez do nível de tecto é assegurada por vigas de triangulação no nível horizontal inferior da estrutura do telhado.

Este nível rígido é cuidadosamente ligado às paredes de alvenaria por vigas de elementos reforçados com madeira, que suportam todo o telhado.

Também as padieiras e os peitoris das aberturas são reforçados com estes elementos de madeira que favorecem, também, a amarração da estrutura.

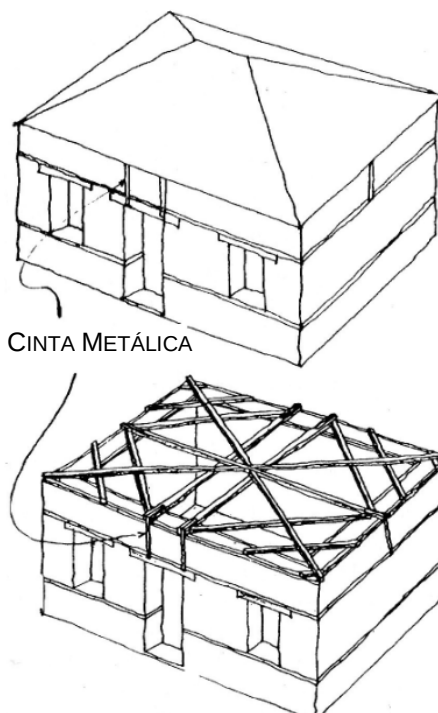


Fig.4.18 – Construção típica em zonas sísmicas Gregas [Touliatos, 2001].

Ao que tudo indica, já há pelo menos 35 séculos (desde o período Micénico) que a madeira era usada como material de reforço sísmico de estruturas de alvenaria, que apresentavam comportamento frágil. Normalmente, utilizavam-se elementos em madeira incorporados na alvenaria, disposto na horizontal, na vertical ou na diagonal, paralelamente e perpendicularmente à superfície das paredes. Este reforço, para além de melhorar a resistência mecânica das paredes, melhorava ainda a ligação entre elementos estruturais, favorecendo assim o comportamento em caso de ocorrência de um sismo. Na figura 4.19, apresentam-se pormenores de ligações melhoradas com elementos em madeira.

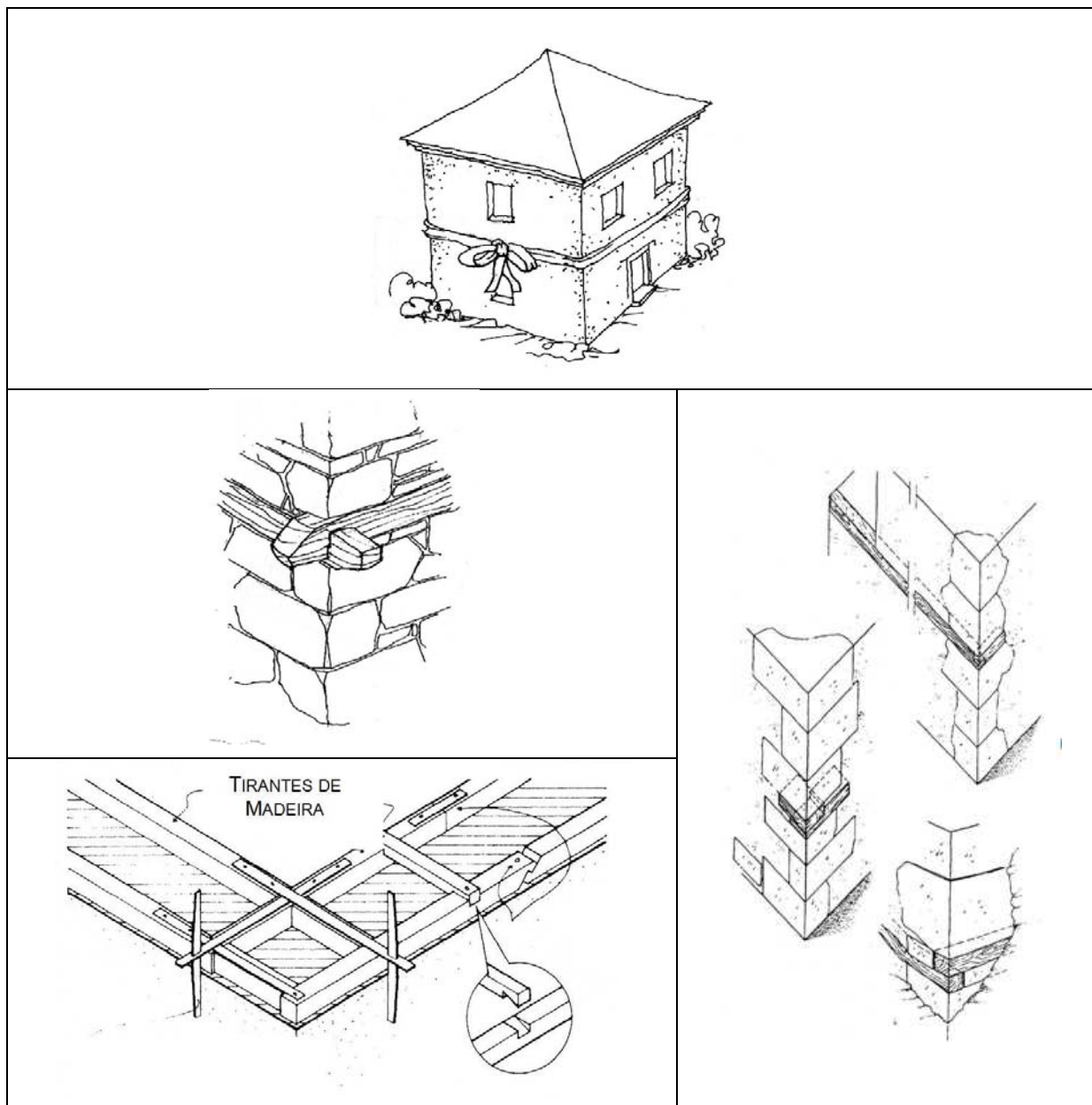


Fig.4.19 – Exemplos de amarramento da estrutura com elementos de madeira [Touliatos, 2001].

Pela observação da figura anterior, torna-se possível verificar que os pormenores apresentados não representam a melhor solução tendo em linha de conta o aparecimento de patologias na madeira. De facto, se a madeira não for correctamente protegida, a disposição apresentada poderá levar à sua deterioração. No entanto, sob o ponto de vista estrutural, este pormenor, que apresenta os elementos de

madeira pelo exterior da parede, melhora as ligações de toda a massa da parede, assim como, tal como já se referiu, melhora o comportamento em caso de ocorrência de um sismo, dado que melhora as ligações entre elementos estruturais. Esta grande melhoria do comportamento sísmico leva a que se deixe para segundo plano os possíveis problemas de deterioração da madeira.

Com o passar do tempo, foram-se desenvolvendo reforços com elementos de madeira no interior das paredes (utilizava-se, neste caso madeira maciça de alta qualidade). O grande problema desta solução era a fraca compatibilidade entre os elementos de madeira e a parede de alvenaria. Na era bizantina os elementos de reforço eram colocados longe da superfície da parede e protegidos com uma argamassa de protecção. Pelo contrário, na era Micénica e mais recentemente numa era pós-Bizantina, os elementos em madeira eram colocados pelo exterior, a descoberto de modo a favorecer a secagem.

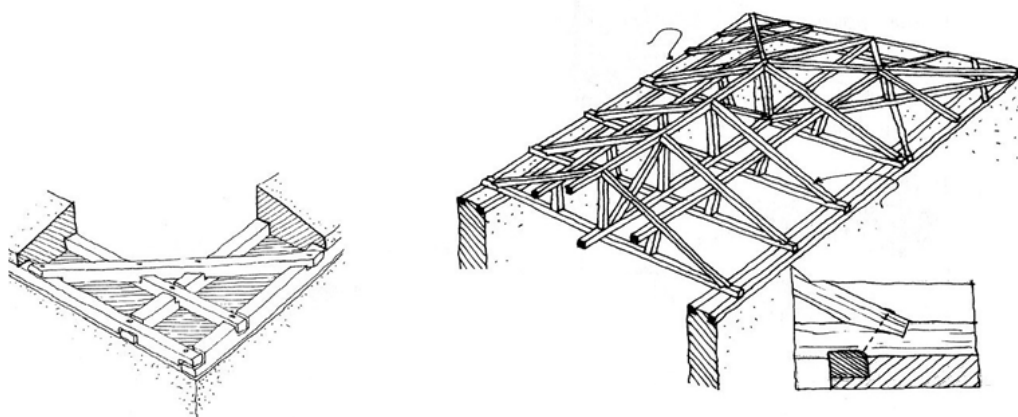


Fig.4.20 – Exemplos de amarramento da estrutura ao nível do telhado com elementos de madeira [Touliatos, 2001].

Desde a Grécia antiga até à actualidade, as civilizações foram sempre procurando incluir elementos com bom comportamento à tracção nas construções, nomeadamente no interior das paredes. Exemplo disso mesmo são as catedrais góticas, cujas paredes eram construídas com elementos de ferro fundido pelo interior. Da pesquisa realizada, embora não se tenha encontrado mais do que breves referências, foi possível perceber que a madeira foi desde sempre um material de eleição para o reforço estrutural de edifícios. Destaque para civilizações Turca e Árabe, nas quais a madeira foi sempre o material mais utilizado no reforço de estruturas.

O conceito da sustentabilidade fez com que, nos últimos anos se viessem a desenvolver novas tecnologias de reforço com elementos de madeira, um material da natureza e com baixos custos. Um exemplo de uma tecnologia de reforços de estruturas com elementos de madeira é a construção Bhatar. Trata-se de um sistema construtivo de alvenaria de pedra reforçada com elementos horizontais de madeira. Estes elementos horizontais, que possuem ainda elementos transversais à parede, funcionam como reforço sísmico, prevenindo o desmoronamento das paredes, quando sujeitas a acções deste tipo. A eficácia deste reforço depende da eficácia da ligação entre os elementos de reforço em madeira.



Fig.4.21 – Construção Bhatar [Schacher, 2007].

Um correcto desempenho do reforço estrutural pressupõe:

- Elementos de reforço colocados com 0,60m de espaçamento entre si – figura 4.22;
- Elementos transversais colocados com uma distância máxima de 0,90m entre si – figura 4.22;
- A conexão entre elementos de reforço não deve seguir uma linha vertical, isto é, devem estar espalhados pela parede – figura 4.23;
- Evitar a existência de juntas verticais que representam fraquezas – figura 4.23.

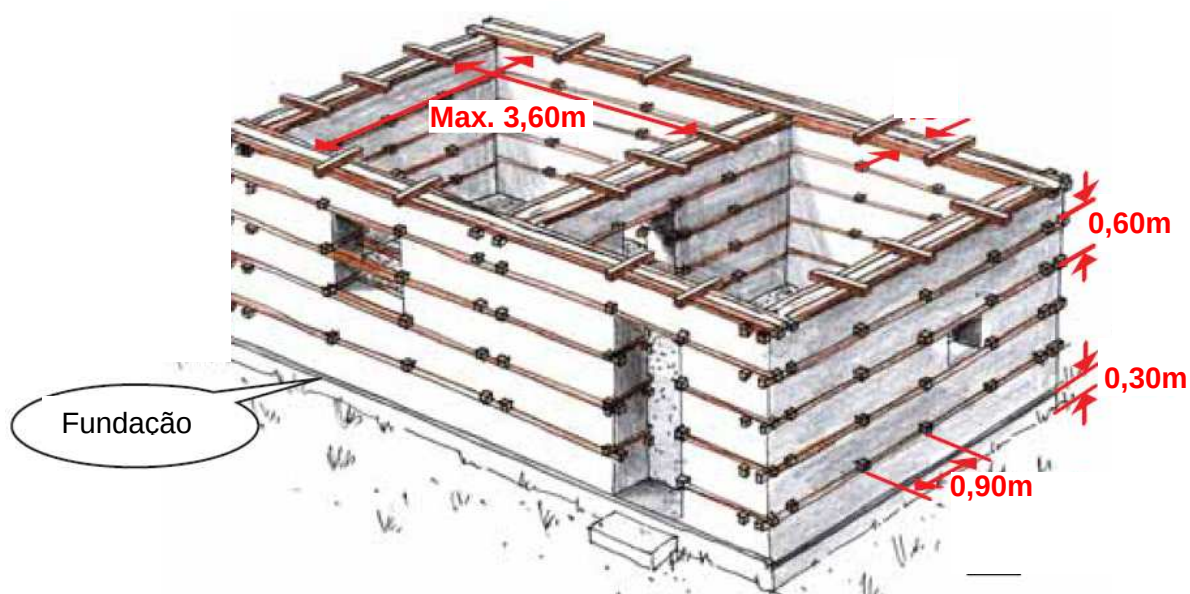


Fig.4.22 – Recomendações de dimensões para a construção Bhatar [Schacher, 2007].

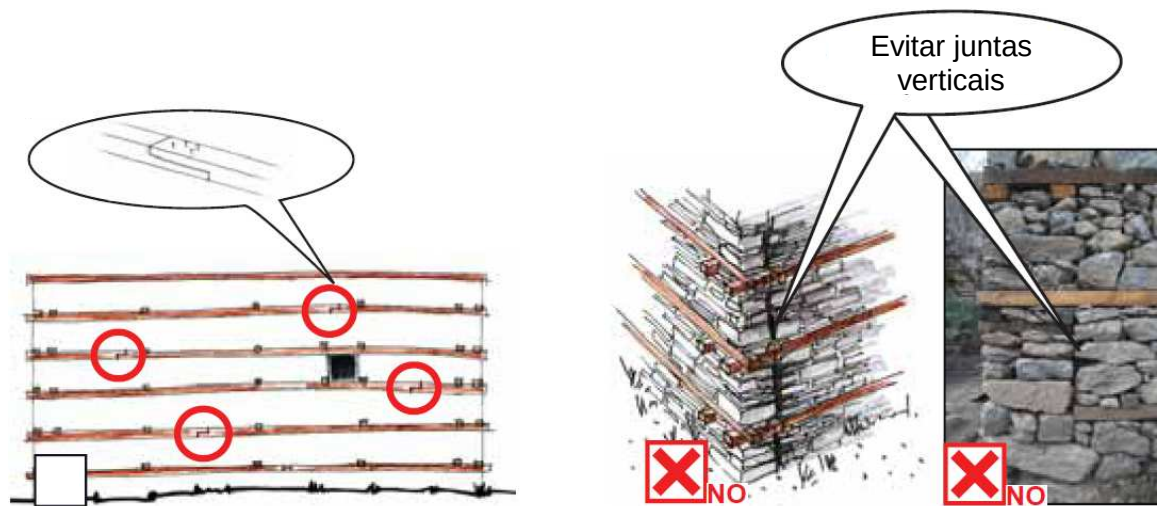


Fig.4.23 – Pormenores de ligações na construção Bhatar [Schacher, 2007].

Como se comprova a Humanidade recorreu, desde sempre, ao reforço de alvenarias (pedra, terra ou outras) com elementos resistentes à tracção. De entre estes elementos, a madeira foi um material de eleição muito devido à sua abundância na Natureza. A crescente preocupação com a sustentabilidade levou a que se olhasse para a madeira como uma alternativa para o reforço estrutural. Nesse sentido, têm-se vindo a desenvolver sucessivos estudos com modelos numéricos, que pretendem comprovar que a madeira pode ser um elemento de reforço estrutural com resultados de muito boa qualidade

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES DE ALVENARIA

5.1 GENERALIDADES

A modelação numérica de uma estrutura pretender traduzir a resposta desta ao conjunto de solicitações (forças, acelerações e deformações impostas) a que esta está sujeita. Estas solicitações podem, num modelo numérico ser traduzidas por deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, “sendo a resposta influenciada pela forma e ligações da estrutura entre os seus elementos e com o exterior e pelas características dos materiais de construção que definem os parâmetros de rigidez e resistência do sistema estrutural” (Costa, 2009). Das ferramentas existentes para modelação numérica de estruturas, destacam-se o método dos elementos discretos e o método de elementos finitos. Com estes é possível definir com pormenor alguns aspectos da resposta da estrutura.

5.2. MICRO E MACRO-MODELAÇÃO

Como se sabe, a alvenaria apresenta propriedades distintas nas diferentes direcções, facto que está relacionado com as juntas, que são planos de fraqueza. A representação numérica de alvenarias pode ser feita a partir da modelação dos micro-componentes (unidade+argamassa+interface ou unidade+argamassa) ou a partir de macro-modelação, isto é, considerando toda a parede de alvenaria como um compósito.

Tal como se pode ver na figura 5.1 podem-se considerar diferentes tipos de modelos dependendo do grau de detalhe que se considere:

- Micro-modelos detalhados (Figura 5.1 b);
- Micro-modelos simplificados (Figura 5.1 c);
- Macro-modelos (Figura 5.1 d);

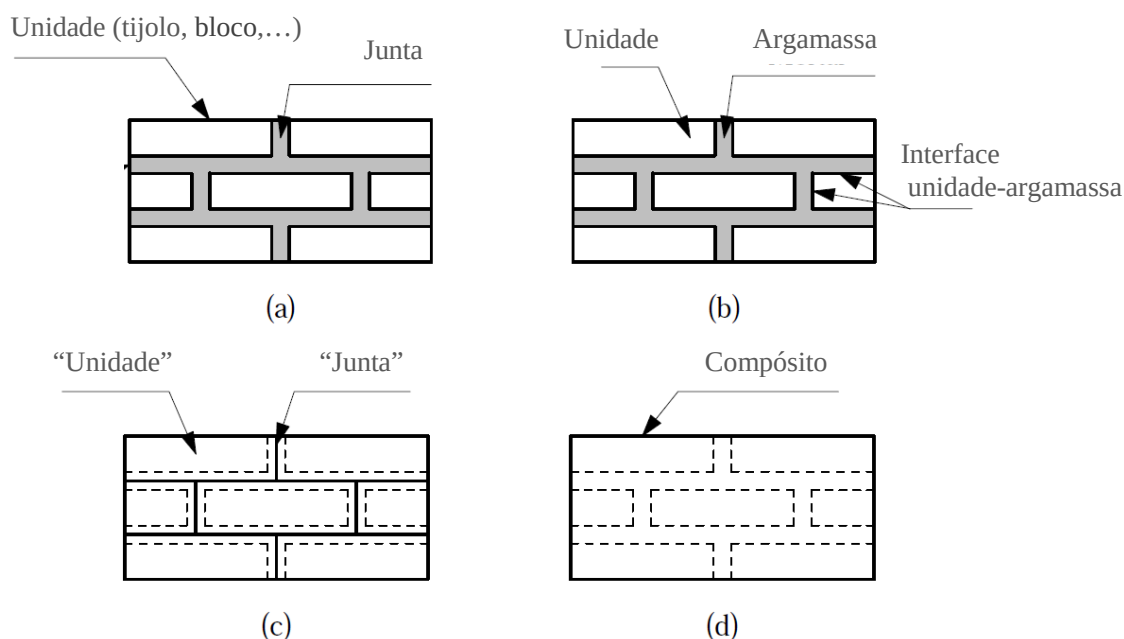


Fig.5.1 – Estratégia de modelação de alvenarias [Lourenço, 1996]: (a) parede de alvenaria; (b) micro-modelo detalhado; (c) micro-modelo simplificado; (d) macro-modelo.

a) Micro-modelos detalhados

As unidades e a argamassa das juntas são representados por elementos contínuos, enquanto que as interfaces unidade-argamassa são representadas por elementos descontínuos. É necessário ter em conta o módulo de Young, o coeficiente de Poisson e, com carácter opcional, as propriedades não elásticas da unidade e da argamassa. As interfaces representam superfícies de escorregamento ou de fendilhação. O comportamento da alvenaria segundo estes modelos, pode ser caracterizado a partir do conhecimento das propriedades dos componentes e das respectivas interfaces. Não é possível estudar a acção combinada da unidade, argamassa e interfaces.

b) Micro-modelos simplificados

As unidades expandidas são representadas por elementos contínuos, enquanto que o comportamento das juntas e das interfaces é representada por elementos descontínuos. Cada junta é aglomerada numa interface média, sendo as unidades expandidas de modo a manter a geometria da parede intacta. Assim sendo, a alvenaria é considerada como uma série de blocos elásticos separados por potenciais superfícies de escorregamento ou fendilhação – as juntas. Como é natural, perde-se rigor relativamente ao modelo anterior uma vez que o efeito de Poisson da argamassa da junta não é considerado;

c) Macro-modelos

As unidades, a argamassa e a interface unidade-argamassa são representados como um só elemento contínuo fictício equivalente. Assim, o comportamento global da alvenaria é representado por um compósito homogéneo isotrópico.

De entre os modelos apresentados não se pode dizer que qualquer um deles seja melhor que outro, dado que existem diferentes campos de aplicação para cada um. No entanto, a micro-modelação permite uma melhor compreensão do comportamento local, sendo muito aplicável ao nível do detalhe estrutural. A macro-modelação é mais aplicável quando a estrutura possui dimensões tais que as tensões sejam mais ou menos uniformes ao longo de todo o comprimento. Torna-se assim fácil perceber que a macro-modelação é bem mais simples de aplicar, assim como reduz o tempo e os requisitos de memória computacional necessários para o cálculo.

De referir que, para uma correcta modelação da alvenaria (seja micro ou macro-modelação), é necessário fazer uma prévia descrição experimental do material. No entanto, a descrição das propriedades da alvenaria é influenciada pelo grande número de parâmetros (anisotropia da unidades, dimensão das unidades, espessura e arranjo das juntas, idade,...) o que levou a que, apenas recentemente se tenha desenvolvido o interesse no desenvolvimento de modelos numéricos de modelação de alvenaria. Para além disso, a obtenção de dados experimentais confiáveis para os modelos numéricos tem sido dificultada pela falta de comunicação, pelo uso de diferentes métodos de ensaio e pela utilização de parâmetros de teste e de materiais muito diferentes entre si, o que dificulta a comparação de resultados e a obtenção de conclusões.

5.3. MACRO-MODELAÇÃO

Os macro-modelos para modelação de alvenaria têm vindo a ser alvo de uma pronunciada evolução, em grande parte devido à rapidez e facilidade de cálculo e de modelação de estruturas que, nos últimos tempos, se tem verificado. Estes modelos são particularmente indicados para o estudo do comportamento das estruturas sujeitas à acção sísmica, dado que a utilização de outra análise é demasiado morosa.

Os macro-modelos para modelação do comportamento de alvenarias permitem traduzir os mecanismos de rotura no plano que se dão em estruturas de alvenarias após a ocorrência de um sismo e em ensaios experimentais no plano e que incluem:

- Rotura por flexão;
- Corte-deslizamento;
- Corte diagonal.

5.3.1. MACRO-MODELOS BASEADOS NA TEORIA DA PLASTICIDADE

A teoria da plasticidade que, inicialmente, foi desenvolvida para o estudo de materiais dúcteis, está, na actualidade, bem adaptada a elementos finitos contínuos homogéneos e isotrópicos. De acordo com Lourenço (Lourenço, 1996), as leis constitutivas da teoria da plasticidade implementam-se mediante uma abordagem fenomenológica, na qual os mecanismos observados experimentalmente são representados de uma forma tal que as simulações numéricas correspondentes fornecem resultados próximos dos resultados observados. Nesta teoria “são consideradas condições de cedência e de resistência máxima, ao nível de ponto de Gauss, que traduzem o comportamento do material observado experimentalmente e se expressam em função das componentes de tensão (ou dos seus invariantes) e de parâmetros de material” (Costa, 2009). O critério de cedência (superfície de cedência) é, normalmente, representado por um diagrama tensão/deformação que traduz o comportamento uniaxial em termos dessas grandezas.

Um dos modelos de alvenaria baseados na teoria de plasticidade é o modelo usado pelo Prof. Paulo Lourenço (Lourenço, 1996) que é bem representativo das potencialidades desta teoria. Este estudo representa as vantagens dos conceitos de plasticidade moderna, com a representação do comportamento de um material anisotrópico, que inclui o endurecimento/amolecimento ao longo de cada eixo do material. Assim, este autor utilizou um modelo contínuo e anisotrópico que considera a alvenaria como um material homogêneo. Este modelo inclui uma superfície de cedência próxima da de Rankine para esforços de tracção e uma superfície de cedência similar à de Hill para esforços de compressão (ver figura 5.2). A elasticidade e plasticidade anisotrópicas são combinadas de modo a serem obtidos comportamentos independentes ao longo dos eixos do material que são definidos pela direcção das juntas horizontais e verticais (direcção x e y respectivamente).

O primeiro critério (Rankine – esforços de tracção) está relacionado com um mecanismo de fendilhação do material – fractura localizada. A superfície de cedência depende de um parâmetro associado ao contributo das tensões de corte para a rotura, parâmetro esse que é função dos valores das resistências uniaxiais à tracção nas direcções das juntas (x e y) e da resistência ao corte do material das juntas. Ainda neste critério, o amaciamento do material é considerado exponencial com energias de fractura diferentes nas duas direcções. No segundo critério (Hill – esforços de compressão) a superfície de cedência é um elipsóide rodado no espaço, que depende dos valores de cedência nas duas direcções de tensão ao longo dos eixos x e y, de um parâmetro que controla a relação entre os valores das componentes normais da tensão e de um parâmetro que estabelece a contribuição das tensões de corte para a rotura. Admite-se, neste critério, um endurecimento parabólico, ao qual se segue um amaciamento parabólico/exponencial, recorrendo, tal como o critério anterior, a valores diferentes de energia de fractura nas duas direcções. A fim de obter dissipação energética independente da malha, o diagrama tensão-extensão tem de ser ajustado de acordo com uma largura equivalente, dependente da dimensão do elemento finito utilizado (Costa, 2009).

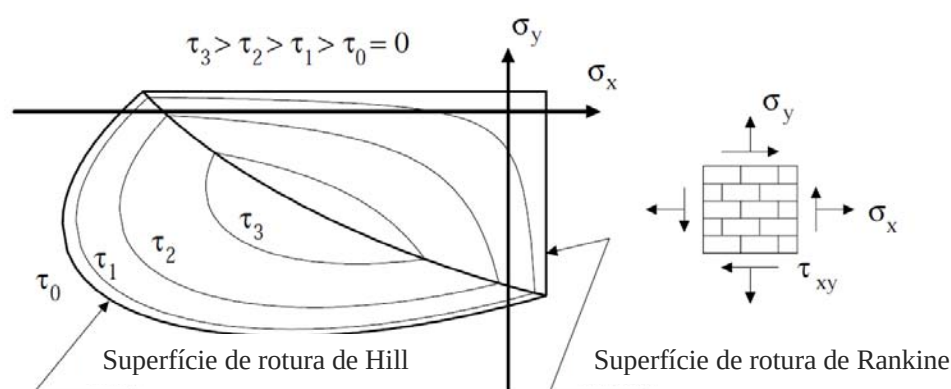


Fig.5.2 – Diferentes valores de resistência de tracção e compressão ao longo de cada eixo material. Superfícies de cedência de Rankine e Hill [Lourenço, 1996].

De acordo com Costa (Costa, 2009), Pieiruszczak e Ushaksaraei recorreram a técnicas de homogeneização simplificadas para avaliar as características da alvenaria, tendo usado um modelo não-linear baseado na plasticidade associados a um modelo de fendas fixas. As superfícies de cedência obedecem ao critério de Mohr-Coulomb em compressão/corte e a um critério linear para tracção/corte, critério associado a uma lei de amaciamento e dependente da coesão e da resistência à tracção.

5.3.2. MACRO-MODELOS BASEADOS EM MODELOS DE DANO

a) Modelação corrente

Nestes modelos a entidade básica considerada é o tensor das tensões efectivas ($\bar{\sigma}$), o qual, para diversas aplicações práticas, é considerado coincidente com o tensor das tensões elástico:

$$\bar{\sigma} = E_0 \varepsilon \quad , \quad (5.1.)$$

em que E_0 representa a matriz constitutiva elástica e ε o tensor das deformações. São ainda consideradas variáveis de dano (d), variáveis que têm em conta o estado de degradação do material que é induzida pelo estado de tensão $\bar{\sigma}$. A lei constitutiva do estado de tensão é dada por:

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma} \quad , \quad (5.2.)$$

em que o domínio da variável de dano é dado por $0 \leq d \leq 1$, representando o valor 0 a ausência de dano e o valor 1 representa o material totalmente danificado.

b) Modelação de alvenarias frágeis

Para modelar alvenarias frágeis, como as que estão em estudo, torna-se mais adequado fazer uma divisão do tensor das tensões efectivas em dois tensores, o tensor das tracções ($\bar{\sigma}^+$) e o tensor das compressões ($\bar{\sigma}^-$). Esta decomposição do tensor das tensões efectivas é feita segundo as direcções principais, tomando em linha de conta o sinal das tensões principais. Para cada um dos tensores que decompõem o tensor das tensões efectivas é introduzida uma variável escalar de dano correspondente, isto é, ao tensor $\bar{\sigma}^+$ corresponde uma variável de dano para tracção, d^+ , e para o tensor $\bar{\sigma}^-$ associa-se uma variável de dano para compressão, d^- . Tal como a variável de dano, d , estas duas novas variáveis de dano associadas à degradação produzida sob tracção ou compressão, têm domínios de variações dado por:

$$0 \leq (d^+; d^-) \leq 1 \quad . \quad (5.3.)$$

Com a introdução destas variáveis de dano e respectivos tensores das tensões, a lei constitutiva passa a ser expressa por:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad . \quad (5.4.)$$

A utilização dos macro-modelos de dano contínuo é bastante apropriada para representar a degradação da rigidez que é produzida pela passagem das micro-fendas a macro-fendas em consequência da progressão do carregamento que, no limite, conduz à rotura. Esta perda de rigidez, decorrente do processo de fendilhação, altera progressivamente as propriedades elásticas do material. “Esta característica dos modelos de dano não é bem representada nos modelos de plasticidade tendo sobretudo influência nos ciclos carga-descarga, uma vez que nestes últimos se consideram propriedades elásticas na descarga” (Costa, 2009). Nos modelos de dano a descarga efectua-se directamente para a origem, o que, tal como se referiu, se adequa ao comportamento da alvenaria em tracção, porém, não se adapta correctamente ao comportamento em compressão, razão pela qual, muitas vezes se usam modelos de dano associados a modelos de plasticidade.

Segundo Costa (Costa , 2009) existem vários autores que apresentaram modelos contínuos de alvenaria baseados em modelos de dano, a saber:

- Lofti e Shing (1991) usaram modelos de plasticidade associada e dano frágil em tracção, transformando, assim, o material isotrópico em anisotrópico;

- Faria (1994) para modelar o comportamento do betão, utilizou modelos de dano desenvolvidos para betão e alvenaria;
- Papa (1996) considerou um modelo de dano unilateral recorrendo a três variáveis de dano (uma para compressão, outra para corte e outra para tracção) o que permite descrever o comportamento frágil da alvenaria sob cargas cíclicas de tracção-compressão, associado a um modelo de plasticidade;
- Oñate (1997) utilizou um modelo de dano escalar para o betão adaptado ao comportamento da alvenaria (incluindo as características do modelo de Lourenço, 1996); Neste modelo adicionou-se à variável de dano uma nova variável que tinha em conta os efeitos físicos, químicos e biológicos de degradação mecânica; Este modelo permitia, ainda, considerar a assimetria de comportamento em tracção e compressão através da introdução de uma variável escalar;
- Gambarotta e Lagomarsino (1997) adoptaram um modelo de dano (decorrente de outro modelo dos mesmos autores) para descrever a resposta de paredes de alvenaria admitida como material homogéneo sob acções sísmicas;
- Luciano e Sacco (1997) e Zuchini e Lourenço (2004) apresentaram modelos que envolviam técnicas de homogeneização e dano para descrever o comportamento de alvenarias antigas.
- Berto (2002) utilizou modelo de dano anisotrópico recorrendo a quatro parâmetros de dano interno, em compressão e tracção;

5.4. MICRO-MODELAÇÃO

A estratégia associada à micro-modelação passa por concentrar os danos nas juntas e em possíveis fendas nos blocos, isto é, os danos concentram-se nas zonas frágeis, zonas de provável fendilhação e escorregamento.

A alvenaria é representada por elementos contínuos homogéneos e isotrópicos que são separados pelos planos de fraqueza que modelam as juntas. A malha de elementos finitos é constituída por elementos discretos ligados com elementos de junta. Pode ainda conter elementos de volume que modelem um possível enchimento da alvenaria.

5.4.1. FORMULAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS DE JUNTA

O elemento de junta, de acordo com esta formulação, resulta da degeneração dum elemento sólido no qual se considera a espessura como sendo nula. Assim, os elementos de junta apresentam o mesmo número de nós dos elementos finitos contínuos, o que permite que se possa associar elementos de junta às unidades. A interface é definida tendo em linha de conta os três graus de liberdade (deslocamentos na direcção normal e nas duas direcções ortogonais tangentes à superfície da junta) de cada ponto das superfícies de contacto.

Nos elementos de junta, o resultado da integração nos pontos de Gauss é o vector das tensões actuantes, vector esse constituído pela componente normal σ_n e pelas componentes tangenciais à interface τ_{s1} e τ_{s2} . A relação entre as tensões actuantes na interface e os respectivos deslocamentos relativos pode ser definido como (para elementos de junta com comportamento linear elástico):

$$\begin{cases} \tau_{s1} = k_{s1}\gamma_{s1} \\ \tau_{s2} = k_{s2}\gamma_{s2} \\ \sigma_n = k_n\delta_n \end{cases} \quad (5.5.)$$

Considerando $\tau_s = \sqrt{\tau_{s1}^2 + \tau_{s2}^2}$, $\gamma = \sqrt{\gamma_{s1}^2 + \gamma_{s2}^2}$ e k_s como sendo a rigidez tangencial nas duas direcções, temos:

$$\begin{cases} \tau_s = k_{s1}\gamma \\ \sigma_n = k_n\delta \end{cases} \quad (5.6.)$$

Quando se utilizam elementos de junta de espessura nula resultante da utilização de blocos de dimensão expandida, podem-se calcular as rigidezes de duas formas distintas. A primeira, quando a altura e rigidez dos blocos são muito elevadas comparativamente com a das juntas calcula-se da seguinte forma:

$$k_n = \frac{E_j(1 - \nu_j)}{e_j(1 - \nu_j - 2\nu_j^2)} \quad (5.7.)$$

$$k_s = \frac{E_j}{2(1 + \nu_j)e_j} \quad (5.8.)$$

, em que E_j , ν_j e e_j representam o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a espessura da junta respectivamente. A segunda, quando a rigidez da junta é muito elevada comparativamente à do bloco a rigidez normal e tangencial, calcula-se da seguinte forma:

$$k_n = \frac{E_j}{e_j} \quad (5.9.)$$

$$k_s = \frac{E_j}{2(1 + \nu_j)e_j} \quad (5.10.)$$

Segundo Costa (Costa, 2009), apesar desta abordagem que envolve a utilização de elementos de junta ser bastante consistente, apresenta vários problemas associados, dos quais se destacam:

- Falta de precisão associada a parâmetros de rigidez demasiado elevados, o que provoca mau acondicionamento do sistema de equações de equilíbrio;
- Falta de precisão de cálculo das tensões na interface quando a malha não é localmente refinada;
- Ruído numérico quando se consideram acções dinâmicas;
- Oscilações nas tensões, em resultado de esquemas de integração numérica desapropriados, em particular a habitual integração de Gauss; Mesmo esquemas de integração diferentes apresentam problemas semelhantes, embora consigam diminuir a perturbação.

5.4.2. MODELOS PLÁSTICOS ASSOCIADOS A FRACTURA

Tal como já se referiu, a teoria da plasticidade não representa, adequadamente, a perda de rigidez associada à fendilhação. Para se obter uma representação fidedigna do comportamento da alvenaria à tracção faz-se, muitas das vezes, uso de modelos de fenda discreta – modelos de fractura. Tratam-se de modelos mais adaptados à representação da perda de rigidez associada à fendilhação da alvenaria quando sujeitas a esforços de tracção.

O primeiro modelo plástico associado a fractura foi proposto, em 1978, por Page que utilizou um modelo de fenda fixa. Em 1994, Lofti e Shing “propuseram um modelo de comportamento elasto-plástico com amaciamento para as juntas com dilatação em conjunto com um modelo de fendas distribuídas para os blocos, também este com comportamento elasto-plástico envolvendo amaciamento e endurecimento” (Costa, 2009). Neste modelo, a superfície de cedência das juntas é uma hipérbole

que permite uma transição suave entre o critério de Mohr-Coulomb e o limite em tracção. A evolução da superfície de cedência é controlada pelo ângulo de atrito, coesão e resistência à tracção. No domínio corte/tracção considera-se que a resistência ao corte se mantém inalterada, enquanto que a resistência à tracção diminui. No domínio corte/compressão considera-se a diminuição da resistência à tracção e ao corte. Os blocos apresentam comportamento elasto-plástico, seguindo o critério composto de Von Mises em compressão e de Rankine em tracção. A plasticidade é do tipo associado e adoptam-se leis de endurecimento e amaciamento em compressão e de amaciamento em tracção.

Em 1997, Lourenço e Rots sugeriram um modelo com comportamento elástico das unidades de alvenaria, com juntas seguindo um comportamento elasto-plástico. O modelo apresenta três critérios de cedência, um para tracção (*“cut-off”*), um para corte (Mohr-Coulomb) e um para compressão (*“cap”*). Este modelo considera leis de amaciamento exponenciais em tracção e corte e de endurecimento e amaciamento em compressão.

Stucliffe propôs, em 2001, um modelo baseado no teorema do limite inferior da teoria da plasticidade que foi desenvolvido para o estado plano de deformação. Neste modelo, Stucliffe considerou que as deformações correspondentes à carga limite se enquadram no domínio das pequenas deformações e que o material apresenta comportamento perfeitamente plástico e segue uma lei de fluxo associado sem endurecimento/amaciamento. O critério de cedência é uma superfície que inclui três funções de cedência para as juntas que incluem os quatro mecanismos de junta que foram identificados por Lourenço (Lourenço, 1996) e uma função de cedência para os blocos no sentido de levar em linha de conta o mecanismo de rotura por tracção directa do bloco (critério do tipo *“cut-off”*).

Em 2001, Carol propôs um modelo em que a superfície de cedência tem a forma de uma hipérbole e tende assintoticamente para a envolvente do critério de Mohr-Coulomb. A evolução da superfície está dependente dos seguintes parâmetros (que podem exibir amaciamento): coesão, resistência à tracção e ângulo de atrito. Quando em domínio de compressão, só pode haver cedência por corte (escoamento sem dilatância) e a superfície de cedência corresponde ao critério de Mohr-Coulomb. Em tracção considera-se escoamento plástico associado.

Também em 2001, Giambanco utilizou um modelo elasto-plástico com critério de cedência composto pelo critério de Mohr-Coulomb e um *“cut-off”* em tracção. A cedência em corte segue uma lei de escoamento não-associado com dilatância e em tracção segue uma lei de escoamento associada. As leis de amaciamento pretendem simular a perda de coesão da argamassa devido aos esforços de corte e tracção, o que conduz à formação de uma superfície de rotura rugosa caracterizada pelo ângulo de dilatância das rugosidades.

Em 2003, Oliveira e Lourenço modificaram um primeiro modelo proposto por Lourenço e Rots (1997) de modo a incluir funções de cedência de descarga em compressão e tracção. A descarga para tracção pode ocorrer de qualquer estado de tensão admissível fora da superfície monotónica de tracção, enquanto que, para compressão, pode ocorrer qualquer estado de tensão admissível fora da superfície monotónica de compressão. O movimento das superfícies de descarga é controlado por regras de endurecimento misto.

5.4.3. MODELOS DE DANO

De entre os modelos de dano, o que mais se destaca e que tem sido referido por vários autores é, segundo Costa (Costa, 2009), o modelo proposto em 1997 por Gambarota e Lagomarismo. Estes autores utilizaram um modelo para as juntas de argamassa baseado na mecânica de dano de modo a representar o dano na argamassa (degradação da rigidez) e a dissipação por histerese apresentada pela

alvenaria, causada pela abertura e escorregamento das juntas que resulta na perda de coesão na ligação unidade-argamassa.

Este modelo de junta argamassada apresenta comportamento frágil sob tensões de tracção. Para tensões de compressão, este modelo caracteriza-se pela dissipação por atrito e perda de rigidez da argamassa. As unidades são modeladas como elementos sólidos com comportamento elasto-plástico com interfaces frágeis localizadas nas juntas verticais contíguas.

A evolução das variáveis internas (escorregamento por atrito e dano na junta de argamassa) que postulam as equações constitutivas, dependem de um valor limite do atrito e de uma condição de dano. As componentes da deformação plástica (extensão e deslizamento da interface) dependem linearmente da tensão média e da variável de dano.

A evolução da variável de dano é definida pela curva representativa da variação da rigidez da argamassa com as acções. Se a junta estiver sujeita a esforços de compressão avalia-se, para além do dano, a taxa de escorregamento. Quando o deslizamento total é menor do que o máximo atingido durante o processo de dano, ocorre apenas deslizamento sem desenvolvimento do dano. Quando a condição limite é alcançada, dá-se deslizamento e aumento do dano.

5.5. ASPECTOS RELACIONADOS COM O AMOLECIMENTO

Segundo Lourenço (Lourenço, 1996) amolecimento é uma diminuição gradual da resistência mecânica sob um contínuo aumento da deformação imposta a uma amostra de material ou estrutura. Trata-se de uma característica típica das alvenarias (atribuída à sua heterogeneidade) que atingem rotura como consequência do crescimento contínuo da fendilhação interna. Ainda antes de qualquer carregamento, quer a argamassa, quer as unidades, possuem micro-fendas, as primeiras devidas à presença do agregado e à retracção durante a cura e as segundas devidas a eventuais defeitos de fabrico. As tensões internas, as fendas iniciais, e as variações de rigidez interna e forças provocam o crescimento progressivo de fendas quando o material está sujeito a progressiva deformação. Uma vez que as micro-fendas estão estabilizadas antes do carregamento, pode-se dizer que o crescimento destas é devido ao crescimento do carregamento. Quando se atinge a carga de pico, dá-se uma aceleração da fendilhação e inicia-se a formação de macro-fendas instáveis.

As figuras 5.3 e 5.4 mostram os diagramas característicos tensão-deslocamento (σ - δ) para materiais frágeis sob tensão uniaxial de tracção e compressão.

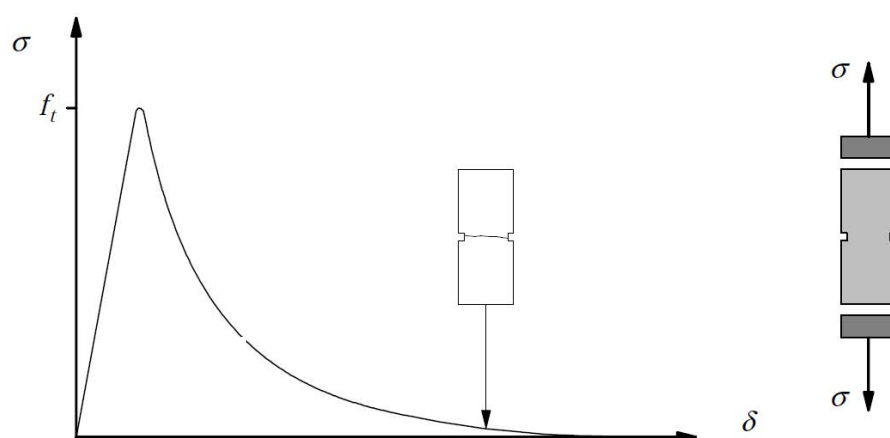


Fig.5.3 – Comportamento típico de alvenarias sob cargas uniaxiais de tracção e definição da energia de fractura (f_t representa a força de tracção) [Lourenço, 1996].

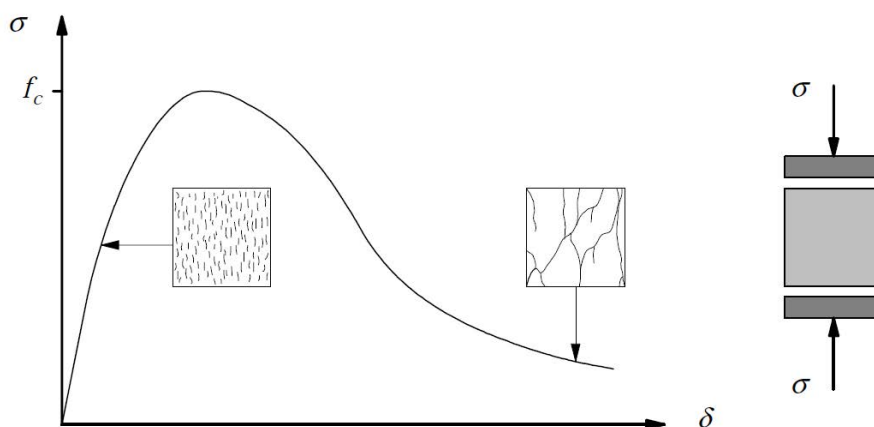


Fig.5.4 – Comportamento típico de alvenarias sob cargas uniaxiais de compressão e definição da energia de fractura (f_c representa a força de compressão) [Lourenço, 1996].

Na figura 5.5 apresenta-se outro modo de falha da que a alvenaria apresenta (geralmente chamado de modo II) e consiste no escorregamento da interface unidade-argamassa quando sujeita a cargas de cisalhamento.

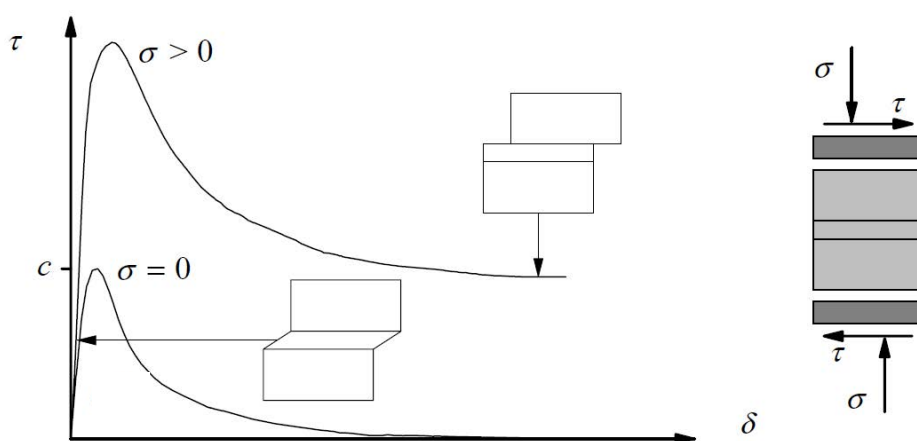


Fig.5.5 – Comportamento típico de alvenarias sob cargas de cisalhamento [Lourenço, 1996].

5.6. MODELAÇÃO DE ALVENARIA REFORÇADA COM ELEMENTOS DE MADEIRA

Com a pesquisa efectuada não foram encontrados modelos numéricos de paredes de alvenaria reforçada. Trata-se de um assunto ainda recente na modelação numérica, razão pela qual, os modelos de alvenaria reforçada disponíveis são ainda muito poucos.

6

**ESTUDO DE CASO – EXEMPLO DE
MODELAÇÃO NUMÉRICA****6.1. GENERALIDADES**

Tal como já se referiu, neste capítulo pretende-se fazer o que se costuma chamar de “modelação invertida”. Mas o que é “modelação invertida”? Em termos simplistas, é a construção de um modelo numérico a partir de um modelo experimental. Uma vez construído o modelo numérico e feita a sua calibração, isto é, a adaptação dos parâmetros do modelo aos resultados experimentais de modo a que o modelo traduza o comportamento do provete no ensaio, existem três novas acções que se podem levar a cabo, a saber:

- A avaliação de parâmetros (por exemplo a carga de rotura ou a dissipação de energia);
- a modelação de soluções correntes;
- a modelação de novas soluções.

A partir dos resultados obtidos pode-se então analisar o comportamento do componente modelado. Desta análise podem ser tiradas novas conclusões ou sugestões de alterações a introduzir, que podem ser complementadas por novas campanhas experimentais. O processo de “modelação invertida” está simplificadamente descrito na figura 6.1.

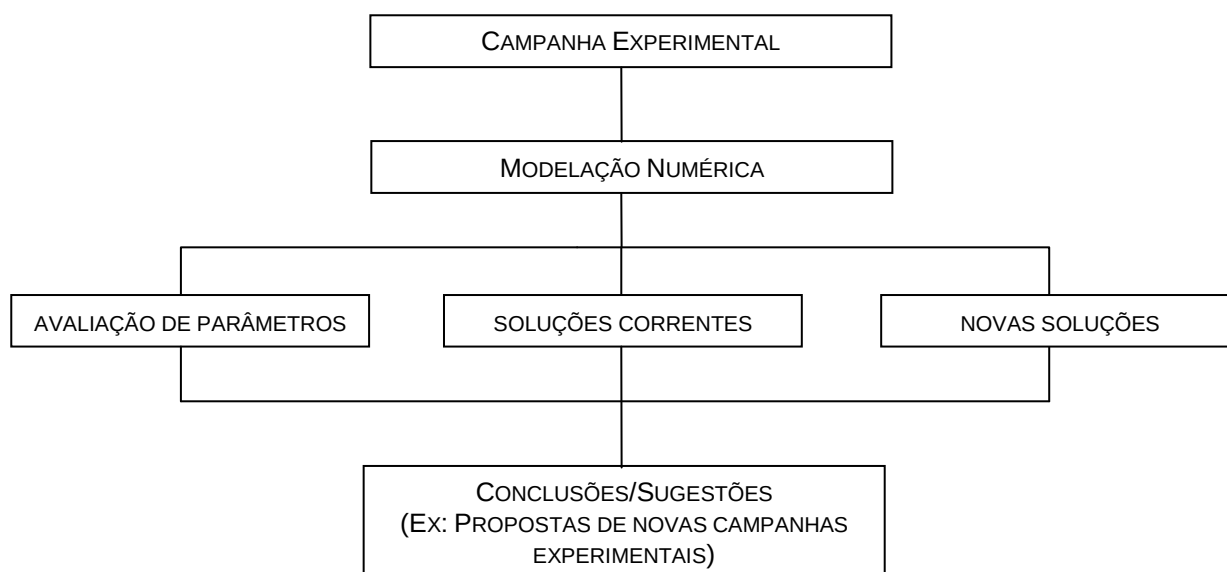


Fig.6.1 – Representação esquemática do conceito de “modelação invertida”.

O modelo a construir assenta na campanha experimental realizada no âmbito da tese de doutoramento em curso sobre reforço sísmico de estruturas de alvenaria com elementos de madeira com alguns resultados disponíveis em Arêde et al, 2008. A construção deste modelo invertido é um processo complicado na medida em que este foi construído de raiz, isto é, o modelo não partiu de modelos anteriormente construídos, pelo que foi necessário “desbravar caminho”. Para além disto, esta foi a primeira aproximação do autor com o *software* em uso, o que fez com que o processo de construção do modelo fosse mais moroso, uma vez que o utilizador teve que aprender a funcionar com o programa. De referir que, no âmbito do estudo de investigação em curso, Silva (Silva, 2008) também fez modelação destas paredes, mas utilizando o modelo de dano e um *software* diferente. Este capítulo pretende traduzir o procedimento levado a cabo para a construção do modelo e as principais conclusões tiradas.

6.2. CAMPANHA EXPERIMENTAL EXISTENTE

A campanha experimental realizada consistiu no ensaio cíclico de paredes de alvenaria de pedra não reforçadas e paredes de alvenaria de pedra reforçadas com elementos de madeira (figura 6.2). As paredes sujeitas a ensaio tinham 1,6m de comprimento, 0,6m de largura e 1,6m de altura. Os reforços, em madeira, tinham a disposição apresentada na figura 6.2. As dimensões dos reforços T, I e B variavam de ensaio para ensaio, enquanto que os restantes (dos topos da parede) tinham 4cm por 6cm.

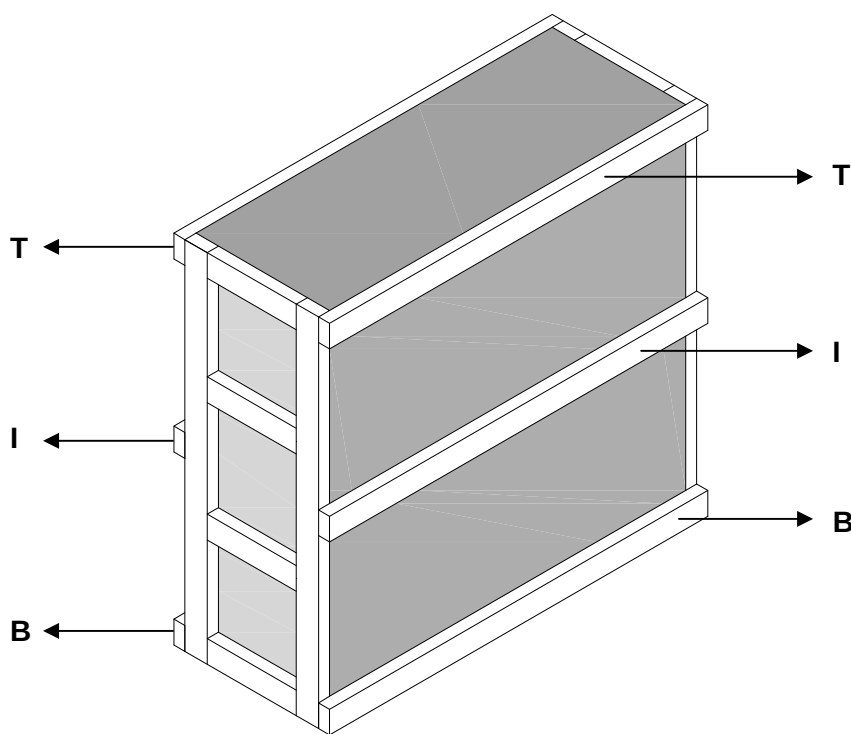


Fig.6.2 – Representação esquemática da parede de alvenaria com reforços em madeira que foi ensaiada – PA1RM.

Os ensaios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria podem ser de três tipos, a saber:

- Ensaio quasi-estáticos;

- Ensaios pseudo-dinâmicos;
- Ensaios dinâmicos em tempo real.

Nesta campanha experimental, foram realizados ensaios cíclicos quasi-estáticos no plano da parede. Em termos simplistas os ensaios, cujo esquema se apresenta na figura 6.3, consistiram na aplicação de uma carga vertical constante no topo da parede, que pretende simular as cargas suportadas pela estrutura superiormente, e na imposição de uma lei de deslocamentos cíclica, no plano da parede, de amplitudes crescentes. Estas cargas foram aplicadas, tal como o nome do ensaio indica, de forma quasi-estática por forma a não mobilizar forças de inércia (Silva, 2008).

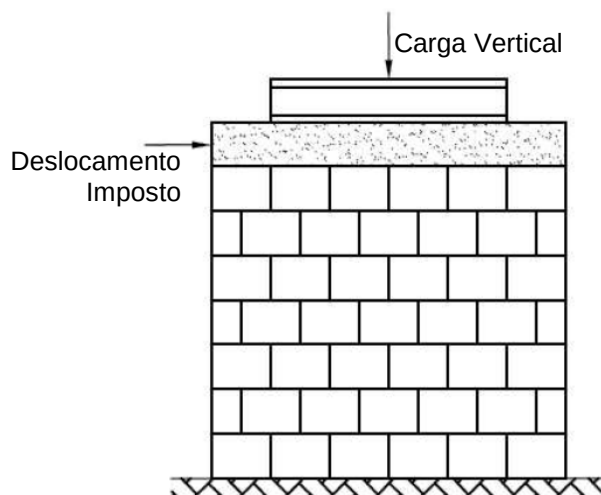


Fig.6.3 – Configuração típica de ensaios quasi-estáticos no plano, realizados em paredes de alvenaria [Silva, 2008].

Muitos autores preferem, nestes casos, realizar ensaios dinâmicos por exemplo em mesa sísmica. Porém, de acordo com Silva (Silva, 2008), muito embora os ensaios dinâmicos integrem o efeito de velocidade e da aceleração de aplicação das cargas, conduzem a valores menos conservadores, pelo que, a adopção deste tipo de ensaios (quasi-estáticos) é perfeitamente aceitável.

Os ensaios foram realizados no LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Tal como se referiu, esta campanha consistiu no ensaio ao corte de paredes de alvenaria, no plano das mesmas e sob carga axial constante. Estes ensaios foram realizados em paredes de alvenaria não reforçadas e paredes de alvenaria reforçadas com elementos de madeira.

Estes ensaios foram realizados com o intuito de analisar o comportamento das paredes de alvenaria de pedra, da sua capacidade de dissipação de energia, ductilidade disponível, resistência e rigidez. Para além destes objectivos, os ensaios foram realizados para servirem de referência para a calibração e verificação de modelos numéricos de simulação do comportamento destas paredes.

Tal como se referiu, foram várias as paredes ensaiadas; porém, para o presente trabalho, houve que escolher duas delas, uma com e outra sem reforços para desenvolver o modelo numérico. As paredes escolhidas foram, segundo a nomenclatura de ensaio:

- PA1NR – Ensaio efectuado sobre a parede PA1 não reforçada (figura 6.4).
- PA1RM – Ensaio efectuado sobre a parede PA1 com reforços de madeira de secção 4cm por 6cm. De referir que as ligações entre elementos de madeira eram conseguidas, tal como se pode ver

na figura 6.5, mediante chapas quinadas de aço (espessura 3mm) aparafusadas aos elementos de madeira. Importa ainda mencionar que após o primeiro ensaio a parede foi recondicionada com as mesmas pedras, refechando as juntas com argamassa idêntica à original.



Fig.6.4 – Fases de construção da parede PA1NR [Silva, 2008].



Fig.6.5 – “Gaiola” de madeira utilizada para reforço da parede de alvenaria ensaiada.

Durante o ensaio, com a variação do deslocamento imposto no topo da parede, era medida a força necessária para aplicação desse deslocamento, na direcção do plano desta. A partir desses valores, construíam-se gráficos força vs deslocamento, obtendo-se, assim, gráficos histerese, que representam a dissipação de energia que ocorre no ensaio (a dissipação de energia é a área dentro dos ciclos descritos pelas curvas força-deslocamento do gráfico). A dissipação de energia é um parâmetro que toma especial importância quando a parede é sujeita a acções dinâmicas. Nos gráficos seguintes apresentam-se as respostas histeréticas obtidas para as duas paredes seleccionadas.

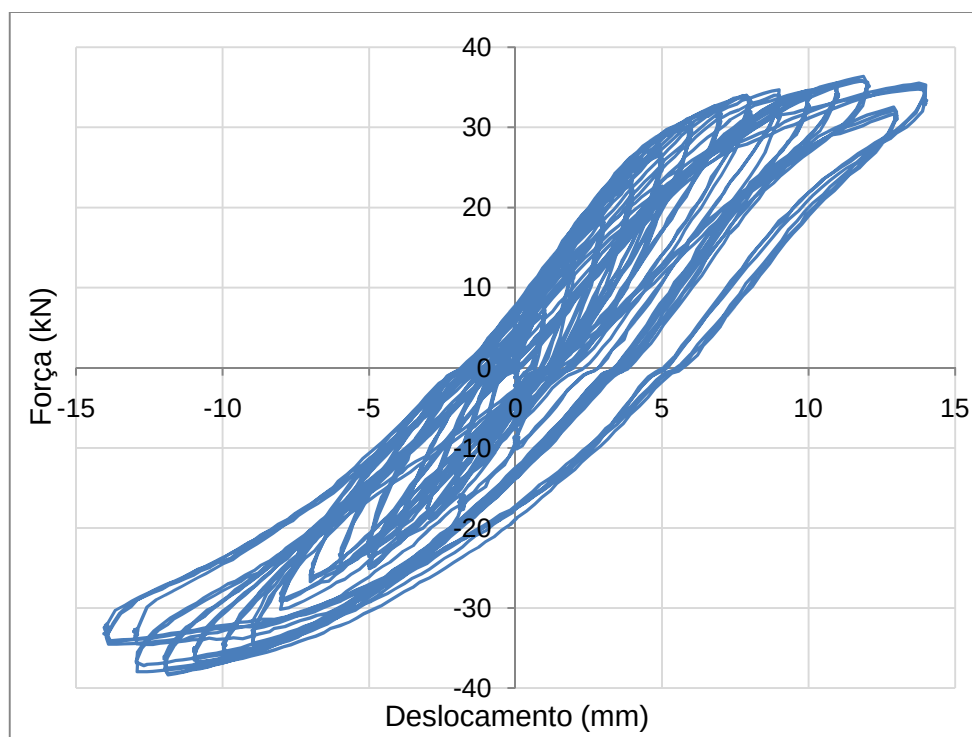


Fig.6.6 – Gráfico força-deslocamento obtido no ensaio cíclico da parede PA1NR.

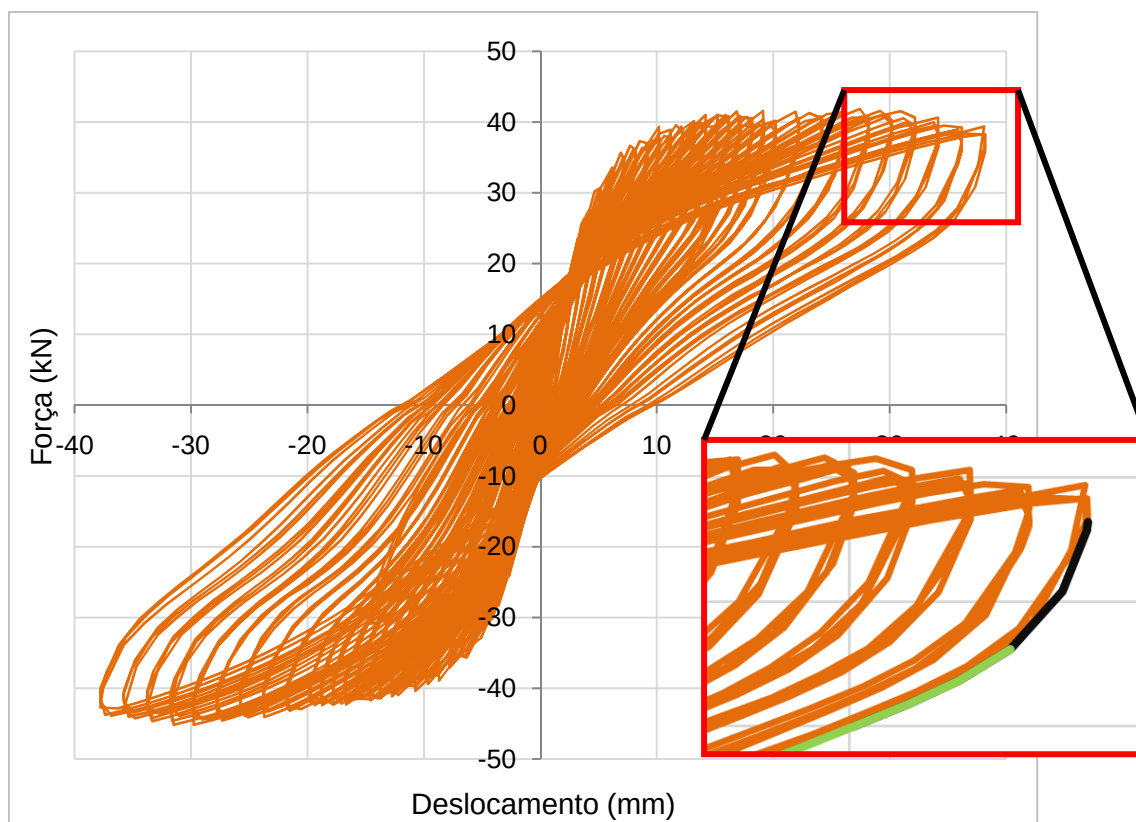


Fig.6.7 – Gráfico força-deslocamento obtido no ensaio cíclico da parede PA1RM.

A análise do gráfico força vs deslocamento da parede PA1NR permite tirar as seguintes conclusões:

- A parede apresenta comportamento histerético, isto é, não recupera totalmente os deslocamentos impostos, retendo deformações residuais e portanto, a parede apresenta alguma capacidade de dissipação de energia em virtude do comportamento não-linear da alvenaria;
- A inclinação das trajectórias de carga e descarga indica que, para os deslocamentos impostos, a perda de rigidez não foi significativa; Assim sendo, a rigidez da estrutura manteve-se praticamente constante durante todo o ensaio;
- Nos ciclos finais de deslocamento imposto verifica-se a tendência para a ocorrência de deformações plásticas crescentes.

A análise do gráfico de ensaio da parede PA1RM permitiu tirar as seguintes ilações:

- A parede apresenta uma capacidade de dissipação de energia superior à PA1NR;
- Para amplitudes de deslocamento elevadas (zona da trajectória de descarga representada a preto na figura 6.7) verifica-se uma quebra de força bastante acentuada para pequenos deslocamentos na trajectória de descarga (i. e. com rigidez elevada); Isto deve-se à existência de zonas bastante comprimidas que garante rigidez à parede nessa fase de deslocamentos de descarga elevados. Após esse alívio de compressões, existe uma fase em que a transmissão de força se faz ao longo de uma “fenda” não totalmente aberta mas que atravessa o comprimento da parede, onde as tensões tangenciais resistentes são menores e, portanto, mobilizam menor força de corte; Daqui resulta menor força mobilizada por unidade de deslocamento imposto na descarga, isto é, menor rigidez do que na fase inicial da descarga. Esta rigidez mantém-se na recarga até voltar a reduzir no sentido de deslocamentos oposto quando a zona de contacto da fenda se volta a reduzir para pequenos redutos comprimidos no lado oposto, baixando a rigidez para a zona “plástica”.
- A força máxima registada atinge-se bem cedo no ensaio mas os reforços de madeira pouco contribuem para esta força. No entanto permitem manter o valor máximo da força durante vários ciclos, o que se traduz numa maior ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

6.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA CAMPANHA EXPERIMENTAL EM CAST3M

6.3.1. GENERALIDADES

Para modelar as alvenarias ensaiadas, fez-se uso do software informático CAST3M. Trata-se de um programa de cálculo estrutural (e não só) que se baseia no método de elementos finitos (MEF). A grande função deste programa, que funciona em código/algoritmo, é a resolução de problemas mecânicos (lineares e não lineares), dos quais se destacam as análises sísmicas de edifícios ou seus componentes. Nele podem-se construir modelos 2D ou 3D com o uso de diferentes elementos finitos, como elementos de viga, elementos de junta ou elementos sólidos que se combinam com modelos constitutivos dos mais diversos materiais. A sua grande variedade de operadores elementares (mais de 500) permite que se adapte o modelo à especificidade do elemento que se pretende modelar. Interessa ainda referir que o CAST3M (CEA, 2003) é uma ferramenta de referência de análise sísmica o que faz com que o seu uso seja apropriado no decorrer do presente trabalho.

O MEF, que inicialmente foi desenvolvido como uma “extensão lógica da análise matricial de estruturas resolvidas pelo Método dos Deslocamentos” (Barros, 2006) tem como grande objectivo resolver, com precisão, estruturas complexas. Para tal, faz-se uma divisão em partes/elementos constituintes mais simples, os elementos finitos. A aplicação o MEF a um contínuo leva a que se obtenha uma equação de equilíbrio que envolve uma matriz de rigidez e um vector das acções actuantes, que são relacionados por um vector de deslocamentos nos nós do domínio contínuo

discretizado em elementos finitos. A determinação do vector de deslocamentos é um processo em tudo semelhante ao da resolução pelo Método dos Deslocamentos. Assim sendo, o MEF consiste em dividir o contínuo num número discreto de elementos ou partes menores constituintes, podendo, cada um desses elementos, ser modelado matematicamente por uma determinada matriz de rigidez. A ligação entre elementos faz-se pelos nós, correspondendo, a cada nó determinados graus de liberdade inerentes ao comportamento interno do elemento. Apesar de haver uma grande variedade de elementos finitos, os mais comuns são os de membrana plana, de placa, de casca e os elementos sólidos. A cada elemento finito corresponde um conjunto de nós com padrões de deslocamentos generalizados associados. A figura 6.8 mostra algumas formas comuns de elementos finitos.

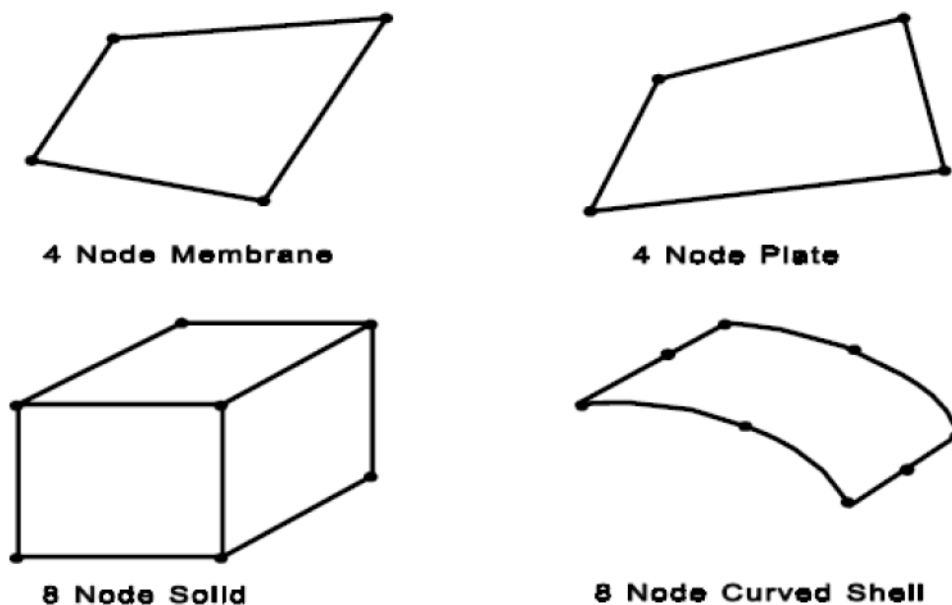


Fig.6.8 – Elementos finitos mais comuns [Barros, 2006].

A modelação da parede foi feita utilizando elementos finitos sólidos contínuos 3D com 8 nós, correspondentes aos vértices de cada elemento cúbico. Segundo a nomenclatura usada pelo CAST3M (CEA, 2003) tratam-se de elementos do tipo CUB8. Tendo a parede as dimensões supracitadas (1,6m de comprimento e altura e 0,6m de largura) e sendo os elementos CUB8 cubos com 0,2m de lado, foram utilizados 192 elementos finitos deste tipo. Os elementos de reforço foram introduzidos como elementos de viga com a formulação de Bernoulli (elementos POUTRE segundo a designação do CAST3M). Estes elementos têm dois pontos de Gauss e apresentam 12 graus de liberdade, ou seja, são elementos de dois nós que podem ter, cada um deles, movimentos de translação e rotação segundo as 3 direcções principais (x, y e z) – ver figura 6.9. A disposição dos elementos finitos do tipo CUB8 na parede e as barras de reforço estão ilustrados na figura 6.10.

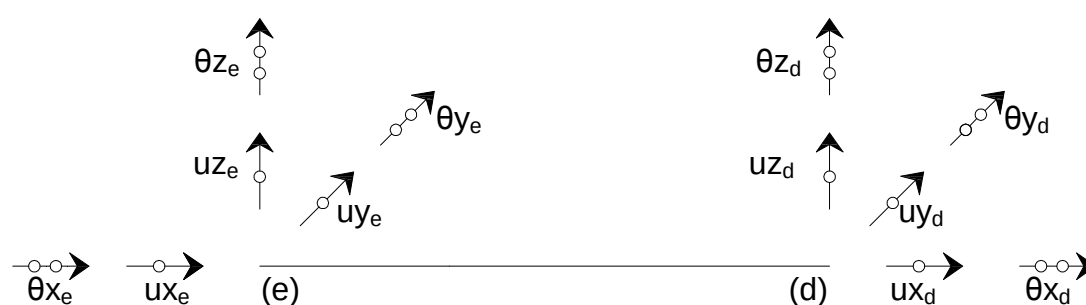


Fig.6.9 – Representação dos graus de liberdade dos elementos de barra do tipo Poutre utilizados em CAST3M (CEA, 2003).

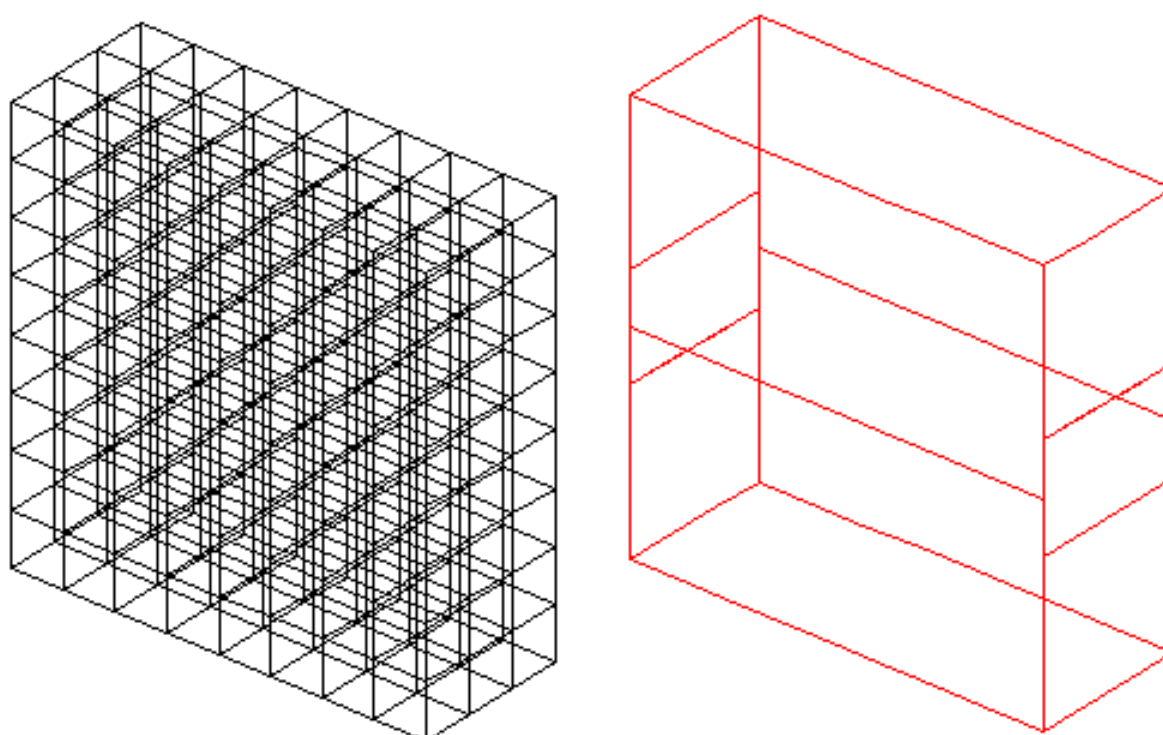
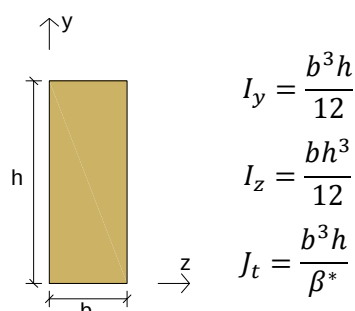


Fig.6.10 – Representação da parede e da gaiola de reforço, em CAST3M.

Para a modelação da parede utilizou-se um macro-modelo isotrópico e homogéneo que permite simular a parede e as juntas respectivas num elemento compósito. A base da parede foi simulada como encastramento perfeito, ou seja, os elementos apoiam na base através de encastramentos perfeitos. Em relação ao topo da parede, este foi impedido de se mover no sentido da maior dimensão da parede em planta por forma a ser possível efectuar assentamentos de apoio variáveis no tempo que simulam o ensaio cíclico que constituiu a campanha experimental. Complementarmente foi induzida uma carga vertical de 50kN ($\approx 19,53 \text{ kN/m}^2$) distribuída por toda a superfície da face superior da parede, que pretende simular a carga vertical de ensaio. Em suma, as solicitações a que a parede foi sujeita foram, para além do peso próprio, um assentamento diferido e crescente no tempo e uma carga descendente vertical de 50kN.

Os reforços utilizados são barras em madeira maciça com dimensões de secção transversal 4cm de base por 6 cm de altura. Na figura 6.11 apresenta-se a forma de cálculo de algumas das propriedades geométricas necessárias para a modelação em CAST3M.



* β depende da relação entre b e h. Para a geometria considerada $\beta = 5,11$.

Fig.6.11 – Inércias da secção dos reforços.

Tendo em conta a necessidade de aprendizagem do software utilizado, utilizou-se uma estratégia de modelação com dificuldade crescente. Começou-se por modelar um elemento simples cúbico apenas para introdução ao software. Posteriormente construiu-se um modelo com a geometria da parede definitiva mas sem reforços, utilizando uma modelação elástica linear. Em seguida inseriu-se, utilizando a mesma modelação elástica linear, os já referidos elementos de viga (tipo POUTRE). A utilização deste modelo (linear) mais simples serve para diminuir o tempo de cálculo, o que permite, caso ocorram, detectar possíveis erros. Uma vez construídos estes modelos seguiu-se uma fase análoga mas considerando o modelo não-linear de Drucker-Prager para o comportamento da parede, mantendo-se o comportamento dos reforços (elementos barra) como linear elástico. Foi nesta fase que se procurou, tal como se descreverá mais à frente, fazer a calibração do modelo aos resultados experimentais.

6.3.2. MODELO BASEADO NO COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR DA PAREDE

De acordo com este modelo, a deformação elástica é uma deformação instantânea e reversível. Para além destas características, a deformação elástica causa, ainda, variação de volume, isto é, um esforço de tracção leva a um aumento de volume, ao passo que um esforço de compressão leva a uma diminuição de volume. A deformação elástica pode ser linear ou não linear. Quando é linear a deformação é proporcional à tensão aplicada.

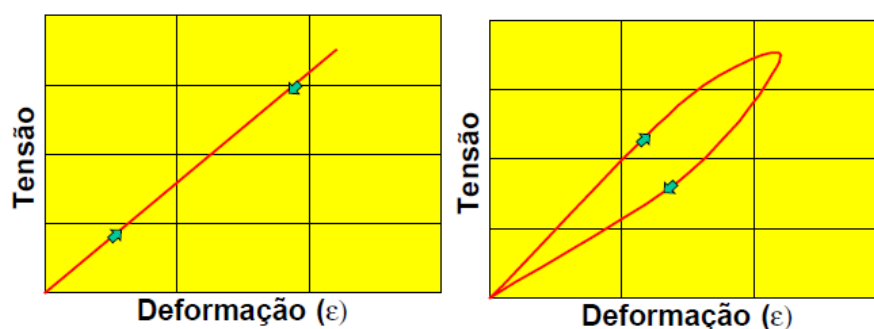


Fig.6.12 – Diagrama tensão-extensão típico do comportamento elástico linear (esquerda) e do comportamento elástico não linear (direita)

[http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Mecanica_Meios_Continuos/upgrade/cap5.ppt].

A deformação elástica linear segue a lei de Hooke, segundo a qual, a deformação é proporcional á tensão, o que na prática ocorre limitadamente. A lei de Hooke pode ser traduzida na seguinte expressão:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad , \quad (6.1.)$$

em que σ é representa a tensão aplicada, ε representa a deformação e E o módulo de elasticidade (declive inicial do gráfico tensão-deformação).

O módulo de elasticidade pode ser obtido a partir do módulo de distorção (G – dado pela inclinação do gráfico do ensaio de corte), da seguinte forma:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad , \quad (6.2.)$$

em que ν representa o coeficiente de Poisson que, para as alvenarias em estudo tem um valor aproximado de 0,2. Assim sendo, a expressão anterior pode ser simplificada, obtendo-se a seguinte equação:

$$G \approx 0,3 \cdot E \quad . \quad (6.3.)$$

Tal como já se referiu, a construção destes modelos lineares com e sem reforços serviu apenas para permitir uma maior celeridade na construção do modelo não-linear na medida em que a maior rapidez de cálculo do modelo linear permite detectar se há ou não indeterminações ou erros. Não havendo problemas deste género utilizando o modelo linear, eles também não deverão ocorrer no modelo não linear.

6.2.3. MODELO BASEADO NO COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO (NÃO LINEAR) DA PAREDE

O modelo não linear utilizado nestas simulações foi o modelo de Drucker-Prager. De acordo com Costa (Costa, 2009) trata-se de um modelo elasto-plástico clássico com evolução plástica associada ou não e com amaciamento ou endurecimento linear. A função de cedência é dada por:

$$f(\sigma) = \alpha I_1 + \sqrt{3J_2} - k \quad , \quad (6.4.)$$

em que I_1 é o primeiro invariante das tensões e J_2 o segundo invariante das tensões de desvio. Os restantes parâmetros, definidores do material (α e k), são obtidos a partir do ângulo de atrito (ϕ) e da coesão (c), parâmetros da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, a partir das seguintes equações:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{(3 - \sin \phi)} \quad (6.5.)$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{(3 - \sin \phi)} \quad (6.6.)$$

Os valores de α e k são também determináveis a partir dos valores, em módulo, da resistência à compressão (f_c) e da resistência à tracção (f_t), da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{(r - 1)}{(r + 1)} \quad , \quad (6.7.)$$

$$k = \frac{2f_c}{(r + 1)} \quad , \quad (6.8.)$$

em que $r = \frac{f_c}{f_t}$ e $f_c > f_t$.

Relacionando todas as equações anteriores é possível estabelecer as seguintes relações entre os valores de f_c e f_t e os parâmetros α e k :

$$f_c = \frac{k}{1-\alpha} \quad , \quad (6.9.)$$

$$f_t = \frac{k}{\alpha + 1} \quad , \quad (6.10.)$$

A função de potencial plástico, que estabelece a evolução da deformação plástica quando se atinge a superfície de cedência, é dada por:

$$g(\sigma) = \gamma I_1 + \sqrt{3J_2} \quad , \quad (6.11.)$$

em que:

$$\gamma = \frac{2 \sin \psi}{(3 - \sin \psi)} \quad , \quad (6.12.)$$

que permite que se utilize um ângulo de dilatação (ψ) diferente do ângulo de atrito (caso da plasticidade não associada) possibilitando assim o controlo da variação volumétrica associada ao escoamento plástico.

A evolução da superfície de cedência é dada pelo parâmetro de endurecimento H da seguinte equação:

$$\dot{k} = H \dot{\epsilon}_p \quad , \quad (6.13.)$$

onde $\dot{\epsilon}_p$ e $\dot{k}$ se referem, respectivamente, às variáveis de evolução da deformação plástica e do parâmetro k da superfície de cedência ao longo do histórico de carga

Como se referencia acima, a construção deste modelo foi dividida em duas fases. A primeira consistiu na construção do modelo sem reforços. A segunda passou pela construção do modelo com a gaiola de reforço.

a) Modelo não-linear sem reforços

A construção do modelo sem reforços tem por objectivo permitir a calibração deste ao ensaio realizado sobre a parede PA1NR. A partir dos resultados experimentais é então possível ajustar as características mecânicas da parede modelada, nomeadamente o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, a massa volúmica, o ângulo de atrito e a coesão (parâmetros necessários para o modelo de Drucker-Prager em utilização). Para tal, solicita-se a parede modelada a uma história de carga idêntica à que a parede PA1NR foi sujeita no ensaio. A história de carga ilustrada na figura 6.13 reproduz o histórico de deslocamentos aplicado no ensaio com configuração em dente de serra para ciclos de amplitude sucessivamente crescentes. O deslocamento máximo imposto no topo da parede modelada é de 14mm, para cada um dos sentidos.

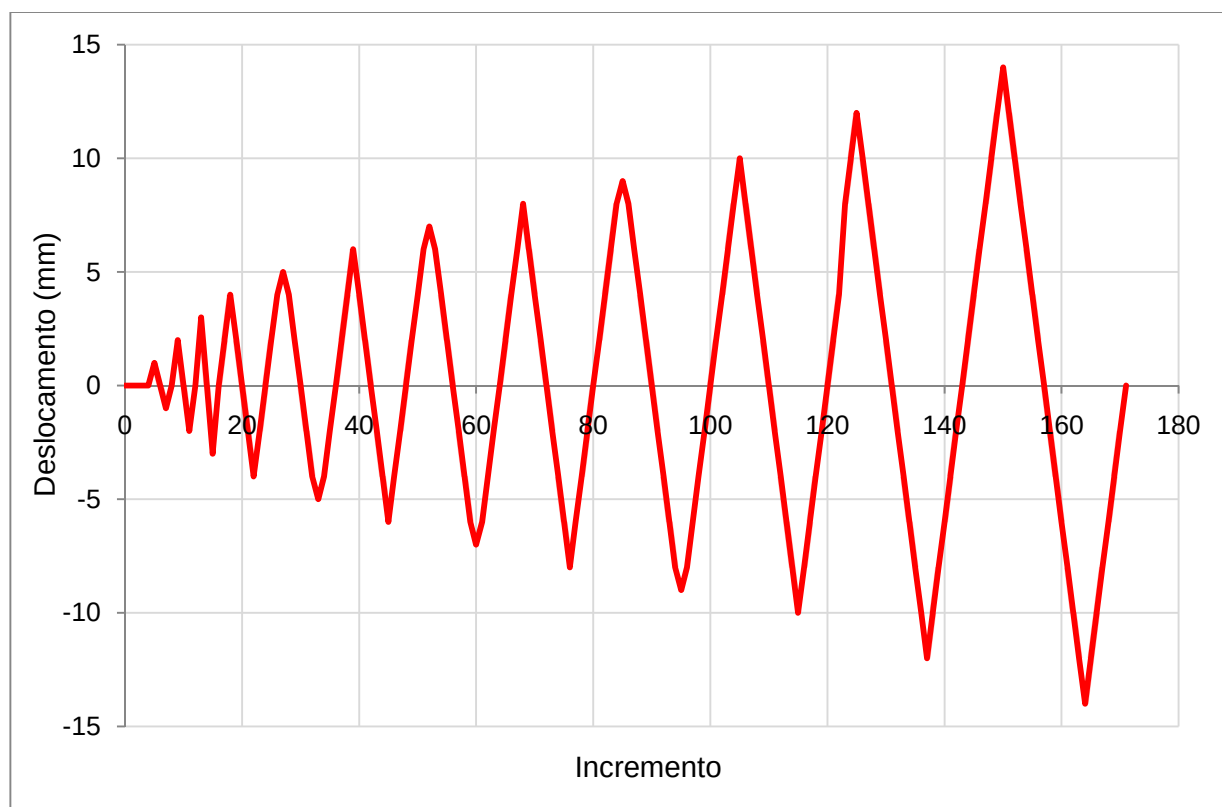


Fig.6.13 – História de deslocamentos horizontais utilizado no CAST3M para simular o ensaio da parede não reforçada (PA1NR).

Como se pode verificar pela análise do gráfico, à zona inicial do incremento corresponde um deslocamento horizontal nulo que corresponde à introdução da carga vertical (50 kN).

O processo de calibração é bastante trabalhoso e moroso, uma vez que todas as características mecânicas da parede devem ser alvo de calibração individual. Assim, após várias tentativas, obteve-se a aproximação do modelo ao ensaio representada na figura seguinte.

As características mecânicas que resultaram da calibração foram:

- $E = 55 \text{ MPa}$;
- $\nu = 0,2$;
- $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$;
- $\phi = 55^\circ$;
- $k = 20 \text{ kPa}$;

dos quais resultou:

- $f_c = 127 \text{ kPa}$;
- $f_t = 18 \text{ kPa}$.

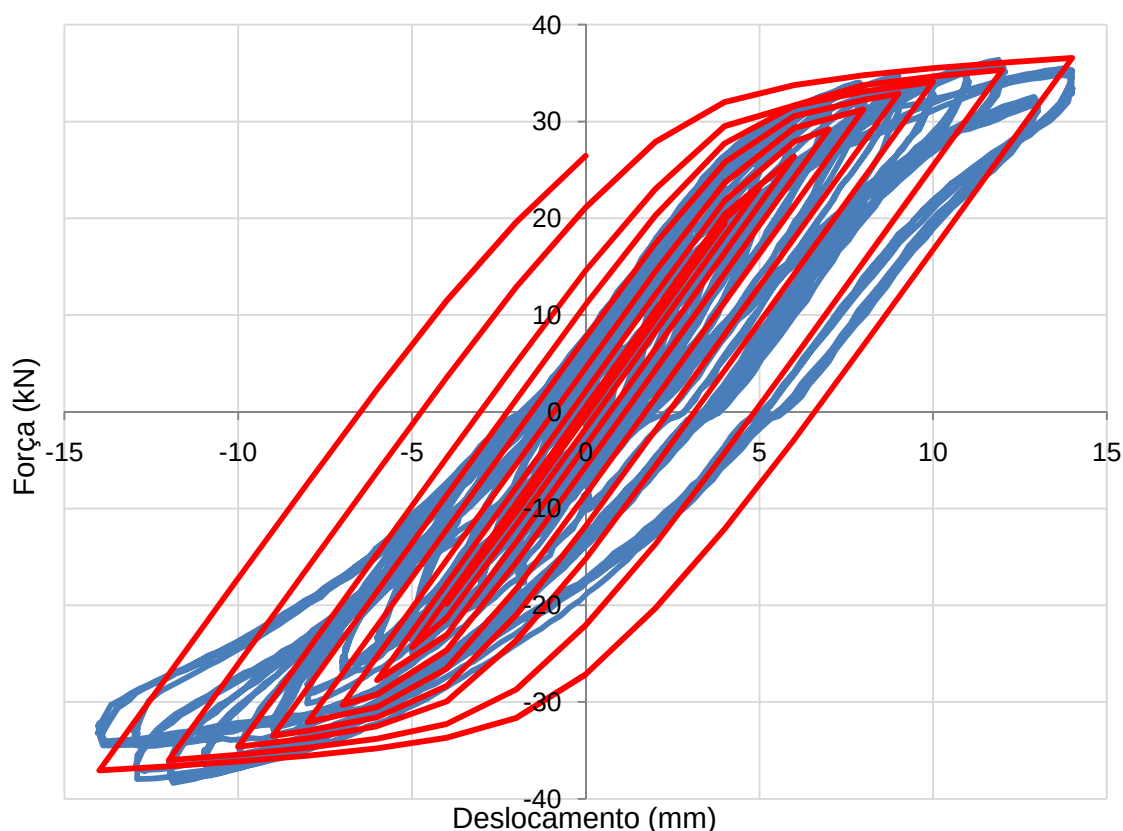


Fig.6.14 – Representação do gráfico força-deslocamento obtido no modelo calibrado e do obtido no ensaio da parede PA1NR.

Da análise do gráfico da figura 6.14 verifica-se que o modelo é representativo em termos de forças máximas atingidas mas não em relação à energia dissipada, isto é, a energia dissipada pela parede modelada é substancialmente superior à energia dissipada pelo provete ensaiado. Esta diferença deve-se às limitações do modelo de Drucker-Prager utilizado, que não permite acompanhar as trajetórias de descarga da parede. Tal como já se referiu, no ensaio a perda de rigidez é bem visível. No modelo esta perda de rigidez não acontece, mantendo-se a rigidez da parede modelada inalterada em carga e em descarga.

O que foi dito em relação à não perda de rigidez da parede é ainda mais notória se se aumentar o número de ciclos de carga e respectiva amplitude. Como mostra a figura 6.15 não existe perda de rigidez da parede na trajetória de descarga. Este é um dos problemas do modelo utilizado, o modelo plástico de Drucker-Prager que não permite modelar essa perda de rigidez.

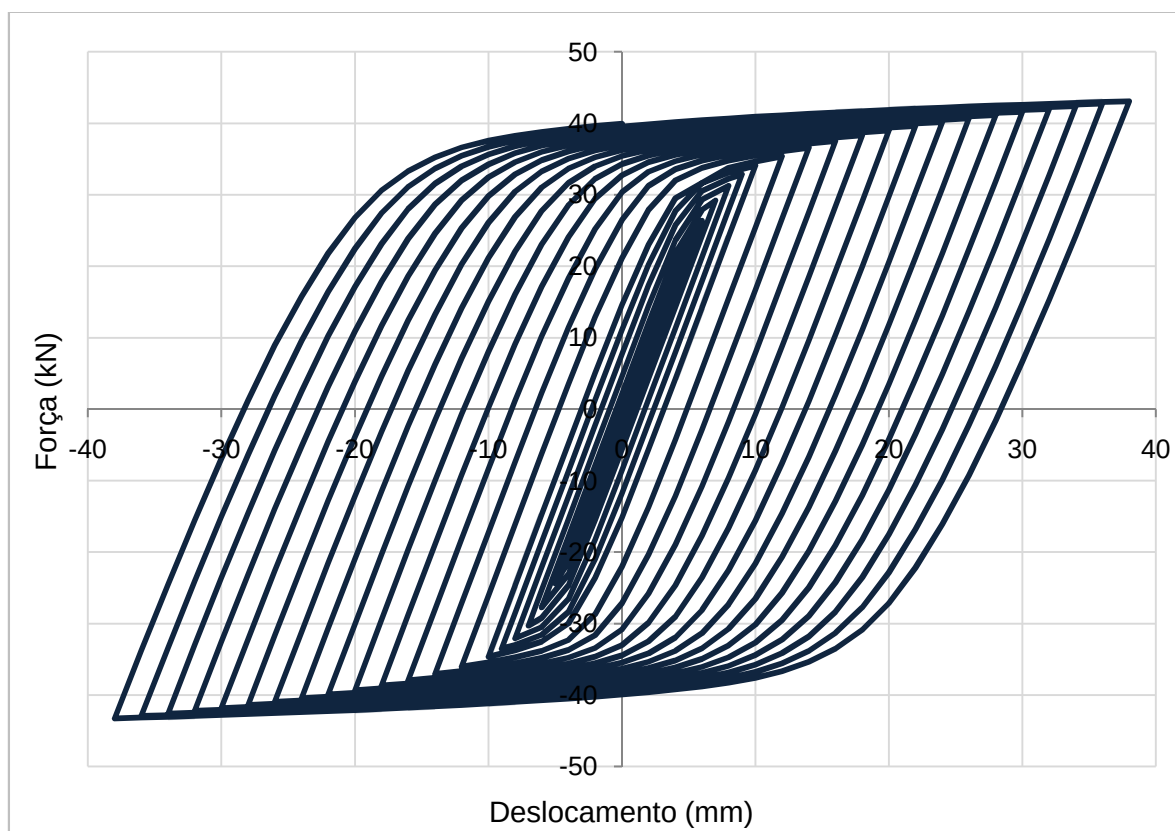


Fig.6.15 – Representação do gráfico força-deslocamento obtido no modelo calibrado para deslocamentos idênticos aos que a parede PA1RM foi sujeita.

Em jeito de conclusão, tal como já se referiu, o modelo da parede não reforçada é representativo em termos de forças máximas atingidas mas não em termos de energia dissipada, o que naturalmente pode alterar as conclusões a extrair deste trabalho.

b) Modelo não-linear com reforços

Concluída a calibração do modelo, procedeu-se à inclusão da gaiola de madeira na parede a uma distância desta de 1mm e sem qualquer ligação à mesma, impedindo os deslocamentos na base. Trata-se de um processo algo moroso e complicado, que se deve ao facto de se ter de impor uma condição unilateral de entrada em funcionamento dos elementos de reforço. Esta condição impõe, em termos simplistas, que os reforços só entram em funcionamento quando o deslocamento da parede é superior ao deslocamento dos reforços. Veja-se a figura seguinte (6.16):

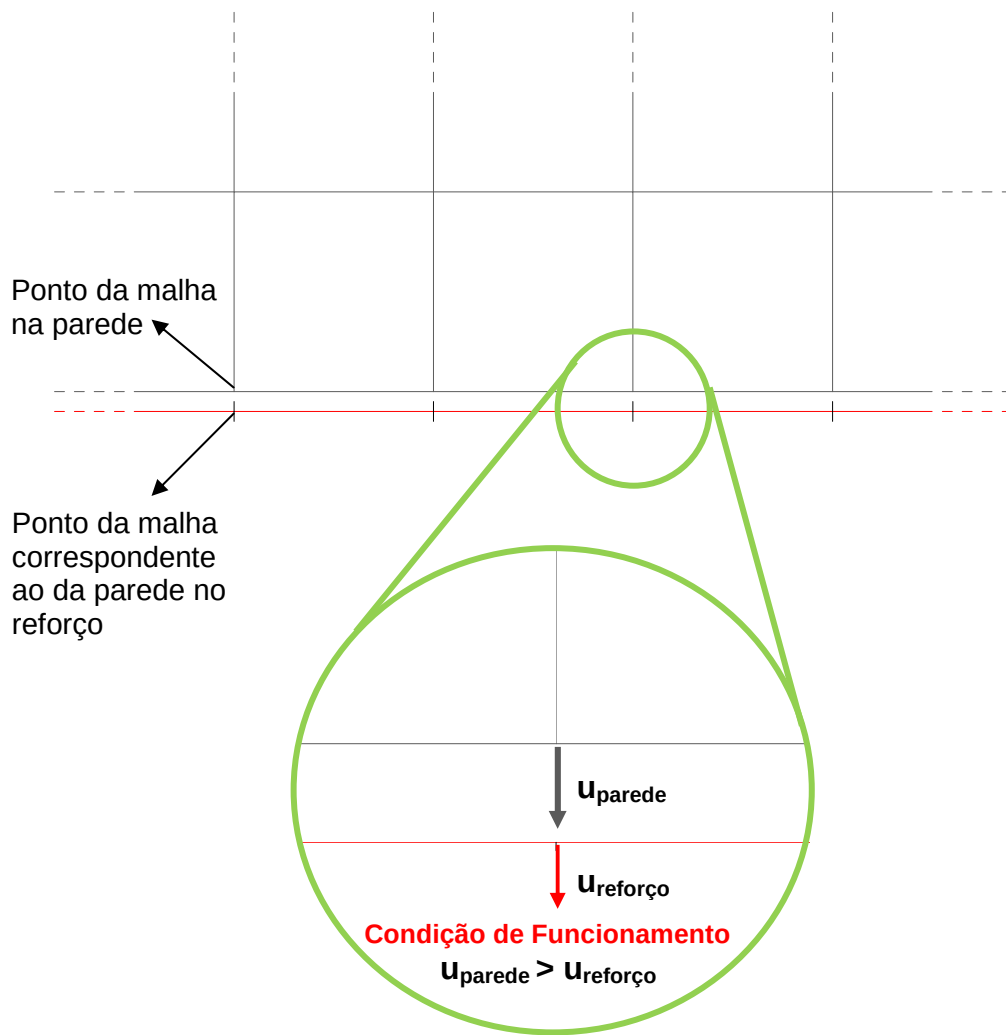


Fig.6.16 – Representação esquemática da condição de funcionamento dos reforços de madeira.

Como ilustrado na figura, para cada ponto da malha e o seu correspondente no reforço há que impor a respectiva condição de funcionamento, o que perfaz um total de 92 condições a garantir. Para verificar se esta condição está em funcionamento há que fazer dois testes. O primeiro consiste em solicitar a parede apenas com uma força de compressão excessivamente grande de modo a se puder verificar o “efeito de barril”, isto é, a parede aumenta de volume e empurra os reforços da gaiola (ver deformada da figura 6.17). O segundo teste passa pela aplicação de uma força de tracção e verificar se o efeito de sucção não tem influência dos reforços, isto é, verificar se a sucção da parede não implica deslocamentos dos reforços. Estes testes foram efectuados e obtiveram-se os resultados esperados, ou seja, para esforços de compressão verificou-se o efeito de barril e para tracção, a sucção da parede não activou os reforços.

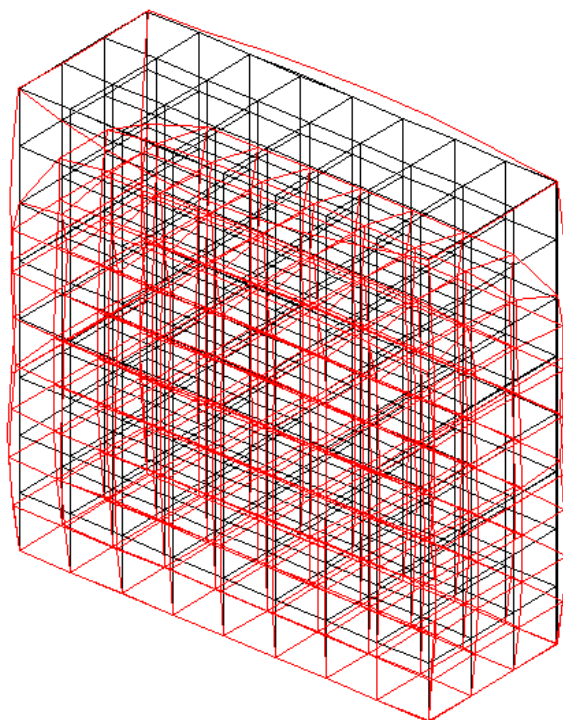


Fig.6.17 – Efeito “barril” da parede quando sujeita a esforços de compressão elevados.

Concluído este processo iniciou-se a solicitação da parede. Começou-se, então por impor à parede a história de carga da figura 6.13, tendo-se obtido o gráfico força-deslocamento da figura 6.18. De referir que as características introduzidas para os reforços foram:

- $E_{\text{reforço}} = 8 \text{ GPa}$;
- $b = 4 \text{ cm}$;
- $h = 6 \text{ cm}$;
- $\nu = 0,2$;
- $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$;
- $I_y = 72 \text{ cm}^4$;
- $I_z = 32 \text{ cm}^4$;
- $J_t = 75,14 \text{ cm}^4$;

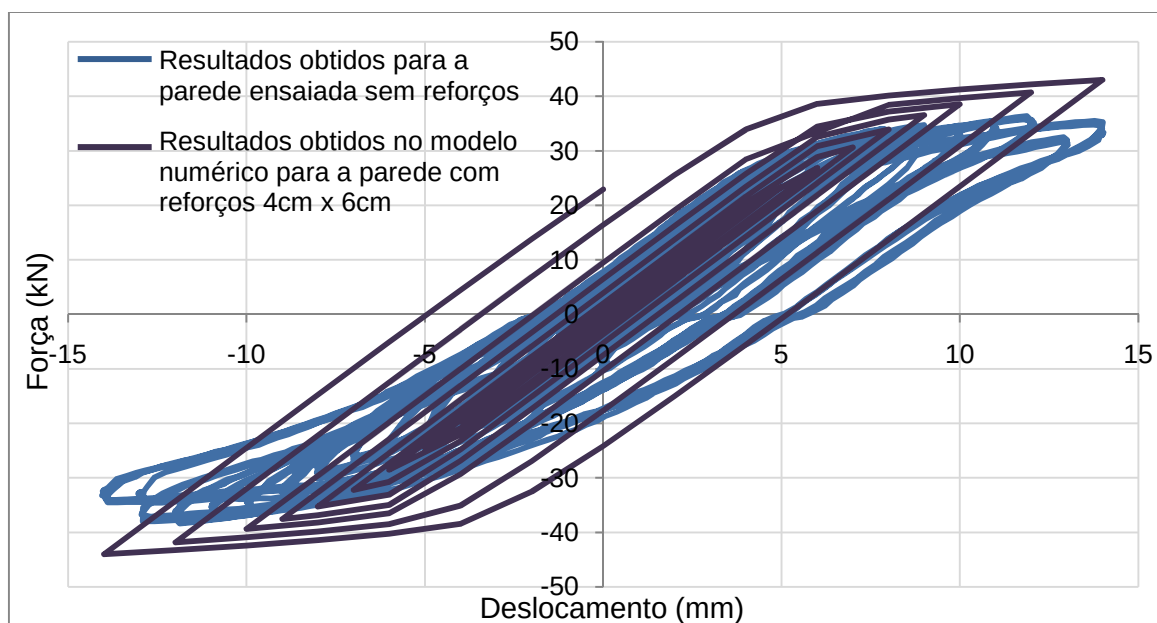


Fig.6.18 – Gráfico força-deslocamento obtido na parede reforçada para a história de carga da figura 6.13.

Pela análise do gráfico anterior pode-se verificar que para deslocamentos da ordem de grandeza da história de carga considerada para o modelo sem reforços, o ganho em termos de força e dissipação de energia é muito pequeno. Quer isto dizer que os deslocamentos da parede são ainda muito pequenos para mobilizar esforços nos reforços é pequeno, e consequentemente também é reduzido o efeito de confinamento na parede para este nível de deslocamentos.

Concluído este processo procedeu-se à simulação do modelo com nova história de carga, que pretendia simular o ensaio realizado sobre a PA1RM. Trata-se de um ensaio com deslocamentos que, embora sigam uma lei idêntica à anterior, apresentam ciclos com amplitudes bastante superiores.

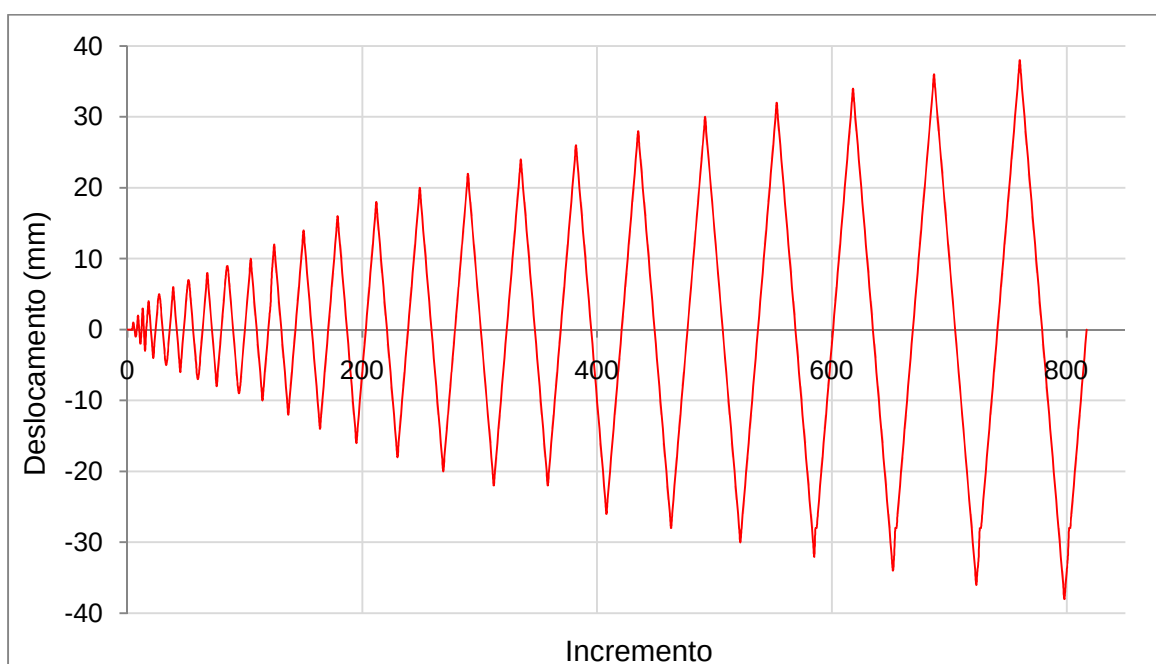


Fig.6.19 – História de carga utilizado no CAST3M para simulação da parede reforçada (PA1RM).

Para esta história de carga, os resultados obtidos estão ilustrados no gráfico da figura 6.20. Pela análise deste torna-se simples concluir que as forças obtidas no modelo são superiores às obtidas experimentalmente. Trata-se uma situação espectral na medida em que os elementos de reforço foram introduzidos no CAST3M como sendo elementos com comportamento linear elástico com capacidade resistente infinita e com módulo de elasticidade já referido. Para além disto os pontos fracos da gaiola de madeira, as ligações não são representadas no modelo, isto é, a gaiola é introduzida como tendo, em qualquer ponto as mesmas características resistentes. Tal como se pode perceber pela observação da figura 6.21, durante o ensaio da parede PA1RM, o comportamento das chapas de ligação influenciou os resultados finais do ensaio. No decorrer deste verificou-se que as chapas plastificavam impedindo, assim, um melhor desempenho da estrutura de madeira, na medida em que as ligações funcionavam, se assim se pode dizer, como um filtro de esforços nas barras de reforço.

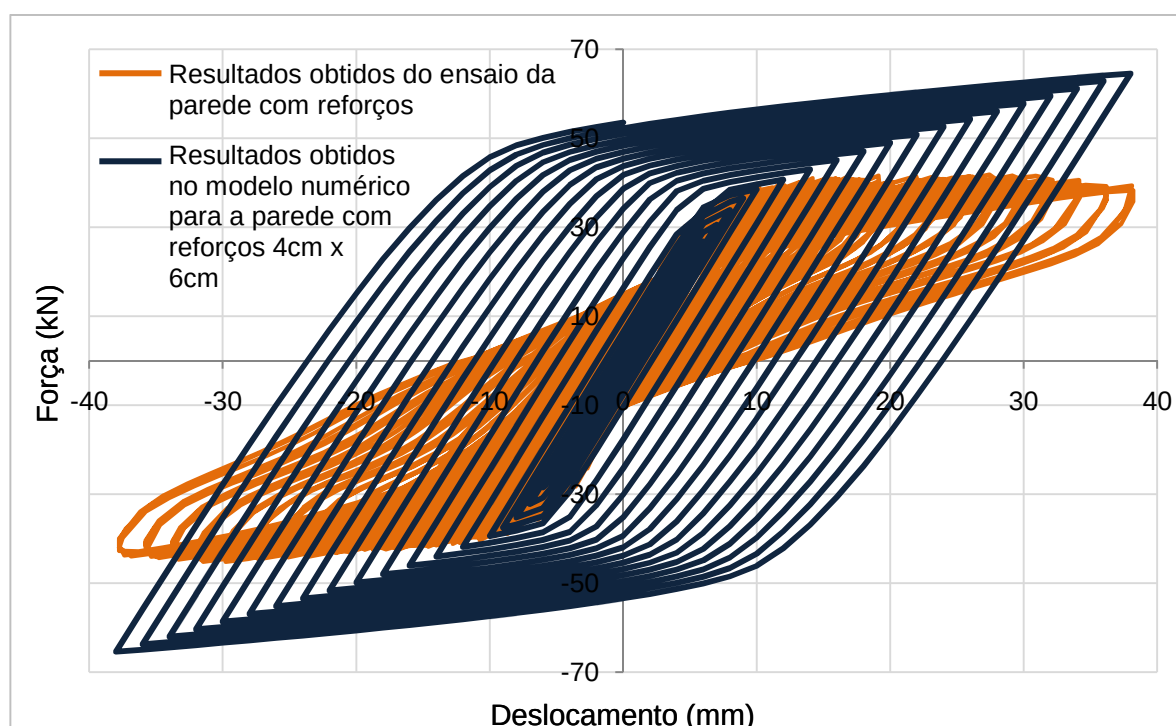


Fig.6.20 – Representação do gráfico força-deslocamento obtido na parede reforçada para a história de carga da figura 6.19.



Fig.6.21 – Comportamento das ligações observado durante o ensaio.

Tendo em conta este comportamento das chapas de ligação, optou-se por introduzir este comportamento elasto-plástico das mesmas no modelo construído. Para tal, introduziram-se barras de extremidade nos reforços de madeira longitudinais com o comportamento mecânico ilustrado na figura 6.22. De referir que o N elástico considerado foi de 8kN (valor médio obtido na campanha experimental).

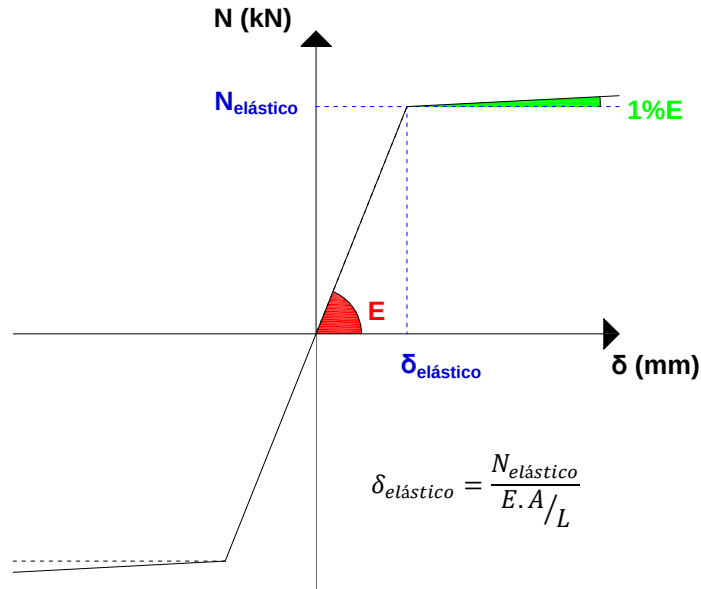


Fig.6.22 – Comportamento admitido para as ligações.

A introdução das ligações elasto-plásticas, permitiu obter alguma ligeira melhoria na aproximação entre o modelo e os valores obtidos na campanha experimental. Veja-se a figura 6.23 onde se apresentam os resultados do modelo sem ligações elasto-plásticas (a azul-marinho) e com ligações com este comportamento (a vermelho).

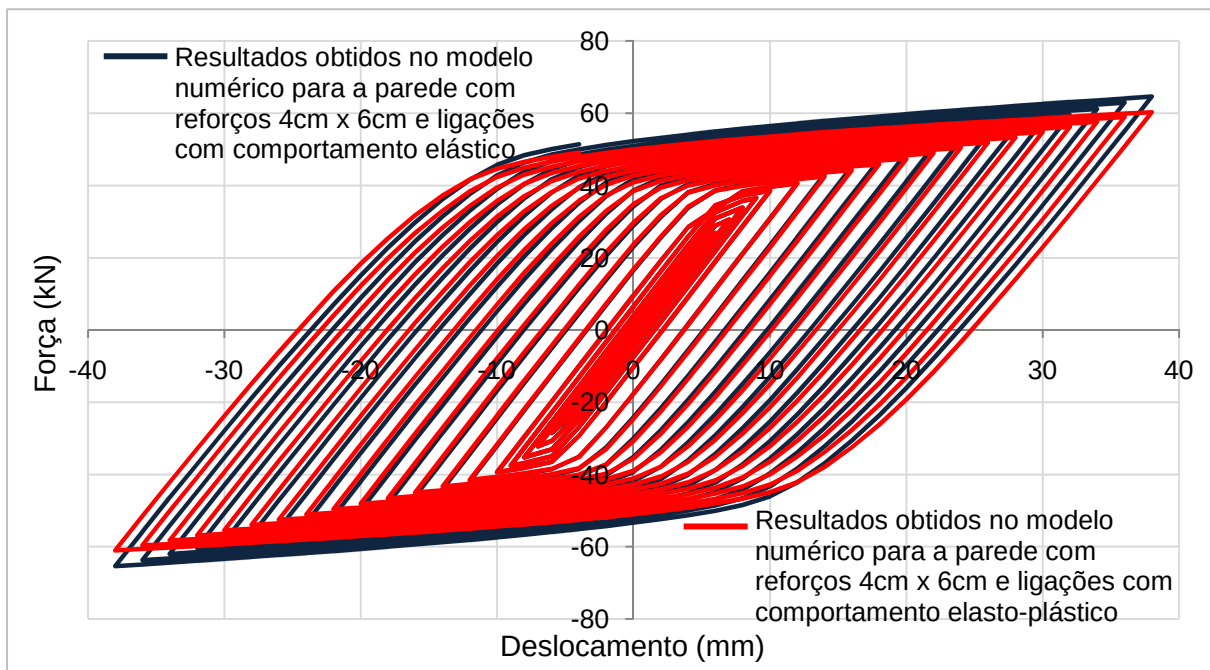


Fig.6.23 – Resultados obtidos no modelo numérico com ligações elasto-plásticas dos reforços (vermelho).

Analisando a figura anterior, é possível perceber que a inclusão deste tipo de ligações permite uma melhor aproximação dos resultados do modelo aos resultados iniciais. De facto, nos ciclos iniciais os resultados obtidos para a situação em que as ligações são elásticas e para a situação em que estas são elasto-plásticas são iguais. Isto deve-se ao facto das ligações elasto-plásticas ainda não terem atingido o domínio plástico.

Uma vez concluído o processo de construção e calibração do modelo numérico, interessa agora apresentar os esforços a que as barras de madeira estão sujeitas. Para tal, apresentam-se nas figuras seguintes o esforço axial e momentos flectores (na convenção de eixos da figura 6.11) do elemento de reforço mais solicitado (reforço longitudinal do topo da parede – representado com a letra T na figura 6.2).

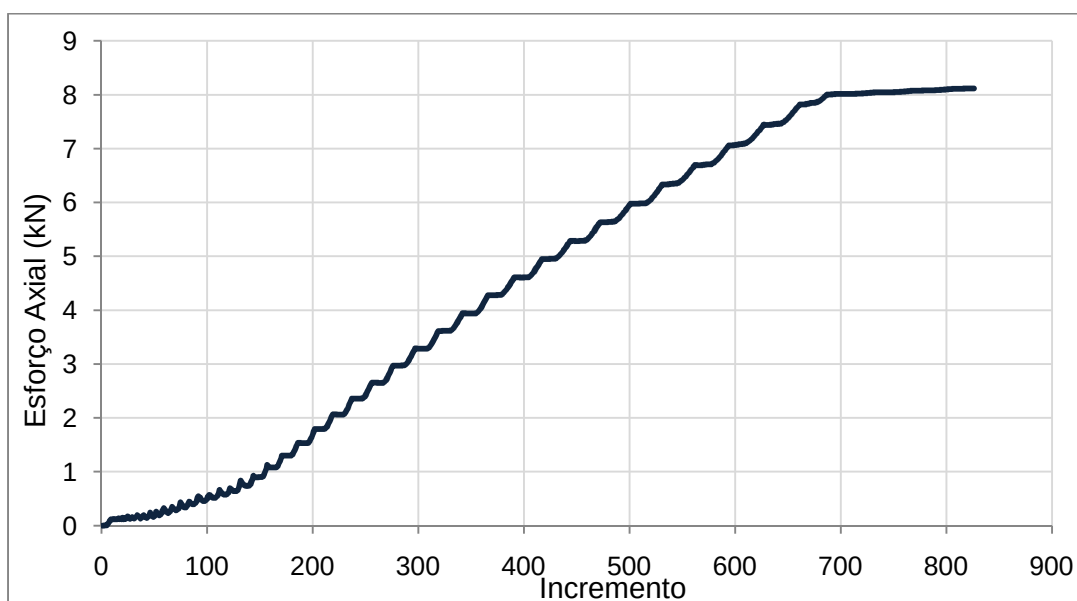


Fig.6.24 – Esforço axial no elemento de reforço mais solicitado.

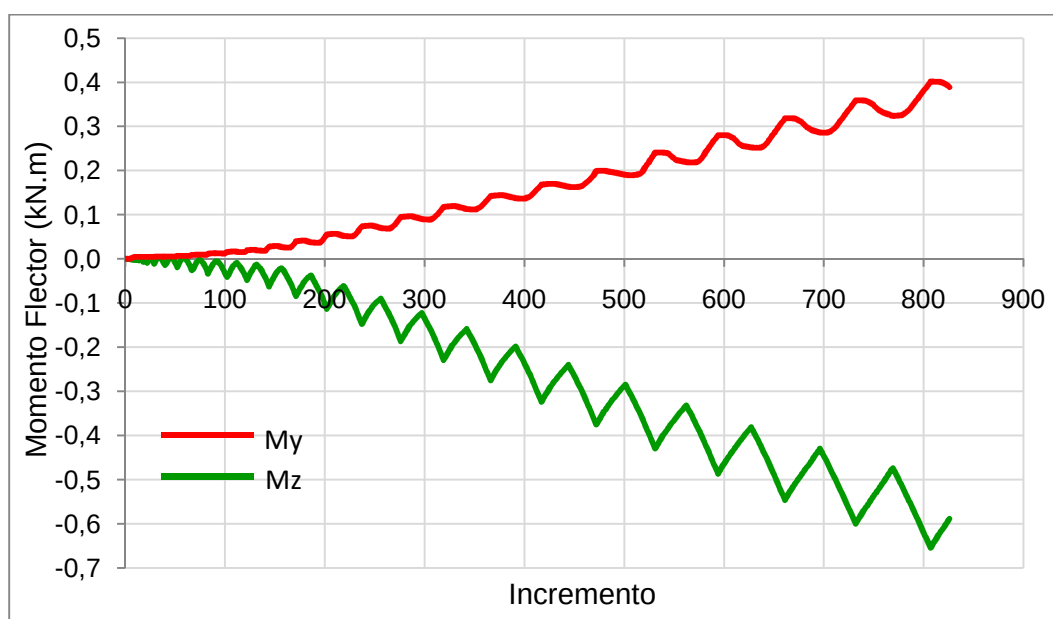


Fig.6.25 – Momentos flectores no elemento de reforço mais solicitado.

A partir dos valores obtidos nos gráficos anteriores é possível calcular a tensão actuante nos reforços. De facto, de acordo com os resultados do modelo, a tensão no reforço mais solicitado é de cerca de 55MPa, valor muito superior à resistência característica resinosa média à tracção na direcção do veio que é de 18 MPa (para madeira classificada). Este facto deve-se a ter-se considerado que as ligações eram rígidas, permitindo a transferência de momentos, o que na realidade não acontece, funcionando as ligações quase como rótulas. Para modelar este comportamento das ligações, procedeu-se à diminuição das inércias da ligação de modo a limitar a transferência de momentos flectores para as barras de reforço. Assim sendo, fizeram-se duas novas simulações. A primeira considerando as inércias da ligação como sendo a centésima parte das correspondentes inércias das barras de reforço. A segunda considerando as inércias da ligação como sendo a milésima parte das correspondentes inércias das barras de reforço. Na figura 6.6 apresenta-se o gráfico força-deslocamento desta segunda simulação.

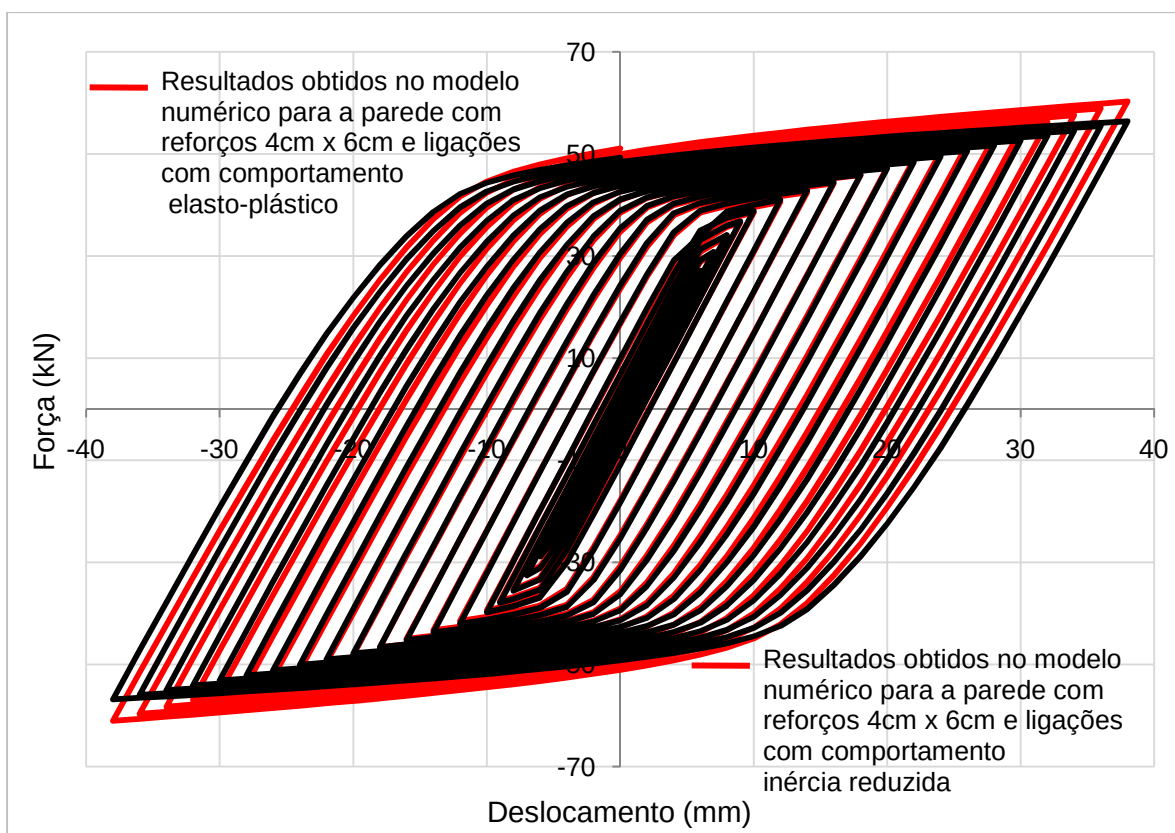


Fig.6.26 – Resultados obtidos no modelo numérico considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço (preto).

Para estas novas simulações obtiveram-se tensões de 17 MPa para a primeira situação e de 6 MPa para a segunda (ver esforços nas figuras 6.27 e 6.28). Tendo em conta estes valores, optou-se por utilizar, de agora em diante, os resultados da segunda simulação referida. Na verdade, esta conduz a resultados mais conservadores e mais próximos dos obtidos experimentalmente, pelo que se torna legítimo esta aproximação. No entanto, há que referir que o problema de modelação da ligação dos elementos de reforço não é um processo terminado. Na verdade, este é problema complexo e de difícil resolução e que requer um estudo mais aprofundado e que está fora do âmbito da presente dissertação.

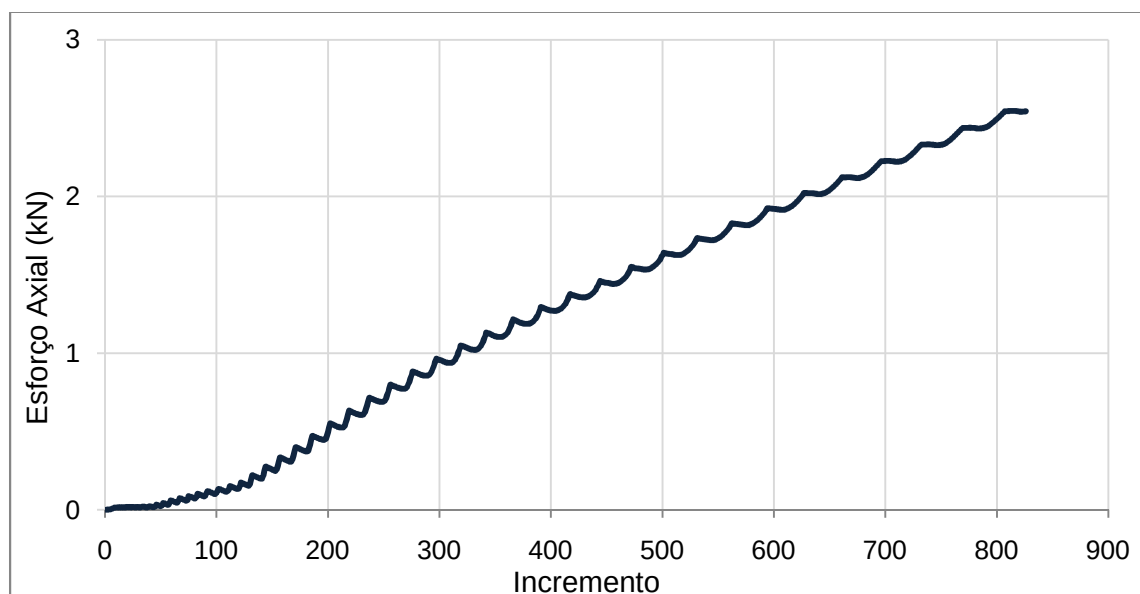


Fig.6.27 – Esforço axial no elemento de reforço mais solicitado considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço.

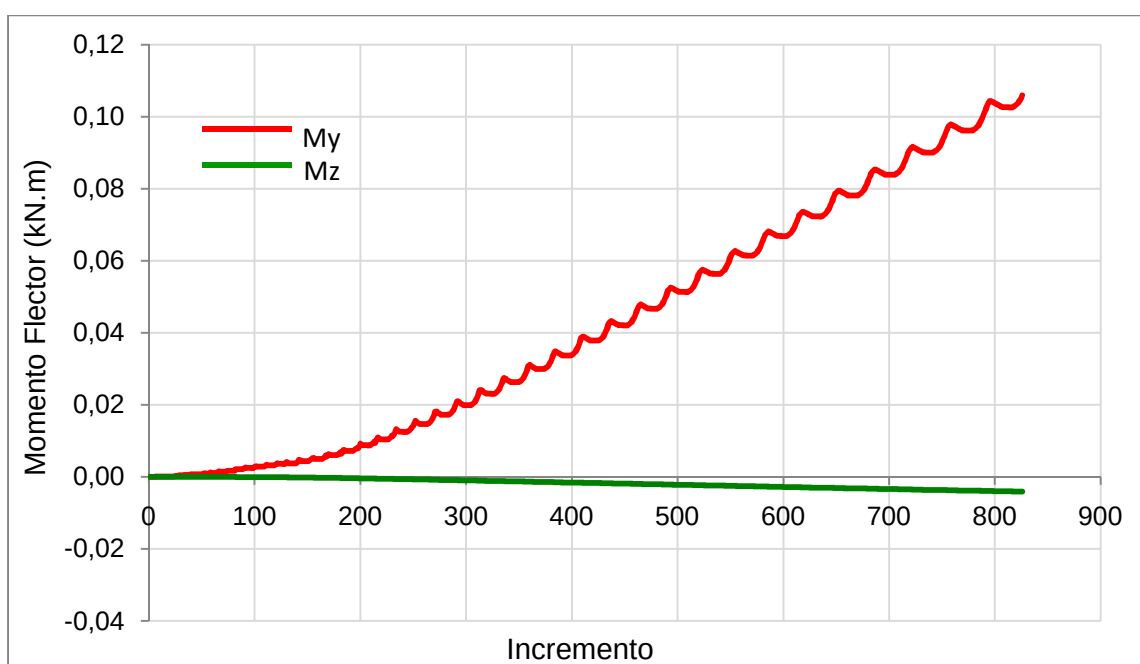


Fig.6.28 – Momentos flectores no elemento de reforço mais solicitado considerando as inércias da ligação como sendo mil vezes menor da inércia das barras de reforço.

Um dos interesses do desenvolvimento de modelos numéricos é o de experimentar novas soluções e avaliar os respectivos resultados. No presente trabalho, por limitações de tempo, fez-se apenas uma simulação com novas soluções. Neste caso optou-se por alterar a geometria dos reforços longitudinais que eram inicialmente de 4cm por 6cm para 2,5cm por 4 cm. Esta simulação visa avaliar os resultados da aplicação de reforços com uma geometria tal que possam ser introduzidos num reboco normal, permitindo a sua ocultação.

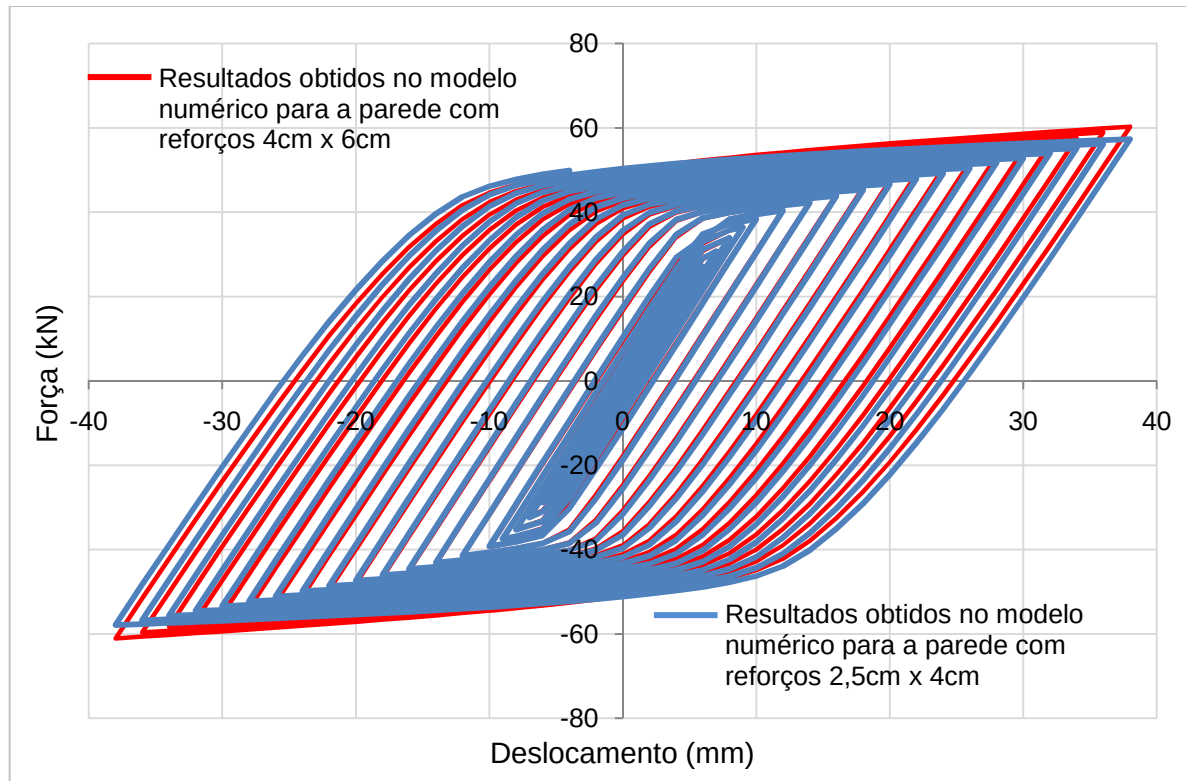


Fig.6.29 – Resultados obtidos no modelo numérico com geometria dos reforços alterada (azul) e com a geometria inicial (vermelho).

Da análise da figura 6.29 verifica-se, tal como esperado que a energia dissipada nos dois casos é idêntica, muito embora, diminuindo a secção dos reforços se verifique uma diminuição da força necessária para aplicar um mesmo deslocamento.

Interessa agora avaliar a variação volumétrica da parede para as situações simuladas. Trata-se de um parâmetro importante uma vez que a gaiola de reforço permite fazer a contenção volumétrica da parede. De facto, pela análise do quadro 6.1 verifica-se uma grande diferença entre a variação volumétrica da parede com e sem reforços.

Quadro 6.1 – Variação volumétrica da parede modelada.

PAREDE		$\Delta V \text{ (m}^3\text{)}$	$\epsilon_v \text{ (%)}$
PA1_NR_N	não reforçada solicitação até 14 mm	0,088	5,7
PA1_NR1	não reforçada solicitação até 38 mm	1,166	75,9
PA1_RM1_6x4	reforçada reforços elásticos	0,599	39,0
PA1_RM1_LP	reforçada reforços elástico-plásticos	0,647	42,1
PA1_RM1_2,5x4	reforçada reforços elástico-plásticos 2,5x4	0,663	43,2

Da análise da tabela anterior, verifica-se que os valores de expansão volumétrica da parede não reforçada (PA1_NR_N) apresentam valores da ordem de grandeza dos obtidos na campanha experimental ($\varepsilon_v \approx 12\%$). Relativamente à parede não reforçada com solicitação até aos 38mm verifica-se um valor absurdo, na medida em que a parede não aguentaria tal variação volumétrica sem se desagregar. Os valores obtidos para as paredes reforçadas são, também eles, muito superiores aos reais. Isto deve-se ao facto de, com o modelo comportamental de Drucker-Prager se obtenham deformações plásticas residuais em cada ciclo sucessivamente superiores, o que leva a uma sobre estimação dos valores da expansão volumétrica da parede. No entanto, mesmo assim, é possível verificar o efeito benéfico que os reforços têm na expansão volumétrica da parede.

Nos gráficos seguintes apresentam-se as energias de dissipação obtidas no ensaio e no modelo numérico. Da análise destes torna-se possível verificar o que já se percebia pela visualização dos gráficos força-deslocamento apresentados. De facto, a energia dissipada obtida pelo modelo é muito superior do que a obtida experimentalmente. Com a introdução dos reforços essa diferença é ainda mais acentuada. De referir ainda que a energia dissipada para ligações dos elementos de madeira quer elásticas quer elasto-plásticas é muito idêntica (os esforços axiais foram muito pequenos pelo que a ligação não plastificou).

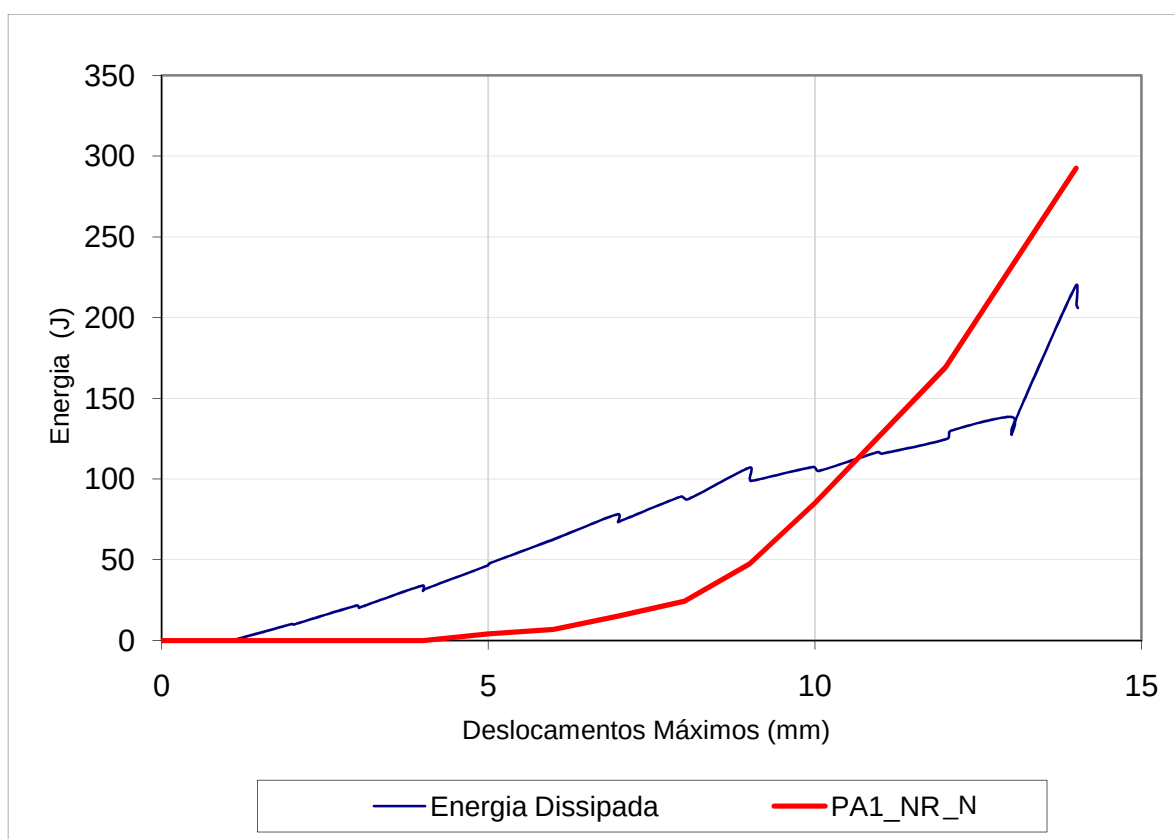


Fig.6.30 – Energia dissipada (meios ciclos positivos) pela parede não reforçada.

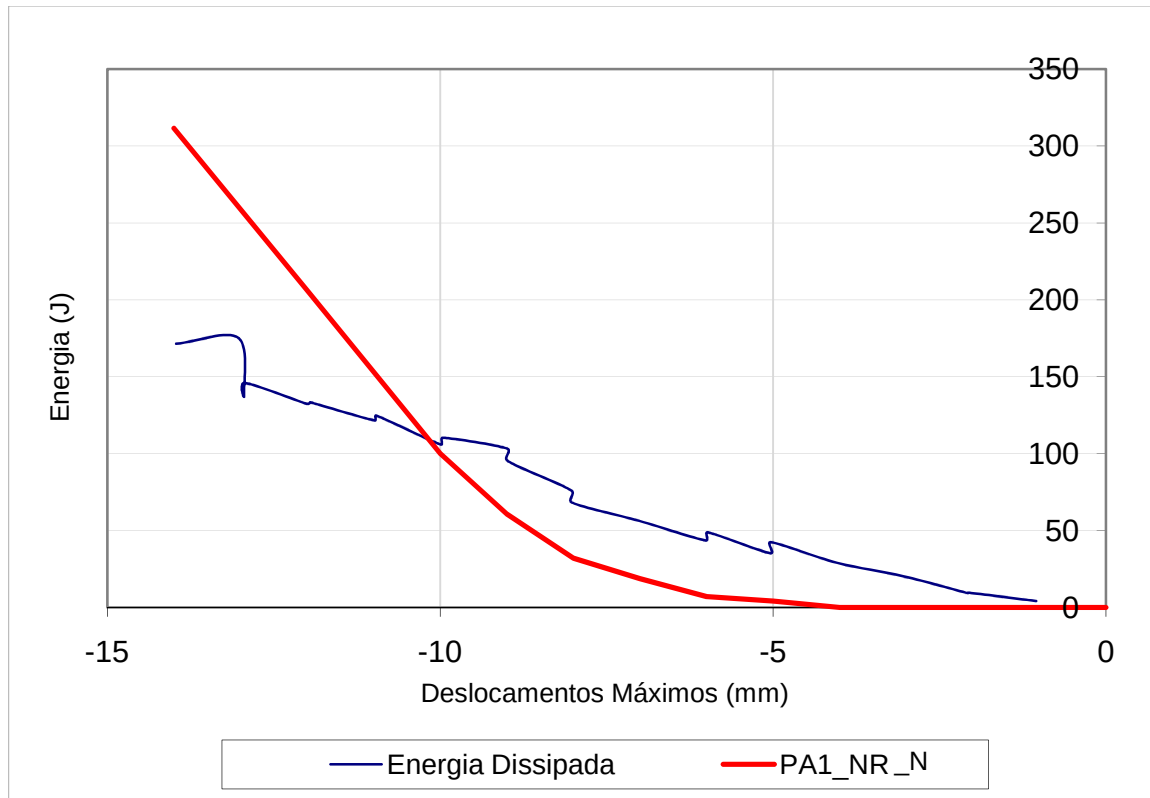


Fig.6.31 – Energia dissipada (meios ciclos negativos) pela parede não reforçada.

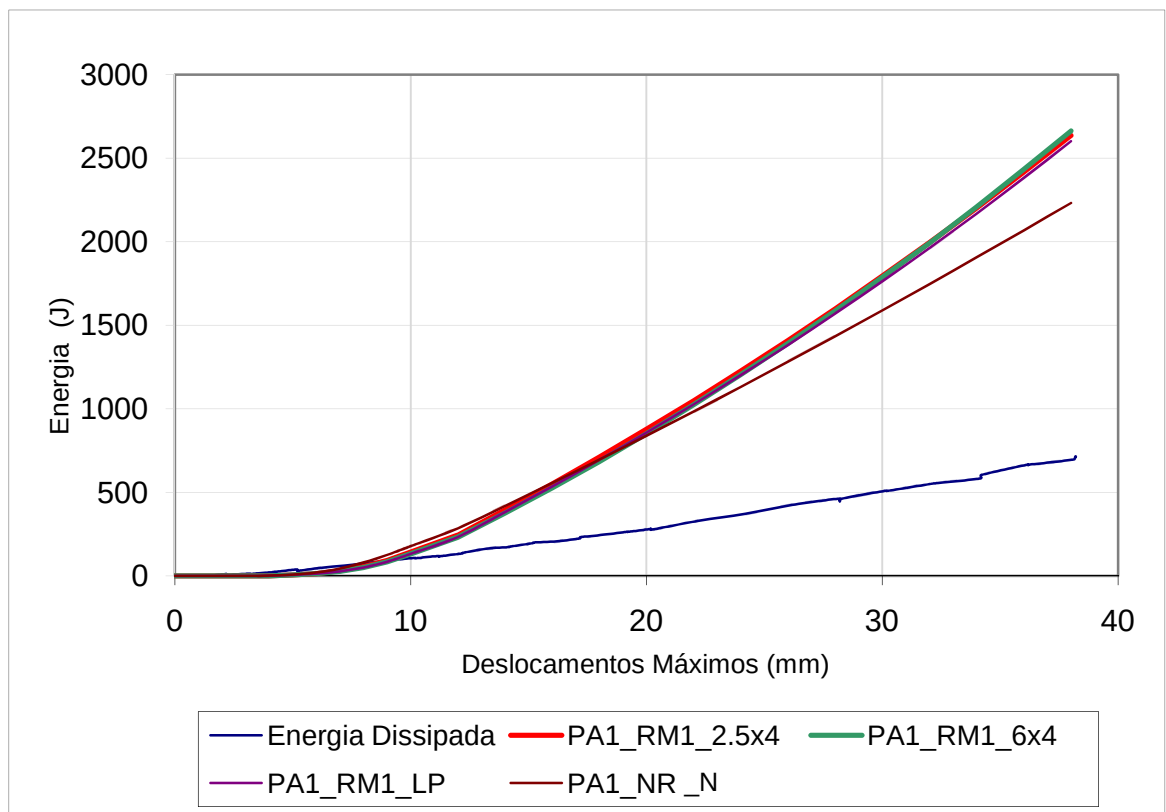


Fig.6.32 – Energia dissipada (meios ciclos positivos) pela parede reforçada.

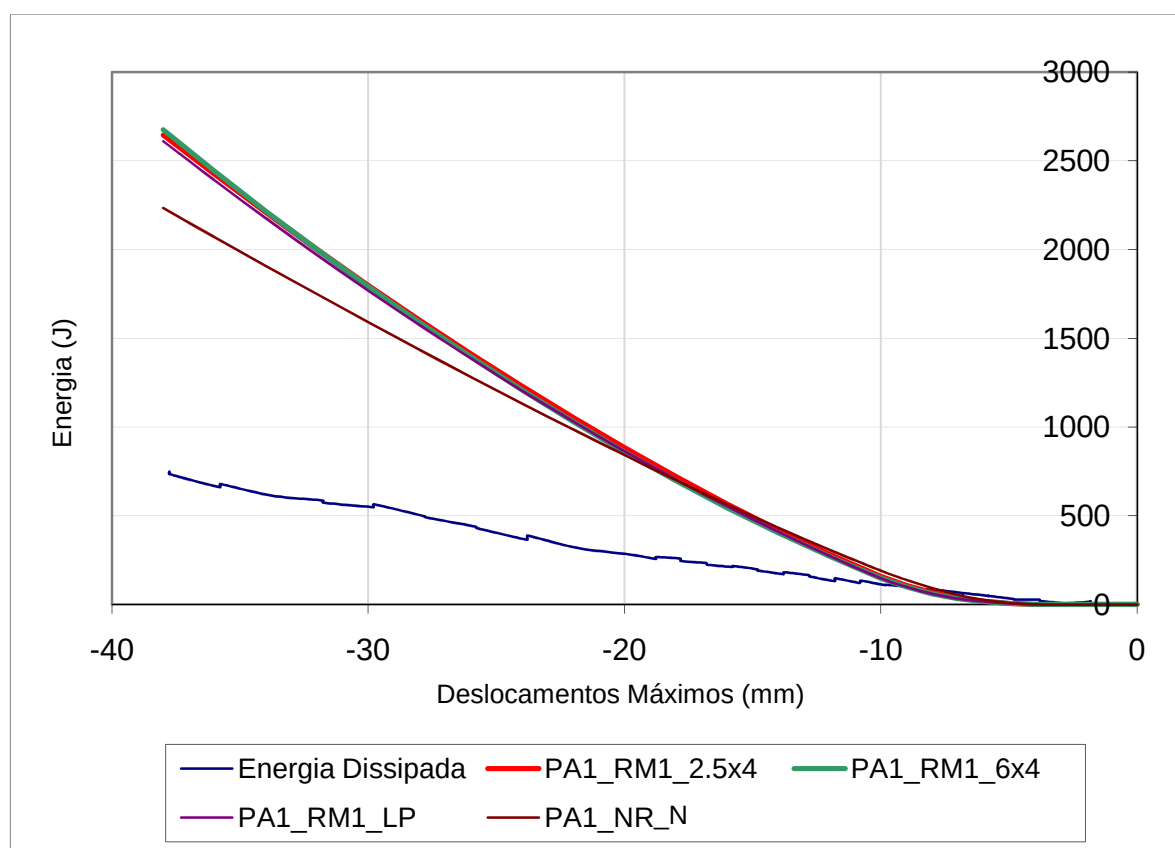


Fig.6.33 – Energia dissipada (meios ciclos negativos) pela parede reforçada.

Tal como se pode verificar ao longo do presente capítulo, o modelo numérico apresenta dois grandes problemas. O primeiro é o modelo de comportamento de alvenaria usado (modelo de Drucker-Prager) que não permite representar a perda de rigidez associada a fendilhação. De referir que Silva (Silva, 2008) teve precisamente o problema contrário na modelação das mesmas paredes de alvenaria. Este autor utilizou o modelo de dano para simulação do comportamento da parede, o que conduziu a perdas de rigidez muito elevadas e consequentemente uma dissipação de energia inferior à obtida experimentalmente. O segundo problema diz respeito à sempre difícil modelação das ligações. De facto, as ligações entre elementos de madeira correspondem a zonas frágeis plastificam facilmente funcionando como um filtro de esforços para as barras de reforço. Estes problemas conduzem a uma dissipação de energia no modelo muito superior à obtida experimentalmente. Para além de garantir uma maior dissipação de energia relativamente á parede não reforçada, a parede como gaiola de reforço em madeira permite fazer uma contenção à expansão volumétrica. Na realidade, a gaiola confina a parede de alvenaria inibindo a variação volumétrica da parede, combatendo a desagregação desta e permitindo que a parede funcione como um todo.

Resta ainda acrescentar que o modelo construído consegue representar razoavelmente bem os resultados experimentais em termos de forças necessárias para aplicar os deslocamentos impostos no topo da parede. No que diz respeito à dissipação de energia, o modelo construído não é representativo dos valores obtidos experimentalmente, uma vez que conduz a valores muito superiores aos experimentais.

7

CONCLUSÕES

7.1. PRINCIPAIS RESULTADOS OBTIDOS

Findo todo o trabalho subjacente à presente dissertação, pode-se concluir que os grandes objectivos delineados foram atingidos. De facto, tal como se pretendia, ficou provado que a aplicação de elementos de madeira como reforço de paredes estruturais em alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe, tem um efeito benéfico e de boa qualidade no comportamento sísmico das mesmas.

7.1.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nos capítulos 2, 3 e 4 elaborou-se uma descrição do estado da arte. O que se procurava nestes capítulos era fazer uma aproximação ao tema em estudo, por forma a enquadrar o objectivo principal da dissertação. O capítulo 5 surge como sendo um suporte à parte inovadora (capítulo 6), uma vez que introduz conceitos necessários ao desenvolvimento desta. No decorrer desta dissertação pretendeu-se chamar a atenção para a importância do reforço estrutural de edifícios antigos, principalmente os que possuem paredes resistentes em alvenaria de Pedra, Adobe e Taipa. Dá-se, ainda, especial relevo ao reforço sísmico, uma vez que grande parte do território nacional está em zona sísmica. É neste contexto que surge o estudo da madeira como elemento de reforço que, por ser um material barato e leve (não aumenta significativamente a massa da estrutura o que é importantíssimo para o comportamento sísmico) constitui uma boa alternativa às metodologias de reforço que são apresentadas no capítulo 4.

Durante o presente trabalho foi possível perceber que em Portugal existe um importante legado de construção em terra e em pedra que necessita de reabilitação estrutural, em especial reabilitação sísmica (reforço sísmico) – o comportamento destas estruturas face a acções dinâmicas é muito fraco. Tanto para as construções em terra como para as construções em pedra verificou-se que as grandes causas para este comportamento são as ligações fracas ou incorrectas entre elementos estruturais, nomeadamente, a ligação entre paredes estruturais, a ligação entre paredes e pavimentos e a ligação entre paredes e cobertura. Isto leva a que, quando um sismo acontece, se verifique a separação dos elementos estruturais o que provoca perda de rigidez da estrutura, enfraquecendo-a por perda de tridimensionalidade.

Para a execução de toda e qualquer técnica de reforço estrutural há que fazer previamente um estudo que avalie o estado do elemento a reforçar, assim como diagnostique as causas subjacentes às patologias estruturais. Só posteriormente se implementa o procedimento de reforço que deve ser escolhido, tendo em conta diversos parâmetros como a compatibilidade (mecânico-estrutural e físico-

química), a durabilidade e a reversibilidade. Trata-se de um processo que nem sempre é simples. Na realidade, a escolha da técnica de intervenção pode, muitas vezes, ser controversa.

A pesquisa realizada permitiu perceber que, desde que há registos, o homem procurou incluir elementos de reforço nas estruturas que construía. Um desses elementos resistentes a forças de tracção, que preferencialmente era usado, era a madeira. De facto, há já 35 séculos (pelo menos) que a madeira era usada no reforço estrutural de estruturas, conhecendo-se aplicações nesse sentido nos primeiros anos da civilização helénica.

7.1.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

O modelo numérico construído aliado aos resultados da campanha experimental existente permitiu tirar as seguintes conclusões:

- A abertura de fendas nas juntas leva à perda de rigidez da parede fragilizando o comportamento desta; Com o fecho das mesmas a parede ganha rigidez;
- A parede reforçada com a gaiola de elementos em madeira garante uma maior dissipação de energia;
- O modelo utilizado para traduzir o comportamento da parede de alvenaria (modelo de Drucker-Prager) não produz os melhores resultados; Na realidade, o modelo de Drucker-Prager é representativo do comportamento da parede em termos de forças mas não representa devidamente a dissipação de energia; Com este modelo não é possível traduzir a perda de rigidez da parede associado ao fenómeno de fendilhação;
- A introdução dos reforços em gaiola permite conter a expansão volumétrica da parede, reduzindo a sua variação de volume;
- As ligações são os pontos fracos da estrutura de reforço; De facto, estas ligações em chapa de aço fina (3mm) plastificam muito rapidamente, limitando assim a transferência de esforços para as barras;
- A introdução de ligações elasto-plásticas no modelo construído permite uma aproximação mais real aos ensaios experimentais;
- A alteração da secção dos reforços longitudinais para uma configuração que permita a sua inclusão no interior do reboco de uma parede apresenta resultados satisfatórios no que respeita ao comportamento sísmico;
- O modelo numérico construído é representativo em termos de forças; A dissipação de energia não é correctamente representada pelo modelo numérico construído.

Em resumo, face aos resultados numéricos e experimentais apresentados, é legítimo concluir que a introdução de elementos de reforço em madeira maciça permite melhorar o comportamento sísmico das estruturas de alvenaria de Pedra, Adobe e Taipa.

7.1.3. REFORÇAR ESTRUTURAS COM MADEIRA É INTERESSANTE?

O reforço estrutural com elementos de madeira representa ainda hoje um assunto muito pouco explorado na reabilitação de edifícios de alvenaria com comportamento sísmico desadequado. Na verdade, os resultados obtidos na campanha experimental mostram que a inclusão de uma gaiola de madeira a confinar uma parede permite um aumento significativo da dissipação de energia durante um

sismo. Também os resultados numéricos obtidos, embora muito condicionados pela utilização do modelo de Drucker-Prager (que se mostrou ser relativamente pouco adequado para este tipo de modulação), e pelas dificuldades encontradas na resolução do problema da modelação do comportamento semi-rígido das ligações entre peças de madeira, permitiram validar os efeitos benéficos dos reforços no comportamento estrutural das paredes de alvenaria.

Como se percebe, estes resultados abrem boas perspectivas para a inclusão de elementos desta natureza no reforço de paredes de alvenaria. No entanto, nem estes resultados devem ser vistos como definitivos (i. e., o trabalho aqui desenvolvido foi apenas mais um pequeno passo no desenvolvimento do projecto de investigação em curso) nem se deve olhar para eles como totalmente representativos do comportamento in-situ. De facto, basta o destacamento de uma pedra entre elementos de reforço de madeira para que o efeito benéfico destes elementos se perca imediatamente, uma vez que o efeito de confinamento deixa de existir.

Assim sendo, o reforço de estruturas de alvenaria com elementos de reforço aparece como uma solução viável, muito embora necessite ainda de um estudo mais exaustivo do ponto de vista numérico e experimental. Complementarmente com estes estudos, devem ser levados a cabo estudos relativos à tecnologia de aplicação desta técnica que complementem o desempenho estrutural com aspectos de natureza construtiva.

7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do trabalho desenvolvido no estudo de caso elaborado no âmbito da presente dissertação, propõem-se, aqui, algumas ideias que poderão vir a ser desenvolvidas em futuros estudos, sejam eles dissertações, ou outros trabalhos inseridos no projecto de investigação em curso ou outros:

- Com base no modelo numérico construído, passar à construção de um micro-modelo que permita obter uma resposta sísmica do modelo mais próxima da real;
- Alterar o modelo de comportamento da parede utilizado neste trabalho (Drucker-Prager) para um outro que seja mais representativo da resposta;
- Utilizar o modelo numérico construído no presente trabalho para o estudo de outras alternativas de reforço e ligação (variação de secção, espaçamento, etc.), procurando sugerir numericamente eventuais soluções melhoradas e justificar o interesse da aplicação dos reforços;
- Realizar novas campanhas experimentais que comprovem os resultados obtidos nas variantes estudadas nos modelos numéricos construídos;
- Estudar as ligações entre elementos de madeira e procurar ligações mais resistentes ou melhorar a configuração destas;
- Incluir o efeito de atrito entre a parede e a gaiola de reforço nos novos modelos numéricos a desenvolver e explorar;
- Encontrar novas soluções concretas de reforço com elementos esbeltos em madeira e modelá-las experimentalmente e numericamente;
- Realizar ensaios in-situ, sobre estruturas antigas de taipa, adobe ou alvenaria de pedra, reforçadas ou não com estruturas simples de madeira de modo a perceber o efeito de reforço em estruturas reais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Alcocer, S., Durán, R., Flores, L., Gutiérrez, C., Reyes, C. *Observaciones preliminares en el estado de Colima*. 2003. <http://www.cenapred.gob.mx/es/DocumentosPublicos/PDF/preliminar.pdf>. Março de 2010.
- [2] Appleton, J. *Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas. Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana*. CCRLVT, Lisboa, Março 1993.
- [3] Arêde, A., Mendes, P., Silva, B., Guedes, J., Faria, J., Costa, A. *Experimental Assessment of a Seismic Strengthening Solution for Stone Masonry Walls Using a Wooden Structure*. Proceedings of the 14th WCEE, Beijing, 2008.
- [4] Barros, Rui C. *Introdução ao Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)*. FEUP, Porto, 2006.
- [5] Bati, P. Briccoli, Rotunno, T. *Environmental durability of the bond between the CFRP composite materials and masonry walls*. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.1039-1046.
- [6] Berkowski, P., Dmochowski, G. *Examples of strengthening of main walls in old buildings*. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.1033-1037.
- [7] Berto, L.; Saetta, A.; Scotta, R. e Vitaliani, R. (2002). *An orthotropic damage model for masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.55(2), pp.127-157.
- [8] CEA. *Manuel d'utilisation de CAST3M*. P. Pasquet, Commissariat à l'Énergie Atomique. 2003.
- [9] CEN. *Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria*. 1996.
- [10] Córias, Vítor. *Reabilitação estrutural de edifícios antigos: alvenaria, madeira : técnicas pouco intrusivas*. Argumentum, Lisboa, 2007.
- [11] Costa, Cristina. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [12] Croci, Giorgio. *The conservation and structural restoration of architectural heritage*. Computational Mechanics, Southampton, 1998.
- [13] Dethier, Jean. *Arquitecturas de terra: Trunfos e potencialidades de um material de construção desconhecido: Europa – Terceiro Mundo – Estados Unidos*. Fundação Calouste Gulbenkian. Centro de Arte Moderna José Azeredo Perdigão, Lisboa, imp. 1993. Título original: *Des architectures de terr, ou l'avenir d'une tradition millenaire*. Centre Georges Pompidou, 1983.
- [14] Drysdale, R., Hamid, A., Baker, L. *Masonry Structures – Behaviour and Design*. The Masonry Society, Boulder (Colorado), 1999.
- [15] Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutotamento, FEUP.
- [16] Fernandes, Maria. *Património de Terra: Universalidade das Técnicas*. 2007. <http://mestrado-reabilitacao.fa.utl.pt/disciplinas/jaguiar/MariaFernandesTERRA1.pdf>. Março de 2010.

- [17] Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1997). *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Wall. Part II: The Continuum Model and its Applications*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.26(4), pp.441-462
- [18] Houben, H., Guillaud, H. *Earth construction: a comprehensive guide*. ITDG Publishing, London, 1994.
- [19] Jalali, Said., Eires, R. *Inovações científicas de construção em terra crua*. 2008. http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/9104/1/Eires_CN_1_2008%20%28artigo%29.pdf. Março de 2010.
- [20] Lamego, Paula Raquel Pires da Cunha. *Avaliação de técnicas construtivas utilizadas na reabilitação sísmica de edifícios em alvenaria de pedra*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [21] Lourenço, Paulo. *Computational strategies for masonry structures*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho, 1996.
- [22] Lourenço, Paulo B., Oliveira, Daniel V. *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, 2004.
- [23] Lourenço, Paulo B. *As estruturas de terra e os sismos*. 2005. http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/4927?mode=full&submit_simple=Mostrar+registo+em+formato+completo. Março 2010.
- [24] Lourenço, Paulo B., Oliveira, Daniel V. *Improving the seismic resistance of masonry buildings: Concepts for cultural heritage and recent developments in structural analysis*. 2007. <http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/9118/1/Lourenco3.pdf>. Abril 2010.
- [25] Luciano, R. e Sacco, E. (1997). *Homogenization technique and damage model for old masonry material*. International Journal of Solids and Structures, Vol.34(24), pp.3191-3208.
- [26] Mascarenhas, Jorge Morarji dos Remédios Dias. *Sistemas de construção :descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal*. Livros Horizonte, Lisboa, 2001-2008.
- [27] Mateus, João Mascarenhas. *Técnicas tradicionais de construção de alvenarias: a literatura técnica de 1750 a 1900 e o seu contributo para a conservação de edifícios históricos*. Livros Horizonte, Lisboa, 2002.
- [28] Oñate, E.; Hanganu, A.; Barbat, A. e Oller, S. (1997). *Structural analysis and durability assessment of constructions using a finite element damage model*. Structural Analysis of Historical Constructions, Barcelona, CIMNE, P. Roca et al. (ed.).
- [29] Papa, E. (1996). *A unilateral damage model for masonry based on a homogenisation procedure*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol.1(4), pp.349-366.
- [30] Penã, F., Loureço, Paulo B. *Estruturas em Terra: Comportamento e Patologias*. 2006. http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6320/1/Pena_Lourenco-Estruturas%20em%20Terra.pdf. Março de 2010.
- [31] Pinho, F. *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. LNEC, Lisboa, 2000.

- [32] Rostam, Celina. *Rammed Earth Construction*. 2008. http://arch.usc.edu/content/pages/cm/uploadedmedia/rammed_earth_construction_part11210459082979.pdf e http://arch.usc.edu/content/pages/cm/uploadedmedia/rammed_earth_construction_part21210466806514.pdf. Março de 2010.
- [33] Roque, João Carlos Almendra. *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [34] Roque, João Carlos Almendra. *Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria*. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, 2003.
- [35] Schacher, T. *Bhatar construction: Timber reinforced masonry - An illustrated guide for craftsmen*. http://www.sheltercentre.org/sites/default/files/Battar-handout_English-07-06-04.pdf. Abril de 2010.
- [36] Shrive, Nigel G., Masia, Mark J., Lissel, Shelley L. *Strengthening and rehabilitation of masonry using fibre reinforced polymers*. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.1047-1057.
- [37] Silva, Rui André Martins da. *Caracterização Experimental de Alvenaria Antiga: Reforço e Efeitos Diferidos*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2008.
- [38] Silva, Bruno Quelhas. *Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra. Igreja de Gondar – Estudo de Caso*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [39] Teobaldo, Izabela. *Estudo do Aço como objecto de reforço estrutural em edificações antigas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2004.
- [40] Touliatos, Panos. *The box-framed entity and function of the structures: the importance of wood role*. Wooden Handwork / Wooden Carpentry: European Restoration Sites – Proceedings of Culture 2000 Project: Italian Action. C. Bertolini Cestari, Itália, Dezembro 2001, pp.163-181.
- [41] United Nations Development Programme, International Labour Organisation. *Stone masonry*. ILO Publications, Turim, 1991.
- [42] Vasconcelos, Graça. Lourenço, Paulo B. *Comportamento sísmico de paredes de alvenaria de pedra*. http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6814/3/Comportamento%20s%20c%20adsmico-artigo_CM16.pdf. Março de 2010.
- [43] Zucchini, A. e Lourenço, P. B. (2004). *A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking*. Computers & Structures, Vol.82(11-12), pp.917-929.

PÁGINAS INTERNET

<http://elsa.jrc.ec.europa.eu/facility.php?id=cast3m>. Junho de 2010.

<http://www.paulojones.com/tecnicas/pedra.php>. Março 2010.

http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Mecanica_Meios_Continuos/upgrade/cap5.ppt. Junho 2010.

http://www-gmap.mecanica.ufrgs.br/siteGmap/download/Comportamento%20fisico%20mecanico%20dos%20materiais_ENG03004_turmaU.pdf. Junho 2010.

ANEXO 1

ALGORITMO DO MODELO NUMÉRICO CONSTRUÍDO PARA A PAREDE DE ALVENARIA DE PEDRA COM REFORÇOS DE MADEIRA


```
*****
*****CÁLCULO NÃO LINEAR*****
*****PAREDE COM ELEMENTOS DE REFORÇO*****
*****

OPTI ECHO 1 DIME 3 ELEM CUB8;

*

D1 = .2;
DENS D1;

*

*****
*****GEOMETRIA*****
*****

*PAREDE

**PONTOS DA BASE DA PAREDE

P1 = 0.0 0.0 0.0;
P2 = 1.6 0.0 0.0;
P3 = 1.6 0.6 0.0;
P4 = 0.0 0.6 0.0;

*

LB1 = DROI 8 P1 P2;
LB2 = DROI 3 P2 P3;
LB3 = DROI 8 P3 P4;
LB4 = DROI 3 P4 P1;

*

S1 = DALL LB1 LB2 LB3 LB4;

*

V1 = (0. 0. 1.6);
PAR1 = S1 VOLU 8 'TRAN' V1;
TRAC PAR1;

*REFORÇOS

**REFORÇO NA BASE

PR1 = 0.2 -0.001 0;
```

PR2 = 1.4 -0.001 0;

PNR2 = 1.601 -0.001 0;

PR3 = 1.601 0.2 0;

PR4 = 1.601 0.4 0;

PNR3 = 1.601 0.601 0;

PR5 = 1.4 0.601 0;

PR6 = 0.2 0.601 0;

PNR4 = -0.001 0.601 0;

PR7 = -0.001 0.4 0;

PR8 = -0.001 0.2 0;

PNR1 = -0.001 -0.001 0.0;

*

LR1 = DROI 6 PR1 PR2;

LR21 = DROI 1 PR2 PNR2;

LR22 = DROI 1 PNR2 PR3;

LR3 = DROI 1 PR3 PR4;

LR41 = DROI 1 PR4 PNR3;

LR42 = DROI 1 PNR3 PR5;

LR5 = DROI 6 PR5 PR6;

LR61 = DROI 1 PR6 PNR4;

LR62 = DROI 1 PNR4 PR7;

LR7 = DROI 1 PR7 PR8;

LR81 = DROI 1 PR8 PNR1;

LR82 = DROI 1 PNR1 PR1;

LR = LR1 ET LR21 ET LR22 ET LR3 ET LR41 ET LR42 ET LR5 ET LR61

ET LR62 ET LR7 ET LR81 ET LR82;

**REFORÇOS INTERMÉDIOS

PRI1 = 0.2 -0.001 0.8;

PRI2 = 1.4 -0.001 0.8;

PI2 = 1.601 -0.001 0.8;

PI3 = 1.601 0.601 0.8;

PRI5 = 1.4 0.601 0.8;

PRI6 = 0.2 0.601 0.8;

PI4 = -0.001 0.601 0.8;

PI1 = -0.001 -0.001 0.8;

*

PRLD1 = 1.601 -0.001 0.6;

PRLD2 = 1.601 0.2 0.6;

PRLD3 = 1.601 0.4 0.6;

PRLD4 = 1.601 0.601 0.6;

PRLD5 = 1.601 -0.001 1.0;

PRLD6 = 1.601 0.2 1.0;

PRLD7 = 1.601 0.4 1.0;

PRLD8 = 1.601 0.601 1.0;

*

PRLE1 = -0.001 -0.001 0.6;

PRLE2 = -0.001 0.2 0.6;

PRLE3 = -0.001 0.4 0.6;

PRLE4 = -0.001 0.601 0.6;

PRLE5 = -0.001 -0.001 1.0;

PRLE6 = -0.001 0.2 1.0;

PRLE7 = -0.001 0.4 1.0;

PRLE8 = -0.001 0.601 1.0;

*

*

LRI1 = DROI 6 PRI1 PRI2;

LRI21 = DROI 1 PRI2 PI2;

LRI42 = DROI 1 PI3 PRI5;

LRI5 = DROI 6 PRI5 PRI6;

LRI61 = DROI 1 PRI6 PI4;

LRI82 = DROI 1 PI1 PRI1;

LRID1 = DROI 1 PRLD1 PRLD2;

LRID2 = DROI 1 PRLD2 PRLD3;

LRID3 = DROI 1 PRLD3 PRLD4;

LRID4 = DROI 1 PRLD4 PRLD1;

LRID5 = DROI 1 PRLD5 PRLD6;

LRID6 = DROI 1 PRLD6 PRLD7;

LRID7 = DROI 1 PRLD7 PRLD8;

LRID8 = DROI 1 PRLD8 PRLD5;

*

LRIE1 = DROI 1 PRLE1 PRLE2;

LRIE2 = DROI 1 PRLE2 PRLE3;

LRIE3 = DROI 1 PRLE3 PRLE4;

LRIE4 = DROI 1 PRLE4 PRLE1;

LRIE5 = DROI 1 PRLE5 PRLE6;

LRIE6 = DROI 1 PRLE6 PRLE7;

LRIE7 = DROI 1 PRLE7 PRLE8;

LRIE8 = DROI 1 PRLE8 PRLE5;

LRI = LRI1 ET LRI21 ET LRI42 ET LRI5 ET

LRI61 ET LRI82 ET LRID1 ET LRID2 ET

LRID3 ET LRID4 ET LRID5 ET LRID6 ET

LRID7 ET LRID8 ET LRIE1 ET LRIE2 ET LRIE3

ET LRIE4 ET LRIE5 ET LRIE6 ET LRIE7 ET LRIE8;

****REFORÇO NO TOPO**

PRT1 = 0.2 -0.001 1.6;

PRT2 = 1.4 -0.001 1.6;

PT2 = 1.601 -0.001 1.6;

PRT3 = 1.601 0.2 1.6;

PRT4 = 1.601 0.4 1.6;

PT3 = 1.601 0.601 1.6;

PRT5 = 1.4 0.601 1.6;

PRT6 = 0.2 0.601 1.6;

PT4 = -0.001 0.601 1.6;

PRT7 = -0.001 0.4 1.6;

PRT8 = -0.001 0.2 1.6;

PT1 = -0.001 -0.001 1.6;

*

LRT1 = DROI 6 PRT1 PRT2;

LRT21 = DROI 1 PRT2 PT2;

LRT22 = DROI 1 PT2 PRT3;

LRT3 = DROI 1 PRT3 PRT4;

LRT41 = DROI 1 PRT4 PT3;

LRT42 = DROI 1 PT3 PRT5;

LRT5 = DROI 6 PRT5 PRT6;

LRT61 = DROI 1 PRT6 PT4;

LRT62 = DROI 1 PT4 PRT7;

LRT7 = DROI 1 PRT7 PRT8;

LRT81 = DROI 1 PRT8 PT1;

LRT82 = DROI 1 PT1 PRT1;

LRT = LRT1 ET LRT21 ET LRT22 ET LRT3 ET LRT41 ET LRT42 ET LRT5

ET LRT61 ET LRT62 ET LRT7 ET LRT81 ET LRT82;

****REFORÇOS VERTICAIS**

*****ESQUERDA FRONTAL**

***PNR1**

***PI1**

***PT1**

*

LRVEF1 = DROI 4 PNR1 PI1;

LRVEF2 = DROI 4 PI1 PT1;

*

LRVEF = LRVEF1 ET LRVEF2;

*****DIREITA FRONTAL**

***PNR2**

***PI2**

***PT2**

*

LRVDF1 = DROI 4 PNR2 PI2;

LRVDF2 = DROI 4 PI2 PT2;

*

LRVDF = LRVDF1 ET LRVDF2;

***ESQUERDA TRASEIRAS

*PNR4

*PI4

*PT4

*

LRVET1 = DROI 4 PNR4 PI4;

LRVET2 = DROI 4 PI4 PT4;

*

LRVET = LRVET1 ET LRVET2;

***DIREITA TRASEIRAS

*PNR3

*PI3

*PT3

*

LRVDT1 = DROI 4 PNR3 PI3;

LRVDT2 = DROI 4 PI3 PT3;

*

LRVDT = LRVDT1 ET LRVDT2;

*MALHA

MALHA = PAR1 ET LR ET LRI ET LRT ET LRVEF ET LRVET ET
LRVDF ET LRVDT;

MALHA = ELIM 0.5D-3 MALHA;

*

PAREDE = COUL PAR1 BLAN;

REFORÇOS = COUL (LR ET LRI ET LRT ET LRVEF ET LRVET ET
LRVDF ET LRVDT) ROUGE;
TRAC (PAREDE ET REFORÇOS);

*****MODELOS E MATERIAIS*****

*MODELO DA PAREDE

MOD_PAR = MODE PAR1 MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE PLASTIQUE
'DRUCKER_PARFAIT' 'CONS' 'BLOCKS';

*MATERIAL DA PAREDE;

YOUN = 55e6;

NU = 0.2;

RHO = 2100;

* LTR (ft) E LCS (fc)

A = 55;

C = 20;

*

AUX1 = SIN (A);

AUX2 = 2 * AUX1;

AUX3 = 3 - AUX1;

ALPHA = AUX2 / AUX3;

*

AUX4 = COS (A);

AUX5 = 6 * AUX4;

AUX6 = C * AUX5;

K = AUX6 / AUX3;

*

LTR1 = K / (ALPHA + 1);

LTR = LTR1 *1E3;

*

LCS1 = K / (1 - ALPHA);

LCS = LCS1 * 1E3;

****DEFINIÇÃO DO MATERIAL**

MAT_PAR = MATE MOD_PAR 'YOUN' YOUN 'NU' NU 'RHO' RHO
'LTR' LTR 'LCS' LCS;

***MODELO E MATERIAL DOS REFORÇOS**

YOUN_R = 8e9;

NU_R = 0.2;

RHO_R = 500;

**** GEOMETRIA**

B = 0.04;

H = 0.06;

IZ = H * B * B * B / 12;

IY = B * H * H * H / 12;

SECT = B * H;

*

opti donn 5;

BET = 5.11;

TOR = H1 * B1 * B1 * B1 / BET;

RF = LR1 ET LRI1 ET LRT1;

MOD_REF1 = MODE RF MECANIQUE ELASTIQUE POUT;

M_REF1 = MATE MOD_REF1 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R;

CAR_REF1 = CARA MOD_REF1 'TORS' TORS 'INRY' IY 'INRZ' IZ 'SECT' SECT
'VECT' (0.0 1.0 0.0);

MAT_REF1 = M_REF1 ET CAR_REF1;

*

RLD = LR3 ET LR22 ET LR41 ET LRT3 ET LRT22 ET LRT41 ET LRID1 ET LRID2 ET
LRID3 ET LRID4 ET LRID5 ET LRID6 ET LRID7 ET LRID8;

MOD_REF2 = MODE RLD MECANIQUE ELASTIQUE POUT;

M_REF2 = MATE MOD_REF2 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R;

CAR_REF2 = CARA MOD_REF2 'TORS' TORS 'INRY' IY 'INRZ' IZ 'SECT' SECT

```

      'VECT' (-1.0 0.0 0.0);
MAT_REF2 = M_REF2 ET CAR_REF2;
*
RT = LR5 ET LRI5 ET LRT5;
MOD_REF3 = MODE RT MECANIQUE ELASTIQUE POUT;
M_REF3 = MATE MOD_REF3 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R;
CAR_REF3 = CARA MOD_REF3 'TORS' TORS 'INRY' IY 'INRZ' IZ 'SECT' SECT
      'VECT' (0.0 -1.0 0.0);
MAT_REF3 = M_REF3 ET CAR_REF3;
*
RLE = LR7 ET LR62 ET LR81 ET LRT7 ET LRT62 ET LRT81 ET LRIE1 ET LRIE2
      ET LRIE3 ET LRIE4 ET LRIE5 ET LRIE6 ET LRIE7 ET LRIE8;
MOD_REF4 = MODE RLE MECANIQUE ELASTIQUE POUT;
M_REF4 = MATE MOD_REF4 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R;
CAR_REF4 = CARA MOD_REF4 'TORS' TORS 'INRY' IY 'INRZ' IZ 'SECT' SECT
      'VECT' (1.0 0.0 0.0);
MAT_REF4 = M_REF4 ET CAR_REF4;
*
RV = LRVEF ET LRVET ET LRVDF ET LRVDT;
MOD_REF5 = MODE RV MECANIQUE
      ELASTIQUE POUT;
M_REF5 = MATE MOD_REF5 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R;
CAR_REF5 = CARA MOD_REF5 'TORS' TORS 'INRY' IZ 'INRZ' IY 'SECT' SECT
      'VECT' (0.0 1.0 0.0);
MAT_REF5 = M_REF5 ET CAR_REF5;

***MODELO E MATERIAS DA CHAPA DE LIGAÇÃO
DEP = PROG -2.5E-4 -8.3E-5 0.0 4.15E-5 8.3E-5 2.5E-4;
EFFX = PROG -8016 -8000 0.0 4000 8000 8016;
NOMCOMP = EVOL 'MANU' DEP EFFX;
DESS NOMCOMP;
*
CH = LR21 ET LR82 ET LRI21 ET LRI82 ET LRT21 ET LRT82

```

```
ET LR42 ET LR61 ET LRI42 ET LRI61 ET LRT42 ET LRT61;
MOD_CH = MODE CH MECANIQUE 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'GLOBAL' POUT;
M_CH = MATE MOD_CH 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R
      'COMP' NOMCOMP;
IYY = IY / 1000.0;
IZZ = IZ / 1000.0;
TORSS = TORS / 1000.0;
M_CH = MATE MOD_CH 'YOUN' YOUN_R 'NU' NU_R 'RHO' RHO_R
      'COMP' NOMCOMP;
CAR_CH = CARA MOD_CH 'TORS' TORSS 'INRY' IYY 'INRZ' IZZ 'SECT' SECT
      'VECT' (0.0 1.0 0.0);
MAT_CH = M_CH ET CAR_CH;

* MODELOS E MATERIAIS "TOTAIS"
MOD_TOT = MOD_PAR ET MOD_REF1 ET MOD_REF2 ET MOD_REF3 ET MOD_REF4
      ET MOD_REF5 ET MOD_CH;
MAT_TOT = MAT_PAR ET MAT_REF1 ET MAT_REF2 ET MAT_REF3 ET MAT_REF4
      ET MAT_REF5 ET MAT_CH;

*****
*****CONDIÇÕES FRONTEIRA*****
*****

*CONDIÇÃO DE ENTRADA EM FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS
VX1 = (-1.0 0.0 0.0);
VY1 = (0.0 -1.0 0.0);
VX2 = (1.0 0.0 0.0);
VY2 = (0.0 1.0 0.0);

**CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS NA BASE
***REFORÇOS NA BASE IMPEDIDOS DE SE MOVER - NÃO NECESSITAM DE CONDIÇÕES
DE FUNCIONAMENTO

**CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS NA ZONA INTERMÉDIA
***FACE FRONTAL - ZONTA INTERMÉDIA
```

****PAREDE - FACE FRONTAL ZONA INTERMÉDIA

IC1 = 0.0 0.0 0.8;

IC1 = PAR1 POIN 'PROC' IC1;

I1 = 0.2 0.0 0.8;

I1 = PAR1 POIN 'PROC' I1;

I2 = 0.4 0.0 0.8;

I2 = PAR1 POIN 'PROC' I2;

I3 = 0.6 0.0 0.8;

I3 = PAR1 POIN 'PROC' I3;

I4 = 0.8 0.0 0.8;

I4 = PAR1 POIN 'PROC' I4;

I5 = 1.0 0.0 0.8;

I5 = PAR1 POIN 'PROC' I5;

I6 = 1.2 0.0 0.8;

I6 = PAR1 POIN 'PROC' I6;

I7 = 1.4 0.0 0.8;

I7 = PAR1 POIN 'PROC' I7;

IC2 = 1.6 0.0 0.8;

IC2 = PAR1 POIN 'PROC' IC2;

*

LI1 = IC1 ET I1 ET I2 ET I3 ET I4 ET I5 ET I6 ET I7 ET IC2;

****REFORÇO - FACE FRONTAL ZONA INTERMÉDIA

*PI1

*PRI1

RI1 = 0.4 -0.001 0.8;

RI1 = LRI POIN 'PROC' RI1;

RI2 = 0.6 -0.001 0.8;

RI2 = LRI POIN 'PROC' RI2;

RI3 = 0.8 -0.001 0.8;

RI3 = LRI POIN 'PROC' RI3;

RI4 = 1.0 -0.001 0.8;

RI4 = LRI POIN 'PROC' RI4;

RI5 = 1.2 -0.001 0.8;

RI5 = LRI POIN 'PROC' RI5;

*PRI2

*PI2

RIC2 = 1.601 -0.001 0.8;

RIC2 = LRI POIN 'PROC' RIC2;

*

LRFI1 = PI1 ET PRI1 ET RI1 ET RI2 ET RI3 ET RI4 ET RI5

ET PRI2 ET PI2;

***FACE LATERAL DIREITA - ZONTA INTERMÉDIA

****PAREDE - FACE LATERAL DIREITA ZONA INTERMÉDIA

*IC2

IC3 = 1.6 0.6 0.8;

IC3 = PAR1 POIN 'PROC' IC3;

*

LI2 = IC2 ET IC3;

****REFORÇO - FACE LATERAL DIREITA ZONA INTERMÉDIA

* PI2

* PI3

*

LRFI2 = PI2 ET PI3;

***FACE POSTERIOR - ZONTA INTERMÉDIA

****PAREDE - FACE POSTERIOR ZONA INTERMÉDIA

*IC3

I17 = 1.4 0.6 0.8;

I17 = PAR1 POIN 'PROC' I17;

I18 = 1.2 0.6 0.8;

I18 = PAR1 POIN 'PROC' I18;

I10 = 1.0 0.6 0.8;

I10 = PAR1 POIN 'PROC' I10;

I11 = 0.8 0.6 0.8;

I11 = PAR1 POIN 'PROC' I11;

I12 = 0.6 0.6 0.8;

I12 = PAR1 POIN 'PROC' I12;

I13 = 0.4 0.6 0.8;

I13 = PAR1 POIN 'PROC' I13;

I14 = 0.2 0.6 0.8;

I14 = PAR1 POIN 'PROC' I14;

IC4 = 0.0 0.6 0.8;

IC4 = PAR1 POIN 'PROC' IC4;

*

LI3 = IC3 ET I17 ET I18 ET I10 ET I11 ET I12 ET I13 ET I14 ET IC4;

****REFORÇO - FACE POSTERIOR ZONA INTERMÉDIA

* PI3

*PRI5

RI6 = 1.2 0.601 0.8;

RI6 = LRI POIN 'PROC' RI6;

RI7 = 1.0 0.601 0.8;

RI7 = LRI POIN 'PROC' RI7;

RI8 = 0.8 0.601 0.8;

RI8 = LRI POIN 'PROC' RI8;

RI9 = 0.6 0.601 0.8;

RI9 = LRI POIN 'PROC' RI9;

RI10 = 0.4 0.601 0.8;

RI10 = LRI POIN 'PROC' RI10;

*PRI6

*PI4

*

LRFI3 = PI3 ET PRI5 ET RI6 ET RI7 ET RI8 ET RI9 ET RI10 ET PRI6 ET PI4;

***FACE LATERAL ESQUERDA - ZONTA INTERMÉDIA

****PAREDE - FACE LATERAL ESQUERDA ZONA INTERMÉDIA

*IC4

*IC1

*

LI4 = IC4 ET IC1;

****REFORÇO - FACE LATERAL ESQUERDA ZONA INTERMÉDIA

* PI4

* PI1

*

LRFI4 = PI4 ET PI1;

** REFORÇOS LATERAIS

****DIREITA

PLD1 = 1.6 0.2 0.6;

PLD1 = PAR1 POIN 'PROC' PLD1;

PLD2 = 1.6 0.4 0.6;

PLD2 = PAR1 POIN 'PROC' PLD2;

PLD3 = 1.6 0.2 1.0;

PLD3 = PAR1 POIN 'PROC' PLD3;

PLD4 = 1.6 0.4 1.0;

PLD4 = PAR1 POIN 'PROC' PLD4;

*

LD = PLD1 ET PLD2 ET PLD3 ET PLD4;

RFLD = PRLD2 ET PRLD3 ET PRLD6 ET PRLD7;

*****ESQUERDA

PLE1 = 0.0 0.2 0.6;

PLE1 = PAR1 POIN 'PROC' PLE1;

PLE2 = 0-0 0.4 0.6;

PLE2 = PAR1 POIN 'PROC' PLE2;

PLE3 = 0.0 0.2 1.0;

PLE3 = PAR1 POIN 'PROC' PLE3;

PLE4 = 0.0 0.4 1.0;

PLE4 = PAR1 POIN 'PROC' PLE4;

*

LE = PLE1 ET PLE2 ET PLE3 ET PLE4;

RFLE = PRLE2 ET PRLE3 ET PRLE6 ET PRLE7;

****CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS NA ZONA INTERMÉDIA**

RFI1 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY2 LI1 - 'DEPL'

'DIRECTION' VY2 LRFI1;

DI1 = DEPI RFI1 0.0;

*

RFI3 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX1 LI2 - 'DEPL'

'DIRECTION' VX1 LRFI2;

DI3 = DEPI RFI3 0.0;

*

RFI5 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY1 LI3 - 'DEPL'

'DIRECTION' VY1 LRFI3;

DI5 = DEPI RFI5 0.0;

*

RFI7 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX2 LI4 - 'DEPL'

'DIRECTION' VX2 LRFI4;

DI7 = DEPI RFI7 0.0;

*

RFD1 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX1 LD - 'DEPL'

'DIRECTION' VX1 RFD1;

DID = DEPI RFD1 0.0;

*

RFE1 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX2 LE - 'DEPL'

'DIRECTION' VX2 RFLE;

DIE = DEPI RFE1 0.0;

*

*

DE2 = DI1 ET DI3 ET DI5 ET DI7 ET DID ET DIE;

****CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS NO TOPO**

*****FACE FRONTAL - TOPO**

******PAREDE - TOPO**

TC1 = 0.0 0.0 1.6;

TC1 = PAR1 POIN 'PROC' TC1;

T1 = 0.2 0.0 1.6;

T1 = PAR1 POIN 'PROC' T1;

T2 = 0.4 0.0 1.6;

T2 = PAR1 POIN 'PROC' T2;

T3 = 0.6 0.0 1.6;

T3 = PAR1 POIN 'PROC' T3;

T4 = 0.8 0.0 1.6;

T4 = PAR1 POIN 'PROC' T4;

T5 = 1.0 0.0 1.6;

T5 = PAR1 POIN 'PROC' T5;

T6 = 1.2 0.0 1.6;

T6 = PAR1 POIN 'PROC' T6;

T7 = 1.4 0.0 1.6;

T7 = PAR1 POIN 'PROC' T7;

TC2 = 1.6 0.0 1.6;

TC2 = PAR1 POIN 'PROC' TC2;

*

LT1 = TC1 ET T1 ET T2 ET T3 ET T4 ET T5 ET T6 ET T7 ET TC2;

******REFORÇO - FACE FRONTAL TOPO**

***PT1**

***PRT1**

RT1 = 0.4 -0.001 1.6;

RT1 = LRT POIN 'PROC' RT1;

RT2 = 0.6 -0.001 1.6;

RT2 = LRT POIN 'PROC' RT2;

RT3 = 0.8 -0.001 1.6;

RT3 = LRT POIN 'PROC' RT3;

RT4 = 1.0 -0.001 1.6;

RT4 = LRT POIN 'PROC' RT4;

RT5 = 1.2 -0.001 1.6;

RT5 = LRT POIN 'PROC' RT5;

*PRT2

*PT2

*

LRFT1 = PT1 ET PRT1 ET RT1 ET RT2 ET RT3 ET RT4 ET RT5 ET PRT2 ET PT2;

***FACE LATERAL DIREITA - TOPO

****PAREDE - TOPO

*TC2

T8 = 1.6 0.2 1.6;

T8 = PAR1 POIN 'PROC' T8;

T9 = 1.6 0.4 1.6;

T9 = PAR1 POIN 'PROC' T9;

TC3 = 1.6 0.6 1.6;

TC3 = PAR1 POIN 'PROC' TC3;

*

LT2 = TC2 ET T8 ET T9 ET TC3;

****REFORÇO - FACE LATERAL DIREITA TOPO

* PT2

* PRT3

* PRT4

* PT2

*

LRFT2 = PT2 ET PRT3 ET PRT4 ET PT3;

***FACE POSTERIOR - TOPO

****PAREDE - FACE POSTERIOR TOPO

*TC3

T17 = 1.4 0.6 1.6;

T17 = PAR1 POIN 'PROC' T17;

T18 = 1.2 0.6 1.6;

T18 = PAR1 POIN 'PROC' T18;

T10 = 1.0 0.6 1.6;

T10 = PAR1 POIN 'PROC' T10;

T11 = 0.8 0.6 1.6;

T11 = PAR1 POIN 'PROC' T11;

T12 = 0.6 0.6 1.6;

T12 = PAR1 POIN 'PROC' T12;

T13 = 0.4 0.6 1.6;

T13 = PAR1 POIN 'PROC' T13;

T14 = 0.2 0.6 1.6;

T14 = PAR1 POIN 'PROC' T14;

TC4 = 0.0 0.6 1.6;

TC4 = PAR1 POIN 'PROC' TC4;

*

LT3 = TC3 ET T17 ET T18 ET T10 ET T11 ET T12 ET T13 ET T14 ET TC4;

****REFORÇO - FACE POSTERIOR TOPO

*PT3

*PRT5

RT6 = 1.2 0.601 1.6;

RT6 = LRT POIN 'PROC' RT6;

RT7 = 1.0 0.601 1.6;

RT7 = LRT POIN 'PROC' RT7;

RT8 = 0.8 0.601 1.6;

RT8 = LRT POIN 'PROC' RT8;

RT9 = 0.6 0.601 1.6;

RT9 = LRT POIN 'PROC' RT9;

RT10 = 0.4 0.601 1.6;

RT10 = LRT POIN 'PROC' RT10;

*PRT6

*PT4

*

LRFT3 = PT3 ET PRT5 ET RT6 ET RT7 ET RT8 ET RT9 ET RT10 ET PRT6 ET PT4;

***FACE LATERAL ESQUERDA - TOPO

****PAREDE - FACE LATERAL ESQUERDA TOPO

*TC4

T15 = 0.0 0.4 1.6;

T15 = PAR1 POIN 'PROC' T15;

T16 = 0.0 0.2 1.6;

T16 = PAR1 POIN 'PROC' T16;

*TC1

*

LT4 = TC4 ET T15 ET T16 ET TC1;

****REFORÇO - FACE LATERAL ESQUERDA TOPO

* PT4

* PRT7

* PRT8

* PT1

*

LRFT4 = PT4 ET PRT7 ET PRT8 ET PT1;

**CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS NO TOPO

RFT1 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY2 LT1 - 'DEPL'

'DIRECTION' VY2 LRFT1;

DT1 = DEPI RFT1 0.0;

*

RFT3 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX1 LT2 - 'DEPL'

'DIRECTION' VX1 LRFT2;

DT3 = DEPI RFT3 0.0;

*

RFT5 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY1 LT3 - 'DEPL'

'DIRECTION' VY1 LRFT3;

DT5 = DEPI RFT5 0.0;

*

RFT7 = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX2 LT4 - 'DEPL'

'DIRECTION' VX2 LRFT4;

DT7 = DEPI RFT7 0.0;

*

*

DE3 = DT1 ET DT3 ET DT5 ET DT7;

****CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS VERTICIAS**

*****REFORÇOS VERTICIAS ESQUERDOS**

*****PONTOS PAREDE ESQ FRONTAL**

VE1 = 0.0 0.0 0.2;

VE1 = PAR1 POIN 'PROC' VE1;

VE2 = 0.0 0.0 0.4;

VE2 = PAR1 POIN 'PROC' VE2;

VE3 = 0.0 0.0 0.6;

VE3 = PAR1 POIN 'PROC' VE3;

VE5 = 0.0 0.0 1.0;

VE5 = PAR1 POIN 'PROC' VE5;

VE6 = 0.0 0.0 1.2;

VE6 = PAR1 POIN 'PROC' VE6;

VE7 = 0.0 0.0 1.4;

VE7 = PAR1 POIN 'PROC' VE7;

*

VEF = VE1 ET VE2 ET VE3 ET VE5 ET VE6 ET VE7;

******PONTOS REFORÇO ESQ FRONTAL**

PVEF1 = -0.001 -0.001 0.2;

PVEF1 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF1;

PVEF2 = -0.001 -0.001 0.4;

PVEF2 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF2;

PVEF3 = -0.001 -0.001 0.6;

PVEF3 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF3;

PVEF5 = -0.001 -0.001 1.0;

PVEF5 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF5;

PVEF6 = -0.001 -0.001 1.2;

PVEF6 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF6;

PVEF7 = -0.001 -0.001 1.4;

PVEF7 = LRVEF POIN 'PROC' PVEF7;

*

LRFVEF = PVEF1 ET PVEF2 ET PVEF3 ET PVEF5 ET PVEF6
ET PVEF7;

***PONTOS PAREDE ESQ TRASEIRAS

VE9 = 0.0 0.6 0.2;

VE9 = PAR1 POIN 'PROC' VE9;

VE10 = 0.0 0.6 0.4;

VE10 = PAR1 POIN 'PROC' VE10;

VE11 = 0.0 0.6 0.6;

VE11 = PAR1 POIN 'PROC' VE11;

VE13 = 0.0 0.6 1.0;

VE13 = PAR1 POIN 'PROC' VE13;

VE14 = 0.0 0.6 1.2;

VE14 = PAR1 POIN 'PROC' VE14;

VE15 = 0.0 0.6 1.4;

VE15 = PAR1 POIN 'PROC' VE15;

*

VET = VE9 ET VE10 ET VE11 ET VE13 ET VE14 ET VE15;

****PONTOS REFORÇO ESQ TRASEIRAS

PVET1 = -0.001 0.601 0.2;

PVET1 = LRVET POIN 'PROC' PVET1;

PVET2 = -0.001 0.601 0.4;

PVET2 = LRVET POIN 'PROC' PVET2;

PVET3 = -0.001 0.601 0.6;

PVET3 = LRVET POIN 'PROC' PVET3;

PVET5 = -0.001 0.601 1.0;

PVET5 = LRVET POIN 'PROC' PVET5;

PVET6 = -0.001 0.601 1.2;

PVET6 = LRVET POIN 'PROC' PVET6;

PVET7 = -0.001 0.601 1.4;

PVET7 = LRVET POIN 'PROC' PVET7;

*

LRFVET = PVET1 ET PVET2 ET PVET3 ET PVET5 ET PVET6 ET
PVET7;

**CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS VERTICIAS ESQUERDOS

RVEFX = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX2 VEF - 'DEPL'

'DIRECTION' VX2 LRFVEF;

DVEFX = DEPI RVEFX 0.0;

*

RVEFY = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY2 VEF - 'DEPL'

'DIRECTION' VY2 LRFVEF;

DVEFY = DEPI RVEFY 0.0;

*

*

RVETX = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX2 VET - 'DEPL'

'DIRECTION' VX2 LRFVET;

DVETX = DEPI RVETX 0.0;

*

RVETY = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY1 VET - 'DEPL'

'DIRECTION' VY1 LRFVET;

DVETY = DEPI RVETY 0.0;

*

*

DE4 = DVEFX ET DVEFY ET DVETX ET DVETY;

***REFORÇOS VERTICIAS DIREITOS

***PONTOS PAREDE DIR FRONTAL

VD1 = 1.6 0.0 0.2;

VD1 = PAR1 POIN 'PROC' VD1;

VD2 = 1.6 0.0 0.4;

VD2 = PAR1 POIN 'PROC' VD2;

VD3 = 1.6 0.0 0.6;

VD3 = PAR1 POIN 'PROC' VD3;

VD5 = 1.6 0.0 1.0;

VD5 = PAR1 POIN 'PROC' VD5;

VD6 = 1.6 0.0 1.2;

VD6 = PAR1 POIN 'PROC' VD6;

VD7 = 1.6 0.0 1.4;

VD7 = PAR1 POIN 'PROC' VD7;

*

VDF = VD1 ET VD2 ET VD3 ET VD5 ET VD6 ET VD7;

*****PONTOS REFORÇO DIR FRONTAL

PVDF1 = 1.601 -0.001 0.2;

PVDF1 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF1;

PVDF2 = 1.601 -0.001 0.4;

PVDF2 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF2;

PVDF3 = 1.601 -0.001 0.6;

PVDF3 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF3;

PVDF5 = 1.601 -0.001 1.0;

PVDF5 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF5;

PVDF6 = 1.601 -0.001 1.2;

PVDF6 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF6;

PVDF7 = 1.601 -0.001 1.4;

PVDF7 = LRVDF POIN 'PROC' PVDF7;

*

LRFVDF = PVDF1 ET PVDF2 ET PVDF3 ET PVDF5 ET PVDF6
ET PVDF7;

***PONTOS PAREDE DIR TRASEIRAS

VD9 = 1.6 0.6 0.2;

VD9 = PAR1 POIN 'PROC' VD9;

VD10 = 1.6 0.6 0.4;

VD10 = PAR1 POIN 'PROC' VD10;

VD11 = 1.6 0.6 0.6;

VD11 = PAR1 POIN 'PROC' VD11;

VD13 = 1.6 0.6 1.0;

VD13 = PAR1 POIN 'PROC' VD13;

VD14 = 1.6 0.6 1.2;

VD14 = PAR1 POIN 'PROC' VD14;

VD15 = 1.6 0.6 1.4;

VD15 = PAR1 POIN 'PROC' VD15;

*

VDT = VD9 ET VD10 ET VD11 ET VD13 ET VD14 ET VD15;

****PONTOS REFORÇO DIR TRASEIRAS

PVDT1 = 1.601 0.601 0.2;

PVDT1 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT1;

PVDT2 = 1.601 0.601 0.4;

PVDT2 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT2;

PVDT3 = 1.601 0.601 0.6;

PVDT3 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT3;

PVDT5 = 1.601 0.601 1.0;

PVDT5 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT5;

PVDT6 = 1.601 0.601 1.2;

PVDT6 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT6;

PVDT7 = 1.601 0.601 1.4;

PVDT7 = LRVDT POIN 'PROC' PVDT7;

*

LRFVDT = PVDT1 ET PVDT2 ET PVDT3 ET PVDT5 ET PVDT6 ET
PVDT7;

****CONDIÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS REFORÇOS VERTICIAS DIREITOS**

RVDFX = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX1 VDF - 'DEPL'

'DIRECTION' VX1 LRFVDF;

DVDFX = DEPI RVDFX 0.0;

*

RVDFY = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY2 VDF - 'DEPL'

'DIRECTION' VY2 LRFVDF;

DVDFY = DEPI RVDFY 0.0;

*

*

RVDTX = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VX1 VDT - 'DEPL'

'DIRECTION' VX1 LRFVDT;

DVDTX = DEPI RVDTX 0.0;

*

RVDTY = RELA MINI 'DEPL' 'DIRECTION' VY1 VDT - 'DEPL'

'DIRECTION' VY1 LRFVDT;

DVDTY = DEPI RVDTY 0.0;

*

*

DE5 = DVDFX ET DVDFY ET DVDTX ET DVDTY;

***ENCASTRAMENTO DA BASE**

BXYZ = MALHA POIN 'PLAN' P1 P2 P3;

*

BLK_BXYZ = BLOQ BXYZ 'DEPL';

*APOIOS NO TOPO PARA POSTERIOR ASSENTAMENTO

PT1 = 0.0 0.0 1.6;

PT1 = PAR1 POIN PROC PT1;

PT2 = 1.6 0.0 1.6;

PT2 = PAR1 POIN PROC PT2;

PT3 = 1.6 0.6 1.6;

PT3 = PAR1 POIN PROC PT3;

*

TXYZ = PAR1 POIN 'PLAN' PT1 PT2 PT3;

*PT1 = 0.0 0.0 0.0;

*PT2 = 1.6 0.0 0.0;

*PT3 = 1.6 0.6 0.0;

*PT4 = 0.0 0.6 0.0;

*PT1 = MALHA POIN 'PROC' PT1;

*PT2 = MALHA POIN 'PROC' PT2;

*PT3 = MALHA POIN 'PROC' PT3;

*PT4 = MALHA POIN 'PROC' PT4;

*PBASE = PT2 ET PT3 ET PT4;

*CLT_PTT = BLOQ DEPL PBASE;

DPRELA = DE2 ET DE3 ET DE4 ET DE5;

*

BLK_TX = BLOQ TXYZ 'UX';

CLT_PTT = BLK_BXYZ ET BLK_TX ET RFI1 ET RFI3 ET RFI5

ET RFI7 ET RFT1 ET RFT3 ET RFT5 ET RFT7 ET

RVEFX ET RVEFY ET RVETX ET RVETY ET RVDFX

ET RVDFY ET RVDTX ET RVDTY ET RFE1 ET RFD1;

*MATRIZ DE RIGIDEZ

RT_TT = RIGI MOD_TOT MAT_TOT;

RT_TOT = RT_TT ET CLT_PTT;

MT_TT = MASS MOD_TOT MAT_TOT;

*****CARGAS E ASSENTAMENTOS*****

*PESO PRÓPRIO

PP_TT = (MT_TT * (MANU CHPO PAR1 1 'UZ' -9.81));

LISTM = MOTS 'FZ';

FORCP_TT = EXCO LISTM PP_TT;

**RESULTANTE DO PP - kN

R_Z_PP = MAXI ((EXCO (RESU PP_TT) 'FZ') 'ABS')/1E+3;

TT = MOT 'Resultante em Z do pp(kN)- blocos = tot';

MESS TT R_Z_PP;

*

opti donn 5;

*

RES1 = RESO RT_TOT FORCP_TT;

*

opti donn 5;

*

*CARGAS NO TOPO DA PAREDE - PV

PV = FORC 'FZ' -50000 TXYZ;

*ASSENTAMENTO DE APOIO

AA = DEPI (BLK_TX) -0.001;

*APLICAÇÃO DAS CARGAS

NPASTOT = 823;

NPASPP = 4;

NPAS1 = NPASTOT - NPASPP;

NPASPV = 4;

NPAS2 = NPASTOT - NPASPP - NPASPV;

*

TTTT = PROG 0 PAS 1 NPAS NPASTOT;

*

A_DRELA = PROG (NPASTOT+1)*1;

*

AAA_PP = (PROG 0 PAS 1 NPAS NPASPP)/(FLOT NPASPP) ET (PROG NPAS1*1);

*

AAA_PV = (PROG NPASPP*0) ET (PROG 0 PAS 1 NPAS NPASPV)/(FLOT NPASPV)
ET (PROG NPAS2*1);

*

AA1 = PROG 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

1 0 -1 0 2 0 -2 0 3 0
-3 0 2 4 2 0 -2 -4 -2 0
2 4 5 4 2 0 -2 -4 -5 -4
-2 0 2 4 6 4 2 0 -2 -4
-6 -4 -2 0 2;

AA2 = AA1 et (PROG 4 6 7 6 4 2 0 -2 -4 -6

-7 -6 -4 -2 0 2 4 6 8 6
4 2 0 -2 -4 -6 -8 -6 -4 -2
0 2 4 6 8 9 8 6 4 2
0 -2 -4 -6 -8 -9 -8 -6 -4 -2
0 2 4 6 8 10 8 6 4 2);

AA3 = AA2 et (PROG 0 -2 -4 -6 -8 -10 -8 -6 -4 -2

0 2 4 8 10 12 10 8 6 4
2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12 -10 -8
-6 -4 -2 0 2 4 6 8 10 12
14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4
-6 -8 -10 -12 -14 -12 -10 -8 -6 -4
-2 0);

AA4 = AA3 et (PROG 2 4 6 8 10 12 14 16 14 12

10 8 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8
-10 -12 -14 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4
-2 0 2 4 6 8 10 12 14 16
18 16 14 12 10 8 6 4 2 0
-2 -4 -6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -16
-14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0 2 4
6 8 10 12 14 16 18 20 18 16);

AA5 = AA4 et (PROG 14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4

-6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -18 -16
-14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0 2 4
6 8 10 12 14 16 18 20 22 20
18 16 14 12 10 8 6 4 2 0
-2 -4 -6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20
-22 -20 -18 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4
-2 0 2 4 6 8 10 12 14 16);

AA6 = AA5 et (PROG 18 20 22 24 22 20 18 16 14 12

10 8 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8
-10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -20 -18 -16
-14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0 2 4
6 8 10 12 14 16 18 20 22 24
26 24 22 20 18 16 14 12 10 8
6 4 2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12);

AA7 = AA6 et (PROG -14 -16 -18 -20 -22 -24 -26 -24 -22 -20

-18 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0
2 4 6 8 10 12 14 16 18 20
22 24 26 28 26 24 22 20 18 16
14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4
-6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24
-26 -28 -26 -24 -22 -20 -18 -16 -14 -12);

AA8 = AA7 et (PROG -10 -8 -6 -4 -2 0 2 4 6 8

10 12 14 16 18 20 22 24 26 28

30 28 26 24 22 20 18 16 14 12

10 8 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8

-10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24 -26 -28

-30 -28 -26 -24 -22 -20 -18 -16 -14 -12

-10 -8 -6 -4 -2 0 2 4 6 8);

AA9 = AA8 et (PROG 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28

30 32 30 28 26 24 22 20 18 16

14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4

-6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24

-26 -28 -30 -32 -30 -28 -26 -24 -22 -20

-18 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0

2 4 6 8 10 12 14 16 18 20

22 24 26 28 30 32 34 32 30 28);

AA10 = AA9 et (PROG 26 24 22 20 18 16 14 12 10 8

6 4 2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12

-14 -16 -18 -20 -22 -24 -26 -28 -30 -32

-34 -32 -30 -28 -26 -24 -22 -20 -18 -16

-14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0 2 4

6 8 10 12 14 16 18 20 22 24

26 28 30 32 34 36 34 32 30 28

26 24 22 20 18 16 14 12 10 8);

AA11 = AA10 et (PROG 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12

-14 -16 -18 -20 -22 -24 -26 -28 -30 -32

-34 -36 -34 -32 -30 -28 -26 -24 -22 -20

-18 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0

2 4 6 8 10 12 14 16 18 20

22 24 26 28 30 32 34 36 38 36

34 32 30 28 26 24 22 20 18 16);

AAA_AA = AA11 et (PROG 14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4
-6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24
-26 -28 -30 -32 -34 -36 -38 -36 -34 -32
-30 -28 -26 -24 -22 -20 -18 -16 -14 -12
-10 -8 -6 -4 -2 0);

EVV_RE = EVOL VERT 'MANU' 'TIME' TTTT 'AMPL' A_DRELA;
EVV_PP = EVOL VERT 'MANU' 'TIME' TTTT 'AMPL' AAA_PP;
EVV_PV = EVOL ROUGE 'MANU' 'TIME' TTTT 'AMPL' AAA_PV;
EVV_AA = EVOL BLEU 'MANU' 'TIME' TTTT 'AMPL' AAA_AA;
DESS EVV_AA;

CHVER_RE = CHAR MECA EVV_RE (DPRELA);
CHVER_PP = CHAR MECA EVV_PP (PP_TT);
CHVER_PV = CHAR MECA EVV_PV (PV);
CHVER_AA = CHAR MECA EVV_AA (AA);
*
CHTT = CHVER_PP ET CHVER_PV ET CHVER_AA ET CHVER_RE;
*

OPTI DONN 5;
TB1 = TABLE ;
TB1.'BLOCAGES_MECANIQUES' = CLT_PTT;
TB1.'MODELE' = MOD_TOT;
TB1.'CARACTERISTIQUES' = MAT_TOT;
TB1.'CHARGEMENT' = CHTT;
TB1.'TEMPS_CALCULES' = TTTT;
TB1.'MOVA' = MOT 'RIEN';
TB1.'FTOL' = 1e-3;
TB1.'MTOL' = 1e-3;
PASAPAS TB1 ;

*****REACÇÕES*****

*NÓS NA BASE

N_BASE = TABLE;

* NÚMERO DOS NÓS NA BASE

N_BASE . 1 = 1;

N_BASE . 2 = 2;

N_BASE . 3 = 3;

N_BASE . 4 = 4;

N_BASE . 5 = 5;

N_BASE . 6 = 6;

N_BASE . 7 = 7;

N_BASE . 8 = 8;

N_BASE . 9 = 9;

N_BASE . 10 = 10;

N_BASE . 11 = 11;

N_BASE . 12 = 12;

N_BASE . 13 = 13;

N_BASE . 14 = 14;

N_BASE . 15 = 15;

N_BASE . 16 = 16;

N_BASE . 17 = 17;

N_BASE . 18 = 18;

N_BASE . 19 = 19;

N_BASE . 20 = 20;

N_BASE . 21 = 21;

N_BASE . 22 = 22;

N_BASE . 23 = 23;

N_BASE . 24 = 24;

N_BASE . 25 = 25;

N_BASE . 26 = 26;

N_BASE . 27 = 27;

N_BASE . 28 = 28;

N_BASE . 29 = 29;

N_BASE . 30 = 30;

N_BASE . 31 = 31;

N_BASE . 32 = 32;

N_BASE . 33 = 33;

N_BASE . 34 = 34;

N_BASE . 35 = 35;

N_BASE . 36 = 36;

*

P_BASE = TABLE;

*

P_BASE . 1 = NOEU (N_BASE . 1);

P_BASE . 2 = NOEU (N_BASE . 2);

P_BASE . 3 = NOEU (N_BASE . 3);

P_BASE . 4 = NOEU (N_BASE . 4);

P_BASE . 5 = NOEU (N_BASE . 5);

P_BASE . 6 = NOEU (N_BASE . 6);

P_BASE . 7 = NOEU (N_BASE . 7);

P_BASE . 8 = NOEU (N_BASE . 8);

P_BASE . 9 = NOEU (N_BASE . 9);

P_BASE . 10 = NOEU (N_BASE . 10);

P_BASE . 11 = NOEU (N_BASE . 11);

P_BASE . 12 = NOEU (N_BASE . 12);

P_BASE . 13 = NOEU (N_BASE . 13);

P_BASE . 14 = NOEU (N_BASE . 14);

P_BASE . 15 = NOEU (N_BASE . 15);

P_BASE . 16 = NOEU (N_BASE . 16);

P_BASE . 17 = NOEU (N_BASE . 17);

P_BASE . 18 = NOEU (N_BASE . 18);

P_BASE . 19 = NOEU (N_BASE . 19);

P_BASE . 20 = NOEU (N_BASE . 20);

P_BASE . 21 = NOEU (N_BASE . 21);

```
P_BASE . 22 = NOEU (N_BASE . 22);
P_BASE . 23 = NOEU (N_BASE . 23);
P_BASE . 24 = NOEU (N_BASE . 24);
P_BASE . 25 = NOEU (N_BASE . 25);
P_BASE . 26 = NOEU (N_BASE . 26);
P_BASE . 27 = NOEU (N_BASE . 27);
P_BASE . 28 = NOEU (N_BASE . 28);
P_BASE . 29 = NOEU (N_BASE . 29);
P_BASE . 30 = NOEU (N_BASE . 30);
P_BASE . 31 = NOEU (N_BASE . 31);
P_BASE . 32 = NOEU (N_BASE . 32);
P_BASE . 33 = NOEU (N_BASE . 33);
P_BASE . 34 = NOEU (N_BASE . 34);
P_BASE . 35 = NOEU (N_BASE . 35);
P_BASE . 36 = NOEU (N_BASE . 36);
*
OPTI DONN 5;
*
IDZON = DIME (TB1 . 'DEPLACEMENTS');
LIST IDZON;
*
ISTEP = 1;
NSALTO = 1;
*
D_T = PROG;
R_T = PROG;
PTA = MALHA POIN 'PROC' (0.0 0.0 1.6);
*
REPE VAR1 ((IDZON - 1)/NSALTO);
  DESL = REDU (TB1 . 'DEPLACEMENTS' . ISTEP) MALHA;
  DESLX = EXCO (DESL) 'UX';
  DESLX1 = EXTR DESLX 'SCAL' PTA;
  DESLX1 = DESLX1*-1000;
```

```

T_R = (TB1 . 'REACTIONS'. ISTEP);
IST2 = 1;
R_TOT = 0.;
*
REPE VAR2 (dime P_BASE);
  R_AUX = EXTR T_R 'FX' (P_BASE . IST2);
  R_TOT = R_TOT + R_AUX;
  IST2 = IST2 + 1;
FIN VAR2;
*
IDIME = ISTEP - 1;
*
D_T = INSE D_T ISTEP DESLX1;
R_T = INSE R_T ISTEP R_TOT;
*
ISTEP = ISTEP + NSALTO;
FIN VAR1;
*
EV_D_R = EVOL MANU 'Deslocamento' D_T 'Reacao' R_T;
*
DESS EV_D_R;
LIST EV_D_R;
*****
*****CÁLCULO DA VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA*****
*****
IDZ = DIME (TB1 . 'DEFORMATIONS');
LIST IDZ;
*
ISTP = 1;
NSALT = 1;
*
E = PROG;

```

*

```
REPE VAR3 ((IDZ - 1)/NSALT);  
  DF = redu (TB1 . 'DEFORMATIONS' . ISTD) PAR1;  
  EX = EXCO EPXX DF (MOT 'EV');  
  EY = EXCO EPYY DF (MOT 'EV');  
  EZ = EXCO EPZZ DF (MOT 'EV');  
  EV = EX + EY + EZ;  
  DV = INTG MOD_PAR EV;  
  E = INSE E ISTD DV;  
ISTD = ISTD + NSALT;  
FIN VAR3;  
  
LIST (MAXI E);
```