

**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

Paulo José de Oliveira Xavier Candeias

**Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria**

Tese de Doutoramento

Área de Engenharia Civil / Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação de

Doutora Ema Paula de Montenegro Ferreira Coelho

Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Minho no âmbito do protocolo de cooperação com o LNEC

Julho de 2008

## DECLARAÇÃO

Paulo José de Oliveira Xavier Candeias

Endereço electrónico: [pcandeias@lnec.pt](mailto:pcandeias@lnec.pt) Telefone: +351-218443000

Número do Bilhete de Identidade: 7391205

Título dissertação /tese

Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria

Orientadores:

Doutora Ema Paula de Montenegro Ferreira Coelho

Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço

Ano de conclusão: 2008

Designação do Doutoramento:

Doutoramento em Engenharia Civil - Estruturas

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

Universidade do Minho, \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_

Assinatura: \_\_\_\_\_

## Agradecimentos

Chegado ao final do trabalho desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil sobre “Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria”, e olhando para trás no tempo, desejo expressar publicamente o meu agradecimento a todos os que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que aquele se tenha tornado uma realidade:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), pelo facto de ter sido mais do que uma instituição de acolhimento, ao dar a possibilidade de participar em projectos de investigação nacionais e europeus, e pela disponibilização de meios, sem paralelo em Portugal, para a realização das actividades experimentais que muito valorizam o presente trabalho;
- À Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), pelo seu apoio financeiro através da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/12469/2003;
- Ao Engenheiro Almeida Fernandes, Chefe do Departamento de Estruturas (DE) do LNEC, pelo apoio e preocupação tantas vezes demonstrado;
- À Doutora Ema Coelho, Chefe do Núcleo de Engenharia Civil e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do DE do LNEC e simultaneamente orientadora desta tese, pela confiança que sempre demonstrou em mim, concedendo-me oportunidades que de outra forma nunca teria tido, e pela sua disponibilidade e orientação segura (e também por acalmar os ânimos quando era necessário)
- Ao Professor Paulo Lourenço, co-orientador desta tese na Universidade do Minho, pelo seu acompanhamento do trabalho que sendo necessariamente à distância nem por isso deixou de ser próximo;
- Ao Engenheiro Alfredo Campos Costa, Investigador Principal do LNEC, por mais motivos do que aqueles que caberiam nestas, necessariamente curtas, linhas;
- Ao Engenheiro Cansado Carvalho, ex-Chefe do NESDE, que, no já longínquo ano de 2002, me lançou no rumo que a tese veio a tomar;
- Ao Engenheiro Vítor Córias e Silva, por partilhar as suas informações sobre edifícios “gaioleiros” e soluções de reforço;
- Às Engenheiras Ana Marques e Filipa Salvado e ao Gonçalo Victor pela colaboração na preparação de alguns elementos apresentados;

- Aos colegas do NESDE, com quem, ao longo destes anos, tive a oportunidade de privar de perto num ambiente de saudável camaradagem e partilha de conhecimentos;
- Aos colegas da Universidade do Minho, pela sua calorosa receptividade.

Apesar de aparecerem só no fim, merecem um especial destaque (porque os últimos serão os primeiros...) a Manuela, o João e a Ana (nós somos uma família!), que assistiram a todos os meus “altos e baixos” e que comigo atravessaram o Cabo das Tormentas, logo renomeado Cabo da Boa Esperança.

“Não tenho a pretensão de saber todas as respostas, mas procuro responder às questões com que me deparo.”

# **Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria**

## **Resumo**

O parque habitacional de Portugal Continental contém algumas tipologias construtivas de elevada vulnerabilidade sísmica em relação às quais urge actuar no sentido de reduzir o risco sísmico a elas associado. No projecto de investigação “Mitigação do Risco Sísmico em Portugal Continental”, desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), foram identificados os edifícios “gaioleiros” como sendo aqueles que apresentavam o maior risco. Este tipo de edifícios, construídos entre meados do século XIX e princípios do século XX, é caracterizado pela aplicação de materiais de construção de fraca qualidade e de técnicas construtivas deficientes que têm como consequência uma elevada vulnerabilidade sísmica. Atendendo ao elevado número de edifícios existentes deste tipo, e às características relativamente uniformes que eles apresentam, justificava-se investigar soluções de reforço aplicáveis em larga escala que permitissem reduzir a sua vulnerabilidade.

Partindo deste ponto, deu-se início aos trabalhos que são relatados na presente tese. Procedeu-se ao estudo dos edifícios “gaioleiros”, de modo a seleccionar protótipos representativos da tipologia construtiva, e do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria em geral. Foram analisadas várias técnicas de reforço, definidas genericamente tendo em vista o objectivo de aplicação em larga escala, e construídos modelos físicos para ensaio na plataforma sísmica triaxial do LNEC. Foram ensaiados ao todo cinco modelos e testadas três soluções de reforço distintas no âmbito do projecto supra citado, cujos resultados foram analisados qualitativamente e quantitativamente de modo a retirar o máximo de informações sobre o comportamento sísmico dos modelos não reforçados e reforçados. Obtiveram-se assim padrões de danos, propriedades dinâmicas, curvas de capacidade experimentais, evoluções de energias dissipadas, identificaram-se modos de colapso iminente e foram retiradas conclusões sobre a eficácia das soluções de reforço.

Efectuou-se a transposição dos resultados experimentais para os modelos numéricos com o objectivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica dos modelos e da tipologia. Foram realizadas análises lineares estáticas e dinâmicas com o objectivo de estimar o estado inicial dos modelos físicos, antes da realização dos ensaios na plataforma sísmica, e de avaliar a

influência de alguns parâmetros na sua resposta dinâmica. Tomando os resultados experimentais como referência, foram igualmente realizadas análises não lineares com modelos contínuos e com modelos simplificados, baseados em macroelementos, que permitiram captar a essência da resposta sísmica em termos globais.

Palavras-chave: edifícios “gaioleiros”, ensaios sísmicos, vulnerabilidade sísmica, reforço sísmico

# Seismic vulnerability assessment of masonry buildings

## Abstract

In the housing stock of Portugal Mainland there are several building typologies of high seismic vulnerability that require urgent measures in order to reduce the seismic risk they present. In the research project titled “Mitigação do Risco Sísmico em Portugal Continental”, performed at “Laboratório Nacional de Engenharia Civil” (LNEC) and funded by “Fundação para a Ciência e Tecnologia” (FCT), the “gaioleiro” buildings have been identified as being the ones that pose the highest risk. This kind of buildings, built between the end of the XIX century and the beginning of the XX century, are characterised by the use of low quality building materials and substandard building techniques which are in turn responsible for their high seismic vulnerability. Since there is a large number of buildings of this kind existing nowadays, and because they are relatively uniform in their characteristics, it was found justifiable to search for strengthening solutions for large scale application in order to reduce their vulnerability.

A state-of-the-art research was carried out on the “gaioleiro” buildings in order to select representative building typology prototypes, and on the seismic behaviour of masonry buildings in general. Several strengthening techniques were reviewed and defined in broad lines to be in accordance with the scope of the project, and physical models were built to test on the LNEC 3D shaking table. All in all, 5 models were tested as well as 3 strengthening techniques as part of the above mentioned research programme, the results of which were analysed in order to extract as much information as possible about the seismic behaviour of the unreinforced and reinforced models. This way damage patterns, dynamic properties, capacity curves and time-history energy dissipation were obtained, imminent collapse models were identified and conclusions were drawn about the effectiveness of the strengthening techniques.

The gap between experimental results and numerical models was transposed with the aim to assess the seismic vulnerability of both the models and the typology. Different kinds of analysis were performed with different numerical models. Initially, linear static and dynamic analysis with 3D more or less refined models were performed in order to assess the original condition of the experimental models and to test the influence of several parameters on their

dynamic properties. Afterwards, 2D static nonlinear analysis were performed with both continuous finite element models and simplified models based on macroelements, which were able to capture the nature and essence of the experimental results.

Keywords: “gaioleiro” buildings, seismic testing, seismic vulnerability, seismic strengthening

## **Abreviaturas e siglas**

BA – Betão armado

EC6 – Eurocódigo 6: Dimensionamento de estruturas de alvenaria

FRF – Função de resposta em frequência

GECORPA – Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SPES – Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica



## Glossário

Alvenaria – Material heterogéneo composto por unidades de alvenaria de dimensões variáveis, ligadas, ou não, por meio de argamassa que preenche, total ou parcialmente, os vazios existentes

Alvenaria de pedra e cal – Alvenaria de pedra assente com argamassa de cal e areia ao traço 1:3 em média

Alvenaria ordinária – Expressão geralmente aplicada à alvenaria de pedra e cal

Argamassa – Mistura de cimento, cal, areia, água e adjuvantes em diferentes proporções

Curva de capacidade – Evolução da resposta de uma estrutura, em termos de um parâmetro quantitativo global, com o nível de solicitação sísmica

“Drift” – Razão entre o deslocamento relativo horizontal e a altura

Lintéis – Elementos horizontais que numa parede estão compreendidos entre aberturas

Modelo experimental – Edifício construído à semelhança do protótipo de acordo com a aplicação de um factor de escala

Modelo físico – O mesmo que modelo experimental (ver acima)

Modelo matemático – Idealização de um comportamento físico

Modelo numérico – Simplificação de um modelo matemático utilizado para realizar simulações

Nembos – Elementos verticais que numa parede estão compreendidos entre aberturas

Protótipo – Materialização de um edifício com características bem definidas

Traço de uma argamassa – Relação entre o ligante e o agregado utilizada na preparação de uma argamassa

Unidades de alvenaria – Pedras naturais, tijolos cerâmicos ou blocos de betão utilizados na alvenaria

## Símbolos

$a$  – aceleração [g]

$C$  – amortecimento [Ns/m]

$d$  – deslocamento [mm]

$E_i$  – energia introduzida

$E_h$  – energia dissipada por mecanismos elásticos, de histerese e de amortecimento

$E_k$  – energia cinética

$E_{ref}$  – energia de referência

$f$  – frequência cíclica [Hz]

$g$  – aceleração da gravidade [ $9,80665\text{m/s}^2$ ]

$H$  – função de resposta em frequência

$K$  – rigidez [N/m]

$M$  – massa [kg]

PGA – valor de pico da aceleração do solo [g]

PGD – valor de pico do deslocamento do solo [mm]

PGV – valor de pico da velocidade do solo [cm/s]

$T$  – período [s]

$t$  – tempo [s]

$S_a$  – aceleração espectral [g]

$S_d$  – deslocamento espectral [m]

$S_v$  – velocidade espectral [m/s]

$v$  – velocidade [cm/s]

$W$  – peso [N]

$\alpha$  – coeficiente sísmico [-]

$\omega$  – frequência angular [rad/s]

$\zeta$  – coeficiente de amortecimento [-]

# Índice

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Abreviaturas e siglas.....	ix
Glossário.....	xi
Símbolos.....	xiii
Índice.....	xv
Índice de figuras.....	xix
Índice de quadros.....	xxix
1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1.Edifícios de alvenaria.....	1
1.2.Avaliação da vulnerabilidade sísmica.....	6
1.3.Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria.....	10
1.4.Referências bibliográficas.....	13
2.REVISÃO DE CONHECIMENTOS.....	19
2.1.Edifícios “gaioleiros”.....	19
2.2.Comportamento sísmico.....	36
2.2.1.Factores que influenciam o comportamento sísmico de um edifício.....	36
2.2.2.Influência dos materiais no comportamento das paredes e pavimentos.....	39
2.2.3.Comportamento das paredes e pavimentos sujeitos a acções horizontais.....	42
2.2.4.Comportamento de edifícios de alvenaria.....	54
2.2.5.Vulnerabilidade sísmica.....	57
2.3.Soluções de reforço.....	62
2.4.Investigação experimental.....	80
2.4.1.Ensaio realizados no ZAG.....	83
2.4.2.Ensaio realizados no NCEER.....	86
2.4.3.Ensaio realizados na UPavia.....	89
2.4.4.Ensaio realizados no ISMES e na NTUA.....	92
2.4.5.Ensaio realizados no LNEC.....	94

2.5. Notas finais do Capítulo 2.....	98
2.6. Referências bibliográficas.....	98
3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	105
3.1. Selecção de protótipos .....	105
3.2. Definição de modelos .....	109
3.3. Descrição das técnicas de reforço .....	114
3.4. Construção dos modelos experimentais.....	122
3.4.1. Geometria e materiais.....	122
3.4.2. Construção dos modelos.....	128
3.4.3. Deficiências nos modelos .....	136
3.5. Dispositivo de ensaio .....	140
3.6. Instrumentação e aquisição de dados.....	141
3.7. Procedimento de ensaio .....	147
3.8. Comparação dos ensaios .....	151
3.9. Notas finais do Capítulo 3.....	164
3.10. Referências bibliográficas.....	164
4. ANÁLISE DOS ENSAIOS .....	167
4.1. Metodologia .....	167
4.1.1. Descrição dos danos .....	167
4.1.2. Identificação modal .....	168
4.1.3. Solicitação sísmica .....	179
4.2. Danos observados .....	196
4.3. Ensaio de identificação modal.....	208
4.3.1. Modelo 0.....	208
4.3.2. Modelo 00.....	213
4.3.3. Modelo 1 .....	217
4.3.4. Modelo 2.....	222
4.3.5. Modelo 3.....	226
4.3.6. Comparação entre modelos .....	231
4.4. Ensaio de solicitação sísmica .....	234
4.5. Notas finais do Capítulo 4.....	258
4.6. Referências bibliográficas.....	259

5.MODELAÇÃO NUMÉRICA .....	261
5.1.Nota introdutória .....	261
5.1.1.Modelos de comportamento da alvenaria .....	262
5.1.2.Modelos estruturais de macroelementos .....	264
5.2.Análises lineares .....	267
5.2.1.Descrição dos modelos numéricos .....	267
5.2.2.Análise estática .....	272
5.2.3.Análise modal .....	279
5.3.Análises não lineares.....	299
5.3.1.Dados iniciais .....	299
5.3.2.Análise estática com modelo estrutural contínuo .....	302
5.3.3.Análise estática com modelo estrutural de macroelementos .....	321
5.4.Comparação de resultados .....	328
5.5.Notas finais do Capítulo 5.....	330
5.6.Referências bibliográficas.....	330
6.CONCLUSÕES.....	333
6.1.Necessidades de investigação futura.....	336
6.2.Referências bibliográficas.....	338



## Índice de figuras

Figura 1.1 – Parque habitacional de Portugal Continental com base no Censos 2001 [Sousa et al., 2003].....	2
Figura 1.2 – Distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa et al., 2003] .....	3
Figura 1.3 – Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa [Silva, 2001a].....	4
Figura 1.4 – Elementos característicos das tipologias construtivas de Lisboa (original de [Heitor et al., 1999]).....	5
Figura 1.5 – Avaliação da vulnerabilidade sísmica (adaptado de [FEMA & NIBS, 2003]).....	7
Figura 1.6 – Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de [Sousa, 2006] traduzido de [Grünthal, 1998]).....	8
Figura 1.7 – Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de [Grünthal, 1998])8	
Figura 2.1 – Exemplos de alvenaria [Lourenço & Zucchini, 2001].....	21
Figura 2.2 – Exemplos de secções transversais de paredes de alvenaria de pedra [Mascarenhas, 2003] .....	21
Figura 2.3 – Pormenores de paredes de alvenaria [Appleton, 2003] .....	22
Figura 2.4 – Mecanismos de colapso de paredes quando sujeitas a forças horizontais para fora do seu plano ilustrados por Rondelet em 1834 (citado por [Carocci, 2001]).....	22
Figura 2.5 – Exemplos de peças metálicas de ligação .....	23
Figura 2.6 – Exemplos esquemáticos da utilização de madeira em paredes na construção Pombalina [Appleton, 2003] .....	24
Figura 2.7 – Tipos de fundação de edifícios antigos de alvenaria [Appleton, 2003].....	25
Figura 2.8 – Pavimentos em arcos e abóbadas [Appleton, 2003] .....	26
Figura 2.9 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira [Appleton, 2003].....	26
Figura 2.10 – Esquema estrutural de pavimentos com vãos múltiplos [Appleton, 2003].....	27
Figura 2.11 – Pavimento com vigas de ferro e pequenas abóbadas [Appleton, 2003] .....	27
Figura 2.12 – Ligações entre pavimentos e respectivas paredes de apoio [Appleton, 2003]...	28
Figura 2.13 – Transição em altura da espessura das paredes num edifício “gaioleiro” [Appleton, 2003] .....	30
Figura 2.14 – Pormenor de um cunhal das paredes resistentes de alvenaria .....	32

Figura 2.15 – Pormenor de uma parede evidenciando a ligação do pavimento.....	32
Figura 2.16 – Transição dos edifícios Pombalinos para os edifícios “gaioleiros” [Appleton, 2003] [Mascarenhas, 2004].....	34
Figura 2.17 – Exemplos de edifícios “gaioleiros” em Lisboa.....	35
Figura 2.18 – Comportamento dos elementos em força-deslocamento, ductilidade e dano (original de [FEMA & ATC, 1998]).....	37
Figura 2.19 – Relação entre resistência e ductilidade numa estrutura (original de [Paulay & Priestley, 1992]).....	37
Figura 2.20 – Configurações de edifícios indesejáveis e desejáveis em termos do comportamento sísmico (original de [Paulay & Priestley, 1992]).....	38
Figura 2.21 – Resistência biaxial de provetes de alvenaria de tijolo maciço (original de [Lourenço, 1996] citando [Page, 1981] e [Page, 1983]).....	41
Figura 2.22 – Modos de rotura de provetes de alvenaria de tijolo maciço sob carregamento biaxial (original de [Lourenço, 1996] citando [Dhanasekar et al., 1985]).....	41
Figura 2.23 – Flexibilidade/Rigidez dos pavimentos de madeira no seu plano [Carvalho & Oliveira, 1999].....	42
Figura 2.24 – Comportamento de paredes de alvenaria isoladas actuadas por forças horizontais [Carvalho & Oliveira, 1999].....	44
Figura 2.25 – Modos de colapso no plano das paredes de alvenaria (original de [Viridi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]).....	45
Figura 2.26 – Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de [Carvalho & Oliveira, 1999])...	46
Figura 2.27 – Efeito da ausência de contraventamento nas paredes [Carvalho & Oliveira, 1999].....	47
Figura 2.28 – Efeito de pavimentos rígidos [Carvalho & Oliveira, 1999].....	47
Figura 2.29 – Vibração das paredes para fora do plano [Tomažević, 1999].....	48
Figura 2.30 – Exemplos de mecanismos para fora do plano das paredes [Penna, 2008].....	49
Figura 2.31 – Mecanismos locais em nembos no plano da parede (original de [Yi, 2004])....	49
Figura 2.32 – Resposta cíclica de nembos (original de [Magenes et al., 2000] citando [Anthoine et al., 1995]).....	50
Figura 2.33 – Modelos estruturais de paredes de alvenaria (original de [Tomažević, 1999]).	51
Figura 2.34 – Mecanismo de funcionamento dos lintéis (original de [Magenes et al., 2000])	52
Figura 2.35 – Exemplos de mecanismos em nembos no plano da parede [Penna, 2008].....	53
Figura 2.36 – Exemplos de mecanismos no plano da parede [Penna, 2008].....	53

Figura 2.37 – Comportamento no plano de paredes de alvenaria (original de [FEMA & ATC, 1998]) .....	54
Figura 2.38 – Transmissão, entre elementos, da energia introduzida num edifício de alvenaria (original de [Paulay & Priestley, 1992]) .....	56
Figura 2.39 – Comportamento sísmico global de um edifício representado sob a forma de uma curva de capacidade (original de [Magenes, 2006]) .....	57
Figura 2.40 – Mecanismos de colapso em edifícios de alvenaria (original de [D’Ayala & Speranza, 2002a]).....	58
Figura 2.41 – Mecanismos de colapso considerando a posição relativa do edifício dentro do quarteirão (original de [Carocci, 2001]).....	59
Figura 2.42 – Pormenores de paredes com estrutura mista de alvenaria e madeira.....	61
Figura 2.43 – Reparação de paredes fendilhadas (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]).....	66
Figura 2.44 – Reforço das intersecções de paredes utilizando chapas de aço (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]) .....	67
Figura 2.45 – Reforço e rigidificação de pavimentos de madeira (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008]).....	67
Figura 2.46 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008]).....	68
Figura 2.47 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [D’Ayala & Speranza, 2002b]).....	68
Figura 2.48 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (original de [D’Ayala et al., 2004]) .....	69
Figura 2.49 – Encamisamento de alvenaria de pedra com betão armado (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]) .....	69
Figura 2.50 – Encamisamento de alvenaria de tijolo com betão armado (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]) .....	70
Figura 2.51 – Esquema de aplicação da rede RichterGard® (original de [RichterGard, 2002]) .....	70
Figura 2.52 – Reforço das ligações das paredes aos pavimentos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008]).....	73
Figura 2.53 – Reforço das ligações das paredes aos pavimentos (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [D’Ayala & Speranza, 2002b]).....	74

Figura 2.54 – Rigidificação de um pavimento de madeira através de uma treliça metálica (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]).....	75
Figura 2.55 – Substituição de um pavimento de madeira por uma laje de betão armado (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999]).....	75
Figura 2.56 – Aspecto geral dos modelos antes dos ensaios.....	76
Figura 2.57 – Sistema CAM [Dolce et al., 2001].....	77
Figura 2.58 – Exemplo de aplicação do sistema CAM [Dolce et al., 2001].....	78
Figura 2.59 – Mecanismos para fora do plano das paredes (original de [D’Ayala, 1999]).....	79
Figura 2.60 – Mecanismos de colapso para fora do plano (A) e no plano (B) das paredes [Carocci, 2001].....	79
Figura 2.61 – Modelo ensaiado no Georgia Institute of Technology (Georgia Tech) [Yi, 2004] .....	82
Figura 2.62 – Vista do modelo ensaiado no Construction Engineering Research Laboratory (CERL) do U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC), U.S. Army Corps of Engineers (USA CE) [Sweeney et al., 2004] .....	82
Figura 2.63 – Modelo ensaiado no Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Centre (OCEERC) [Paquette et al., 2003] [Paquette & Bruneau, 2004] [Paquette et al., 2004].....	83
Figura 2.64 – Fotografias dos ensaios na plataforma sísmica uniaxial [Tomažević et al., 1996] .....	84
Figura 2.65 – Geometria dos modelos físicos [Abrams & Costley, 1996] .....	87
Figura 2.66 – Resumo da resposta global dos modelos [Abrams & Costley, 1996].....	89
Figura 2.67 – Modelo utilizado na análise dinâmica não linear [Abrams & Costley, 1996]... ..	89
Figura 2.68 – Planta e alçados do modelo (dimensões em cm) [Magenes et al., 1995].....	90
Figura 2.69 – Sequência dos deslocamentos aplicados no segundo piso [Magenes et al., 1995] .....	91
Figura 2.70 – Padrões de danos observados no modelo [Magenes et al., 1995].....	92
Figura 2.71 – Configuração geométrica e instrumentação dos modelos [Benedetti & Pezzoli, 1996].....	93
Figura 2.72 – Geometria do modelo ensaiado [Silva et al., 2006] [Bairrão et al., 2007] .....	95
Figura 2.73 – Reforço do modelo com a rede RichterGard® 20 [Silva et al., 2006].....	96
Figura 2.74 – Vista dos 2 modelos construídos [Degée et al., 2007].....	97
Figura 2.75 – Aspecto dos reforços utilizados no pavimento de madeira [Degée et al., 2007].....	98

Figura 3.1 – Distribuição de uma amostra de 20 edifícios “gaioleiros” pelo número de pisos e pelo número de fogos [Appleton, 2005].....	105
Figura 3.2 – Geometria dos modelos tipo S e B.....	112
Figura 3.3 – Geometria do modelo tipo E.....	112
Figura 3.4 – Geometria dos pavimentos dos modelos tipo S, B e E .....	114
Figura 3.5 – Esquema de reforço da ligação das paredes de fachada aos pavimentos.....	116
Figura 3.6 – Esquema de reforço da ligação das paredes de empena aos pavimentos.....	117
Figura 3.7 – Localização dos reforços do Modelo 1 .....	118
Figura 3.8 – Localização dos reforços do Modelo 2 .....	119
Figura 3.9 – Peças de fixação dos tirantes às paredes colocadas nos pisos 3 e 4.....	120
Figura 3.10 – Localização dos reforços do Modelo 3 .....	121
Figura 3.11 – Geometria da moldura das janelas .....	124
Figura 3.12 – Planta da laje utilizada para construção, transporte e fixação dos modelos à plataforma sísmica.....	129
Figura 3.13 – Vista da cofragem utilizada na construção das paredes resistentes colocada sobre a laje reutilizável em betão armado .....	130
Figura 3.14 – Remoção da cofragem do Modelo 3 .....	130
Figura 3.15 – Peças denteadas colocadas ao longo da face interior das empenas onde assentam as vigas do pavimento .....	131
Figura 3.16 – Reforço da ligação das paredes de fachada aos pavimentos nos pisos 3 e 4...	132
Figura 3.17 – Reforço da ligação das paredes de empena aos pavimentos nos pisos 3 e 4...	132
Figura 3.18 – Ligação de paredes opostas (fachada-fachada e empena-empena) por meio de tirantes ao nível dos pisos 3 e 4.....	133
Figura 3.19 – Peças utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos 3 e 4.....	133
Figura 3.20 – Reforço dos nembos com faixas de fibras de vidro dispostas em diagonais e coladas com resinas epoxy .....	134
Figura 3.21 – Aspecto final do Modelo 0 antes da realização do ensaio .....	135
Figura 3.22 – Entulho resultante da demolição do Modelo 00 no final do ensaio.....	135
Figura 3.23 – Deficiências no Modelo 00 .....	138
Figura 3.24 – Aspecto dos modelos 00, 1, 2, e 3 .....	139
Figura 3.25 – Dispositivo de ensaio .....	141
Figura 3.26 – Instrumentação do modelo com acelerómetros (dimensões aproximadas) .....	143
Figura 3.27 – Esquema de fixação dos acelerómetros ao modelo .....	144

Figura 3.28 – Acelerómetros ENDEVCO [ENDEVCO, 2005] .....	144
Figura 3.29 – Acelerómetro PCB PIEZOTRONICS [PCB, 2005] .....	144
Figura 3.30 – Pormenor das peças instrumentadas com extensómetros utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes.....	145
Figura 3.31 – Identificação das peças instrumentadas com extensómetros no Modelo 2.....	146
Figura 3.32 – Identificação das peças instrumentadas com extensómetros no Modelo 3.....	146
Figura 3.33 – Espectros de resposta regulamentares majorados para o protótipo [LNEC, 2007] e para o modelo .....	148
Figura 3.34 – Esquema para registo de danos nos modelos.....	151
Figura 3.35 – Anomalia no sinal registado no canal AN2.1 no Ensaio 1 do Modelo 00.....	152
Figura 3.36 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 5 do Modelo 0 .....	154
Figura 3.37 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 00 .....	154
Figura 3.38 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 1 .....	154
Figura 3.39 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 2 .....	155
Figura 3.40 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 3 .....	155
Figura 3.41 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 0.....	157
Figura 3.42 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 00.....	157
Figura 3.43 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 1 .....	158
Figura 3.44 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 2.....	158
Figura 3.45 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 3.....	158
Figura 3.46 – Valores de PGA impostos na plataforma sísmica.....	159
Figura 3.47 – Relação entre os valores de PGA de ensaio e regulamentar.....	160
Figura 3.48 – Valores da energia mássica de referência .....	161
Figura 3.49 – Relação da energia mássica de referência com os valores de PGA.....	162

Figura 3.50 – Energia de referência imposta na plataforma sísmica .....	163
Figura 4.1 – Regiões utilizadas na identificação de padrões de danos .....	168
Figura 4.2 – Painel de controlo do programa desenvolvido em LabVIEW .....	173
Figura 4.3 – Configurações esquemáticas (em planta) adoptadas na formulação dos canais matemáticos.....	175
Figura 4.4 – Diagrama de Bode exemplificando o ajuste de uma FRF experimental entre os 3 Hz e os 15 Hz.....	176
Figura 4.5 – Exemplo de espectros de resposta calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%.....	183
Figura 4.6 – Distribuição da massa pela fachada Norte (parede N).....	185
Figura 4.7 – Distribuição da massa pela fachada Sul (parede S).....	186
Figura 4.8 – Distribuição da massa pela empena Este (parede E) .....	186
Figura 4.9 – Distribuição da massa pela empena Oeste (parede O).....	187
Figura 4.10 – Relação da aceleração de pico registada nos pisos com a aceleração de pico imposta no modelo .....	188
Figura 4.11 – Registo de danos no Modelo 0.....	198
Figura 4.12 – Registo de danos no Modelo 00.....	200
Figura 4.13 – Registo de danos no Modelo 1 .....	202
Figura 4.14 – Registo de danos no Modelo 2.....	204
Figura 4.15 – Registo de danos no Modelo 3.....	207
Figura 4.16 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 0 .....	209
Figura 4.17 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 0 .....	210
Figura 4.18 – Resposta modal do Modelo 0.....	212
Figura 4.19 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 00 .....	214
Figura 4.20 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 00 ...	215
Figura 4.21 – Resposta modal do Modelo 00.....	217
Figura 4.22 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 1.....	219
Figura 4.23 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 1 .....	220
Figura 4.24 – Resposta modal do Modelo 1.....	221
Figura 4.25 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 2.....	223
Figura 4.26 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 2 .....	224
Figura 4.27 – Resposta modal do Modelo 2.....	226
Figura 4.28 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 3 .....	228

Figura 4.29 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 3 .....	229
Figura 4.30 – Resposta modal do Modelo 3.....	230
Figura 4.31 – Resposta do 1º modo de todos os modelos experimentais.....	232
Figura 4.32 – Frequências de vibração iniciais e evolução do dano nos modelos experimentais .....	234
Figura 4.33 – Amplificação global das acelerações de pico .....	236
Figura 4.34 – Evolução do coeficiente sísmico com o valor de PGA.....	238
Figura 4.35 – Evolução do deslocamento, normalizado à altura, do piso 4 relativamente ao nível de referência .....	240
Figura 4.36 – Evolução do deslocamento, normalizado à largura, no piso 4 relativamente à linha média .....	241
Figura 4.37 – Deslocamentos horizontais relativos entre as paredes N e S nos pisos 1 e 3 ..	243
Figura 4.38 – Deslocamentos horizontais relativos entre as paredes E e W nos pisos 1 e 3 .	243
Figura 4.39 – Localização dos tirantes instrumentados no Modelo 2 .....	245
Figura 4.40 – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 2 .....	245
Figura 4.41 – Localização dos tirantes instrumentados no Modelo 3 .....	247
Figura 4.42 – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 3 .....	247
Figura 4.43 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 0 .....	249
Figura 4.44 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 00 .....	250
Figura 4.45 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 1 .....	251
Figura 4.46 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 2 .....	252
Figura 4.47 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 3 .....	253
Figura 4.48 – Curvas de capacidade experimentais .....	255
Figura 4.49 – Variação dos coeficientes sísmicos máximos relativamente aos modelos 0 e 00 .....	256
Figura 4.50 – Evolução da energia introduzida com a energia de referência .....	257
Figura 4.51 – Evolução do índice de energia .....	258
Figura 5.1 – Estratégias de modelação da alvenaria: (a) micro modelo detalhado, (b) micro modelo simplificado e (c) macro modelo (original de [Lourenço, 2002]).....	263
Figura 5.2 – Domínios de rotura dos tijolos e da argamassa das juntas (original de [Gambarotta & Lagomarsino, 1997]).....	263
Figura 5.3 – Superfície de rotura do material compósito (original de [Lourenço, 1996]).....	263

Figura 5.4– Idealização em pórtico equivalente duma parede de alvenaria no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes et al., 2000]).....	265
Figura 5.5– Curvas de comportamento ao corte dos nembos utilizadas no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes et al., 2000]).....	265
Figura 5.6– Curvas de comportamento ao corte em lintéis no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes et al., 2000]).....	265
Figura 5.7 – Modelação das paredes e da estrutura no programa TREMURI (original de [Galasco et al., 2006]) .....	266
Figura 5.8 – Variáveis cinemáticas (a) e estáticas (b) do macroelemento utilizado no programa TREMURI (original de [Brencich et al., 1998]) .....	266
Figura 5.9 – Vista dos modelos numéricos .....	270
Figura 5.10 – Factor multiplicativo da rigidez do pavimento considerado nas 16 hipóteses de base.....	271
Figura 5.11 – Distribuição de esforços normais verticais nas paredes do modelo (E = 0,70GPa, fixo na base) .....	274
Figura 5.12 – Distribuição de esforços normais verticais nas paredes do modelo (E = 0,80GPa, encastrado na base).....	275
Figura 5.13 – Tensões principais nas paredes do modelo (E = 0,70GPa, fixo na base) .....	278
Figura 5.14 – Tensões principais nas paredes do modelo (E = 0,80GPa, encastrado na base) .....	279
Figura 5.15 – Frequências de vibração dos primeiros modos transversais .....	282
Figura 5.16 – Frequências de vibração dos primeiros modos longitudinais .....	282
Figura 5.17 – Frequência de vibração dos primeiros modos de distorção .....	285
Figura 5.18 – Frequência de vibração dos primeiros modos de distorção e rotação.....	285
Figura 5.19 – Variação das frequências de vibração médias com as hipóteses de cálculo ....	287
Figura 5.20 – Variação das frequências de vibração médias relativamente à frequência do 1º modo.....	288
Figura 5.21 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par” (1).....	290
Figura 5.22 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis□ 0,001” (4) .....	292
Figura 5.23 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis□ 0,1” (10) ..	293
Figura 5.24 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16) ....	295
Figura 5.25 – Contribuição das massas dos primeiros modos transversais .....	297
Figura 5.26 – Contribuição das massas dos primeiros modos longitudinais .....	297

Figura 5.27 – Contribuição dos primeiros modos de translação em cada direcção para as massas modais médias.....	298
Figura 5.28 – Contribuição acumuladas em cada direcção para as massas modais médias ..	299
Figura 5.29 – Modelo plano contínuo utilizado na análise não linear .....	303
Figura 5.30 – Modelação do comportamento da argamassa do Modelo 0.....	305
Figura 5.31 – Tipos de carregamento utilizados nas análises não lineares exemplificados para o Modelo 0 .....	308
Figura 5.32 – Sequência de aplicação do carregamento .....	309
Figura 5.33 – Curvas de capacidade do Modelo 0 .....	310
Figura 5.34 – Curvas de capacidade do Modelo 00 .....	311
Figura 5.35 – Curvas de capacidade do Modelo 1 .....	312
Figura 5.36 – Curvas de capacidade do Modelo 2 .....	313
Figura 5.37 – Curvas de capacidade do Modelo 3 .....	314
Figura 5.38 – Evolução da resposta do modelo 0 com o material M1 e carregamento L4....	316
Figura 5.39 – Evolução da resposta do modelo 00 com o material M2 e carregamento L4..	317
Figura 5.40 – Evolução da resposta do modelo 1 com o material M2 e carregamento L4....	318
Figura 5.41 – Evolução da resposta do modelo 2 com o material M2 e carregamento L4....	319
Figura 5.42 – Evolução da resposta do modelo 3 com o material M2 e carregamento L4....	320
Figura 5.43 – Curva padrão de comportamento não linear das rótulas plásticas (original de [FEMA & ASCE, 2000]) .....	321
Figura 5.44 – Ajuste das curvas padrão a vários tipos de comportamento não linear (original de [FEMA & ASCE, 2000]).....	322
Figura 5.45 – Modelo plano de macroelementos utilizado na análise não linear .....	323
Figura 5.46 – Curvas de comportamento ao corte .....	324
Figura 5.47 – Curvas de comportamento à flexão .....	325
Figura 5.48 – Curvas de capacidade dos modelos de macroelementos .....	326
Figura 5.49 – Mecanismos nos modelos V2+M3 e V2 e para as acções L2 e L4 .....	328
Figura 5.50 – Curvas de capacidade dos modelos de macroelementos .....	329

## Índice de quadros

Quadro 1.1 – Relação entre tipologias construtivas e épocas de construção [Oliveira & Cabrita, 1985].....	6
Quadro 2.1 – Espessura das paredes de alvenaria dos edifícios de rendimento, em metros ([Segurado, 1908] citado por [Pinho, 2000]) .....	31
Quadro 2.2 – Valores típicos de algumas propriedades mecânicas da alvenaria (adaptado de [Tomažević, 1999]) .....	40
Quadro 2.3 – Factores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (adaptado de [Magenes, 2006]).....	59
Quadro 2.4 – Deficiências sísmicas e técnicas de reabilitação potenciais em edifícios de alvenaria (adaptado de [FEMA & NIST, 2006]).....	71
Quadro 2.5 – Ensaios sísmicos recentes com modelos em alvenaria de pedra ou de tijolo.....	81
Quadro 2.6 – Características estruturais dos modelos ensaiados [Tomažević et al., 1996].....	84
Quadro 2.7 – Dimensões [mm] e relação altura/largura (A/L) dos nembos [Abrams & Costley, 1996].....	87
Quadro 2.8 – Resistência da alvenaria e da argamassa .....	93
Quadro 3.1 – Dimensões mínimas, médias e máximas de alguns elementos construtivos [Appleton, 2005] .....	107
Quadro 3.2 – Factores de escala para satisfação da lei de semelhança de Cauchy .....	111
Quadro 3.3 – Identificação dos modelos ensaiados .....	123
Quadro 3.4 – Composição de 1m <sup>3</sup> da argamassa 1 utilizada no Modelo 0 .....	124
Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 1 com 150mm de aresta.....	125
Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 1 com 50mm de aresta.....	126
Quadro 3.7 – Composição de 1m <sup>3</sup> da argamassa 2 utilizada nos modelos 00, 1, 2 e 3.....	126
Quadro 3.8 – Curva granulométrica da argamassa 2 utilizada nos modelos 00, 1, 2 e 3.....	127
Quadro 3.9 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 2 com 150mm de aresta.....	128
Quadro 3.10 – Peso estimado para os modelos .....	128

Quadro 3.11 – Datas da construção e do ensaio dos modelos.....	136
Quadro 3.12 – Sequência de ensaio do Modelo 0 .....	149
Quadro 3.13 – Sequência de ensaio dos modelos 00, 1, 2, e 3.....	150
Quadro 3.14 – Canais com anomalias de registo de sinal .....	153
Quadro 4.1 – Curvas de capacidade experimentais por parede.....	194
Quadro 4.2 – Curvas de capacidade experimentais por direcção.....	194
Quadro 4.3 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 0 .....	209
Quadro 4.4 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 0.....	211
Quadro 4.5 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 00 .....	213
Quadro 4.6 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 00.....	216
Quadro 4.7 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 1 .....	218
Quadro 4.8 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 1.....	219
Quadro 4.9 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 2 .....	222
Quadro 4.10 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 2.....	225
Quadro 4.11 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 3 .....	227
Quadro 4.12 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 3.....	228
Quadro 4.13 – Amplificação global das acelerações de pico na direcção EW .....	236
Quadro 4.14 – Valores máximos do coeficiente sísmico .....	237
Quadro 4.15 – Deslocamento horizontal relativo do piso 4 no último ensaio de cada modelo .....	239
Quadro 4.16 – Deslocamentos horizontais relativos máximos e ensaios onde ocorreram ....	242
Quadro 5.1 – Características da discretização do modelo 3D em Cast3M .....	268
Quadro 5.2 – Propriedades médias dos materiais adoptadas nos modelos numéricos.....	269
Quadro 5.3 – Dispersão máxima dos valores das frequências de vibração dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais nas 16 hipóteses de base.....	283
Quadro 5.4 – Variação máxima dos valores das frequências de vibração dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais relativamente à 1ª hipótese de base.....	284
Quadro 5.5 – Dispersão dos valores das frequências de vibração dos primeiros modos de rotação e distorção.....	286
Quadro 5.6 – Propriedades mecânicas iniciais adoptadas para a argamassa .....	301
Quadro 5.7 – Características da discretização do modelo 2D em Cast3M .....	303

Quadro 5.8 – Propriedades adoptadas para a argamassa utilizada na construção das paredes .....	305
Quadro 5.9 – Massas do modelo plano .....	306
Quadro 5.10 – Resultados do 1º modo de vibração na análise modal linear do modelo plano .....	307
Quadro 5.11 – Melhores concordâncias entre as curvas de capacidade numéricas e experimentais .....	315
Quadro 5.12 – Dimensões das secções transversais das barras.....	322



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Edifícios de alvenaria

Os edifícios de alvenaria estudados no âmbito da presente tese não são os edifícios que se podem considerar como históricos – monumentos ou qualquer outro património edificado – nem, tão pouco, os edifícios novos construídos com alvenarias tradicionais ou inovadoras, confinadas ou reforçadas. O estudo realizado, e que se apresenta ao longo destas páginas, incide sobre um tipo particular de edifícios antigos de alvenaria, designado por “gaioleiros”, ainda hoje presente no parque habitacional e cuja vulnerabilidade sísmica<sup>1</sup> se estima elevada. Duas questões se colocam desde logo, “o que são edifícios gaioleiros?” e “porque é que se considera que têm uma vulnerabilidade sísmica elevada?”, para as quais se dará resposta em devido tempo. Outras questões hão-de surgir naturalmente no decorrer do texto, tais como “qual é o comportamento sísmico espectável dos edifícios gaioleiros?” ou “que soluções de reforço sísmico podem ser utilizadas para melhorar o seu comportamento?”, e que fazem parte dos objectivos do estudo. Antes, porém, começa-se por uma questão transversal e que, como tal, foge ao âmbito do presente trabalho: qual é a representatividade dos edifícios de alvenaria no parque habitacional? Para esse efeito é necessário recorrer a estudos realizados com base no Censos 2001 [Sousa *et al.*, 2003] para se analisar a distribuição do número de edifícios em Portugal Continental segundo algumas variáveis como as que se apresentam na Figura 1.1. Pode-se observar na Figura 1.1a) que, no que diz respeito ao tipo de estrutura, foram contempladas cinco categorias das quais duas são identificadas como alvenaria, sem “placa” e com “placa”, e uma terceira como adobe, taipa ou pedra. A alvenaria sem “placa” aparece predominantemente nas épocas de construção anteriores a 1960, enquanto a alvenaria com “placa” só começa a ganhar relevância nos edifícios com época de construção posterior a 1946. Já na Figura 1.1b) é visível que os edifícios com 1 e 2 pavimentos estão em maioria em todas as épocas de construção, logo seguidos pelos edifícios com 3 e 4 pavimentos.

---

<sup>1</sup> No presente trabalho a vulnerabilidade sísmica caracteriza a resposta de um edifício, ou conjunto de edifícios, à acção de diferentes sismos, seja ela medida através de parâmetros mecânicos ou de índices de dano (adaptado de [Coburn *et al.*, 1994]).

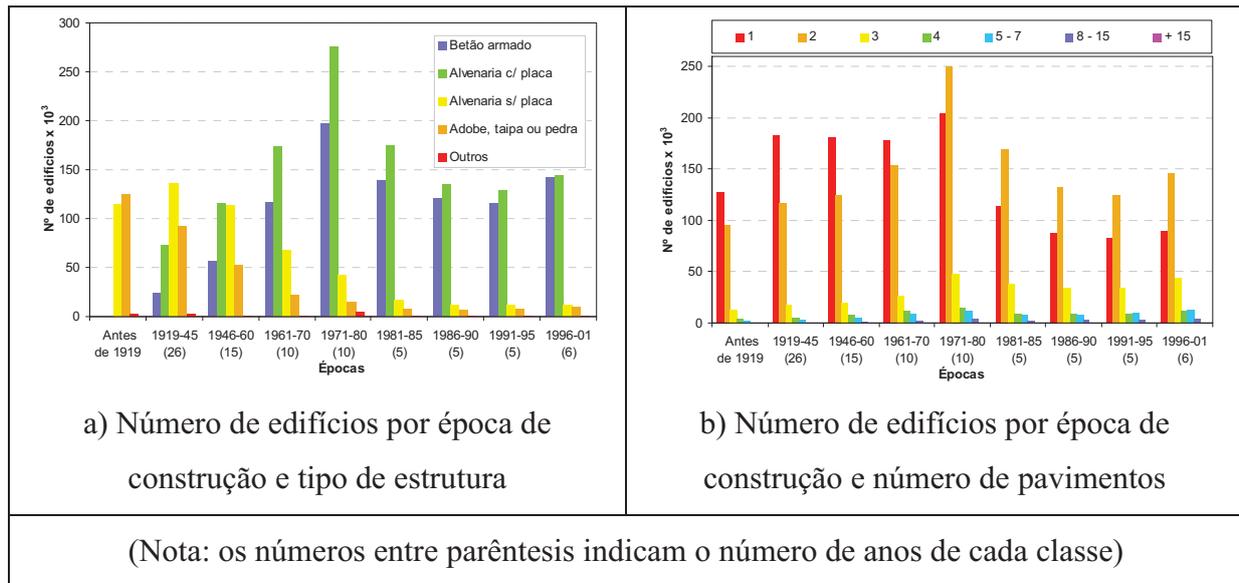


Figura 1.1 – Parque habitacional de Portugal Continental com base no Censos 2001

[Sousa *et al.*, 2003]

Na Figura 1.2 apresenta-se, por sua vez, a distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa *et al.*, 2003] onde se constata uma maior concentração de edifícios de alvenaria, quer com “placa” (ACP) quer sem “placa” (ASP), na faixa litoral a norte de Lisboa e no Algarve e com particular incidência nas cidades de Lisboa e Porto. Os edifícios em alvenaria de taipa, adobe ou pedra solta (ATAPS), têm uma distribuição que pode ser considerada semelhante à dos edifícios de alvenaria mas à qual acresce a região do Baixo Alentejo.

Todas estas informações são utilizadas para definir tipos de edifícios de alvenaria, e não só, existentes no parque habitacional e para os classificar quanto à sua vulnerabilidade sísmica [Carvalho *et al.*, 2001]. No caso de Portugal Continental, foram utilizadas as seguintes tipologias construtivas no simulador de cenários sísmicos desenvolvido no LNEC [Carvalho *et al.*, 2002] [Sousa *et al.*, 2004] para classificar o parque habitacional:

- Edifícios antigos de alvenaria e construção tradicional: neste grupo incluem-se os edifícios pré-Pombalinos, os edifícios Pombalinos e os edifícios “gaioleiros”;
- Edifícios de alvenaria com elementos de betão armado: correspondem aos edifícios de “placa” e aos edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada;
- Edifícios com estrutura de betão armado: compreendem os edifícios anteriores aos regulamentos de dimensionamento sísmico, os edifícios posteriores ao RSCCS e anteriores ao RSA, e os edifícios posteriores ao RSA.

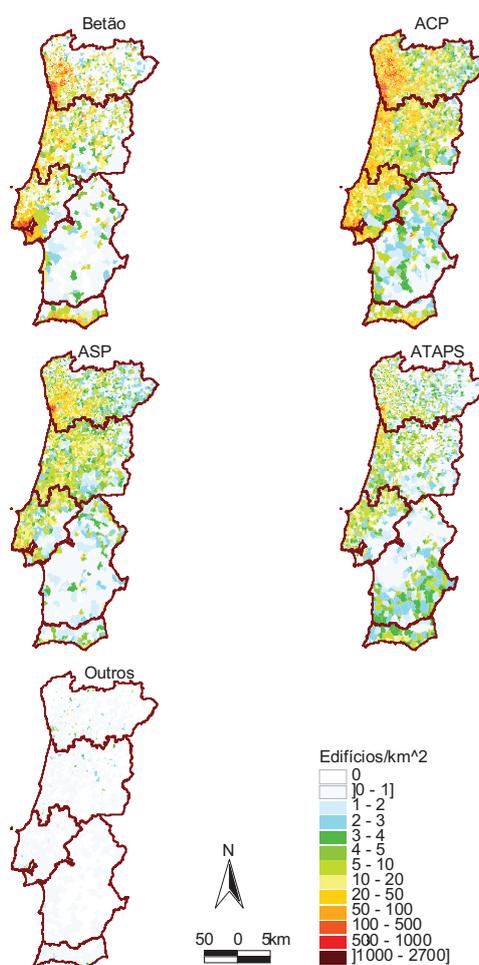


Figura 1.2 – Distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa *et al.*, 2003]

Estas tipologias, que são ainda subdivididas atendendo a factores de vulnerabilidade adicionais como sejam a época de construção e o número de pisos, procuram satisfazer, entre outros aspectos, a adequação à realidade construtiva de Portugal Continental e a adaptação aos inventários disponíveis [Sousa, 2006]. Neste último aspecto, a correspondência estabelecida entre as tipologias construtivas e o tipo de estrutura do Censos 2001 foi do primeiro daqueles grupos para os edifícios de alvenaria sem “placa” e de alvenaria de taipa, adobe ou pedra solta, do segundo para os edifícios de alvenaria com “placa” e do terceiro para os edifícios de betão armado, havendo ainda que fazer intervir a época de construção e o número de pavimentos para destrinçar entre os vários subgrupos.

Na cidade de Lisboa, um pouco à semelhança do que ocorre no resto do país, estas tipologias estão também presentes. A Figura 1.3 apresenta uma correspondência entre as tipologias e a evolução dos processos construtivos, que de certa forma espelha o que sucede ao nível do País, e a Figura 1.4 complementa com exemplos de plantas e cortes típicos. Em ambos os casos as datas apontadas são meramente indicativas, dado que não é possível estabelecer com precisão quando acabam umas e começam as outras, embora as épocas indicadas no Quadro 1.1 sejam as mais consensuais. Os edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada, apesar de numerosos, não são aqui contemplados remetendo-se para [Carvalho & Oliveira, 1999] o seu enquadramento.

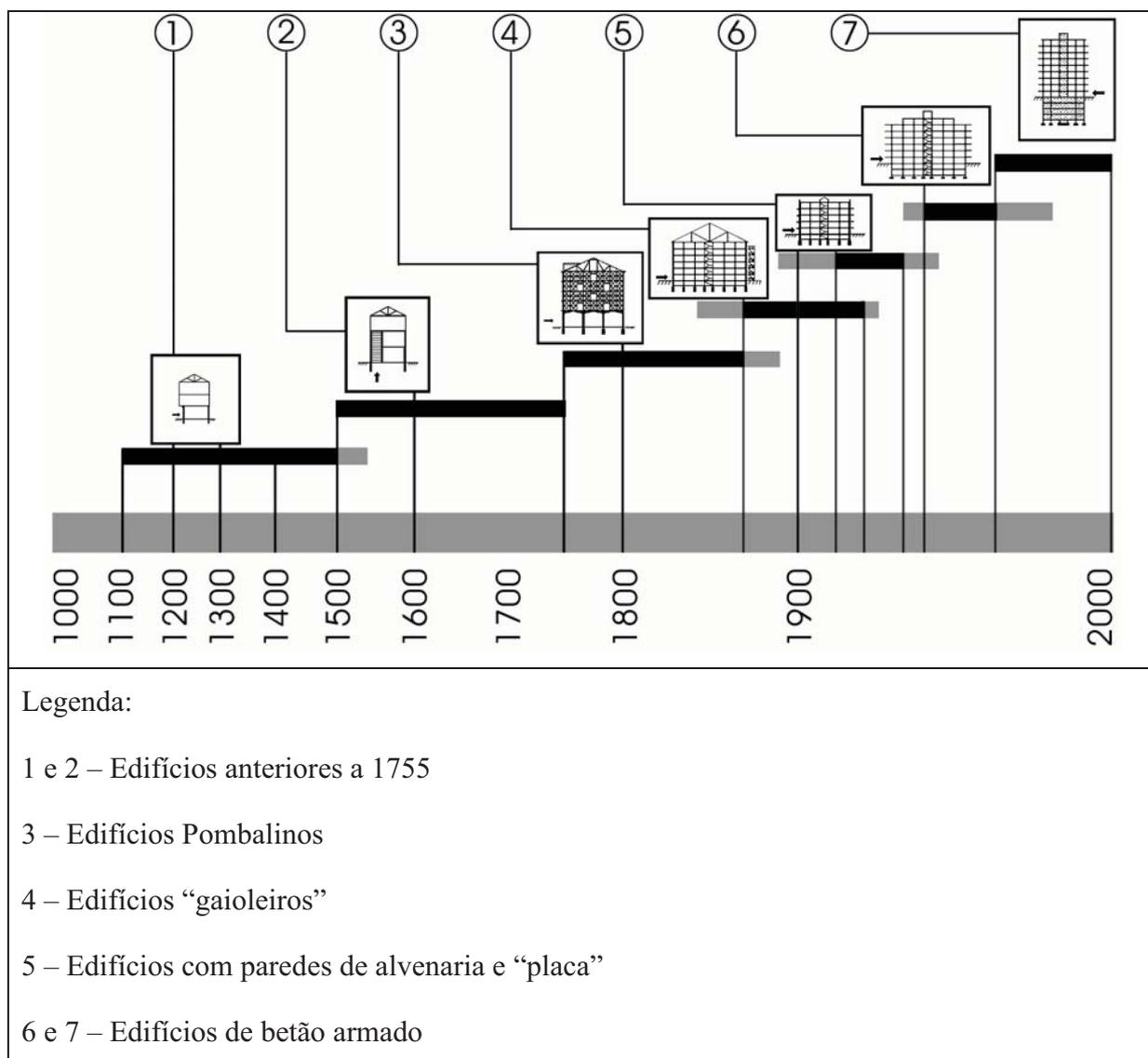


Figura 1.3 – Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa

[Silva, 2001a]

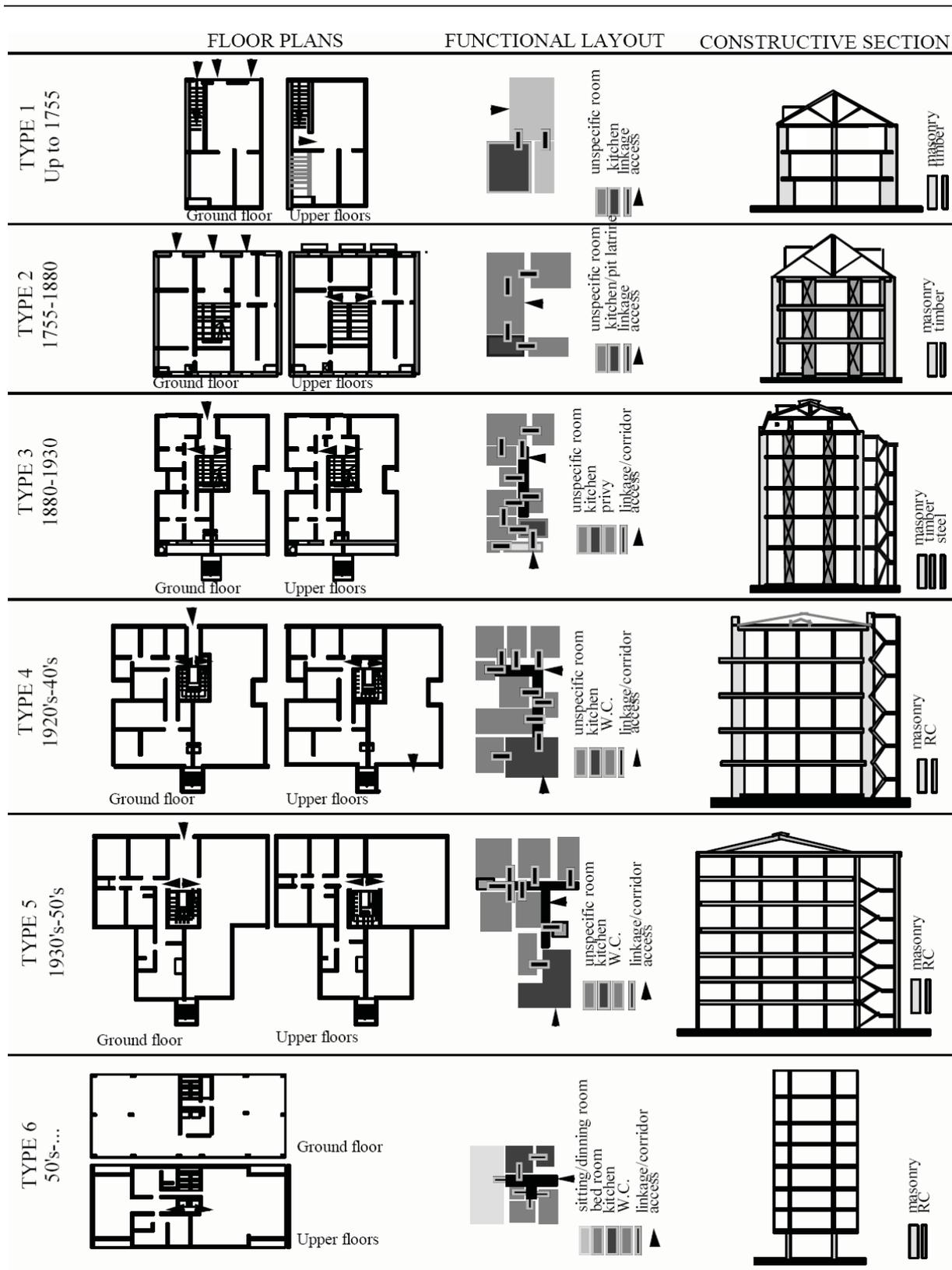


Figura 1.4 – Elementos característicos das tipologias construtivas de Lisboa (original de [Heitor *et al.*, 1999])

Quadro 1.1 – Relação entre tipologias construtivas e épocas de construção  
[Oliveira & Cabrita, 1985]

Tipologia construtiva	Época de construção
Edifícios com estrutura de alvenaria de pedra (pré-Pombalinos)	Anteriores a 1755
Edifícios com estrutura de alvenaria da época Pombalina e similares	Entre 1755 e 1870
Edifícios com estrutura de alvenaria tipo “gaioleiro”	Entre 1870 e 1930
Edifícios com estrutura mista de alvenaria e betão armado (“placa”)	Entre 1930 e 1940
Edifícios com estrutura de betão armado e alvenaria de tijolo	Entre 1940 e 1960
Edifícios com estrutura de betão armado	Posterior a 1960

Chegados a este ponto já é possível avançar com uma primeira definição de edifícios “gaioleiros”: são edifícios com estrutura de alvenaria construídos entre meados do século XIX e princípios do século XX, no período imediatamente posterior ao Pombalino (este aspecto é particularmente importante, como se mostrará mais adiante<sup>2</sup>), com 4 pisos ou mais, planta rectangular e pavimentos de madeira, que constituem uma reduzida fracção, mas mesmo assim apreciável, do parque habitacional. Falta ainda justificar o porquê de serem considerados particularmente vulneráveis à acção dos sismos.

## 1.2. Avaliação da vulnerabilidade sísmica

Não cabe nesta introdução apresentar uma revisão exaustiva sobre avaliação da vulnerabilidade sísmica mas tão somente fornecer umas breves indicações sobre o tema que permitam qualificar os edifícios “gaioleiros” neste contexto. A avaliação da vulnerabilidade sísmica tanto pode ser realizada num contexto individual, quando se analisa um dado edifício, como num contexto colectivo, onde se recorre a um protótipo que simboliza as características de um conjunto de edifícios [Candeias, 2000]. No primeiro caso, e por se tratar de um edifício específico, a avaliação resulta de um processo de recolha de informações sobre a sua estrutura, de modelação dos elementos estruturais e não estruturais, de análise da sua capacidade sísmica e de comparação com a solicitação sísmica pretendida para obter a resposta expectável. Já no segundo caso a avaliação assenta na definição de classes de

<sup>2</sup> A designação “gaioleiro” pretende ser depreciativa relativamente à qualidade na construção dos edifícios pertencentes à tipologia quando comparada com a “gaiola” pombalina utilizada na reconstrução da cidade de Lisboa logo após o sismo de 1755.

edifícios, ditas tipologias construtivas, com características comuns e distintivas das demais. A cada uma delas é associada um protótipo, nada mais do que um edifício que incorpora um conjunto de características ditas “médias” e que define o comportamento considerado “médio” da tipologia. É com base nestes protótipos que depois se processam as avaliações que contemplam as indispensáveis dispersões de resultados do edifício “médio” relativamente ao conjunto de edifícios incluídos na tipologia. Esta segunda abordagem é, no entanto, conceptualmente equivalente à da avaliação individual, passando o protótipo a representar uma tipologia construtiva e a variabilidade nos dados a traduzir-se numa dispersão de resultados [Calvi, 1999].

Seja qual for o contexto, a avaliação da vulnerabilidade sísmica pode ser realizada com diferentes níveis de complexidade [Candeias & Coelho, 2001], consoante os objectivos pretendidos e a informação disponível, mas que podem ser classificados em dois grandes grupos, os métodos de vulnerabilidade calculada e os métodos de vulnerabilidade observada ou subjectiva [Sousa, 2006]. Nos primeiros incluem-se métodos onde se avaliam, em sequência, a resposta sísmica e os danos como se ilustra na Figura 1.5. Em alternativa, os danos podem ser representados directamente como uma função da excitação, incorporando logo a resposta sísmica, designando-se então por curvas de vulnerabilidade. Nos segundos a avaliação é mais expedita, baseada em indicadores de vulnerabilidade a que se associam classes de vulnerabilidade como se ilustra na Figura 1.6 (neste caso de A a F por ordem decrescente de vulnerabilidade). As bases para este procedimento assentam, frequentemente, em estatísticas de danos reais causados por sismos ou na opinião de especialistas em avaliação da vulnerabilidade sísmica. Em ambos os casos é comum estabelecer estados limites de dano descritivos, como os exemplificados na Figura 1.7, para classificar a resposta sísmica dos edifícios.

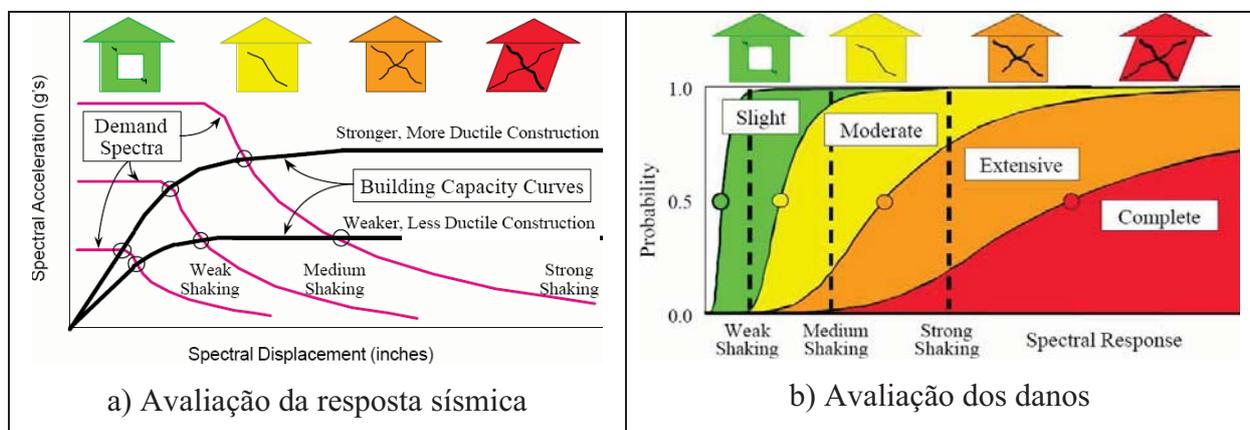


Figura 1.5 – Avaliação da vulnerabilidade sísmica (adaptado de [FEMA & NIBS, 2003])

Tipo de estrutura		Classe de vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○	—				
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	—	○				
	Pedra aparelhada (monumentos)	—	—	○			
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão	—	—	—	○		
	Alvenaria não reforçada com placa				—	○	
Alvenaria reforçada ou confinada				—	—	○	

- Classe mais provável;
- Classe provável;
- ..... Classe pouco provável ou casos excepcionais.

Figura 1.6 – Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de [Sousa, 2006] traduzido de [Grünthal, 1998])

	<p>Danos negligenciáveis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem danos estruturais</li> <li>• Ligeiros danos não estruturais</li> </ul>
	<p>Danos moderados:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais ligeiros</li> <li>• Danos não estruturais moderados</li> </ul>
	<p>Danos substanciais a severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais moderados</li> <li>• Danos não estruturais severos</li> </ul>
	<p>Danos muito severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais severos</li> <li>• Danos não estruturais muito severos</li> </ul>
	<p>Destruição:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais muito severos</li> </ul>

Figura 1.7 – Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de [Grünthal, 1998])

A vulnerabilidade sísmica de uma tipologia construtiva pode então, numa primeira análise, ser qualificada analisando os danos registados em edifícios em consequência de eventos sísmicos ocorridos no passado. A ocorrência bastante espaçada no tempo de sismos de grande intensidade em Portugal Continental, mau grado os danos que eles possam causar, faz com que a informação de origem estatística sobre o comportamento sísmico das várias tipologias, principalmente das mais recentes, seja escassa. Atendendo à época de construção dos edifícios “gaioleiros”, os sismos mais importantes em Portugal Continental aos quais eles assistiram foram os de Benavente em 1909 e de Lisboa em 1969. No primeiro caso, o sismo de 23 de Abril de 1909, as tipologias construtivas presentes no epicentro são maioritariamente de alvenaria de taipa ou de tijolo cru e com um piso ([Choffat & Bensaúde, 1913] citado por [Sousa, 2006]) pelo que não é possível extrair qualquer informação relativa a edifícios “gaioleiros”. Já no sismo de 28 de Fevereiro de 1969, que foi, dos sismos ocorridos em Portugal Continental no século XX, aquele que causou mais danos, tanto materiais como pessoais, logo a seguir ao sismo de Benavente [Sousa, 2006], é possível encontrar descrições de danos em [Marécos & Castanheta, 1970] que podem ser relacionados com edifícios “gaioleiros”. Embora muitas das observações efectuadas em edifícios de alvenaria se refiram a igrejas, hospitais e faróis, encontram-se também algumas relativas a edifícios “com pavimentos de madeira e com idade, em geral, superior a 40 anos” que, atendendo à data da observação, se enquadram na tipologia. Nestes edifícios, e passando a citar os aspectos mais relevantes, “[...] verificaram-se estragos consideráveis [...]. Tais estragos deverão atribuir-se, em grande parte, à má qualidade da alvenaria, ao precário estado de conservação e à falta de travamento entre paredes resistentes e entre estas e as divisórias. Frequentemente a ligação entre paredes ortogonais é feita por simples encosto sem qualquer interligação dos elementos entre si, do que resultam muitas vezes fendas nos cunhais, com o conseqüente desaprumo das paredes mestras”. Mesmo sendo edifícios de baixo porte, como se deduz da observação das fotografias apresentadas em [Marécos & Castanheta, 1970] para ilustrar os danos, a fraca qualidade dos materiais de construção e dos processos construtivos é a mesma que se encontra em geral nos edifícios “gaioleiros”, facto este que sustenta a hipótese da vulnerabilidade sísmica da tipologia ser elevada.

Concluído este primeiro retrato dos edifícios “gaioleiros”, como tipologia construtiva e relativamente à sua vulnerabilidade sísmica, propõe-se uma brevíssima pausa para reflexão. Considerando que esta é uma tipologia construtiva do parque habitacional de Portugal Continental que possui uma vulnerabilidade sísmica elevada, não se justificaria a procura de soluções de reforço simultaneamente simples e eficazes, com pormenores pré-definidos e

facilmente adaptáveis caso a caso, que pudessem ser aplicadas em larga escala? Em 2001 a SPES e o GECORPA apresentaram uma proposta conjunta [SPES & GECORPA, 2001] de um plano de redução da vulnerabilidade sísmica do edificado que contemplava esta hipótese. Efectivamente, operações de reforço das construções em larga escala já ocorreram no passado, embora despoletadas por eventos sísmicos com efeitos devastadores. Tais foram os casos dos sismos de 1 de Janeiro de 1980 [Oliveira *et al.*, 1985] e de 9 de Julho de 1998 [Carvalho *et al.*, 1998], ambos no Arquipélago dos Açores, donde resultaram danos avultados e, por isso mesmo, se procuraram soluções de reforço que, mais do que resolver casos individuais, fornecessem regras gerais para aplicação colectiva. A reabilitação em larga escala das tipologias construtivas mais vulneráveis é uma das soluções que mais contribui para a mitigação do risco sísmico global [Appleton, 2001], justificando-se, por isso mesmo, a procura de soluções de reforço genéricas e a identificação das mais eficazes. Com esta ideia em mente, está definido o enquadramento para o plano de trabalhos da tese.

### **1.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria**

A presente tese dedica-se ao estudo do comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros”, sem e com reforço sísmico, recorrendo a ensaios experimentais e a simulações numéricas, tendo em vista a avaliação da vulnerabilidade sísmica destes edifícios de alvenaria. A motivação para realizar tal estudo resultou não só do desafio de dar resposta às questões colocadas anteriormente, como também da possibilidade de contribuir para estudos complementares no domínio da engenharia sísmica. O trabalho desenvolvido na presente tese insere-se, por isso, numa actividade de âmbito mais lato de avaliação da perigosidade, da vulnerabilidade e do risco sísmico que vem sendo realizada desde longa data no LNEC [Carvalho, 2001] e da qual as suas expressões mais recentes se reflectem, mas não se esgotam, nas Teses de Doutoramento de [Sousa, 2006] e [Carvalho, 2007].

Os edifícios antigos de alvenaria têm merecido a atenção da comunidade científica e técnica nacional, espelhada nos estudos que têm vindo a ser realizados sob vários aspectos e que, numa listagem claramente não exaustiva, incluem a avaliação da vulnerabilidade sísmica e estudo de soluções de reforço dos edifícios Pombalinos [Silva, 2001b] [Cardoso, 2002] [Valluzzi *et al.*, 2006] e “gaioleiros” [Silva & Soares, 1997] [Branco, 2007] [Jesus, 2007] e ainda o efeito de quarteirão [Silva *et al.*, 2001] [Ramos & Lourenço, 2004] [Neves *et al.*, 2006] [Monteiro *et al.*, 2006]. As paredes de alvenaria, um dos componentes fundamentais destes edifícios, têm sido estudadas sob o ponto de vista da caracterização [Pinho, 2000] e reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria [Roque, 2002], da determinação das

propriedades mecânicas de paredes de alvenaria tradicional [Costa, 2002] e da investigação experimental e numérica na mecânica da alvenaria de pedra [Oliveira, 2003] [Vasconcelos, 2005]. Em relação ao comportamento dinâmico podem mencionar-se a análise modal de estruturas antigas com modelos de blocos rígidos [Lemos, 2003] e a detecção do dano através de técnicas de medição de vibrações [Ramos, 2007]. Num domínio diferente refere-se a análise de edifícios monumentais [Gago, 2004], a modelação de monumentos com reforços estruturais [Lemos, 2000] ou a utilização de indicadores para avaliação expedita da vulnerabilidade de edifícios antigos [Lourenço & Roque, 2006]. Para concluir, a caracterização dos sistemas construtivos e sua reabilitação também têm merecido atenção, referindo-se a reabilitação de edifícios antigos [Appleton, 2003] e de edifícios “gaioleiros” [Appleton, 2005] e a caracterização dos sistemas construtivos dos edifícios Pombalinos [Mira, 2007].

No que diz respeito aos edifícios “gaioleiros”, e apesar dos exemplos citados, há aspectos que se considera não terem sido ainda investigados ou que se julga necessário aprofundar. Nesse sentido, foi elaborado um plano de trabalhos, abrangendo vários domínios, que permitisse analisar o comportamento sísmico destes edifícios, avaliar a influência de diferentes soluções de reforço, e contribuísse para a avaliação da vulnerabilidade sísmica. Para começar, refere-se a necessidade de relacionar as características da tipologia construtiva com o comportamento sísmico observado noutros edifícios de alvenaria no passado de modo a obter um protótipo representativo dos edifícios “gaioleiros” que reproduzisse simultaneamente o seu comportamento sísmico global. Depois, o planeamento e realização de ensaios na plataforma sísmica triaxial do LNEC com modelos em escala reduzida, sem e com reforço, e interpretação da sua vulnerabilidade sísmica a partir dos resultados experimentais [Coelho *et al.*, 1999] [Coelho, 2004] constituiu um grande estímulo e uma oportunidade única. Em paralelo, destaca-se o desafio de procurar soluções de reforço aplicáveis numa reabilitação sísmica em larga escala de estruturas de edifícios [Coelho, 2003] e a avaliação da sua eficácia e influência no comportamento sísmico e nos mecanismos de colapso observados nos ensaios experimentais. Para terminar, não menos importante é a passagem da experimentação para a modelação numérica [Lourenço, 2004], com a possibilidade aliciante de proceder à avaliação do estado inicial e à simulação do comportamento sísmico global dos modelos experimentais, abrindo o caminho à aplicação prática dos resultados alcançados [Lourenço, 2002].

A presente tese está estruturada em seis Capítulos nos quais se descrevem as actividades realizadas e se apresentam os resultados alcançados. No segundo Capítulo, já a seguir a esta

introdução, é feita uma revisão dos conhecimentos mais relevantes para o trabalho realizado. Aí serão descritos, genericamente, os edifícios de alvenaria com interesse para o presente trabalho e, de forma mais pormenorizada, os edifícios “gaioleiros”, nomeadamente a sua estrutura típica, as principais deficiências construtivas e o modo como elas afectam o comportamento sísmico. Adicionalmente será revisto o comportamento sísmico típico de edifícios de alvenaria bem como as soluções de reforço aplicáveis com o objectivo de reduzir a sua vulnerabilidade. A terminar este Capítulo são resumidos os aspectos mais relevantes de vários ensaios experimentais com edifícios de alvenaria, sem e com reforço, realizados num passado recente.

No terceiro Capítulo descrevem-se os ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC. São definidos, em primeiro lugar, os protótipos representativos da tipologia construtiva, com base em informação detalhada sobre edifícios “gaioleiros”, e deduzidos, a partir deles, os modelos físicos que, atendendo às capacidades da plataforma sísmica, são em escala reduzida. São apresentadas as soluções de reforço consideradas e os conceitos por detrás da sua idealização. O processo de construção dos modelos é ilustrado e são apresentados os dados relativos às propriedades dos materiais empregues. A fechar este Capítulo é descrito todo o procedimento de ensaio e estabelecida a equivalência entre ensaios no que diz respeito às acções impostas.

No quarto Capítulo são apresentados e analisados, segundo a metodologia que é descrita logo no início, os principais resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados na plataforma sísmica. Entre eles contam-se os danos observados, o comportamento dinâmico, e a resposta global em termos de força na base, deslocamento no topo e energia dissipada. Os modelos reforçados e não reforçados são comparados entre si de modo a se poder apreciar os efeitos e a eficácia das diferentes soluções de reforço sísmico.

No quinto Capítulo procede-se à transposição dos resultados experimentais para o domínio das simulações numéricas. Em primeiro lugar são apresentados os resultados de análises lineares realizadas com o intuito de avaliar o estado inicial dos modelos físicos, antes da realização dos ensaios na plataforma sísmica, e de avaliar a importância de alguns factores no seu comportamento dinâmico. Posteriormente, os resultados em termos de comportamento global dos modelos físicos obtidos nos ensaios experimentais na plataforma sísmica são tomados como referência para a realização de análises não lineares utilizando modelos contínuos e modelos de macroelementos comumente utilizados na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios

No sexto e último Capítulo são passadas em revista as principais conclusões retiradas do trabalho realizado e, porque se detectaram aspectos que vão para além do âmbito da presente tese mas merecem uma análise mais aprofundada, são apontadas novas direcções a tomar na investigação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria.

#### **1.4. Referências bibliográficas**

[Appleton, 2001] J. Appleton, “O megasismo de Lisboa no século XXI ou vulnerabilidade sísmica do parque edificado de Lisboa” em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Appleton, 2003] João Appleton, “Reabilitação de edifícios antigos – Patologias e tecnologias de intervenção”, Edições Orion, ISBN: 9728620039

[Appleton, 2005] João Guilherme Appleton, “Reabilitação de edifícios Gaioleiros”, Edições Orion, ISBN: 9728620055

[Branco, 2007] M. Branco, “Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria – Aplicação a edifícios Gaioleiros”, Tese de Mestrado, UTL/IST, Lisboa

[Calvi, 1999] G. M. Calvi, “A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings”, *Journal of Earthquake Engineering* 3(3), 411–438.

[Candeias, 2000] P. Candeias, “Avaliação sísmica de edifícios existentes – Contribuição para a avaliação da vulnerabilidade em Portugal”, Tese de Mestrado, UTL/IST, Lisboa

[Candeias & Coelho, 2001] P. Candeias, E. Coelho, “Metodologias de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Existentes. Contribuição para a sua Aplicação ao Parque Habitacional de Portugal”, 5º Encontro Nacional Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica 2001), Universidade dos Açores/LREC, S. Miguel, Açores

[Cardoso, 2002] R. Cardoso, “Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício Pombalino”, Tese de Mestrado, UTL/IST, Lisboa

[Carvalho *et al.*, 1998] E. C. Carvalho, C. S. Oliveira, M. R. Fragoso, V. Miranda, “Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afectados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998”, *Materiais de Construção e Estruturas*, Relatório 100/98, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Região Autónoma dos Açores

[Carvalho & Oliveira, 1999] E. C. Carvalho, C. S. Oliveira, “Construção anti-sísmica – Edifícios de pequeno porte”, *ICT – Informação Técnica – Estruturas*, DIT 13, LNEC, Lisboa

[Carvalho, 2001] E. C. Carvalho, “Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O papel do LNEC” em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Carvalho *et al.*, 2001] E. C. Carvalho, Ema Coelho, A. Campos-Costa, M. L. Sousa, P. Candeias, “Classificação Tipológica do Parque Habitacional de Portugal Continental para o Estudo da sua Vulnerabilidade Sísmica”, 5º Encontro Nacional Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica 2001), Universidade dos Açores/LREC, S. Miguel, Açores

[Carvalho *et al.*, 2002] E. C. Carvalho, A. Campos Costa, M. L. Sousa, A. Martins, “Caracterização, vulnerabilidade e estabelecimento de danos para o planeamento de emergência sobre o risco sísmico na área metropolitana de Lisboa e nos municípios de Benavente, Salvaterra de Magos, Cartaxo, Alenquer, Sobral de Monte Agraço, Arruda dos Vinhos e Torres Vedras”, Relatório 280/02, LNEC, Lisboa

[Carvalho, 2007] A. Carvalho, “Modelação estocástica da acção sísmica em Portugal Continental”, Tese de Doutoramento, UTL/IST, Lisboa

[Choffat & Bensaúde, 1913] P. Choffat, A. Bensaúde, “Estudos sobre o sismo do Ribatejo de 23 de Abril de 1909”, Comissão do Serviço Geológico de Portugal, Imprensa Nacional, Lisboa

[Coburn *et al.*, 1994] A. W. Coburn, R. J. S. Spence, A. Pomonis, “Vulnerability and Risk Assessment (2<sup>nd</sup> edition)”, UNDP Disaster Management Training Program, New York

[Coelho *et al.*, 1999] E. Coelho, A. Campos Costa, M. L. Sousa, E. C. Carvalho, “Avaliação da vulnerabilidade de estruturas e ensaios sísmicos”, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro

[Coelho, 2003] E. Coelho, “Reabilitação sísmica de estruturas de edifícios”, 3ºENCORE, LNEC, Lisboa

[Coelho, 2004] E. Coelho, “Seismic testing and vulnerability assessment”, Invited paper, International Workshop “Masonry walls and earthquakes”, P.B. Lourenço, J. O. Barros, D. V. Oliveira (editors), Guimarães

[Costa, 2002] A. Costa, “Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31:1361–1382 (DOI: 10.1002/eqe.167)

[FEMA & NIBS, 2003] Federal Emergency Management Agency, National Institute of Buildings Sciences, “Multi-hazard Loss Estimation Methodology – Earthquake Model – HAZUS-MH – MR1 – Advanced engineering – Building module – Technical and user’s manual”, EUA

[Gago, 2004] A. Gago, “Análise estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas – Contributo para o estudo do património construído”, Tese de Doutoramento, UTL/IST, Lisboa

[Grünthal, 1998] G. Grünthal (editor), “European Macroseismic Scale 1998”, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15, Luxemburgo

[Heitor *et al.*, 1999] T. Heitor, J. V. Caldas, V. Araújo, “Learning From Lisbon”, Sixth International Seminar on Urban Form, ISUF 1999, Florence July

[Jesus, 2007] C. Jesus, “Vulnerabilidade sísmica de um edifício “Gaioleiro”: Proposta de reforço”, Tese de Mestrado, UTL/IST

[Lemos, 2000] J.V. Lemos, “Modelação do reforço estrutural de um monumento”, REPAR 2000 – Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas (Eds. S.P. Santos, M. Mun & P. Silveira), LNEC, pp. 399-406, 2000

[Lemos, 2003] J.V. Lemos, “Análise modal de estruturas antigas com modelos de blocos rígidos”, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora, (Ed. J.I.Barbosa), vol. 1, pp. 155-163, 2003

[Lourenço, 2002] P. B. Lourenço, “Computations on historic masonry structures”, Progress in Structural Engineering Materials, 2002, 4:301–319

[Lourenço, 2004] P. B. Lourenço, “Current experimental and numerical issues in masonry research”, International Workshop “Masonry Walls and Earthquakes”, P.B. Lourenço, J. O. Barros, D. V. Oliveira (editors), Universidade do Minho, Guimarães, p. 119-136 (2004)

[Lourenço & Roque, 2006] P.B. Lourenço and J.A. Roque, “Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings” em “Construction and Building Materials”, ISSN 0950-0618, 20:4 (May 2006) 200-208

[Marécos & Castanheta, 1970] J. E. Marécos, M. N. Castanheta, “Estudo do comportamento de estruturas sob a acção do sismo de 28 de Fevereiro de 1969”, Memória 357, LNEC, Lisboa

[Mira, 2007] D. Mira, “Análise do sistema construtivo pombalino e recuperação de um edifício”, Tese de Mestrado, UTL/IST

[Monteiro *et al.*, 2006] M. Monteiro, M. Lopes, R. Bento, “Study of Lisbon anti-seismic downtown quarters”, Paper 1307, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1ECEES), Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

[Neves *et al.*, 2006] N. Neves, A. Arede, A. Costa, “Seismic analysis of a urban block in Faial island – Azores”, Paper 384, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1ECEES), Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

[Oliveira & Cabrita, 1985] C. S. Oliveira, A. M. Reis Cabrita, “Tipificação do parque habitacional de Lisboa – Documento introdutório do tema”, 1º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, LNEC, Lisboa

[Oliveira *et al.*, 1985] C. S. Oliveira, E. C. Carvalho, A. Ravara, “Reconstruction policies and techniques used in the Azores after the January, 1<sup>st</sup> 1980 earthquake – Políticas e técnicas de reconstrução usadas nos Açores depois do sismo de 1 de Janeiro de 1980”, Memória 641, LNEC, Lisboa

[Oliveira, 2003] D. V. Oliveira, “Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading – Análise experimental e numérica de estruturas de alvenaria de blocos sob ações cíclicas”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães

[Pinho, 2000] Fernando F. S. Pinho, “Paredes de Edifícios Antigos em Portugal”, Coleção Edifícios, nº8, LNEC, Lisboa

[Ramos & Lourenço, 2004] Luís F. Ramos, Paulo B. Lourenço, “Modelling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon”, *Engineering Structures* 26 (2004) 1295–1310

[Ramos, 2007] J. Ramos, “Damage identification on masonry structures based on vibration signatures – Identificação de dano em estruturas de alvenaria baseada na medição de vibrações”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães

[Roque, 2002] J. Roque, “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria”, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães

[Silva & Soares, 1997] V. Córias e Silva, I. Soares, “Vulnerabilidade sísmica dos edifícios “Gaioleiros” de Lisboa e medidas possíveis para a reduzir”, 3º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa

[Silva, 2001a] V. C. Silva, “Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado” em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Silva, 2001b] V. C. Silva, “Preserving “Baixa Pombalina” through low intrusive seismic rehabilitation methods. The COMREHAB project”, *Archi2000 International Millennium Congress*, UNESCO (<http://www.unesco.org/archi2000/>)

[Silva *et al.*, 2001] V. Córias e Silva, Paulo B. Lourenço, Luís F. Ramos, Carlos G. Mesquita, “Accounting for the block effect in structural interventions in Lisbon’s old Pombaline downtown buildings” em “Historical Constructions – Possibilities and

experimental techniques”, editado por P. B. Lourenço e P. Roca, Universidade do Minho, Guimarães

[Sousa *et al.*, 2003] M. L. Sousa, A. Martins, A. Campos Costa, “Levantamento do parque habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos Censos 2001”, Relatório 205/03, DE/NESDE, LNEC, Lisboa

[Sousa *et al.*, 2004] M. L. Sousa, A. Campos Costa, A. Carvalho, E. Coelho, “An automatic seismic scenario loss methodology integrated on a geographic information system”, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper 2526.

[Sousa, 2006] M. L. Sousa, “Risco sísmico em Portugal Continental”, Tese de Doutoramento, UTL/IST, Lisboa

[SPES & GECORPA, 2001] “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Valluzzi *et al.*, 2006] M. R. Valluzzi, V. Córias, M. Munari, “Avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios Pombalinos utilizando a abordagem dos macro-elementos”, 4<sup>as</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa

[Vasconcelos, 2005] G. Vasconcelos, “Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls / Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra”, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães



## 2. REVISÃO DE CONHECIMENTOS

### 2.1. Edifícios “gaioleiros”

Os edifícios “gaioleiros” foram definidos no Capítulo 1 enquanto tipologia construtiva, situando-os no tempo e indicando algumas das suas características básicas, mas a descrição aí avançada é demasiado genérica para se poder prosseguir com a avaliação da sua vulnerabilidade sísmica no âmbito do presente trabalho. De facto, há toda uma série de aspectos complementares relacionados com os edifícios que é necessário detalhar para definir adequadamente a sua estrutura resistente e compreender o seu comportamento sísmico. Entre eles contam-se os materiais de construção e os processos construtivos utilizados, a identificação dos elementos estruturais e não estruturais, e ainda a forma como os vários elementos se interligam. Apesar dos edifícios poderem ser, no limite, todos diferentes, é possível detectar padrões dominantes em cada um daqueles aspectos, os quais definem a tipologia construtiva. Há outros aspectos, no entanto, tais como o estado de conservação dos edifícios ou as alterações neles introduzidas ao longo dos tempos, que, pelo contrário, não podem ser incluídos directamente na definição da tipologia construtiva, pois variam muito de edifício para edifício, representando, por isso mesmo, uma dispersão e não uma média. Nesta secção descrevem-se, agora com mais detalhe, os edifícios “gaioleiros”, dando maior atenção aos aspectos de natureza estrutural em detrimento de outros relacionados, por exemplo, com o seu aspecto estético ou funcional. Esta descrição fornecerá uma definição da tipologia construtiva que permitirá compreender o comportamento sísmico e a vulnerabilidade destes edifícios à luz dos conceitos que serão apresentados na secção seguinte e servirá de referência à definição dos protótipos considerados no programa experimental realizado e que será apresentado no Capítulo 3.

Dadas as semelhanças, nos materiais de construção utilizados, dos edifícios “gaioleiros” com os das épocas precedentes – pré-Pombalinos e Pombalinos –, e também como forma de acompanhar a evolução nos processos construtivos dos edifícios antigos de alvenaria, estes aspectos serão descritos, inicialmente, englobando as três épocas para, posteriormente, se evidenciarem as diferenças específicas dos “gaioleiros” e o modo como elas influenciam a vulnerabilidade sísmica da tipologia. Os materiais utilizados correntemente na construção dos edifícios naquelas épocas eram a alvenaria e a madeira, dado que o ferro e o aço só surgiram no século XIX, aparecendo fugazmente nos edifícios “gaioleiros” mais recentes, e o betão já no século XX [Appleton, 2003], o qual, aliás, marca o fim da tipologia, dando lugar aos

edifícios de “placa” e, posteriormente, aos edifícios de betão armado. Quer isto dizer que os materiais utilizados na construção dos edifícios antigos eram naturais, ou pouco transformados, e que não tiveram uma evolução substancial durante séculos. Os processos construtivos, por sua vez, eram condicionados não só pelos materiais utilizados mas também, e aqui sim, pela evolução na arte de construir, com a introdução da gaiola de madeira na construção da época Pombalina e a posterior degradação da qualidade de construção a que se assiste nos edifícios “gaioleiros”. Este é um assunto ao qual se regressará um pouco mais adiante, primeiro descrevem-se os materiais de construção.

A alvenaria utilizada na construção dos edifícios antigos apresenta diversas combinações de materiais utilizados na sua composição bem como de técnicas de aplicação [Appleton, 2003]. A alvenaria pode ser, por exemplo, de pedra, de tijolo ou mista. A pedra pode ser de granito, xisto, calcário ou outra consoante a disponibilidade na região. Os tijolos podem ser de barro cozido ao sol, caso do adobe, ou em fornos. A argamassa pode variar entre a terra mais ou menos argilosa, o barro e as misturas de areia e cal aérea, sendo as areias mais ou menos argilosas consoante a região, o local e a forma de extracção. A alvenaria de pedra talhada, assente a seco ou com argamassa de cal e areia, coexiste com a alvenaria de pedra irregular, em que a matriz de argamassa é muito mais extensa, e mesmo com a terra que é a base das construções de taipa. Todas estas variantes têm, no entanto, uma característica comum que condiciona a utilização da alvenaria enquanto material estrutural: a sua reduzida capacidade resistente à tracção.

A alvenaria, sendo um material heterogéneo, composto por unidades de alvenaria e argamassa, tem uma capacidade resistente que depende, naturalmente, da resistência de cada um dos componentes mas também da qualidade de construção da própria alvenaria. A sua resistência à compressão é variável mas bastante superior à resistência à tracção que é, muitas das vezes, praticamente nula. A resistência ao corte usualmente é também baixa a moderada. Estas características contribuem para que a alvenaria seja um material de eleição para aplicação em elementos sujeitos a esforços fundamentalmente de compressão. Por este motivo, nos edifícios antigos a alvenaria está presente em fundações, paredes, pilares, arcos e abóbadas. Dada a importância das paredes no contexto dos edifícios antigos de alvenaria, dedicar-se-á especial atenção a estas.

As paredes de alvenaria têm um aspecto e uma qualidade bastante variável, dependendo do tipo de aparelho, do tipo de assentamento e do número de panos [Pinho 2000] [Roque, 2002]. Na Figura 2.1 são apresentados alguns exemplos de alvenaria, desde as alvenarias de tijolo (a) até às alvenarias de pedra aparelhada (b) ou irregular (c), bem como de

uma secção transversal (d) de uma parede de dois panos exteriores e um núcleo interior preenchido com fragmentos de pedra ou de tijolo e argamassa. A Figura 2.2 ilustra mais alguns exemplos de secções transversais de paredes de alvenaria [Mascarenhas, 2003], pano simples, pano duplo sem e com enchimento, alvenaria mista e alvenaria de enchimento com fileira de travamento.

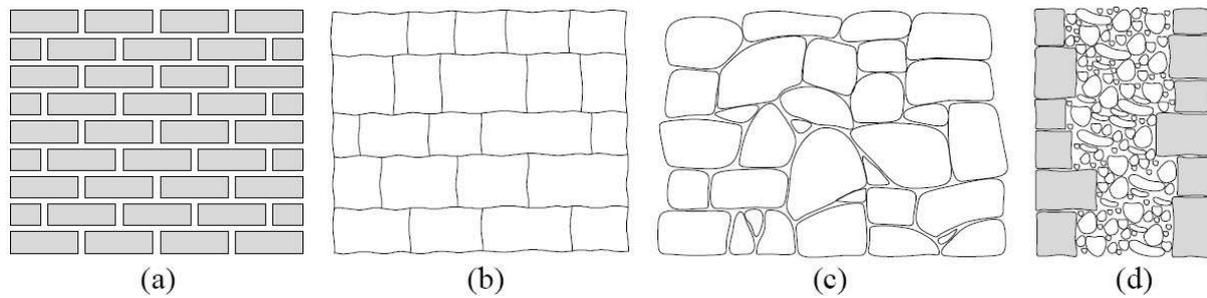


Figura 2.1 – Exemplos de alvenaria [Lourenço & Zucchini, 2001]

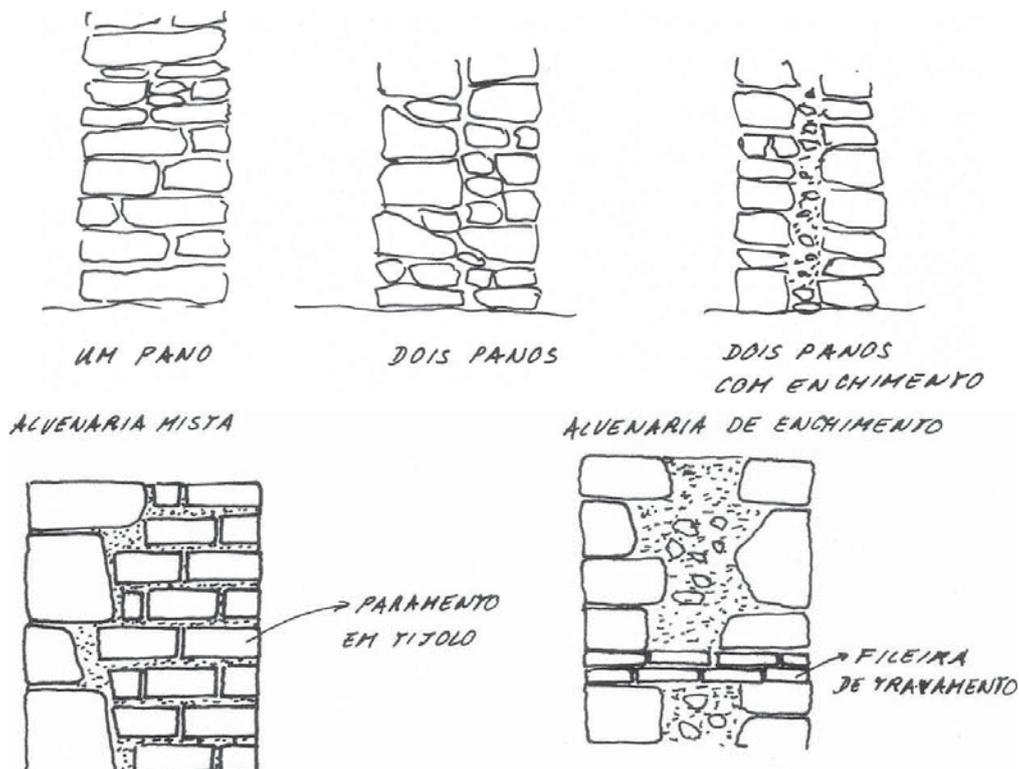
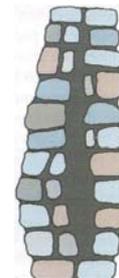


Figura 2.2 – Exemplos de secções transversais de paredes de alvenaria de pedra [Mascarenhas, 2003]

Qualquer que seja a solução construtiva adoptada, há um conjunto de boas regras que devem ser cumpridas de modo a garantir a qualidade da alvenaria, das paredes e do edifício

[Appleton, 2003]. O desfasamento das juntas entre unidades de alvenaria, de modo a criar um imbricado que dificulte a progressão das fendas, é aplicado tanto nas alvenarias de pedra aparelhada como de pedra irregular ou de tijolo (ver Figura 2.3a). O perpianho, pedra que atravessa a espessura da parede de um lado ao outro, utilizado nas alvenarias de pedra aparelhada, e mesmo na alvenaria de pedra irregular de boa qualidade, é fulcral para garantir a integridade da parede (ver Figura 2.3b). Nas paredes de alvenaria de tijolo esta função é desempenhada por tijolos colocados atravessados.



a) Montagem de blocos com junta desfasada      b) Abaulamento da parede sem perpianho

Figura 2.3 – Pormenores de paredes de alvenaria [Appleton, 2003]

O contraventamento do edifício, através da ligação entre paredes, é outro aspecto essencial para garantir a sua resistência e estabilidade (ver Figura 2.4). O imbricamento das unidades de alvenaria pode ser complementado com a colocação de peças metálicas de ligação que, nas construções antigas, eram de ferro forjado. Uma solução corrente consiste na aplicação de varões de ferro ancorados nas extremidades, funcionando estes tirantes como uma armadura passiva (ver Figura 2.5). Para informações adicionais sobre as técnicas de construção e dimensionamento das alvenarias sugere-se a consulta de [Pinho 2000] e de [Mateus, 2002].

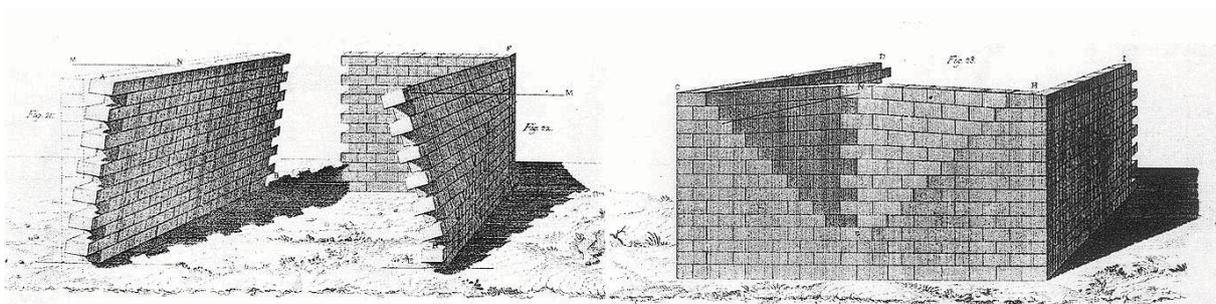


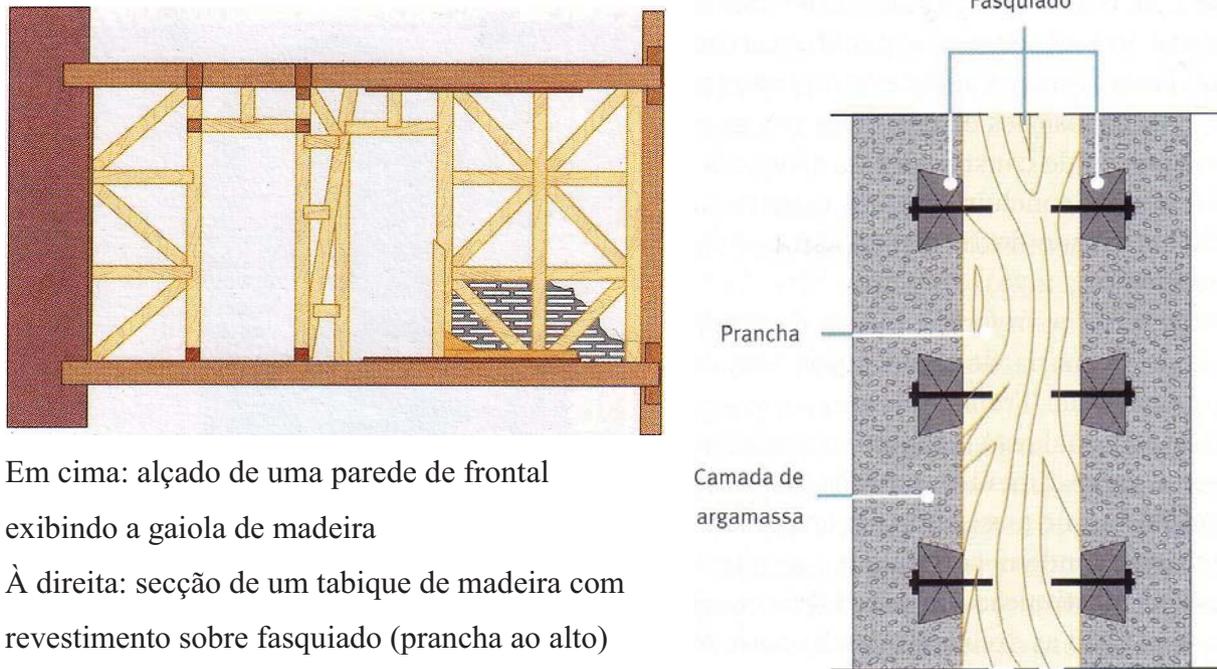
Figura 2.4 – Mecanismos de colapso de paredes quando sujeitas a forças horizontais para fora do seu plano ilustrados por Rondelet em 1834 (citado por [Carocci, 2001])



Figura 2.5 – Exemplos de peças metálicas de ligação

A madeira também possui uma resistência que é variável, neste caso de espécie para espécie, mas que é usualmente da mesma ordem de grandeza em tracção e em compressão considerando a mesma direcção do carregamento, sendo as resistências maiores na direcção das fibras do que na direcção perpendicular [Machado *et al.*, 1997]. Quer isto dizer que a madeira pode ser utilizada em elementos sujeitos não só à tracção ou à compressão mas, mais importante ainda, também à flexão, permitindo aplicações distintas da alvenaria, para além de ser mais leve.

Nos edifícios antigos de alvenaria a madeira era utilizada, principalmente, na construção de pavimentos, compostos por vigas e soalhos, asnas de cobertura e escadas, sendo possível a sua utilização também como prumos. Dadas as espécies disponíveis em Portugal, as peças de madeira eram limitadas, quer em comprimento quer em secção transversal, o que, por sua vez, condicionava as dimensões das estruturas de madeira e dos vãos que elas podiam vencer. Na época Pombalina a madeira passa a ser utilizada na gaiola, uma estrutura tridimensional que contribui para a solidarização do edifício. Na Figura 2.6 são ilustrados dois exemplos, remetendo-se para [Pinho, 2000] a leitura de descrições mais detalhadas sobre a construção Pombalina. Nos edifícios “gaioleiros” estes elementos são deturpados, ou até eliminados, o que acarreta graves consequências para o comportamento global como se apresentará mais adiante. Por agora, vai dedicar-se alguma atenção aos vários elementos estruturais e não estruturais que compõem os edifícios antigos de alvenaria.



Em cima: alçado de uma parede de frontal exibindo a gaiola de madeira

À direita: secção de um tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado (prancha ao alto)

Figura 2.6 – Exemplos esquemáticos da utilização de madeira em paredes na construção Pombalina [Appleton, 2003]

Começando pelas fundações, estas podem ser directas, semi-directas ou indirectas dependendo das características do terreno [Appleton, 2003]. No primeiro caso, quando o terreno de fundação se encontrava à superfície, as fundações eram construídas recorrendo a sapatas isoladas ou contínuas, consoante apoiavam pilares ou paredes, em alvenaria de pedra ou de tijolo mais pobre do que a utilizada nas paredes e com uma sobrelargura relativamente a elas. No segundo caso, quando um terreno de fundação adequado não se encontrava à superfície, eram escavados poços quadrangulares com cerca de 1 metro de lado e a profundidade necessária para atingir aquele. Os poços eram cheios com boa alvenaria de pedra e no topo eram construídos arcos de tijolo maciço, de pedra ou mistos, sobre os quais nasciam as paredes estruturais. No terceiro caso, quando o terreno não apresentava características adequadas, a fundação era constituída por estacas de madeira cravadas, situação esta que é condicionada pela natureza das camadas de solo atravessadas pela estaca, antes de se atingir o firme, e pelo limite de resistência das estacas. Esta solução, que pode ser também considerada como uma técnica de consolidação do terreno de fundação, tem como bom exemplo aquele que se encontra numa parte da Lisboa Pombalina. Na Figura 2.7 ilustram-se os dois primeiros casos.

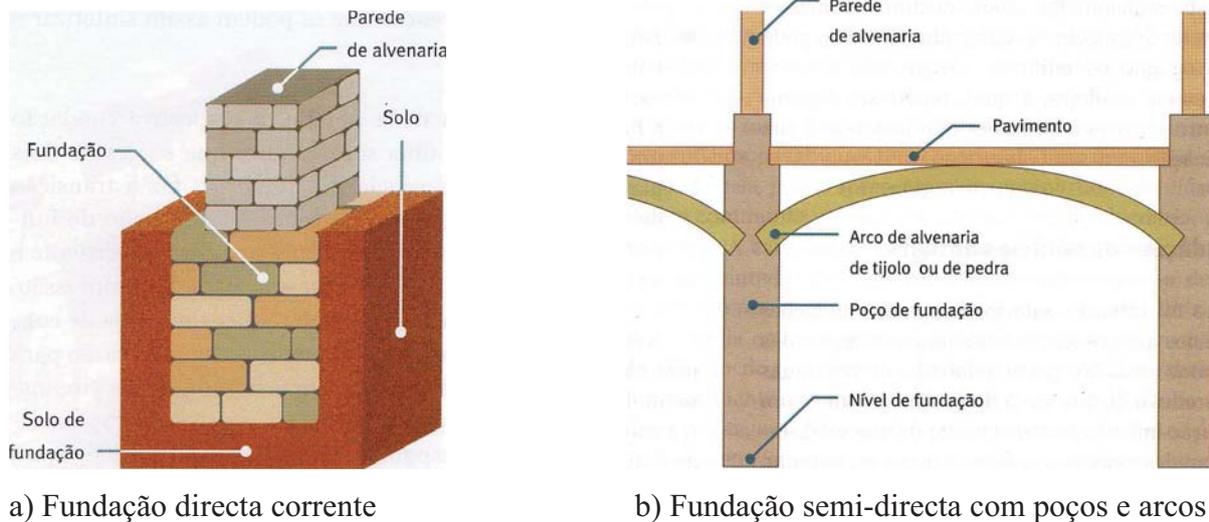


Figura 2.7 – Tipos de fundação de edifícios antigos de alvenaria [Appleton, 2003]

As paredes dos edifícios são classificadas como principais, ou mestras, e de compartimentação. As paredes principais são normalmente consideradas paredes resistentes e têm grande espessura, condicionada, entre outros aspectos, pelos esforços actuantes, principalmente de compressão mas também de corte e de flexão, e pela esbelteza. As paredes de compartimentação, por sua vez, são geralmente tabiques e, no caso dos edifícios Pombalinos e até de alguns pré-Pombalinos, desempenham um papel importante no contraventamento horizontal graças à sua interligação com os pavimentos e as paredes mestras [Appleton, 2003]. A partir da segunda metade do século XIX assiste-se ao desaparecimento desta solução, à qual se sucedem outras soluções cada vez mais simples em alvenaria de tijolo, primeiro maciço e mais tarde furado, e mais leves mas com uma menor contribuição para o contraventamento dos edifícios já que as ligações entre paredes, e destas aos pavimentos e à cobertura, são limitadas ou inexistentes.

Os pavimentos térreos apresentam uma constituição muito simples, geralmente baseada em terra batida ou enrocamentos de pedra arrumada à mão, sobre a qual era colocada o revestimento em lajedo de pedra, ladrilhos, tijoleiras cerâmicas ou sobrados de madeira [Appleton, 2003]. No que diz respeito aos pavimentos elevados, a madeira é o material predominante embora haja um número apreciável de casos em que o principal elemento da estrutura do pavimento é constituído por arcos e abóbadas de alvenaria. Sobre os arcos e abóbadas colocavam-se os revestimentos, recorrendo-se a dois tipos de soluções conforme se ilustra na Figura 2.8.

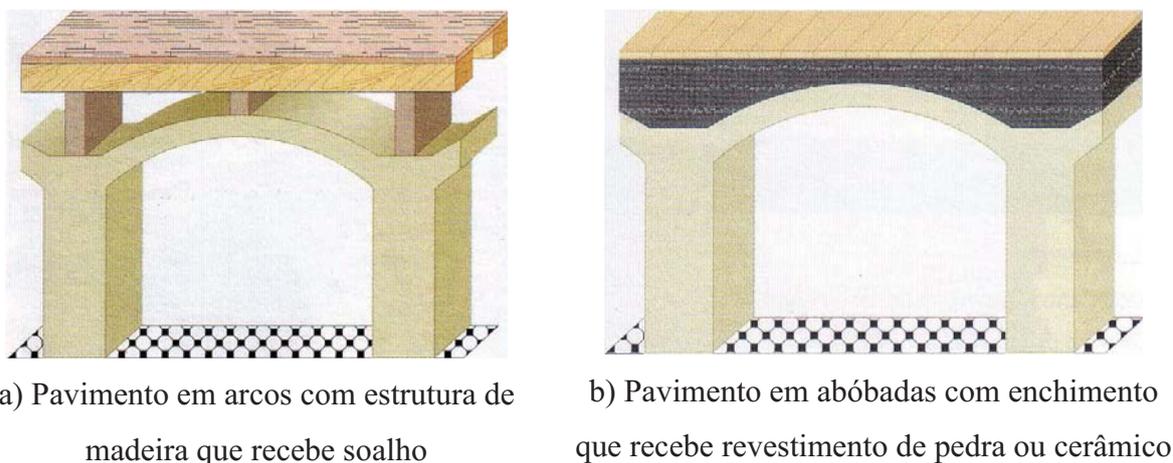


Figura 2.8 – Pavimentos em arcos e abóbadas [Appleton, 2003]

Os pavimentos elevados são fundamentalmente em madeira recorrendo a sistemas de vigas paralelas, colocadas a distâncias variáveis entre 0,20m e 0,40m, e apoiadas em paredes resistentes de alvenaria [Appleton, 2003]. Observa-se na Figura 2.9 o esquema estrutural de um pavimento de madeira onde o afastamento das vigas é igual à sua altura, regra esta que se manteve ao longo do tempo apesar das vigas utilizadas serem cada vez mais estreitas. O tarugamento da estrutura dos pavimentos, conjunto de elementos colocados entre o vigamento na direcção perpendicular a este, visa impedir a encurvadura das vigas por razões de natureza estrutural ou para minimizar os efeitos que ocorrem durante o período de secagem da madeira.

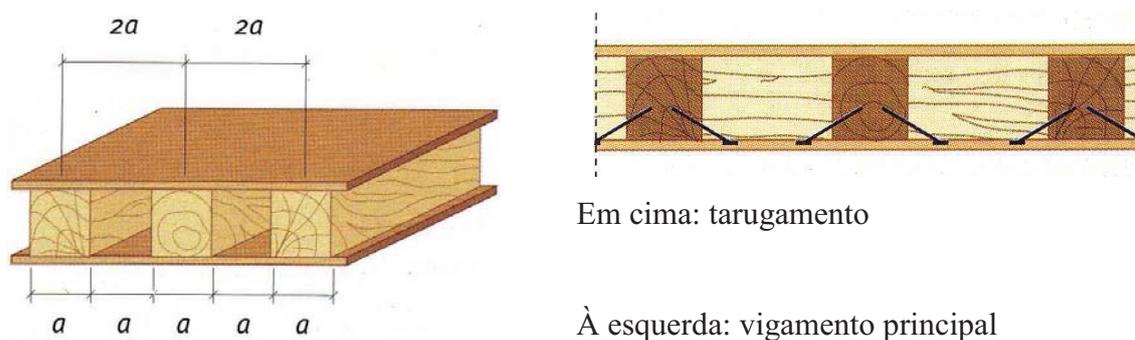


Figura 2.9 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira [Appleton, 2003]

A utilização de perfis com altura igual ou inferior a 0,20m, condicionada pelas espécies florestais, limita os vãos máximos a cerca de 4m [Appleton, 2003]. Quando é necessário vencer vãos maiores utiliza-se um ou mais alinhamentos de vigas principais de grande altura transversais às vigas do pavimento (Figura 2.10a) que, com o desenvolvimento da tecnologia

do ferro e do aço, são substituídos nas construções do século XIX por vigas de ferro de secção em I (Figura 2.10b). Os pavimentos com estrutura constituída por vigas de ferro afastadas cerca de 0,50m e pequenas abóbadas (ver Figura 2.11) são uma solução característica da construção do final do século XIX mas correspondem geralmente a uma pequena porção da área do piso.

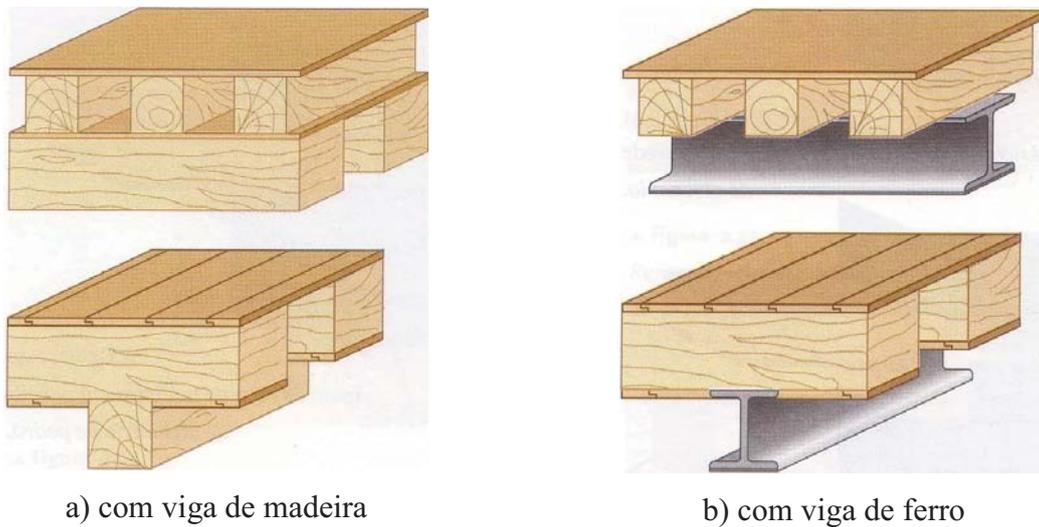


Figura 2.10 – Esquema estrutural de pavimentos com vãos múltiplos [Appleton, 2003]

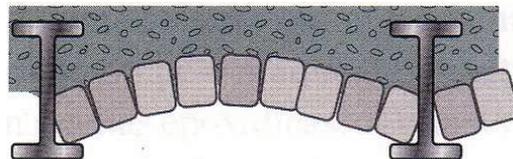


Figura 2.11 – Pavimento com vigas de ferro e pequenas abóbadas [Appleton, 2003]

Na Figura 2.12 ilustram-se várias possibilidades de ligação dos pavimentos às paredes [Appleton, 2003]. A solução mais simples (Figura 2.12a), consiste no encaixe das vigas de madeira em aberturas dispostas nas paredes em posição e com a dimensão conveniente. Nas paredes de alvenaria de pedra irregular era criada uma base para apoio de cada viga através de um bloco de pedra com a face superior aparelhada e horizontal. Quando se pretendia que o pavimento tivesse um papel importante no travamento horizontal do edifício (Figura 2.12b), a ligação podia ser melhorada através da incorporação de peças metálicas pregadas às vigas de madeira e embebidas nas paredes, por vezes mesmo atravessando-as do interior para o exterior e ancorando-as nesta face de modo a mobilizar forças de atrito e de compressão. Nas

paredes com frechal (Figura 2.12c), a ligação entre a parede e o pavimento fazia-se através deste elemento que, por sua vez, é cuidadosamente ancorado à parede através de pregagem ou recorrendo a tirantes de madeira embebidos nas paredes.

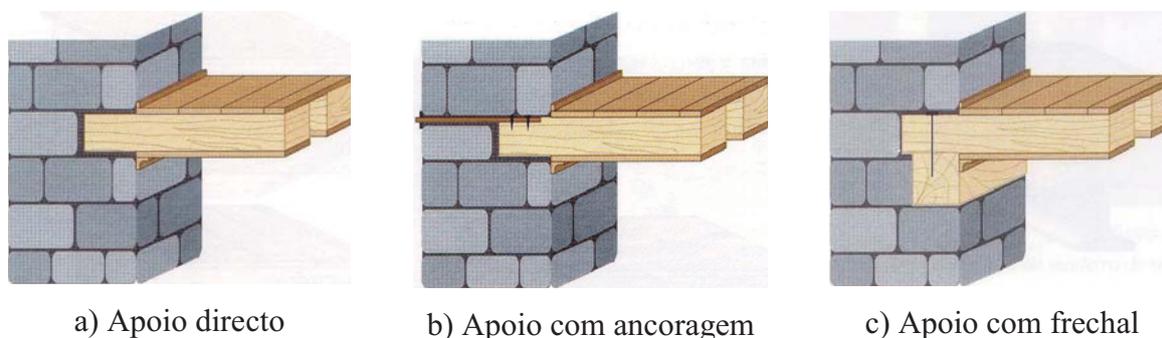


Figura 2.12 – Ligações entre pavimentos e respectivas paredes de apoio [Appleton, 2003]

As coberturas dos edifícios podem ser em terraço ou coberturas inclinadas [Appleton, 2003]. No primeiro caso as estruturas à base de pedra e de tijolo (arcos e abóbadas) predominam, enquanto no segundo caso a solução estrutural que predomina são as asnas de madeira com configurações e constituição muito variada consoante a pendente da cobertura ou a possibilidade de aproveitamento dos sótãos.

É chegada a altura de descrever, por ordem cronológica, os edifícios típicos das 3 épocas em análise. Começando pelos edifícios pré-Pombalinos, estes costumam ter 2, 3 ou no máximo 4 pisos, geralmente com um pé-direito reduzido, uma grande densidade de paredes e poucas aberturas para o exterior. As paredes exteriores são de alvenaria, com alguns “traços” de gaiola pombalina. Verifica-se ainda a existência, em fachadas principais e empenas acessíveis, de ferrolhos metálicos de contraventamento correspondentes a obras de reparação relacionadas com o terramoto ou com o aumento do número de andares. Estes edifícios podem dividir-se ainda nos seguintes tipos [Cabrita *et al.*, 1993] [Pinho 2000]:

- Edifícios de qualidade, apresentando paredes de alvenaria bem cuidada, pedra aparelhada pelo menos nos cunhais, com elementos de travamento;
- Edifícios de baixa qualidade, com paredes de alvenaria pobre, taipa mal conservada, muito deformados e sem elementos de travamento. Em geral as paredes têm grande espessura, existindo em muitas situações contrafortes ou gigantes;
- Edifícios com andar de ressalto, constituídos basicamente por um rés-do-chão com alvenaria de pedra, e pavimento em arcos (ver Figura 2.8) que suporta um ou dois pisos com estrutura reticulada de madeira, salientes em relação ao rés-do-chão. Este

tipo de edifícios tem já um aspecto menos maciço como que a antever a tecnologia pombalina.

Passando para os edifícios Pombalinos, estes têm geralmente cinco pisos e a altura das fachadas é sempre a mesma dentro de cada quarteirão [Cabrita *et al.*, 1993] [Pinho, 2000]. O pé-direito do rés-do-chão e do 1º andar é de cerca de 3,70m, sendo o dos outros pisos o que coubesse na altura disponível prevista para o quarteirão. O material predominante, para além da alvenaria ordinária, é a madeira onde prevalecem as ligações por encaixe reforçadas com pregagens de ferro forjado. Nestes edifícios existem também elementos de reforço constituídos por peças de ferro fixadas às paredes exteriores de alvenaria e ligadas aos vigamentos de madeira que se destinam a garantir a efectiva transmissão de forças entre elementos estruturais através dos pavimentos.

Estes edifícios possuem, na generalidade dos casos, um piso térreo com arcaria em pedra ou abóbada de tijolo assente em fundações construídas em alvenaria de pedra. O tecto do rés-do-chão é, em regra, constituído por arcos ou abóbadas de alvenaria de pedra ou de ladrilho. Acima do rés-do-chão existe um sistema de travamento tridimensional que confere ao conjunto uma boa ductilidade. Este sistema é formado, no plano horizontal, pelas estruturas de madeira dos pisos e da cobertura e, no plano vertical, pelas paredes em gaiola exteriores e interiores. A gaiola é formada por vários elementos que interligam paredes interiores, paredes exteriores, vigamentos de pavimentos e asnas de cobertura, formando um sistema de solidarização dos diferentes elementos estruturais. Em todo este sistema, a caixa de escada tem também uma contribuição importante, sendo a sua concepção bastante compacta, com paredes em gaiola solidamente ligadas aos degraus.

Finalmente, os edifícios “gaioleiros”. Estes edifícios são caracterizados pela ausência de continuidade estrutural e tridimensional, onde raramente se encontram soluções adequadas para a ligação entre as estruturas das paredes das fachadas, das paredes ortogonais e dos pavimentos [Cabrita *et al.*, 1993] [Pinho, 2000]. Assiste-se igualmente ao aumento da altura dos edifícios, atingindo os 5 ou 6 pisos elevados, e à deterioração das práticas construtivas nas paredes de alvenaria acompanhada pela sistemática redução da sua espessura ao longo da altura do edifício. Na Figura 2.13 apresenta-se um corte tipo das paredes exteriores onde se ilustra essa redução, realizada através de ressaltos no paramento interior ao nível dos pisos, e no Quadro 2.1 apresentam-se as espessuras usuais das paredes resistentes e de compartimentação dos edifícios de rendimento resultantes da observação de diversos casos.

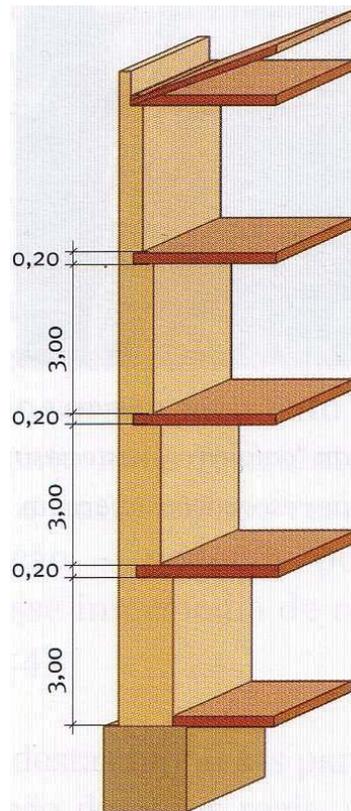


Figura 2.13 – Transição em altura da espessura das paredes num edifício “gaioleiro”  
[Appleton, 2003]

No que diz respeito às propriedades mecânicas da alvenaria, a informação disponível é relativamente escassa. Para além de valores típicos da resistência à compressão de paredes de alvenaria em construção nova e de boa qualidade utilizados naquela época [Pinho, 2000], ensaios realizados mais recentemente em paredes resistentes de edifícios “gaioleiros” [Silva & Soares, 1997] apontam para valores da tensão de rotura à compressão ( $f_c$ ) de 0,8 MPa a 1,5 MPa e do módulo de elasticidade inicial ( $E_i$ ) de 700 MPa a 1000 MPa, ou seja, cerca de 1000 vezes o valor da tensão de rotura à compressão.

Quadro 2.1 – Espessura das paredes de alvenaria dos edifícios de rendimento, em metros  
 ([Segurado, 1908] citado por [Pinho, 2000])

Parte da parede	Parede anterior	Parede posterior	Paredes divisórias	Altura dos pisos (entre vigamentos)
Fundação	0,75 – 1,00	0,75 – 1,00	0,70 – 0,85	-
Subterrâneo	0,65 – 0,80	0,50 – 0,80	0,45 – 0,60	2,10 – 3,00
Rés-do-chão	0,50 – 0,65	0,45 – 0,50	0,35 – 0,50	3,25 – 5,00
1º andar	0,45 – 0,55	0,35 – 0,50	0,35 – 0,40	3,25 – 5,00
2º andar	0,35 – 0,45	0,25 – 0,40	0,25 – 0,35	3,00 – 4,25
3º andar	0,25 – 0,40	0,25 – 0,35	0,25 – 0,35	2,85 – 3,50
4º andar	0,25 – 0,40	0,25 – 0,30	0,15 – 0,30	2,75 – 3,25
5º andar	0,25 – 0,30	0,25 – 0,30	0,15 – 0,25	2,75 – 3,00
6º andar	sempre de mansarda ou ático			-
Rés-do-chão, em edifícios mais importantes	0,65 – 1,00	0,65 – 1,00	0,45 – 0,55	-
Rés-do-chão, em edifícios com abóbadas superiores	1,00 – 2,00	1,00 – 2,00	0,70 – 1,00	-

As fundações dos edifícios “gaioleiros” são constituídas por caboucos cheios de alvenaria de pedra rija, com uma largura de cerca do dobro da espessura das paredes que suportam e altura suficiente para encontrar terreno firme. As paredes são de diferentes tipos, consoante a sua posição no edifício, podendo ser classificadas da seguinte forma [Cabrita *et al.*, 1993] [Pinho, 2000]:

- Paredes-mestras em alvenaria de pedra irregular como o exemplo que se apresenta na Figura 2.14. Estas paredes localizam-se nas fachadas principal e posterior do edifício e a sua espessura é variável em altura;
- Paredes resistentes de tijolo maciço. Estas paredes possuem uma espessura entre 0,15m a 0,30m e são utilizadas nas empenas e em vários locais no interior do edifício;
- Paredes interiores de tabique com uma espessura média de 0,15m.



Figura 2.14 – Pormenor de um cumhal das paredes resistentes de alvenaria

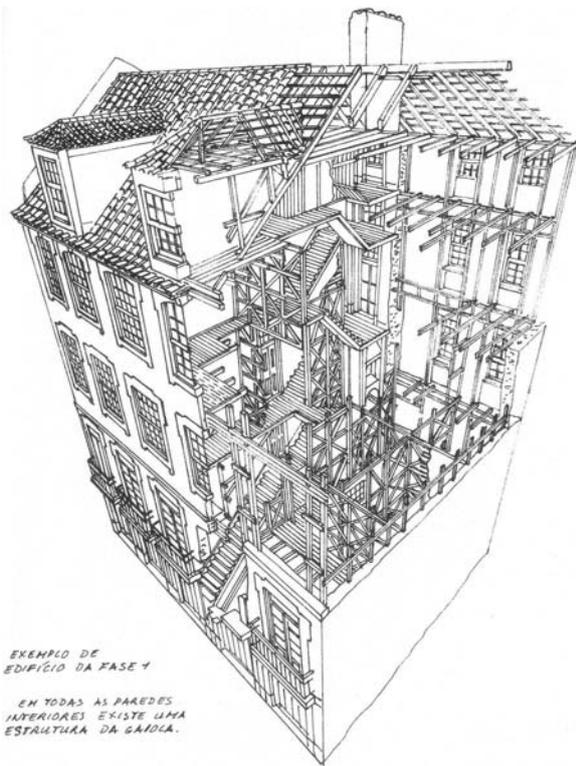
Ao nível do rés-do-chão, as paredes interiores são quase todas resistentes mas, nos andares superiores, são substituídas por estas divisórias leves. A solidarização parcial das paredes é conseguida embebendo uma prancha da periferia do pavimento na parede. Alguns edifícios dispõem também de sistemas de travamento lateral das paredes através de “ferrolhos” metálicos [Cabrita *et al.*, 1993] [Pinho, 2000]. A estrutura dos pavimentos, por sua vez, é de madeira e constituída por barrotes, dispostos na direcção de menor vão, que assentam directamente sobre as paredes através de entregas com alguns centímetros. Apresenta-se na Figura 2.15 um pormenor de uma parede de um edifício onde ocorreu um colapso parcial evidenciando a ligação do pavimento.



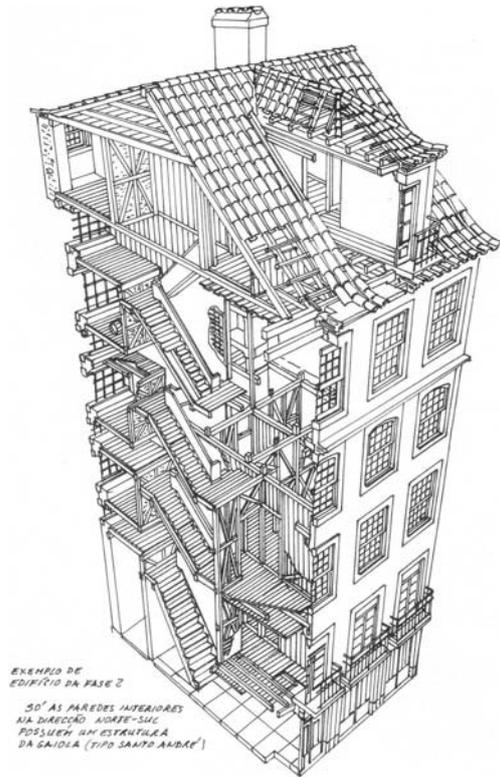
Figura 2.15 – Pormenor de uma parede evidenciando a ligação do pavimento

Na fase final desta época os edifícios apresentam grandes áreas de implantação, desenvolvendo-se principalmente em profundidade, dando origem ao aparecimento dos saguões de forma a ser possível o arejamento e a iluminação de zonas interiores, localizados na zona central ou, por vezes, através de uma reentrância na zona de empena [Pinho, 2000]. A tipologia dos edifícios “gaioleiros” termina com o advento do betão armado, material de construção que foi inicialmente introduzido nos pavimentos, dando origem aos edifícios de “placa”, mas que acabou, eventualmente, por substituir a alvenaria como principal material estrutural.

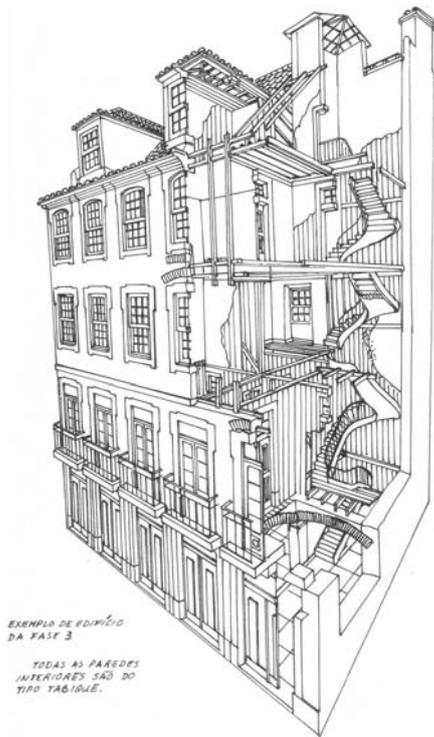
A Figura 2.16 ajuda a acompanhar a evolução gradual registada ao longo do tempo nos edifícios antigos de alvenaria e que dita a transição da tipologia Pombalina para os edifícios “gaioleiros”. A simplificação da estrutura, com o progressivo aligeiramento da gaiola, primeiro apenas nalgumas paredes interiores e depois na sua totalidade, a par de outras modificações, é um exemplo dessa evolução que, no caso presente, corresponde a uma regressão em termos de qualidade. As regras instauradas na construção após o sismo de Lisboa de 1755 foram-se perdendo à medida que a memória dos acontecimentos se desvaneceram, podendo-se, por isso, falar em edifícios da época Pombalina, edifícios Pombalinos tardios e edifícios “gaioleiros”. Interessa também apreciar nas plantas, mais do que a compartimentação interna, que é variável, a forma geral dos edifícios, a distribuição das paredes e a localização das escadas. De facto, assiste-se nos edifícios “gaioleiros” a plantas de maiores dimensões, obrigando nos lotes mais fundos à criação de saguões para iluminação e ventilação das divisões interiores, e à colocação das escadas em posição relativamente central no edifício resultando numa certa simetria estrutural.



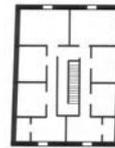
a) Edifício Pombalino



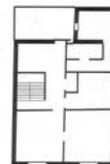
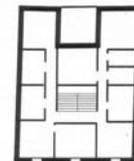
b) Edifício Pombalino tardio



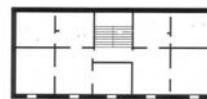
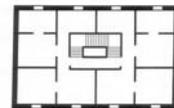
c) Edifício “gaioleiro”



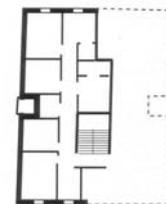
Edifícios do período pombalino



Pombalino tardio



Prédio de rendimento



Gaioleiro

Figura 2.16 – Transição dos edifícios Pombalinos para os edifícios “gaioleiros”

[Appleton, 2003] [Mascarenhas, 2004]

Recapitulando, pode-se dizer que os edifícios “gaioleiros” resultam de um processo evolutivo no que diz respeito, fundamentalmente, à arquitectura e às técnicas de construção utilizadas nos edifícios do período precedente, os edifícios Pombalinos, onde, considerações estéticas aparte, as alterações mais importantes se processaram ao nível da estrutura. Assistese neste período ao abandono progressivo das técnicas construtivas implementadas na reconstrução da cidade de Lisboa após o sismo de 1755 e à introdução de alterações significativas com graves consequências no comportamento dos edifícios [Cabrita *et al.*, 1993]. São exemplo disso a alteração da gaiola pombalina, em que alguns dos elementos de solidarização horizontal das paredes mestras chegam mesmo a desaparecer, o aumento da altura dos edifícios, atingindo os 5 ou 6 pisos elevados, e a diminuição da espessura das paredes resistentes em altura [Pinho, 2000]. Este último aspecto, que poderia ser interpretado como um processo de racionalização, resulta naquilo que é considerado um desastre construtivo, traduzido no elevado número de colapsos de edifícios registados ao longo do tempo, alguns ainda durante a construção [Appleton, 2003]. Como se não bastassem estes factos, há ainda a acrescentar o estado de conservação dos edifícios, muitas das vezes deficiente, e as alterações a que estes foram sujeitos ao longo do tempo, quer no uso quer na própria estrutura [Silva, 2001a]. Concluindo, pode-se afirmar que estes edifícios, que se procuram ilustrar na Figura 2.17, apresentam fraca qualidade, importando agora perceber como será o seu comportamento sísmico e relacionar as deficiências apontadas com a vulnerabilidade de edifícios de alvenaria, algo que se fará na secção seguinte.



Figura 2.17 – Exemplos de edifícios “gaioleiros” em Lisboa

## **2.2. Comportamento sísmico**

### **2.2.1. Factores que influenciam o comportamento sísmico de um edifício**

O comportamento sísmico de um edifício é complexo dado que a sua resposta à acção sísmica resulta da combinação de múltiplos factores relacionados com a estrutura resistente e as suas propriedades dinâmicas, com as propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento dos elementos, e ainda com a geometria do edifício e a sua envolvente. A vulnerabilidade sísmica do edifício resulta, em última análise, da conjugação, no sentido favorável ou desfavorável, destes factores. Para ajudar a perceber a sua influência, é conveniente descrever o comportamento sísmico de um edifício genérico onde os vários factores estejam presentes. Começando pela estrutura resistente, esta condiciona toda a resposta do edifício pois define o sistema estrutural – pórtico, parede ou mista -, quais os elementos principais para resistir à acção dos sismos, e quais os secundários, e ainda o nível de redundância indispensável à redistribuição de efeitos entre elementos. Das várias propriedades dinâmicas, a massa está associada às forças de inércia que se geram no edifício devido à acção dos sismos e, em conjunto com a rigidez e o amortecimento, controlam a resposta em regime linear. As propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento dos elementos determinam, em conjunto, a transição da resposta para o regime não linear e o nível de dano instalado em função da sollicitação. A título de exemplo, a Figura 2.18 ilustra relações de força-deslocamento genéricas em elementos com vários níveis de ductilidade, e indicação dos níveis de dano associados, enquanto a Figura 2.19 ilustra a relação entre resistência e ductilidade numa estrutura. A simplicidade, regularidade e continuidade, são conceitos que, quando aplicados à geometria da estrutura, se traduzem numa melhor resposta sísmica. De facto, a configuração em planta e em altura do edifício (ver Figura 2.20) pode determinar a existência de efeitos locais desfavoráveis, nomeadamente torção global ou concentração de dano num determinado piso. As várias formas de interacção resultam das condições de fronteira impostas ao edifício, quer ao nível das fundações quer em altura, cuja importância se revela quando o edifício tem um comportamento sísmico que é, de outra forma, considerado deficiente.

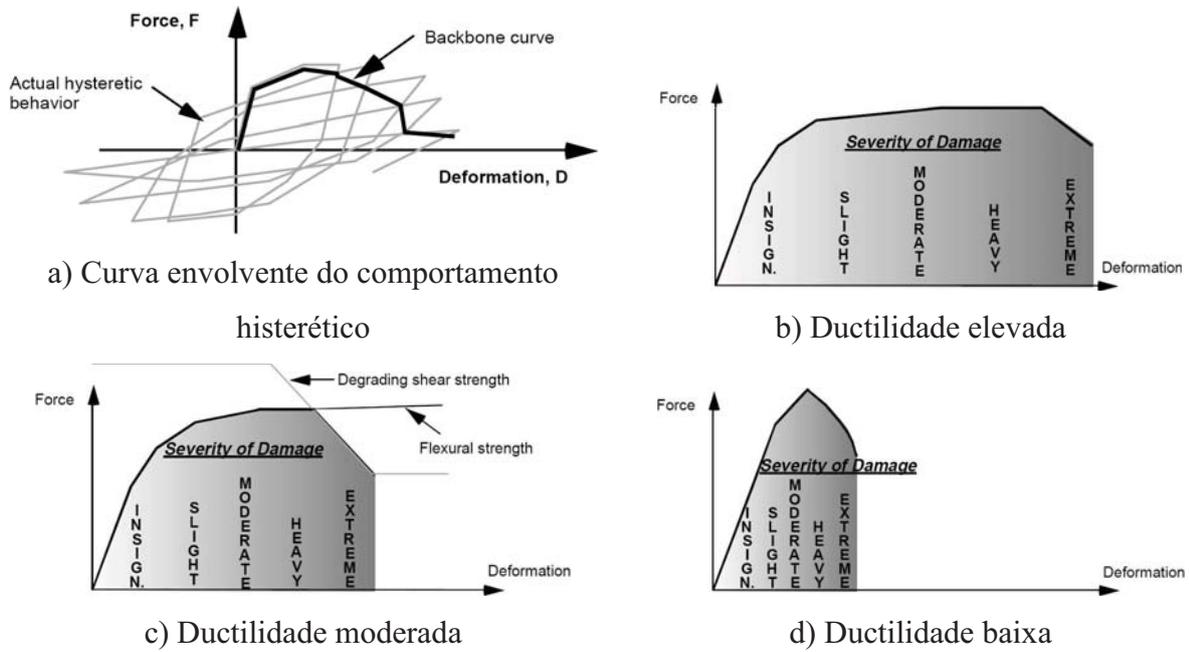


Figura 2.18 – Comportamento dos elementos em força-deslocamento, ductilidade e dano (original de [FEMA & ATC, 1998])

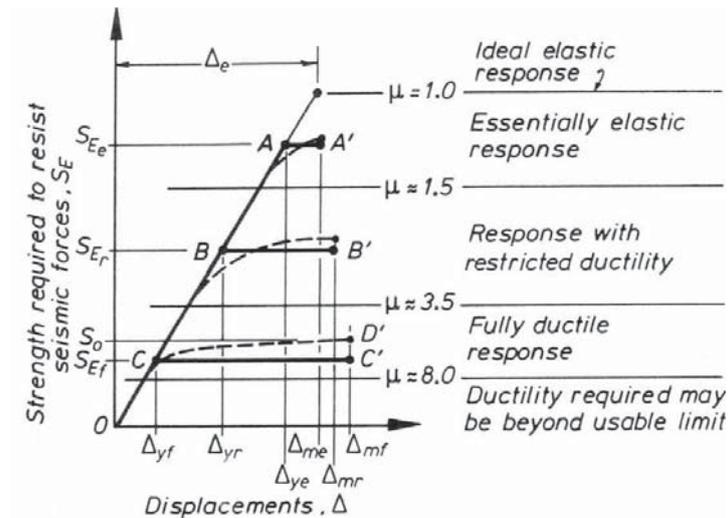
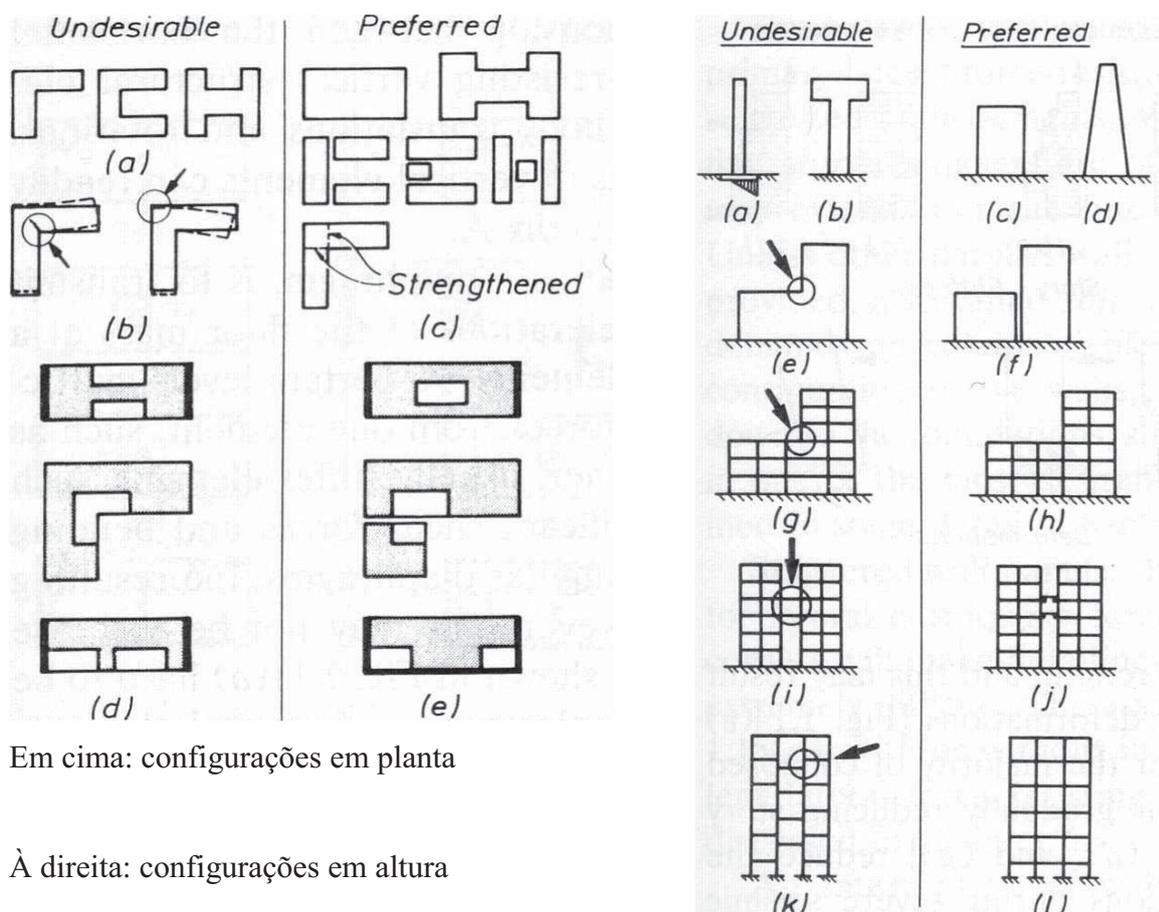


Figura 2.19 – Relação entre resistência e ductilidade numa estrutura (original de [Paulay & Priestley, 1992])



Em cima: configurações em planta

À direita: configurações em altura

Figura 2.20 – Configurações de edifícios indesejáveis e desejáveis em termos do comportamento sísmico (original de [Paulay & Priestley, 1992])

A importância de cada um dos factores enumerados é reconhecida na moderna regulamentação [OPCM, 2003] [EC8-1, 2004] [FEMA & ATC, 2005] onde é apresentado um conjunto de regras de concepção, de dimensionamento e de pormenorização que os procuram controlar de modo a obter um comportamento sísmico compatível com a importância e a utilização do edifício e garantindo, ao mesmo tempo, um mecanismo de colapso adequado através de uma selecção criteriosa da capacidade resistente dos vários elementos. Os edifícios antigos, pelo contrário, não foram construídos para resistir expressamente às acções sísmicas, pelos menos de acordo com os conhecimentos actuais [Pinho, 2000] [Mateus, 2002], pelo que o seu comportamento sísmico é na maioria das vezes deficiente e a sua vulnerabilidade elevada. Os edifícios antigos de alvenaria não são excepção, embora tenham algumas especificidades associadas aos materiais de construção e aos processos construtivos neles utilizados, à qualidade de construção e ao estado de conservação, que se traduzem num comportamento sísmico relativamente complexo [Paulay & Priestley, 1992]

[Tomažević, 1999] [Carvalho & Oliveira, 1999] [Carocci, 2001] conforme se vai procurar descrever de seguida. Antes, porém, há três aspectos que importa esclarecer. Em primeiro lugar, as fundações, as paredes resistentes e não resistentes, os pavimentos, as coberturas, as escadas, enfim todos os elementos estruturais e não estruturais têm influência, embora variável, no comportamento sísmico do edifício. No que adiante se vai apresentar, considera-se que as fundações, caso não tenham suficiente capacidade resistente, são objecto de estudo individual e que, por sua vez, a cobertura e as escadas são, em geral, menos condicionantes que os demais, pelo que as atenções estarão concentradas fundamentalmente nas paredes e nos pavimentos. Em segundo lugar, o comportamento destes elementos vai ser analisado considerando a actuação de forças, ou deslocamentos, horizontais que simulam as forças de inércia, ou os deslocamentos impostos, geradas pela solicitação sísmica. A componente na direcção vertical é também importante porque, entre outros aspectos, faz variar o esforço de compressão nos elementos verticais, o que tem consequências directas na sua capacidade resistente, mas considera-se que os seus efeitos se resumem a isso mesmo. Em terceiro lugar, a qualidade de construção e o estado de conservação são dois factores de grande relevo dado que ambos afectam a capacidade resistente dos elementos estruturais e não estruturais. Esta última condição não será, no entanto, contemplada, pelo que se assume que a qualidade de construção e o estado de conservação são ambos bons.

### 2.2.2. Influência dos materiais no comportamento das paredes e pavimentos

As propriedades dos materiais constituintes foram já abordadas, mesmo que de uma forma superficial, na secção anterior e não serão mais detalhadas aqui com excepção do modo como influenciam o comportamento dos vários elementos. As paredes e os pavimentos são, por definição, elementos laminares, dado que a sua espessura é muito inferior às restantes duas dimensões, pelo que o seu comportamento pode ser descrito tomando o plano médio como referência. Em ambos os elementos o comportamento no plano e para fora dele é distinto, interessando caracterizar, sobretudo, o primeiro por razões que se tornarão evidentes mais adiante. A descrição dos modelos de comportamento físico e mecânico depende, habitualmente, da escala em que é realizada, mais refinada ao nível dos materiais do que ao nível dos elementos, sendo a transposição realizada, na sua expressão mais simples, admitindo que o material é homogéneo. No caso particular dos materiais heterogéneos, como a alvenaria, são frequentemente utilizadas técnicas de homogeneização ao nível do material [Lourenço & Zucchini, 2001] de modo a que possam ser utilizadas as mesmas formulações ao nível do elemento. Obtêm-se desta forma os valores indicativos para algumas propriedades

das alvenarias de pedra e de tijolo apresentados no Quadro 2.2 [Tomažević, 1999]. Contudo, e recordando a Figura 2.1, o comportamento da alvenaria não é, em geral, independente da direcção considerada nem da combinação de esforços actuantes. A disposição regular das unidades na alvenaria de tijolo tem reflexo tanto na resistência (ver Figura 2.21) como nos modos de ruptura (ver Figura 2.22). Nas alvenarias de pedra regular é possível obter também comportamentos semelhantes àqueles enquanto que nas alvenarias de pedra irregular é praticamente indiferente dado que não há uma direcção preferencial. Pode por isso considerar-se que, no que diz respeito ao comportamento no plano das paredes de alvenaria, estas são ortotrópicas no caso das paredes de alvenaria aparelhada e de tijolo e isotrópicas no caso das paredes de alvenaria de pedra irregular [Magenes *et al.*, 2000]. Relativamente às paredes de tabique e aos pavimentos de madeira (ver Figura 2.23a), ambos são compostos por peças de madeira com diferentes características dispostas, habitualmente, em duas direcções ortogonais, pelo que o comportamento resultante no seu plano é ortotrópico. As propriedades mecânicas destes elementos têm de ser estimadas caso a caso, pois não há informação disponível, podendo apenas apontar-se valores para a sua massa que rondam, respectivamente, os  $135\text{kg/m}^2$  e os  $110\text{kg/m}^2$  [Farinha & Reis, 1998]. Comparando estes valores com os apontados para a massa volúmica da alvenaria, compreendidos entre  $1700\text{kg/m}^3$  e  $2200\text{kg/m}^3$  [Pinho, 2000], e conjugados com as espessuras das paredes do Quadro 2.1, é possível constatar que as paredes de alvenaria têm consideravelmente mais massa por unidade de superfície do que as paredes de tabique ou os pavimentos de madeira.

Quadro 2.2 – Valores típicos de algumas propriedades mecânicas da alvenaria (adaptado de [Tomažević, 1999])

Propriedade mecânica	Alvenaria de pedra	Alvenaria de tijolo
Resistência à compressão [MPa]	0,3 – 0,9	1,5 – 10,0
Resistência à tracção [MPa]	0,08 – 0,21	0,10 – 0,70
Módulo de elasticidade [MPa]	200 – 1000	1500 – 3800
Módulo de distorção [MPa]	70 – 90	60 – 165

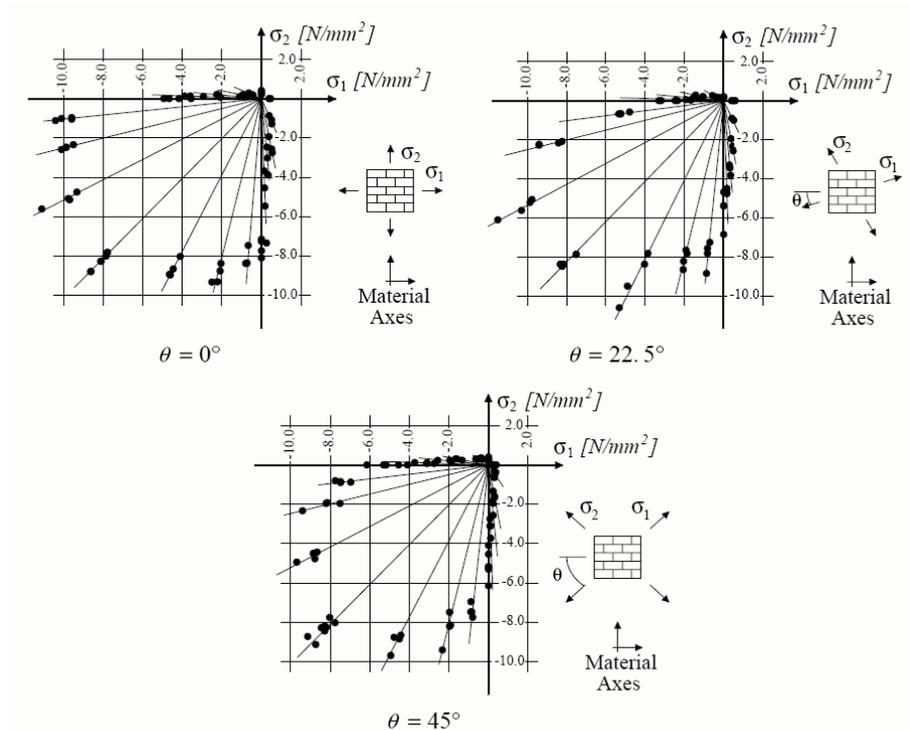


Figura 2.21 – Resistência biaxial de provetes de alvenaria de tijolo maciço (original de [Lourenço, 1996] citando [Page, 1981] e [Page, 1983])

Angle $\theta$	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Figura 2.22 – Modos de rotura de provetes de alvenaria de tijolo maciço sob carregamento biaxial (original de [Lourenço, 1996] citando [Dhanasekar *et al.*, 1985])

### 2.2.3. Comportamento das paredes e pavimentos sujeitos a acções horizontais

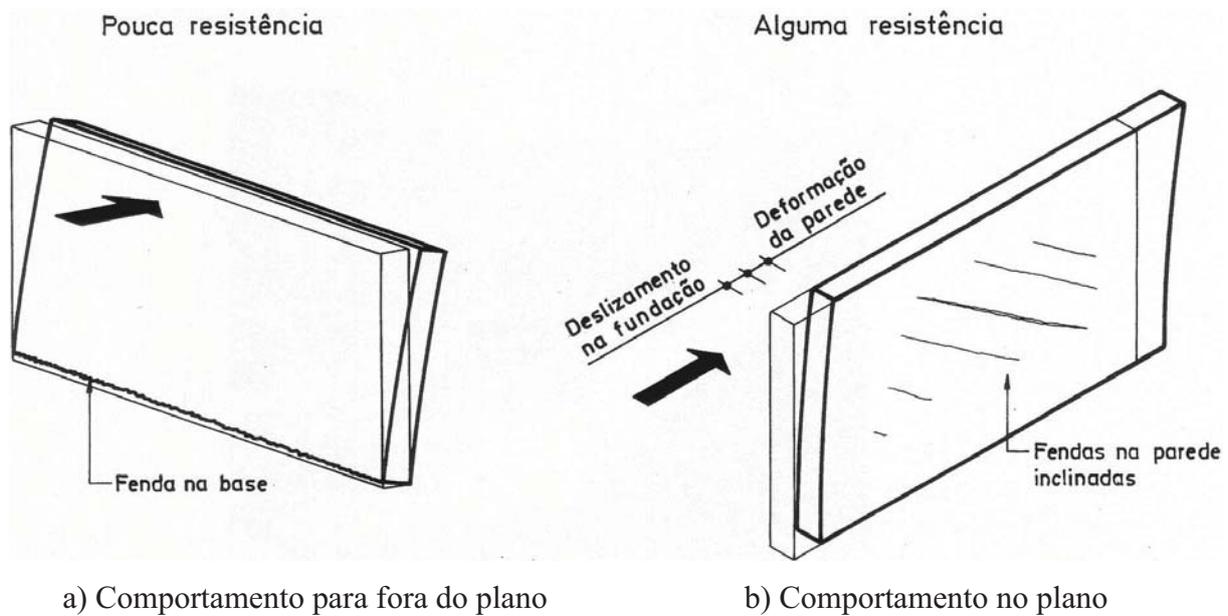
Passando agora para o comportamento das paredes e dos pavimentos quando sujeitos a acções horizontais, analisa-se inicialmente cada um dos elementos em separado, e posteriormente os seus efeitos combinados. Começando pelos pavimentos, a sua função primordial é a de vencer vãos, transmitindo as cargas verticais para as paredes, a qual é complementada, durante um sismo, com a transferência de forças horizontais entre paredes. O seu comportamento para fora do plano, associado a flexão e corte, resulta principalmente da actuação das cargas verticais e, geralmente, não tem influência no comportamento sísmico do edifício. Quanto ao comportamento no plano, no qual as acções horizontais introduzem esforços de corte e de tracção/compressão, os pavimentos de madeira apresentam uma flexibilidade que, sendo variável como se ilustra na Figura 2.23b) e c), é sempre elevada quando comparada com outro tipo de pavimentos como, por exemplo, os de vigas de ferro e pequenas abóbadas ilustrados anteriormente na Figura 2.11. A sua resistência para acções no plano, que depende da disposição das vigas de madeira e do soalho, é também variável embora a resistência das ligações às paredes seja, geralmente, condicionante, tanto mais que, recordando a Figura 2.12, a forma como são realizadas não está, em geral, preparada para transmitir forças horizontais. Estes dois aspectos combinados, flexibilidade e resistência, podem limitar a capacidade dos pavimentos em compatibilizar deslocamentos e transferir forças horizontais pelas várias paredes, efeitos este que são muito importantes quando se pretende explorar ao máximo a capacidade resistente de todos os elementos.



Figura 2.23 – Flexibilidade/Rigidez dos pavimentos de madeira no seu plano [Carvalho & Oliveira, 1999]

Nas paredes, ao contrário do que sucede nos pavimentos, as acções verticais actuam no plano, causando fundamentalmente compressão, enquanto as acções horizontais podem actuar

em diversas direcções relativamente ao plano, provocando corte e flexão, resultando numa interacção com consequências para a capacidade resistente tanto no plano, já apresentada na Figura 2.21, como para fora do plano, em flexão composta. Para além disso, há paredes resistentes, em alvenaria de pedra ou de tijolo, destinadas a transmitir as cargas, verticais e horizontais, para as fundações e outras não resistentes, de tabique, mas que têm capacidade, embora limitada, para suportar cargas, principalmente horizontais. Interessa, por isso, apreciar o comportamento das paredes considerando duas situações extremas, acções horizontais no plano e perpendiculares ao plano, até porque o comportamento no plano apenas para as acções verticais não é por si só relevante do ponto de vista sísmico. Começando pelo comportamento para fora do plano das paredes, este é caracterizado por uma baixa rigidez e resistência dado que ambos estão associados ao eixo de menor inércia da secção horizontal. A rigidez é fundamentalmente associada à flexão da parede, dada a esbelteza nesta direcção, e a resistência é condicionada pelos esforços de tracção/compressão na base resultantes da flexão composta originada simultaneamente pelas acções horizontais e verticais. O comportamento da parede no seu plano apresenta uma rigidez e resistência substancialmente superiores às anteriores dado que agora estão associados ao eixo de maior inércia da secção horizontal. Neste caso contribuem para a rigidez da parede não só a flexão como também o corte, parcela esta cuja importância é tanto maior quanto menor for a esbelteza da parede medida no seu plano. A resistência está associada à interacção entre as tensões normais e tangenciais que se desenvolvem devido à combinação das acções verticais com as acções horizontais. A Figura 2.24 ilustra estas duas situações extremas no caso de uma parede baixa obtendo-se, obviamente, para qualquer outra orientação da força horizontal um comportamento que é intermédio. A cada uma das direcções corresponde um diferente mecanismo de dano, ambos activados durante um sismo, embora seja geralmente reconhecido que, para alcançar um comportamento sísmico satisfatório, o mecanismo para fora do plano (Figura 2.24a) deve ser evitado e o mecanismo no plano (Figura 2.24b) explorado na sua totalidade [Magenes, 2006]. Há, inclusivamente, uma tendência para classificar o primeiro como um mecanismo local, no sentido em que está associado à resposta local das paredes, embora possa, por seu turno, gerar um colapso global. A resistência de um edifício às acções horizontais deve, pois, ser preferencialmente assegurada pelo efeito combinado da resposta no plano das paredes com os pavimentos a funcionarem como diafragmas, como se verá um pouco mais adiante.



a) Comportamento para fora do plano

b) Comportamento no plano

Figura 2.24 – Comportamento de paredes de alvenaria isoladas actuadas por forças horizontais [Carvalho & Oliveira, 1999]

Os modos de colapso observados nas paredes de alvenaria sujeitas a acções horizontais são influenciados pela esbelteza ou, dito de outra forma, pela relação entre a altura e a largura da base na direcção considerada. Conforme se apresenta na Figura 2.25, nas paredes menos esbeltas o mecanismo de colapso está associado ao deslizamento ao longo da base (*Sliding shear*) ou à tracção diagonal (*Shear*) enquanto nas paredes mais esbeltas está associado à flexão da parede (*Flexural*). Quer isto dizer que os modos de colapso observáveis nos mecanismos de dano para fora do plano e no plano são diferentes. O mecanismo de dano para fora do plano, na direcção em que a relação entre a altura da parede e a largura da base é maior, tem um modo de colapso apenas associado à abertura de uma fenda aproximadamente horizontal ao longo da base, onde os esforços de flexão são máximos, seguido do derrubamento da parede. Já o mecanismo de dano no plano é mais complexo pois a relação entre a altura da parede e a largura da base medida no seu plano é bastante variável. Nos casos das paredes baixas, ocorrem mecanismos de colapso associados a corte no plano, que tanto podem ser de tracção diagonal como de deslizamento na base. Ao invés, no caso das paredes altas, o modo de colapso é dominado pela flexão da parede no seu plano.

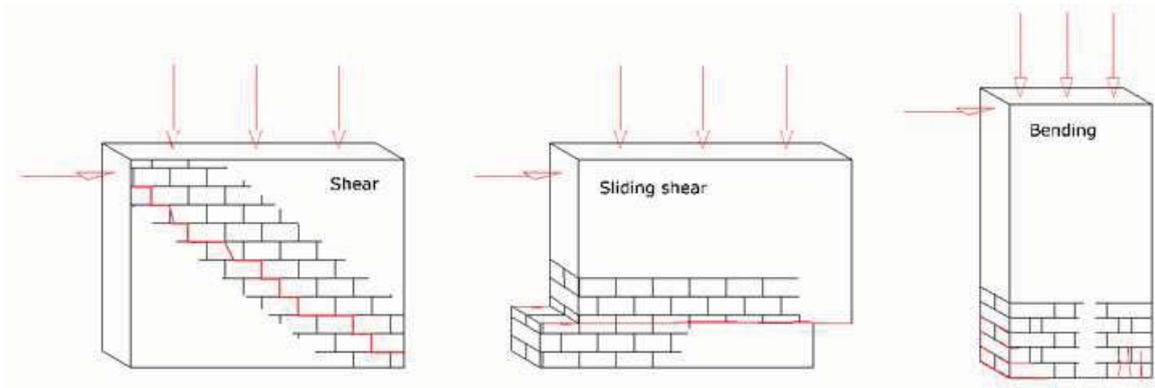
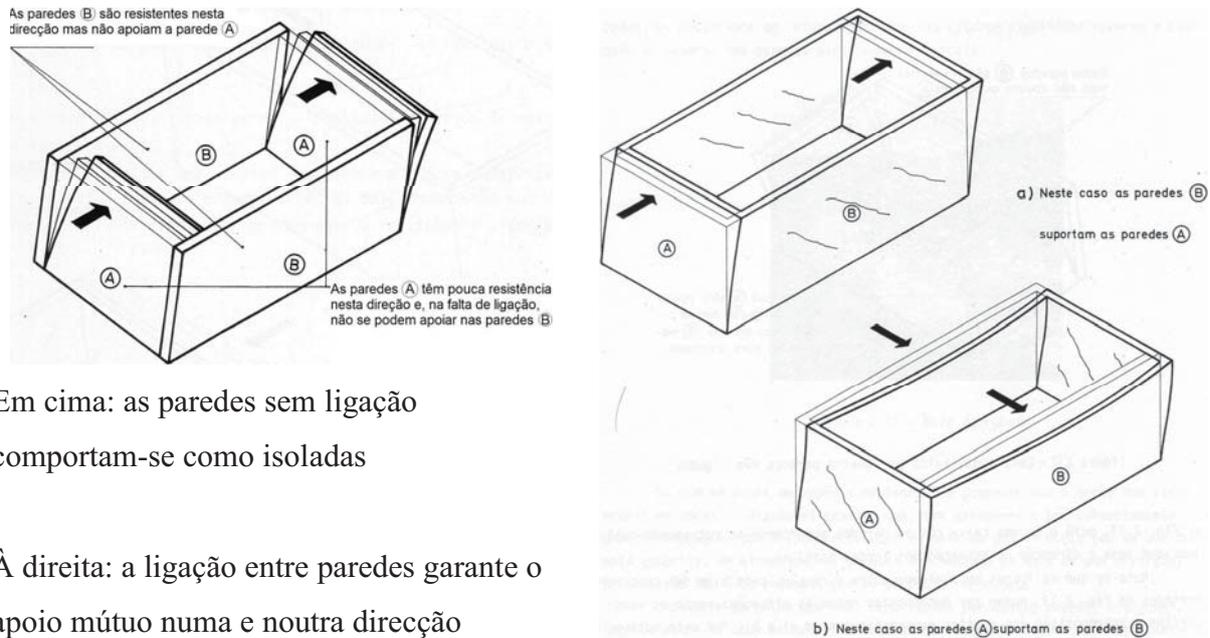


Figura 2.25 – Modos de colapso no plano das paredes de alvenaria (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])

Considere-se agora o caso, como nos edifícios, em que duas ou mais paredes são utilizadas para resistir à acção sísmica. Uma questão que se coloca desde logo, no seguimento do que foi dito sobre os mecanismos de dano a evitar e a explorar, é a da orientação a dar às paredes para resistir a uma acção horizontal cuja orientação não é conhecida de antemão como é o caso dos sismos. Uma possibilidade consiste em colocar as paredes em duas direcções ortogonais, tal como se apresenta na Figura 2.26, solução esta que só será eficaz se as paredes estiverem ligadas entre si. Procura-se desta forma mobilizar a rigidez e a resistência no plano das paredes, que são muito superiores às para fora do plano, garantindo, no caso ilustrado, a contribuição máxima de duas delas em cada uma das direcções ortogonais e uma combinação das quatro para qualquer outra direcção. Todavia, é indispensável a ligação das paredes entre si, apoiando-se mutuamente, para poder assegurar um bom comportamento ao conjunto através da exploração, ao máximo, dos mecanismos de dano no plano e evitar, também ao máximo, os mecanismos para fora do plano.



Em cima: as paredes sem ligação comportam-se como isoladas

À direita: a ligação entre paredes garante o apoio mútuo numa e noutra direcção

Figura 2.26 – Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de [Carvalho & Oliveira, 1999])

A ligação entre paredes pode, mesmo assim, não ser suficiente para evitar a formação dos mecanismos de dano para fora do plano. A Figura 2.27 ilustra esta situação onde, devido ao comprimento excessivo de duas das paredes, o apoio das duas paredes ortogonais não é efectivo em toda a extensão. Uma forma de resolver esta situação é colocar paredes interiores que, dispostas transversalmente, asseguram o contraventamento das paredes mais compridas, dividindo-as em vários troços mais pequenos, desde que, mais uma vez, haja interligação entre elas. É precisamente nestes casos que as paredes ditas não resistentes podem ser importantes pois, apesar de terem uma capacidade resistente limitada, podem ajudar a contraventar as paredes resistentes. A outra forma de resolver a situação envolve a contribuição dos pavimentos, como se ilustra na Figura 2.28, para contraventar as paredes ao nível dos pisos. Se os pavimentos forem rígidos e tiverem resistência suficiente, bem como as ligações destes às paredes, as paredes passam a comportar-se como apoiadas na base e no topo em vez de só na base. Estas novas condições de fronteira traduzem-se numa maior rigidez e resistência das paredes e num mecanismo de dano que continua a envolver uma fenda horizontal mas que agora está posicionada sensivelmente a meia altura da parede. Esta acção combinada das paredes, pavimentos e respectivas interligações favorece o designado efeito de “caixa” indispensável ao bom comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria [Carvalho & Oliveira, 1999] [Binda & Saisi, 2005].

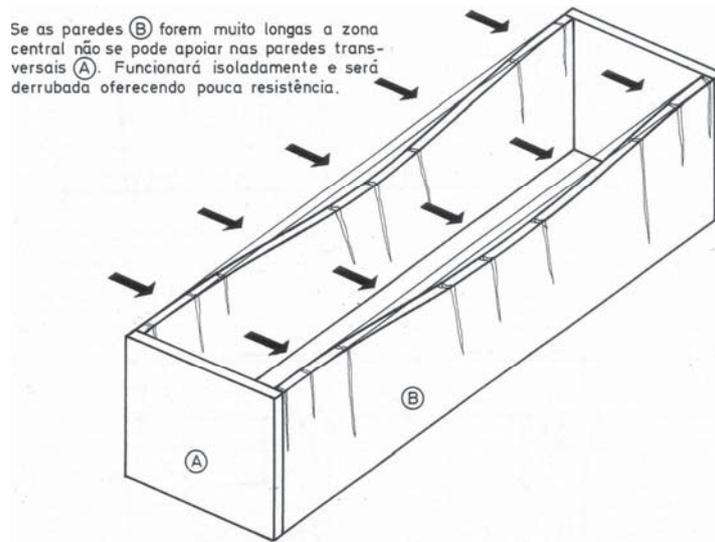


Figura 2.27 – Efeito da ausência de contraventamento nas paredes  
[Carvalho & Oliveira, 1999]

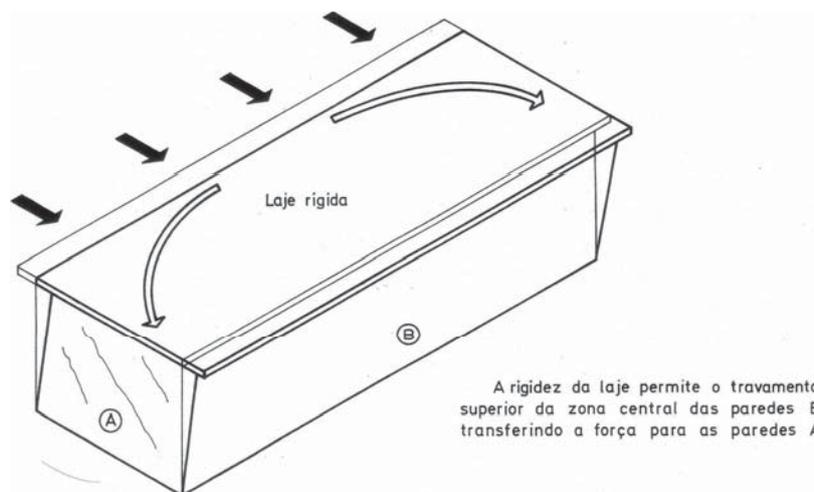


Figura 2.28 – Efeito de pavimentos rígidos [Carvalho & Oliveira, 1999]

Nos edifícios com vários pisos, o comportamento para fora do plano das paredes pode ser mais ou menos complexo dependendo, mais uma vez, das ligações das paredes aos pavimentos e da flexibilidade dos próprios pavimentos no seu plano [Paulay & Priestley, 1992]. Quando os pavimentos são rígidos e têm resistência suficiente, bem como as ligações destes às paredes, as paredes comportam-se de forma isolada entre pisos adjacentes, conforme se ilustra na Figura 2.29, donde semelhante ao dos edifícios só com um piso. Ao invés, se alguma daquelas condições não estiver reunida, as paredes passam a ter um comportamento

de conjunto, agrupando dois ou mais pisos consecutivos, e, por isso mesmo, apresentam uma rigidez e uma resistência mais baixas.

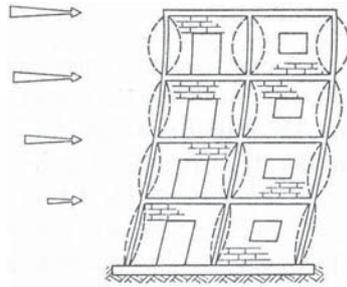


Figura 2.29 – Vibração das paredes para fora do plano [Tomažević, 1999]

A Figura 2.30 ilustra diferentes mecanismos de colapso para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra e que resultam, habitualmente, na sua projecção para o exterior do edifício. É possível observar o colapso de paredes com ligação deficiente à cobertura ou pisos, e ainda de um cunhal onde duas paredes ortogonais são projectadas para o exterior do edifício.

A presença de aberturas nas paredes altera substancialmente o seu comportamento no plano dado que, nesta situação, a parede perde a sua continuidade, enquanto elemento laminar, passando a ser condicionado pelo comportamento dos nembos e dos lintéis delimitados pelas aberturas [Carvalho & Oliveira, 1999]. Relativamente aos nembos de alvenaria, os principais mecanismos de rotura no plano, ilustrados na Figura 2.31, podem ser resumidos da seguinte forma [Magenes & Calvi, 1997]:

- Flexão (*rocking*): à medida que as exigências em força ou deslocamento horizontal aumentam, as juntas horizontais fendilham devido à tracção, e o esforço transversal é suportado pela alvenaria comprimida. O colapso final ocorre com o derrubamento da parede e esmagamento simultâneo do vértice comprimido (*toe crushing*);
- Deslizamento (*sliding*): devido à formação de fendas nas juntas horizontais por tracção, sujeitas a acções sísmicas alternadas, podem formar-se potenciais planos de deslizamento ao longo das juntas fendilhadas. Este modo de colapso pode ocorrer para baixos níveis de carga vertical e/ou coeficientes de atrito;
- Tracção diagonal (*diagonal tension*): a resistência máxima é comandada pela formação e propagação de fendas diagonais, que podem seguir o caminho das juntas horizontais e verticais ou atravessar os tijolos, dependendo da resistência relativa das juntas de argamassa, da interface tijolo-argamassa, e dos tijolos.



a)



b)

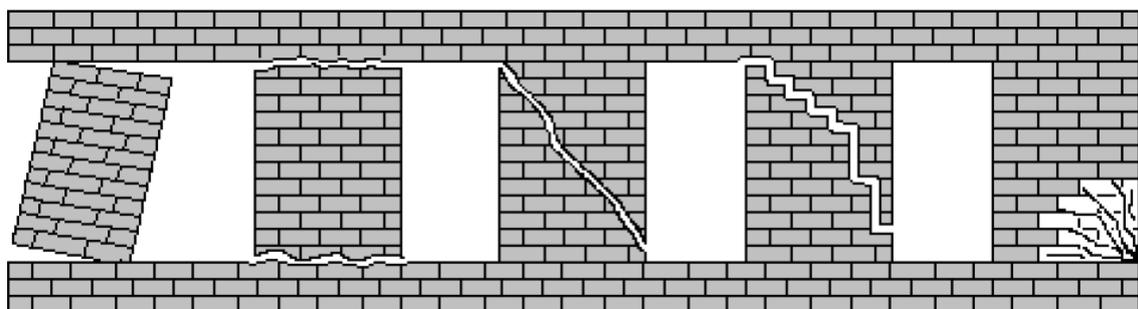
Legenda:

- a) Parede com ligação deficiente à cobertura
- b) Colapso do cunhal
- c) Parede com ligação deficiente num piso intermédio



c)

Figura 2.30 – Exemplos de mecanismos para fora do plano das paredes [Penna, 2008]



*Rocking*

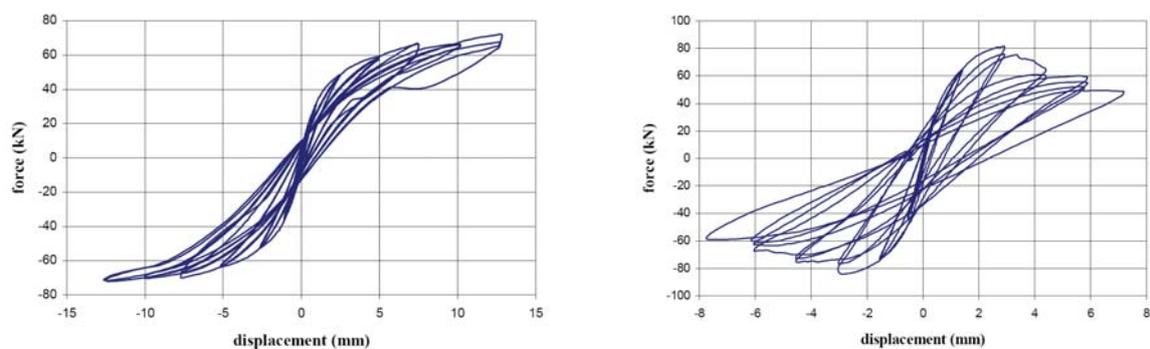
*Sliding*

*Diagonal tension*

*Toe crushing*

Figura 2.31 – Mecanismos locais em nembros no plano da parede (original de [Yi, 2004])

A Figura 2.32 ilustra dois exemplos típicos do comportamento, obtidos por via experimental, de nembos de alvenaria de tijolo sujeitos a acções horizontais cíclicas no plano, que permitem apreciar as diferenças existentes entre uma rotura por flexão e uma rotura por tracção diagonal. Os dois nembos foram ensaiados com o mesmo nível de esforço axial (0,6MPa), mas com diferentes relações altura/largura (valores de H/D indicados na figura) [Magenes & Calvi, 1997]. No primeiro caso (Figura 2.32a), observa-se uma capacidade de dissipação de energia histerética bastante moderada e um comportamento não linear, quase elástico, com uma redução da resistência negligenciável em ciclos subsequentes com o mesmo deslocamento de pico. Se não ocorrer nenhum outro mecanismo de rotura, os deslocamentos que podem ser alcançados são apenas limitados pela redução de resistência devida aos efeitos de 2ª ordem associados ao derrubamento. No segundo caso (Figura 2.32b), o comportamento pré-fendilhação é caracterizado por uma histerese moderada e por uma redução da rigidez e da resistência negligenciáveis. O início das primeiras fendas diagonais visíveis corresponde a uma força de pelo menos 90% da força lateral máxima. O comportamento pós-pico é caracterizado por uma maior dissipação de energia mas também por uma relativamente rápida degradação da resistência e da rigidez. Está-se, portanto, perante dois comportamentos distintos, um comportamento mais dúctil no caso da rotura por flexão e um comportamento mais frágil no caso da rotura por corte.



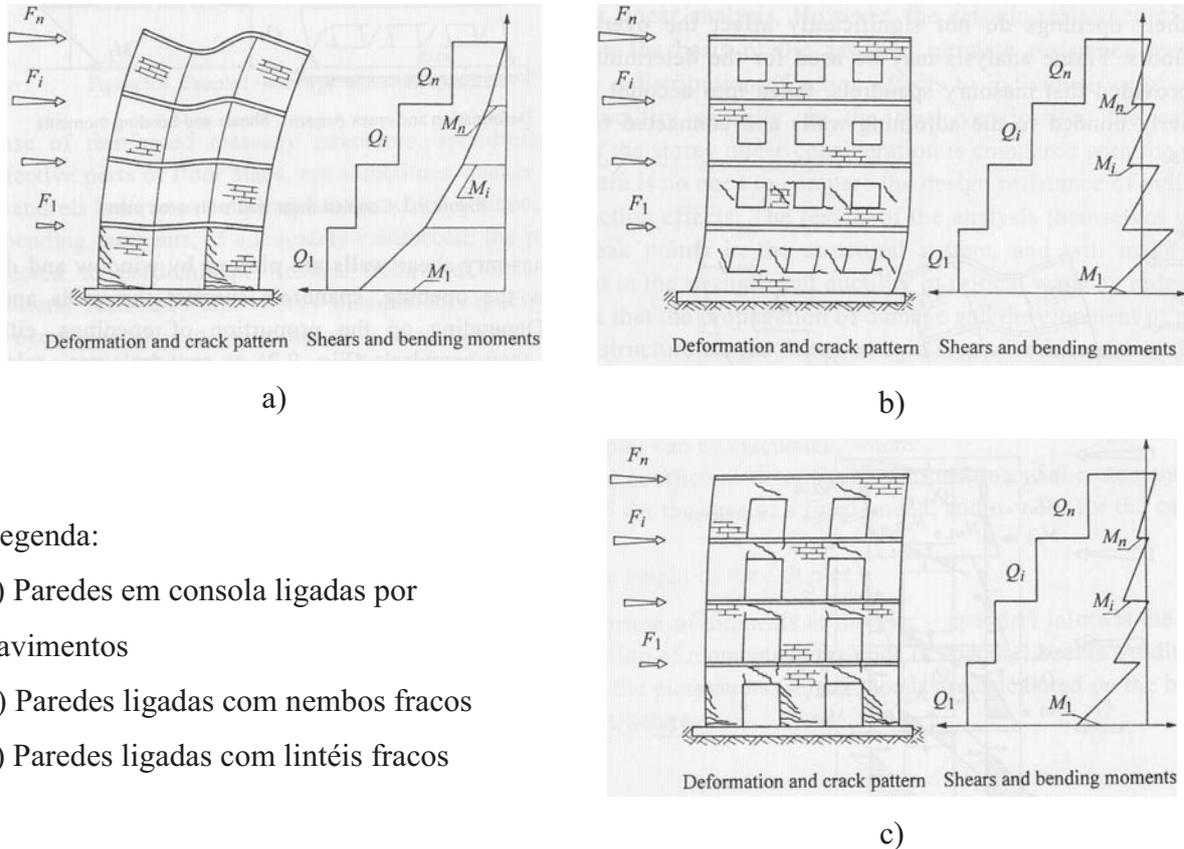
a) Rotura por flexão (H/D = 2)

b) Rotura por tracção diagonal (H/D = 1,35)

Figura 2.32 – Resposta cíclica de nembos (original de [Magenes *et al.*, 2000] citando [Anthoine *et al.*, 1995])

O comportamento dos lintéis às acções horizontais não tem merecido, sobretudo em estudos experimentais, a mesma atenção que tem sido dedicada aos nembos porque a contribuição destes últimos para o comportamento sísmico das paredes tem sido considerada mais importante [Magenes *et al.*, 2000]. Todavia, os lintéis desempenham uma função

estrutural importante pois, ao ligarem os nembos, podem influenciar consideravelmente o comportamento de uma parede com vários pisos, conforme se ilustra na Figura 2.33, sendo essa influência tanto maior quanto maior for o número de pisos.



Legenda:

- a) Paredes em consola ligadas por pavimentos
- b) Paredes ligadas com nembos fracos
- c) Paredes ligadas com lintéis fracos

Figura 2.33 – Modelos estruturais de paredes de alvenaria (original de [Tomažević, 1999])

O comportamento de um lintel pode ser considerado análogo ao de um nembro desde que se tenham em consideração as diferenças existentes entre ambos: i) o eixo do lintel é horizontal e não vertical como nos nembos; ii) o nível de esforço axial introduzido pelas cargas verticais nos lintéis é muito inferior ao dos nembos, praticamente nulo. O primeiro aspecto é particularmente importante nas alvenarias regulares, dado o seu comportamento ortotrópico, enquanto que nas alvenarias irregulares o material tende a apresentar um comportamento isotrópico e, portanto, indiferente a uma rotação do eixo de 90°. O nível de esforço axial, por outro lado, tem consequências em ambos os tipos de alvenarias em virtude de, tal como nos nembos, afectar a capacidade resistente dos lintéis. A Figura 2.34 ilustra o mecanismo de funcionamento dos lintéis para acções horizontais no plano da fachada. Inicialmente desenvolvem-se esforços de corte nos lintéis (Figura 2.34a) que rapidamente conduzem à sua rotura (Figura 2.34b) e ao subsequente derrubamento da parede que passa a

estar dependente apenas do comportamento dos nembos. No caso de haver elementos horizontais resistentes à tracção que se oponham a tal mecanismo (Figura 2.34c) é introduzida uma compressão nos lintéis que, simultaneamente, aumenta a sua resistência à flexão. Nestas condições, há dois mecanismos de rotura possíveis nos lintéis, em paralelo com os existentes nos nembos:

- Rotura por compressão excessiva na biela inclinada indicada na Figura 2.34c (análoga a uma rotura por flexão composta de um nembo);
- Rotura por tracção diagonal (corte).

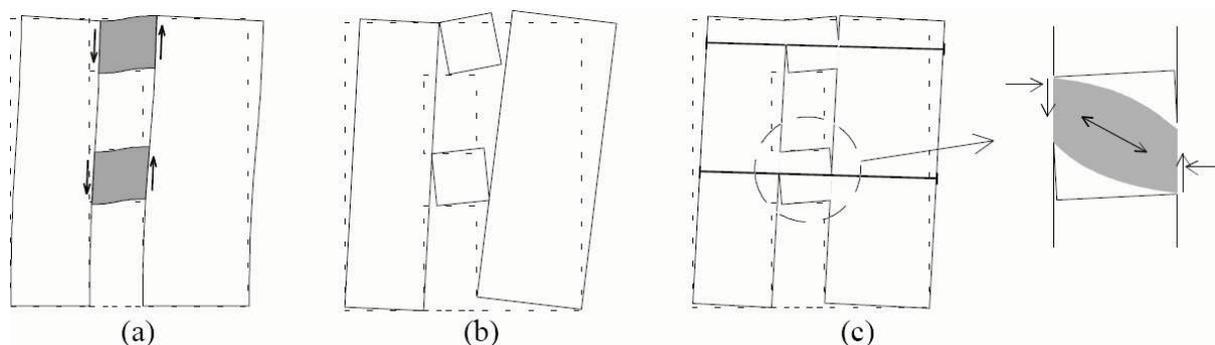


Figura 2.34 – Mecanismo de funcionamento dos lintéis (original de [Magenes *et al.*, 2000])

Em seguida ilustra-se a rotura no plano das paredes através de alguns exemplos. Na Figura 2.35 são visíveis dois exemplos de mecanismos locais em nembos, o de rotura por flexão e o de rotura por tracção diagonal (corte). No primeiro caso observam-se duas fendas aproximadamente horizontais nas extremidades dos nembos, uma na parte inferior e outra na parte superior, originadas por esforços de flexão elevados que conduziram à rotura da alvenaria por tracção. No segundo caso são bem evidentes duas fendas diagonais, passando pelas juntas e não pelas unidades de alvenaria, que se cruzam sensivelmente a meia altura do nembo, desenhando um característico padrão em forma de “X”, e que estão associadas à rotura por corte aplicado alternadamente nos dois sentidos. A Figura 2.36 mostra, por sua vez, como os mecanismos locais podem ser combinados para obter mecanismos globais, um por rotura dos lintéis e o outro por rotura dos nembos, na sequência dos modelos estruturais referidos na Figura 2.33.



a) Rotura por flexão



b) Rotura por tracção diagonal

Figura 2.35 – Exemplos de mecanismos em nembos no plano da parede [Penna, 2008]



a) Rotura dos lintéis



b) Rotura dos nembos

Figura 2.36 – Exemplos de mecanismos no plano da parede [Penna, 2008]

A Figura 2.37 resume o que foi dito anteriormente em relação ao comportamento no plano de paredes de alvenaria [FEMA & ATC, 1998]. Nas paredes de empena (URM1) os modos de rotura estão associados às dimensões globais da parede. Já nas fachadas é a relação entre as dimensões dos nembos e dos lintéis que determina o tipo e localização dos mecanismos de rotura, seja nos nembos (URM2 e URM4) ou nos lintéis (URM3). Por fim, há ainda o caso, menos habitual, em que a rotura, por tracção diagonal, ocorre nos “nós” de ligação entre os nembos e os lintéis (URM5).

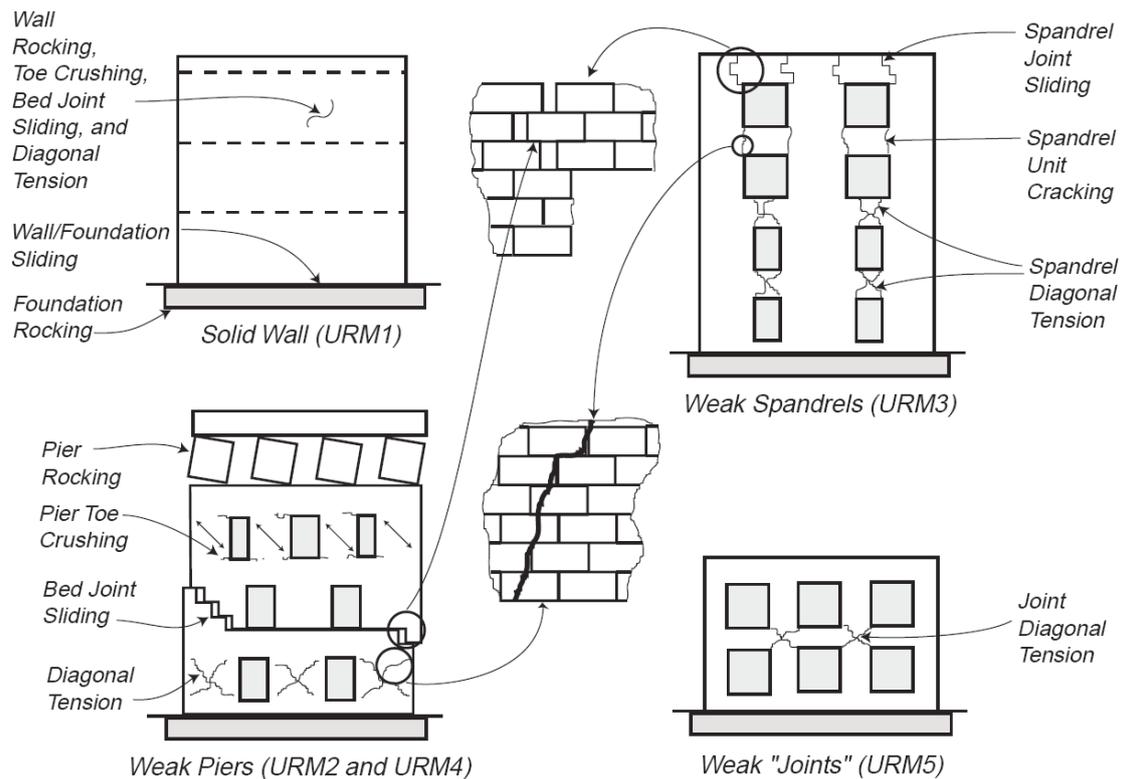


Figura 2.37 – Comportamento no plano de paredes de alvenaria (original de [FEMA & ATC, 1998])

#### 2.2.4. Comportamento de edifícios de alvenaria

Veja-se finalmente o comportamento sísmico de um edifício completo com paredes de alvenaria e de tabique e vários pisos com pavimentos em madeira. Para começar, é útil passar em revista os factores enumerados no início desta secção mas, desta feita, aplicados a edifícios antigos de alvenaria compostos pelos elementos cujo comportamento já foi apresentado. Sobre a estrutura resistente, viu-se que o sistema estrutural é formado por paredes de alvenaria, de pedra irregular e de tijolo, e por pavimentos de madeira, que constituem sem dúvida os elementos primários, aos quais é necessário adicionar as paredes de tabique, como elementos secundários, e todos os demais que não foram considerados nesta análise, nomeadamente a cobertura e as escadas, por se admitir que não têm, em geral, grande influência no comportamento sísmico global do edifício. A redundância não parece ter sido um conceito muito explorado, tanto mais que não é requerido para que a estrutura resistente suporte as cargas verticais de natureza quase estática que lhe são aplicadas correntemente, o que se reflecte negativamente no comportamento sísmico. As propriedades dinâmicas dos edifícios derivam de algumas particularidades que interessa detalhar. A massa está

praticamente toda distribuída pelas paredes, o que implica, desde logo, que as principais forças de inércia são geradas nas pesadas paredes e não nos pavimentos leves. Ao nível da rigidez há também um contraste elevado entre as paredes, bastante rígidas no plano e não tanto para fora do plano, e os pavimentos, bastante flexíveis, o que tem implicações, por um lado, na compatibilização dos deslocamentos horizontais entre as várias paredes e, por outro lado, na redistribuição das forças de inércia que são geradas, maioritariamente, nas paredes. Quanto ao amortecimento, esse é assegurado pelo atrito interno nos materiais e pela histerese nos elementos. As propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento dos elementos foram já descritos, embora não seja de mais sublinhar a importância que a resistência das interligações tem na redistribuição de efeitos e, conseqüentemente, no comportamento sísmico global. A geometria dos edifícios é geralmente regular, mais na configuração em planta do que em altura, de acordo com a descrição apresentada na secção anterior. Sobre a envolvente dos edifícios não há muito que possa ser dito aqui dado que as interacções solo-estrutura e com os edifícios adjacentes dependem das condições específicas de cada edifício e não são generalizáveis. Todavia, a inserção dos edifícios em quarteirões regulares e com edifícios idênticos é geralmente favorável ao seu comportamento sísmico.

O comportamento sísmico dos edifícios antigos de alvenaria resulta de uma interacção complexa entre as paredes, dispostas habitualmente em duas direcções ortogonais, e os pavimentos flexíveis [Paulay & Priestley, 1992]. Considere-se, como referência, o edifício apresentado na Figura 2.38, o qual possui apenas os elementos até aqui considerados como principais, paredes e pavimentos, e onde, por simplicidade, se supõe que a acção horizontal devida ao sismo, definida sob a forma de acelerações impostas na base, se faz sentir apenas numa direcção. Estas acelerações são responsáveis pela geração de forças de inércia e pela introdução de energia na estrutura, processo este que é iniciado nas paredes cujo plano está alinhado com as acelerações (*in-plane wall*), dada a diferença de rigidez no plano e para fora do plano das paredes, prossegue através dos pavimentos (*floor diaphragm*), onde a sua flexibilidade no plano tem uma grande influência sobre a distribuição daquelas grandezas pela estrutura, e termina nas paredes cujo plano é perpendicular às acelerações (*face load wall*), cuja rigidez para fora do plano é baixa. A transmissão das forças de inércia e a dissipação da energia introduzida são, por sua vez, afectadas pelo comportamento das paredes e dos pavimentos, bem como pela resistência das ligações entre eles. À medida que a resposta da estrutura transita do regime linear para o não linear o dano cresce progressivamente. Este é um processo que ocorre gradualmente até que, no limite, se forma o mecanismo de colapso da estrutura. Quer isto dizer que, num edifício antigo de alvenaria que seja o mais simples

possível no que diz respeito aos vários factores analisados, as principais contribuições para o seu comportamento sísmico advêm da distribuição e orientação das paredes, da qualidade da alvenaria e da sua capacidade para resistir aos esforços actuantes e absorver as deformações impostas, da flexibilidade e resistência dos pavimentos de madeira e da capacidade das ligações entre os vários elementos estruturais e não estruturais em transmitir forças e garantir a integridade do conjunto. No final, o comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria depende do funcionamento integrado e harmonioso de todos os elementos que o compõem, sejam eles considerados estruturais ou não [Carvalho & Oliveira, 1999].

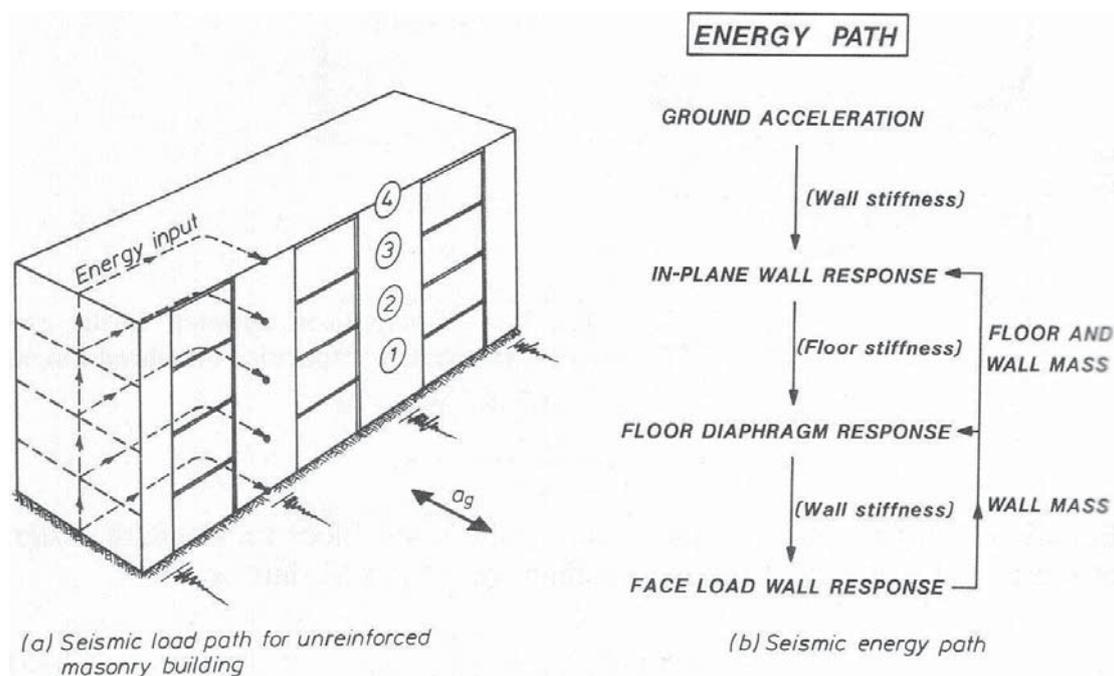


Figura 2.38 – Transmissão, entre elementos, da energia introduzida num edifício de alvenaria (original de [Paulay & Priestley, 1992])

A natureza dinâmica da resposta da estrutura à solicitação sísmica faz com que a quantificação do comportamento do edifício se revista de grande complexidade. Contudo, para efeitos de avaliação da vulnerabilidade é possível representar o comportamento global de uma forma simplificada mediante certas e determinadas hipóteses. Entre elas contam-se a possibilidade de assimilar o comportamento de um edifício ao de um sistema dinâmico mais simples, que reproduza as principais características da resposta sísmica, e a de poder substituir a solicitação dinâmica por uma solicitação estática que lhe seja equivalente. Nestas circunstâncias obtém-se uma designada curva de capacidade que representa a resposta global do edifício para diferentes níveis de solicitação sísmica, na prática uma curva de

comportamento global, em termos de, por exemplo, esforço transversal na base (corte basal) em função do deslocamento no topo (ponto de referência). A Figura 2.39 ilustra uma curva de capacidade esquemática, não linear, sobre a qual é traçada uma idealização bilinear equivalente, uma hipótese simplificativa utilizada correntemente.

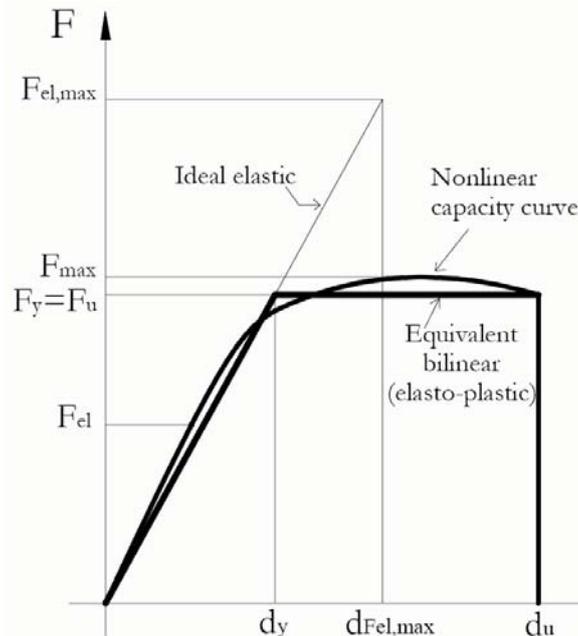


Figura 2.39 – Comportamento sísmico global de um edifício representado sob a forma de uma curva de capacidade (original de [Magenes, 2006])

### 2.2.5. Vulnerabilidade sísmica

A observação dos danos causados pelos sismos permite retirar lições importantes sobre o comportamento dos edifícios e os factores que influenciam a sua vulnerabilidade sísmica. Por exemplo, uma das lições mais importantes que pôde ser retirada da análise dos danos causados no sismo de Molise é o da importância das ligações entre elementos estruturais [Decanini *et al.*, 2004]. No caso dos edifícios integrados em quarteirões, isso inclui a ligação entre edifícios de modo a que os sismos não os afastem causando o colapso dos edifícios das esquinas ou das extremidades. Outra lição é a de que a vulnerabilidade sísmica pode não estar relacionada com a idade dos edifícios mas que outros factores, escondidos na sua estrutura, podem ter uma profunda influência. Apesar das tipologias de edifícios de alvenaria variarem de país para país e de região para região, conforme se pode constatar em [EERI & IAEE, 2008], os danos resultantes da acção dos sismos podem ainda assim ser classificados de um

modo uniforme [Tomažević, 1999]. Através da análise de padrões de danos sísmicos observados foram identificados os seguintes tipos de danos:

- Fendas entre paredes e pavimentos;
- Fendas nos cunhais e nas intersecções de paredes;
- Colapso para fora do plano de paredes exteriores;
- Fendas nos lintéis e/ou nos parapeitos;
- Fendas diagonais em paredes estruturais;
- Colapso parcial ou total de paredes estruturais;
- Colapso parcial ou total do edifício.

A Figura 2.40 ilustra alguns mecanismos de colapso identificados em levantamentos de danos em edifícios na sequência de sismos ocorridos em Itália e utilizados na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria com base em análise limite [D’Ayala & Speranza, 2002a]. Os mecanismos assinalados A a G são mecanismos para fora do plano das paredes, o mecanismo H ocorre no plano das paredes, os mecanismos I e L estão associados a colapsos localizados e os dois últimos referem-se ao colapso de coberturas e das próprias paredes de alvenaria. Este último, em particular, está relacionado com a qualidade da própria alvenaria. A posição relativa do edifício no quarteirão também influencia os mecanismos de colapso [Carocci, 2001] conforme se ilustra na Figura 2.41. Estes mecanismos são utilizados para estimar as cargas de colapso das estruturas e, assim, avaliar a vulnerabilidade dos edifícios [Binda & Saisi, 2005].

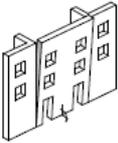
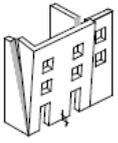
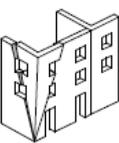
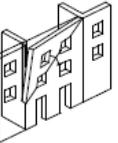
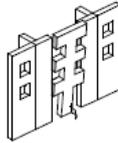
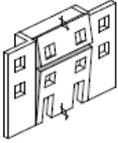
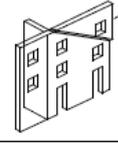
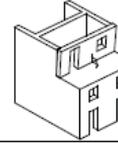
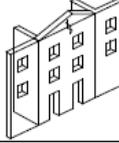
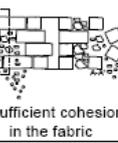
A	B1	B2	C	D	E	F
VERTICAL OVERTURNING	OVERTURNING WITH 1 SIDE WING	OVERTURNING WITH 2 SIDE WINGS	CORNER FAILURE	PARTIAL OVERTURNING	VERTICAL STRIP OVERTURNING	VERTICAL ARCH
						
		FURTHER PARTIAL FAILURES		ASSOCIATED FAILURES		
G	H	I	L			
HORIZONTAL ARCH	IN PLANE FAILURE	VERTICAL ADDITION	GABLE OVERTURNING	ROOF/FLOORS COLLAPSE	MASONRY FAILURE	
						
Insufficient cohesion in the fabric						

Figura 2.40 – Mecanismos de colapso em edifícios de alvenaria (original de [D’Ayala & Speranza, 2002a])

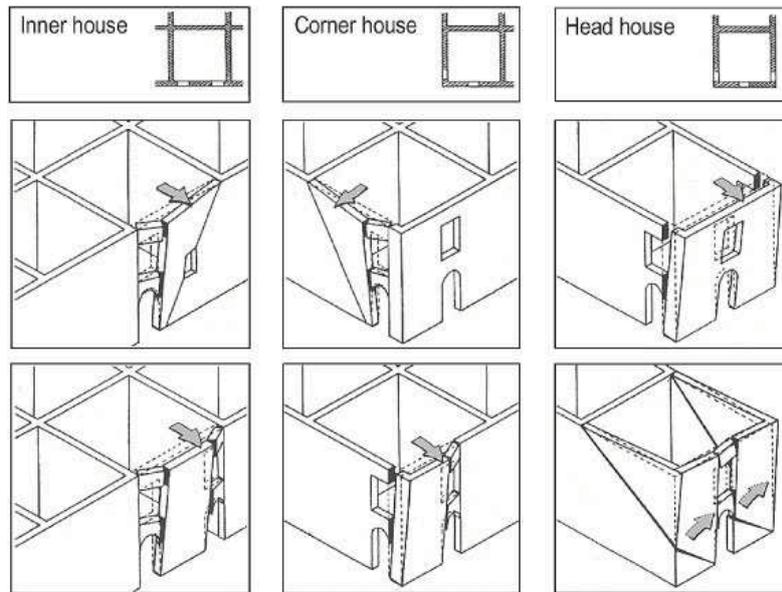


Figura 2.41 – Mecanismos de colapso considerando a posição relativa do edifício dentro do quarteirão (original de [Carocci, 2001])

A vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria é, naturalmente, resultado do comportamento sísmico descrito, onde os diversos factores, tomados no sentido favorável ou desfavorável, são combinados entre si. O Quadro 2.3 resume a forma como os diferentes factores influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria [Magenes, 2006].

Quadro 2.3 – Factores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (adaptado de [Magenes, 2006])

Factor	Vulnerabilidade elevada	Vulnerabilidade baixa
Alvenaria	Qualidade dos materiais insuficiente (argamassa fraca, unidades de alvenaria fracas/frágeis), baixa coesão interna (alvenaria de pedra irregular, parede de dois panos sem travamento)	Unidades de alvenaria regulares e robustas, boa ligação e encaixe entre as unidades de alvenaria, comportamento monolítico da secção da parede
Paredes	Esbelteza elevada (instabilidade para fora do plano)	Esbelteza reduzida, restrições ao colapso para fora do plano

Quadro 2.3 (continuação) – Factores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (adaptado de [Magenes, 2006])

Factor	Vulnerabilidade elevada	Vulnerabilidade baixa
Ligações	Falta de ligações eficientes entre paredes e entre estas e os pavimentos, falta de redundância estrutural	Boa ligação nas intersecções, presença de tirantes e de vigas de contorno em cada piso favorecendo o efeito de “caixa”, ligações eficientes entre os pavimentos e as paredes que reduzem a concentração de esforços
Pavimentos	Não fornecem efeito de diafragma	Rigidez e resistência suficiente para impedir a vibração das paredes para fora do plano, aumentar a redundância estrutural e favorecer a redistribuição de esforços
Impulsos horizontais de coberturas, arcos ou abóbadas	Equilibrados apenas pela resistência para fora do plano das paredes	Absorvidos no plano das paredes ou através de elementos estruturais adequados (tirantes, diafragmas) de modo a formar um sistema auto-equilibrado
Vãos	Excessivamente grandes, paredes com espaçamento irregular	Limitados, paredes espaçadas regularmente e dispostas em pelo menos duas direcções ortogonais
Relação entre solicitação e capacidade	Elevadas massas estruturais e não estruturais e baixa resistência	Massas e pesos produzem uma relação esforço/resistência baixa
Regularidade estrutural	Irregularidade em planta (torção, concentração de esforços) e em altura (concentração de esforços, transmissão de forças ineficiente)	Estrutura regular, com suficiente resistência à torção e transmissão de forças assegurada desde o topo até às fundações

Do grande número de edifícios de alvenaria sujeitos a sismos de grande intensidade, muitos foram severamente danificados ou colapsaram, pelo que são considerados desadequados para construção nova em zonas sísmicas [Tomažević, 1999] [Magenes, 2006]. Merecem, por isso, uma referência especial os edifícios antigos de alvenaria que, tal como os edifícios Pombalinos, combinam uma estrutura em madeira com as paredes resistentes em alvenaria. Apesar destes edifícios não terem sido dimensionados para a acção sísmica, têm revelado, em várias partes do mundo, um adequado comportamento sísmico [Langenbach, 2006]. Tal facto deve-se precisamente às estruturas de madeira que confinam as paredes de alvenaria, e as ligam entre si e aos pavimentos, dando um claro indício da sua influência no comportamento sísmico dos edifícios antigos de alvenaria. Os exemplos da Figura 2.42, embora sejam de edifícios com estado de conservação claramente deficiente, revelam que este sistema de utilizar as estruturas de madeira embebidas nas paredes de alvenaria foi difundido nacionalmente e não é exclusivo de Lisboa.



a) Edifício no Porto, na zona dos Clérigos



b) Edifício em Caminha

Figura 2.42 – Pormenores de paredes com estrutura mista de alvenaria e madeira

Termina-se aqui a descrição do comportamento e dos factores que influenciam a vulnerabilidade sísmica dos edifícios de alvenaria, nos quais se incluem os edifícios “gaioleiros”. O facto de um edifício de alvenaria possuir algumas das deficiências apontadas não deve ser considerado uma fatalidade pois é possível aplicar soluções de reforço que as corrijam ou eliminem, conforme se apresenta na próxima secção.

### **2.3. Soluções de reforço**

As soluções de reforço sísmico são aplicáveis não só quando se pretende reabilitar um edifício com comportamento sísmico deficiente, como também quando um edifício se encontra danificado por um sismo anterior, situação esta em que é necessário realizar adicionalmente algum tipo de reparação. Na prática, ambas as situações implicam o reforço da estrutura pois, no primeiro caso, é necessário melhorar o comportamento sísmico dos edifícios para atender a novas exigências, regulamentares ou outras, e, no segundo caso, o comportamento do edifício foi entretanto afectado pelo dano causado. As soluções existentes para um e outro caso não diferem grandemente, notando-se mais na sua aplicação dado que na reparação é, obviamente, necessário ter em consideração o dano existente nos elementos. As deficiências a resolver estão genericamente relacionadas com o comportamento local, em termos de rigidez, resistência e/ou ductilidade dos elementos, bem como com o comportamento sísmico global do edifício, principalmente com a sua regularidade em planta e em altura. A aplicação de qualquer solução de reforço pressupõe, no entanto, a realização de obras no edifício que, na prática, perturbam a sua utilização normal, sendo, por isso, um factor frequentemente condicionante na sua selecção. Algumas destas questões de natureza técnica e não técnica serão aforadas nesta secção, primeiro conceptualmente para um edifício genérico e depois especificamente para os edifícios de alvenaria, com o objectivo de fundamentar a selecção das soluções de reforço consideradas mais apropriadas para aplicação, em larga escala, à tipologia construtiva dos edifícios “gaioleiros” e contempladas nos ensaios experimentais apresentados no próximo Capítulo. Mais do que exemplos de aplicação concretos, ir-se-á procurar dar uma visão das diferentes possibilidades que existem em termos de reforço sísmico de edifícios de alvenaria. As questões relacionadas especificamente com as fundações não serão analisadas, tal como na secção anterior, por se admitir que estas têm suficiente capacidade resistente.

As decisões a tomar relativamente à intervenção sobre um edifício devem basear-se nas conclusões obtidas na avaliação da estrutura e/ou da natureza e extensão dos danos. A selecção do tipo, técnica e extensão da intervenção deve ser baseada na informação obtida sobre a estrutura, durante a avaliação do edifício, e tomar em consideração os seguintes aspectos [EC8-3, 2005]: i) devem ser corrigidos todos os erros locais grosseiros que sejam identificados; ii) no caso dos edifícios muito irregulares, em termos da distribuição tanto da rigidez como da resistência, deve ser melhorada a regularidade estrutural, na medida do possível, em planta e em altura; iii) as características requeridas de regularidade e resistência podem ser alcançadas através da modificação da resistência e/ou rigidez de um número

apropriado de elementos existentes ou da introdução de novos elementos estruturais; iv) deve ser aumentada a capacidade em ductilidade local onde necessário; v) o aumento da resistência após a intervenção não deve reduzir a ductilidade global disponível; vi) no caso específico dos edifícios de alvenaria devem ser substituídos os lintéis não dúcteis, melhoradas as ligações entre as paredes e os pavimentos e eliminados os impulsos horizontais sobre as paredes.

Na procura de soluções de reforço viáveis para um edifício, os elementos verticais merecem, na maioria dos casos, um destaque especial dado o duplo papel que desempenham ao assegurar tanto a estabilidade lateral como a resistência às acções gravíticas. A excessiva deformação horizontal relativa entre pisos gera solicitações nestes elementos, tanto em força como em deslocamento, que são elevadas face às suas capacidades. Noutros casos, dependendo do tipo de edifício, as paredes e os pilares podem ser adequados para resistir às acções horizontais e verticais mas o edifício não tem a integridade adequada, constituindo uma ameaça o seu colapso parcial ou total durante um sismo. No sentido tradicional de melhorar o desempenho da estrutura existente, há três tipos de soluções básicas para reforçar um edifício [FEMA & NIST, 2006]: i) adição de elementos, habitualmente para aumentar a resistência ou rigidez; ii) melhoria do desempenho de elementos existentes, aumentando a capacidade resistente ou de deformação; iii) melhoria das ligações entre elementos, assegurando que eles não se separam nem caem e que existe uma completa transmissão de cargas. Os vários tipos de soluções de reforço frequentemente contrabalançam-se uns aos outros na medida em que ao se utilizar mais de um significa que é necessário menos de outro. Assim sucede quando, ao se aumentar a rigidez global, se torna menos necessário aumentar a capacidade de deformação local dos elementos, mas já é menos óbvio que a colocação judiciosa de novos elementos horizontais pode minimizar um problema de ligações tal como uma deficiência no efeito de diafragma. Aspectos importantes relacionados com as ligações entre as paredes e os pavimentos são frequentemente independentes dos demais e devem ser tratados de forma adequada. Para além de aumentar a resistência ou a ductilidade dos elementos estruturais existentes, há outros métodos menos tradicionais para melhorar o desempenho da estrutura global [FEMA & NIST, 2006]: i) diminuição da solicitação sísmica removendo os pisos superiores ou outras massas da estrutura, adicionando dispositivos de amortecimento para reduzir os deslocamentos ou isolando parte ou a totalidade da estrutura; ii) remoção ou enfraquecimento de elementos seleccionados para evitar o dano causado pela interacção entre diferentes sistemas, para eliminar o dano nos elementos e para minimizar as irregularidades verticais e horizontais. As intervenções podem ser seleccionadas a partir dos seguintes tipos indicativos [EC8-3, 2005]: i) modificação dos elementos danificados ou não

danificados (reparação, reforço ou substituição integral) considerando a rigidez, resistência e/ou ductilidade destes elementos; ii) adição de novos elementos estruturais; iii) modificação do sistema estrutural; iv) adição de um novo sistema estrutural para suportar parte ou a totalidade da acção sísmica; v) possível transformação de elementos não estruturais existentes em elementos estruturais; vi) introdução de dispositivos de protecção passivos através de contraventamentos dissipativos ou isolamento de base; vii) redução da massa; viii) restrição ou alteração da utilização do edifício; ix) demolição parcial. Para além destes tipos de intervenções, que podem ser utilizados isoladamente ou combinados entre si, devem ser também tomadas decisões relativamente à reparação e reforço dos elementos não estruturais sempre que, para além das exigências funcionais, o comportamento sísmico destes elementos coloque em perigo vidas ou afecte o valor dos bens armazenados no edifício. Em tais casos o colapso parcial ou total destes elementos deve ser evitado por meio de [EC8-3, 2005]: i) ligações apropriadas aos elementos estruturais; ii) aumento da resistência dos elementos não estruturais; iii) medidas a adoptar para evitar a possível queda de parte destes elementos. As consequências possíveis destas medidas no comportamento dos elementos estruturais devem, naturalmente, ser tidas em consideração.

A escolha da solução de reforço não é ditada exclusivamente por aspectos técnicos dado que há outros, relacionados com a utilização do edifício, que são tão ou mais influentes. Há, geralmente, cinco aspectos básicos que preocupam tanto proprietários como utilizadores [FEMA & NIST, 2006]: o custo das obras, o desempenho sísmico, a perturbação dos ocupantes a curto prazo, a funcionalidade do edifício a longo prazo e os aspectos estéticos incluindo a preservação histórica. Todas estas condicionantes são sempre consideradas mas a importância de cada uma delas é valorizada de forma diferente e a combinação das diferentes ponderações determina a solução final. Outros aspectos há ainda a considerar, igualmente importantes, relacionados com a exequibilidade, o ensaio dos materiais, a perturbação dos equipamentos e a reposição dos acabamentos, a existência de deficiências dissimuladas, a garantia da qualidade, a pormenorização dos novos elementos, a vulnerabilidade do edifício durante as obras, a determinação da capacidade dos elementos por meio de ensaios e o faseamento das obras de reabilitação.

Os edifícios de alvenaria apresentam deficiências de comportamento sísmico específicas, identificadas na secção anterior, cuja resolução se procura alcançar através de soluções de reforço a elas dirigidas. Não se pode afirmar que haja uma solução de reforço capaz de resolver todos os problemas simultaneamente mas sim que há várias soluções de reforço endereçadas a cada uma das suas fontes, isto é, às paredes, aos pavimentos e às interligações

entre ambos, ou, eventualmente, a uma combinação de duas ou mais. Apresentam-se de seguida algumas soluções de reforço para paredes de alvenaria, umas de pedra e outras de tijolo, para pavimentos, maioritariamente de madeira, e para edifícios, como a interligação entre paredes e pavimentos. Utilizaram-se, como referência, manuais de reabilitação e regulamentos de reforço sísmico que, apesar do seu número restrito, têm a vantagem de apresentar uma panóplia de soluções de reforço, por vezes repetidas entre eles, soluções estas que se procuraram resumir e, nalguns casos, ilustrar também. Começa-se por [Carvalho *et al.*, 1998], já referido no Capítulo 1, onde são apresentadas regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afectados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998. Estas regras são divididas em medidas para consolidação dos elementos de construção e outras de solidarização a aplicar cumulativamente ou alternativamente em função da gravidade dos danos. Nas primeiras contam-se: i) eliminação de deformações recorrendo a cabos, tirefonds ou macacos hidráulicos para aplicar forças perpendiculares ao plano das paredes; ii) consolidação de paredes de alvenaria, com a substituição parcial da argamassa existente por outra de maior resistência, resultando num aumento da resistência e, especialmente, da rigidez ao corte das paredes de alvenaria de pedra irregular [Corradi *et al.*, 2008], a execução de um reboco de argamassa de cimento incorporando uma rede metálica de aço galvanizado e, nos casos das paredes de dois panos com enchimento, com a colocação de elementos metálicos transversais à parede, ancorados nos rebocos por meio de ganchos ou cotovelos, abraçando pelo exterior a respectiva malha metálica; iii) consolidação de estruturas de madeira através da reconstituição das ligações danificadas. Nas segundas são contempladas: i) cintas de solidarização no coroamento das paredes exteriores em toda a periferia do edifício; ii) cintas de solidarização entre elementos novos e existentes; iii) montantes de solidarização, em betão armado, colocados nos cantos do edifício, em zonas de ligação das paredes ou com afastamentos não excedendo os 5 metros; iv) reforço de paredes no coroamento através de bandas; v) tirantes de travamento de paredes muito longas, interligando as paredes exteriores opostas e com afastamento não superior a 5 metros; vi) contraventamentos de pavimentos ou de coberturas por meio de elementos diagonais de madeira ou, preferivelmente, por meio de varões de aço convenientemente protegidos contra a corrosão e, pelo menos, dispostos nas diagonais de alguns dos painéis definidos pela malha estrutural dos elementos de madeira, tendo em atenção, na disposição destes elementos, a necessidade da sua efectiva ligação às paredes.

No anexo C da parte 3 do EC8 [EC8-3, 2005] são apresentadas algumas técnicas de reparação e reforço de edifícios de alvenaria que se resumem aqui: i) reparação de fendas,

dependendo a técnica a utilizar da dimensão das fendas, da espessura da parede, e da orientação das juntas e das próprias fendas (ver Figura 2.43); ii) reparação e reforço de intersecções de paredes através da construção de cintas em betão armado, da adição de chapas ou redes de aço nas juntas (ver Figura 2.44), da inserção de varões de aço inclinados em furos realizados nas paredes e preenchidos com argamassa, ou da aplicação de pré-esforço; iii) reforço e rigidificação dos pavimentos de madeira através da pregagem de um soalho adicional numa direcção ortogonal ou oblíqua, da colocação de uma lâmina de betão armado com rede de aço e ligada ao pavimento e às paredes, ou da colocação de uma malha de tirantes de aço colocados diagonalmente e ligados às vigas e às paredes periféricas (ver Figura 2.45); iv) adição de vigas de contorno; v) reforço de edifícios por meio de tirantes metálicos colocados ao longo das paredes ou transversalmente, exteriormente ou dentro de furos abertos nas paredes, como forma de ligar eficientemente as paredes e melhorar o comportamento sísmico global de edifícios de alvenaria (ver Figura 2.46, Figura 2.47 e Figura 2.48); vi) reforço de paredes de alvenaria de pano duplo com enchimento através da injeção de calda de cimento complementada, em caso de necessidade, com varões de aço que atravessam a espessura da parede e ligam os panos exteriores [Modena *et al.*, 2000]; vii) reforço de paredes por meio de encamisamento com betão armado (ver Figura 2.49 e Figura 2.50), reforçado com redes electrossoldadas ou varões de aço e utilizando betão projectado, ou com perfis metálicos, aplicado numa ou, preferencialmente, nas duas faces e ligados entre si através da parede; viii) reforço de paredes por meio de encamisamento com redes de polímero (ver Figura 2.51).

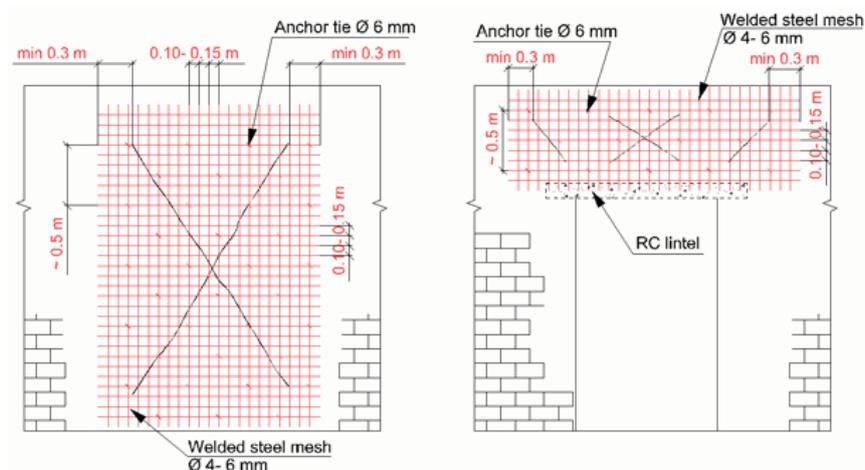


Figura 2.43 – Reparação de paredes fendilhadas (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])

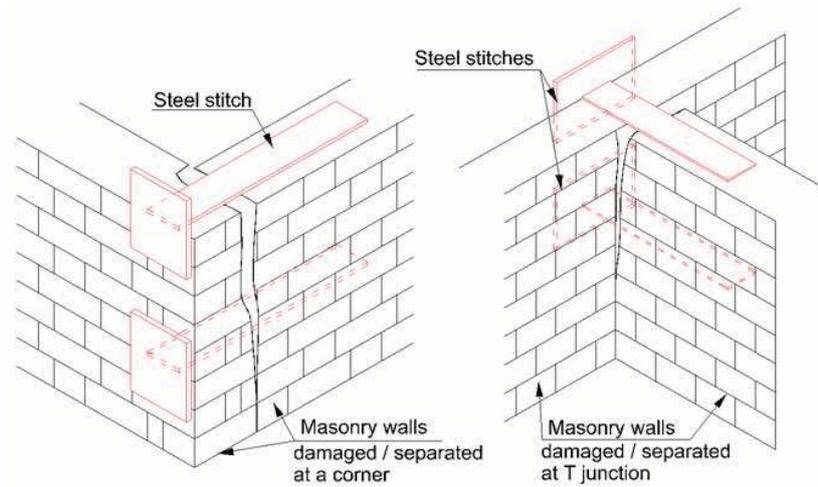
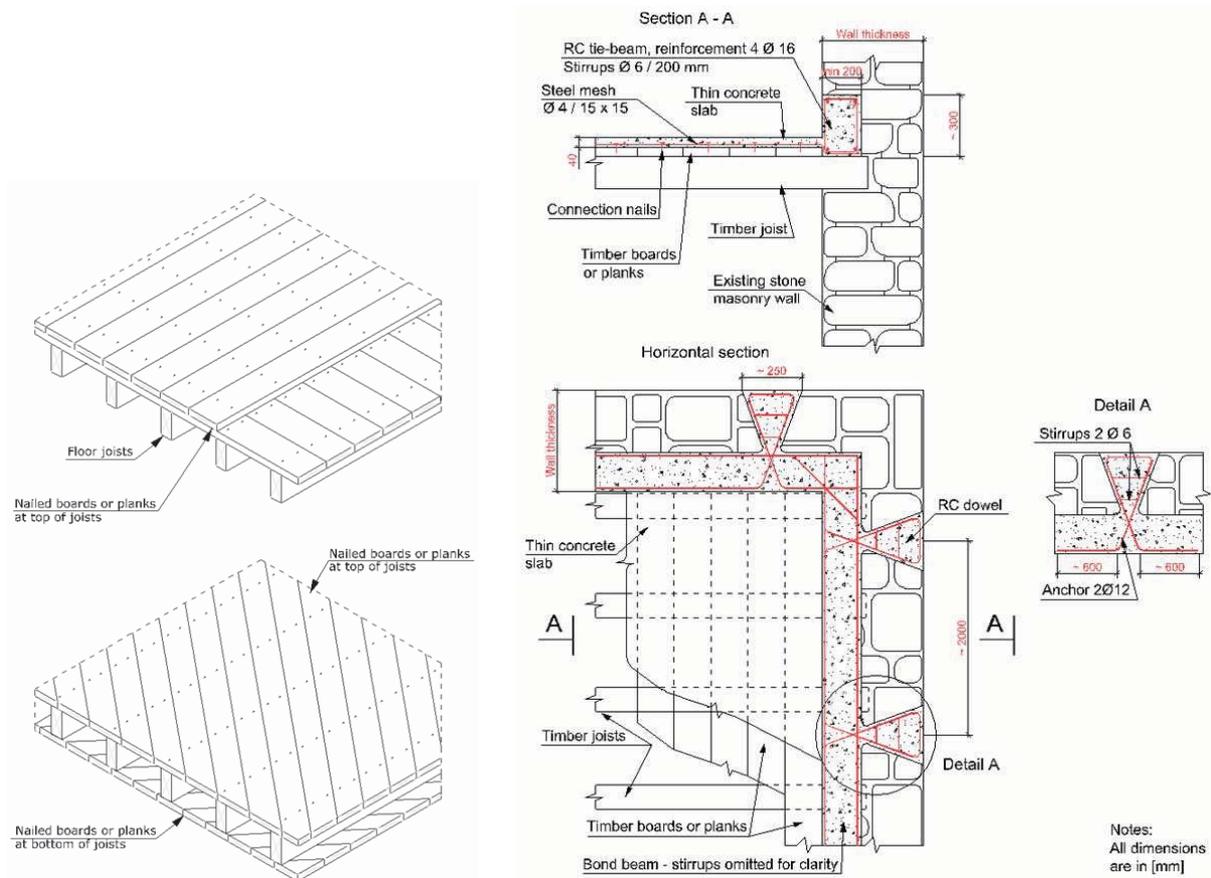


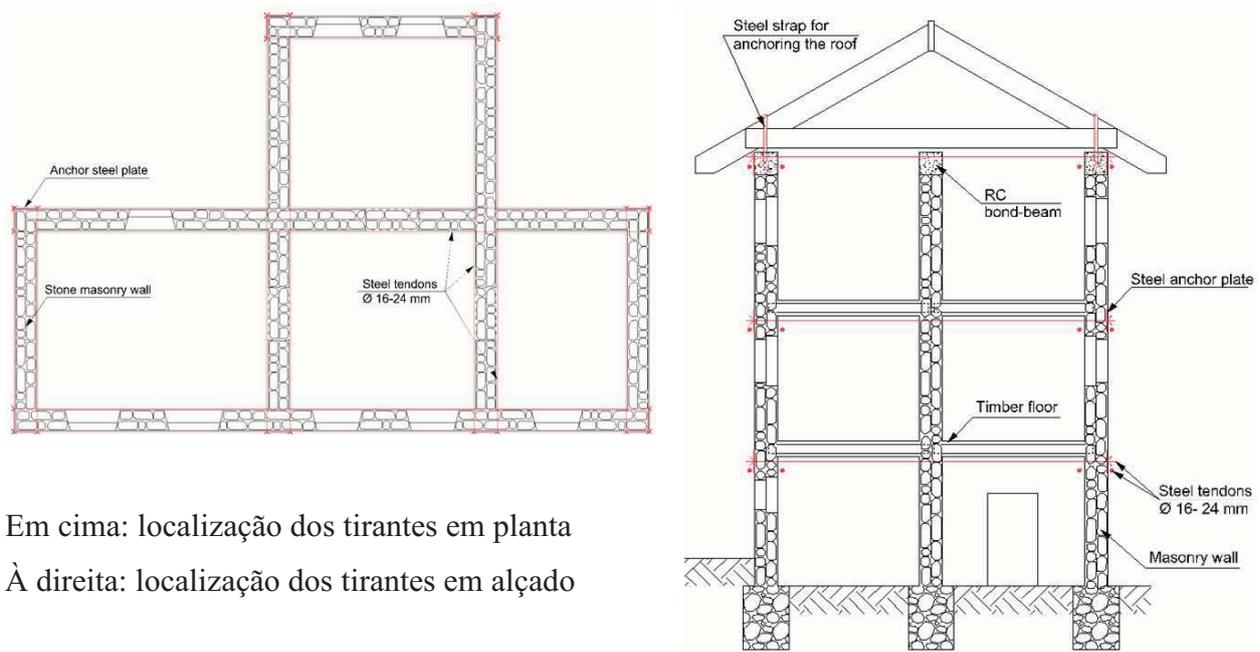
Figura 2.44 – Reforço das intersecções de paredes utilizando chapas de aço (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])



a) Pregagem de um soalho adicional [Tomažević, 1999]

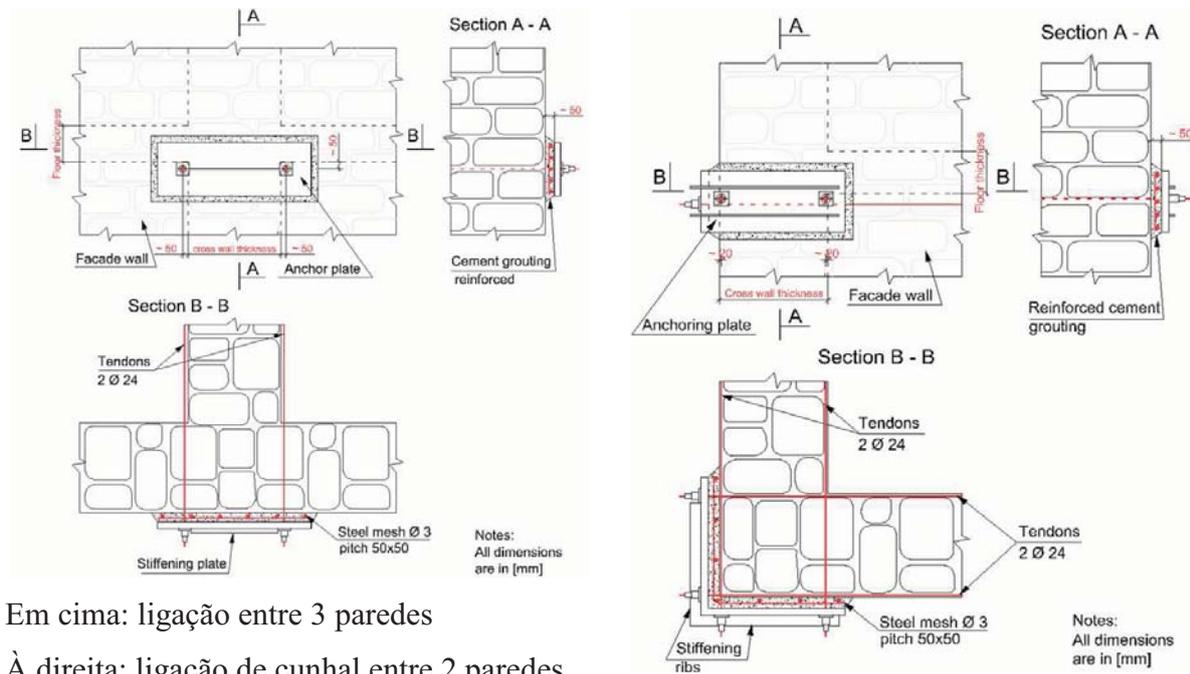
b) Colocação de uma lâmina de betão armado [D’Ayala & Speranza, 2002b]

Figura 2.45 – Reforço e rigidificação de pavimentos de madeira (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008])



Em cima: localização dos tirantes em planta  
 À direita: localização dos tirantes em alçado

Figura 2.46 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008])



Em cima: ligação entre 3 paredes  
 À direita: ligação de cumbral entre 2 paredes

Figura 2.47 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [D’Ayala & Speranza, 2002b])

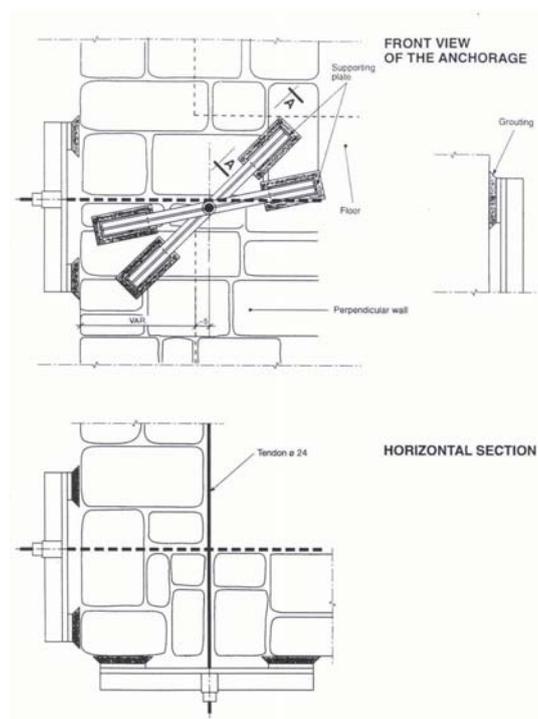
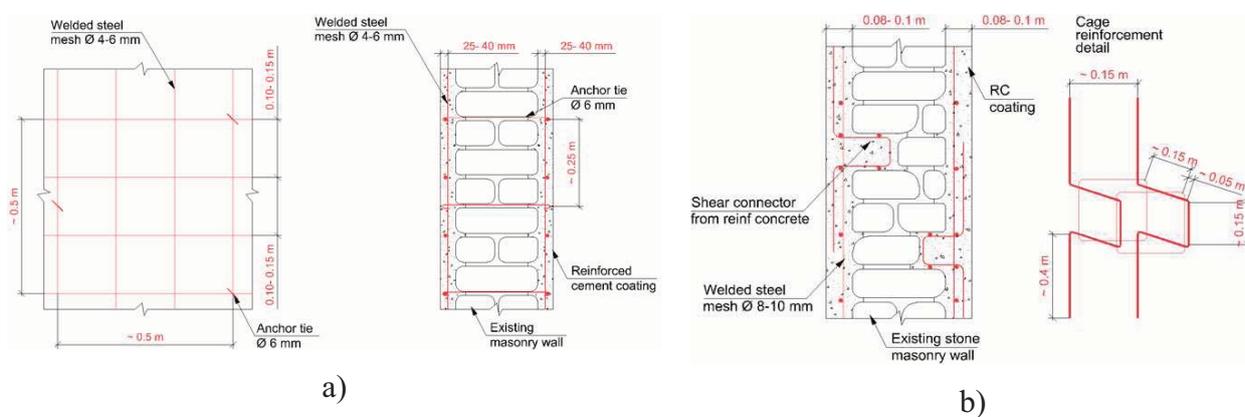


Figura 2.48 – Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos (original de [D’Ayala *et al.*, 2004])



Legenda:

- a) Secção corrente
- b) Pormenor de ligação à parede
- c) Pormenor de reforço da ligação entre paredes

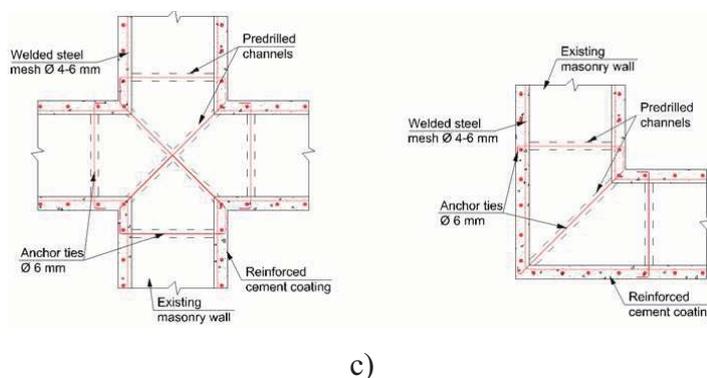


Figura 2.49 – Encamisamento de alvenaria de pedra com betão armado (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])

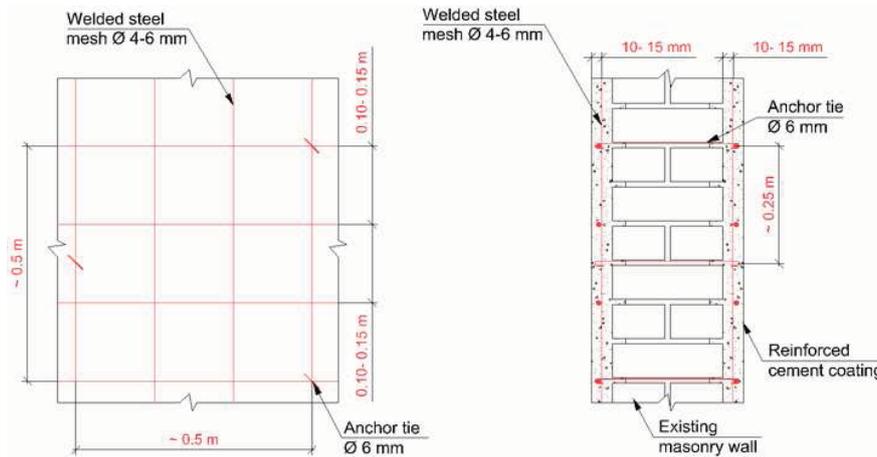
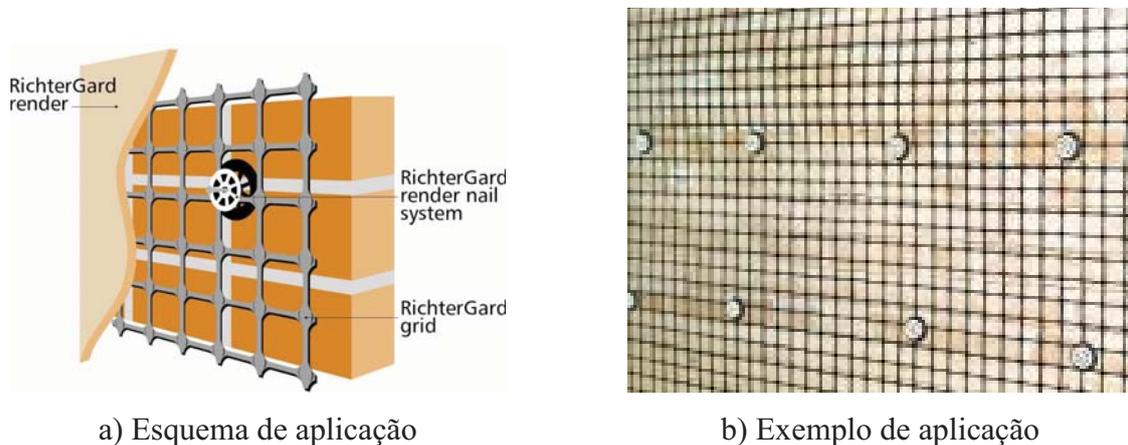


Figura 2.50 – Encamisamento de alvenaria de tijolo com betão armado (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])



a) Esquema de aplicação

b) Exemplo de aplicação

Figura 2.51 – Esquema de aplicação da rede RichterGard® (original de [RichterGard, 2002])

A utilização das diferentes soluções de reforço depende das deficiências existentes no comportamento sísmico dos edifícios. Estas estão relacionadas com características globais do edifício, como a resistência e rigidez globais e a configuração do edifício, ou com características locais como a transferência de cargas, os detalhes dos elementos ou os pavimentos. No Quadro 2.4 apresenta-se uma correspondência possível entre deficiências sísmicas e técnicas de reabilitação potenciais e onde se considera que nos edifícios de alvenaria não há deficiências em termos da rigidez global [FEMA & NIST, 2006]. Nele se considera que as paredes de alvenaria são geralmente bastante rígidas embora nas paredes com aberturas possam surgir alguns problemas, primeiro com a resistência e depois com a rigidez.

Quadro 2.4 – Deficiências sísmicas e técnicas de reabilitação potenciais em edifícios de alvenaria (adaptado de [FEMA & NIST, 2006])

Categoria	Deficiência	Técnica de reabilitação
Resistência global	Resistência insuficiente das paredes no seu plano	Adição de novos elementos Melhoria dos elementos existentes Redução da solicitação
Rigidez global	-	-
Configuração	Pisos fracos, torção excessiva	Adição de novos elementos
Transferência de cargas	Ligações parede-pavimento inadequadas ou inexistentes	Melhoria das ligações entre elementos
	Falta de sistema de transferência de cargas	Adição de novos elementos
Detalhes dos elementos	Paredes inadequadas para flexão para fora do plano Comportamento indesejável das paredes no seu plano	Melhoria dos elementos existentes
	Parapeitos não apoiados Chaminés não apoiadas Acabamentos e apêndices mal fixados	Melhoria dos elementos existentes Redução da solicitação Remoção de elementos seleccionados
Pavimentos	Resistência e/ou rigidez no plano inadequada	Adição de novos elementos Melhoria dos elementos existentes
	Esforços localizados excessivos	Adição de novos elementos
	Cantos reentrantes	Adição de novos elementos Melhoria das ligações entre elementos

No FEMA 547 [FEMA & NIST, 2006] são descritas algumas soluções de reforço sísmico para edifícios de alvenaria não armada<sup>1</sup> que podem ser resumidos da seguinte forma: i) fixação ou remoção de parapeitos de modo a reduzir o risco de queda; ii) adição de ligações entre as paredes e os pavimentos (ver Figura 2.52 e Figura 2.53), habitualmente de dois tipos, de tracção<sup>2</sup>, para transmitir as forças de inércia para fora do plano das paredes para os pavimentos e impedir o derrubamento das paredes para fora do seu plano, e de corte<sup>3</sup>, para transmitir as forças dos pavimentos para o plano das paredes e impedir o deslizamento do pavimento ao longo das paredes [Paquette *et al.*, 2003]; iii) adição de contraventamentos para aumentar a resistência para fora do plano das paredes de alvenaria, que podem ser diagonais, reduzindo a altura efectiva da parede de alvenaria, ou verticais, vencendo toda a altura entre pisos pela face interior da parede, estes últimos colocados à superfície ou embebidos na parede quando as questões estéticas são condicionantes; iv) reforço dos núcleos das paredes de alvenaria para aumentar a sua capacidade resistente tanto no plano como para fora dele, utilizando furos no interior da parede, realizados a partir da cobertura, com subsequente colocação de varões de aço e argamassa no seu interior, permitindo evitar, assim, impactos estéticos; v) adição de lâminas de betão às paredes de alvenaria, aumentando não só a capacidade resistente no plano como também para fora do plano, com o betão a ser colocado normalmente ou projectado contra a superfície [ElGawady *et al.*, 2004]; vi) adição de lâminas de polímeros de fibra de vidro (FRP), solução esta que tem efeitos semelhantes à anterior, com o material aplicado directamente sobre a superfície da parede, previamente preparada para o efeito, e posteriormente protegido contra a acção dos raios ultravioletas [Paquette & Bruneau, 2004] [Paquette *et al.*, 2004]; vii) preenchimento das aberturas existentes em paredes com betão simples, ou com painéis de alvenaria de blocos/tijolos, com o objectivo de aumentar a resistência das paredes no seu plano, principalmente ao corte; viii) adição de paredes resistentes de betão armado ou de alvenaria devidamente ligadas aos pavimentos, para fornecer rigidez e resistência adicionais ao edifício, reduzir a solicitação sobre as paredes existentes e diminuir potencialmente a solicitação sobre os pavimentos devido à redução dos vãos; ix) adição de pórticos metálicos, colocados na face interior das fachadas ou noutra local no interior do edifício desde que ligados aos pavimentos, com o objectivo de aumentar a resistência global, diminuir a solicitação sobre as paredes de alvenaria existentes e reduzir também a solicitação sobre os pavimentos devido à redução dos vãos; x) adição ou

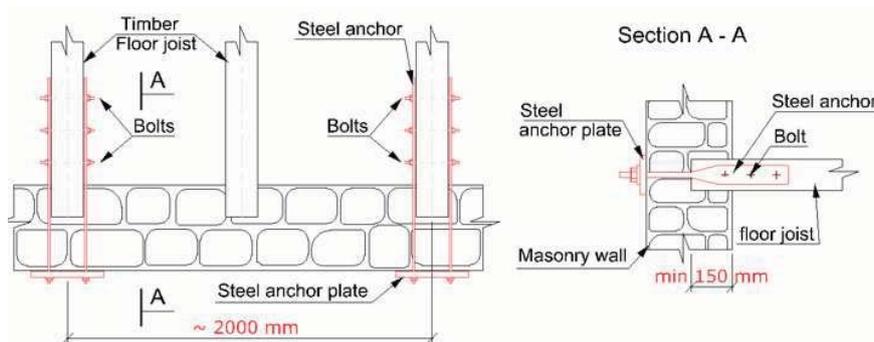
---

<sup>1</sup> URM (*UnReinforced Masonry*) no original.

<sup>2</sup> *Tension ties* no original.

<sup>3</sup> *Shear ties* no original.

melhoramento do comportamento de paredes divisórias com o objectivo de dissipar energia, fornecendo amortecimento e reduzindo os deslocamentos, em edifícios onde os pavimentos têm resistência inadequada ou deformação excessiva; xi) adição de apoios verticais, na forma de prumos, sob treliças ou grelhas de modo a diminuir as cargas verticais concentradas dos apoios nas paredes e a transferi-las directamente para as fundações, à semelhança dos escoramentos; xii) ligação dos panos das paredes de alvenaria de modo a evitar o seu colapso prematuro; xiii) reforço de pavimentos de madeira através da substituição do soalho existente por outro com melhores características mecânicas, ou adição de um novo sobreposto ao original, aumentando, simultaneamente, a resistência e/ou rigidez do pavimento; xiv) adição ou melhoramento do contraventamento das forças para fora do plano das paredes através de tirantes colocados nos pavimentos a ligar paredes opostas; xv) melhoramento dos pavimentos de alvenaria em arco abatido, como os exemplificados na Figura 2.11, de modo a evitar a perda do efeito de arco; xvi) adição de estruturas de contraventamento horizontais com o objectivo de aumentar a resistência do pavimento (ver Figura 2.54).



Em cima: pormenores do reforço das ligações [Tomažević, 1999]

À direita: localização dos reforços em planta

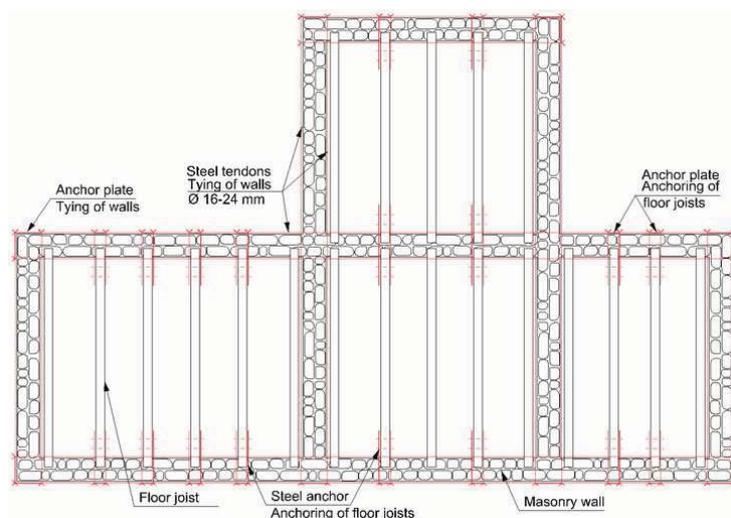


Figura 2.52 – Reforço das ligações das paredes aos pavimentos (originais de [Virdi & Rashkoff, 2008])

Ainda relativamente à rigidificação e reforço dos pavimentos de madeira, e embora não seja propriamente necessário [Tomažević, 1999], estes são frequentemente substituídos por lajes de betão armado, com vigas de bordadura utilizadas em alternativa aos tirantes de ligação das paredes (ver Figura 2.55).

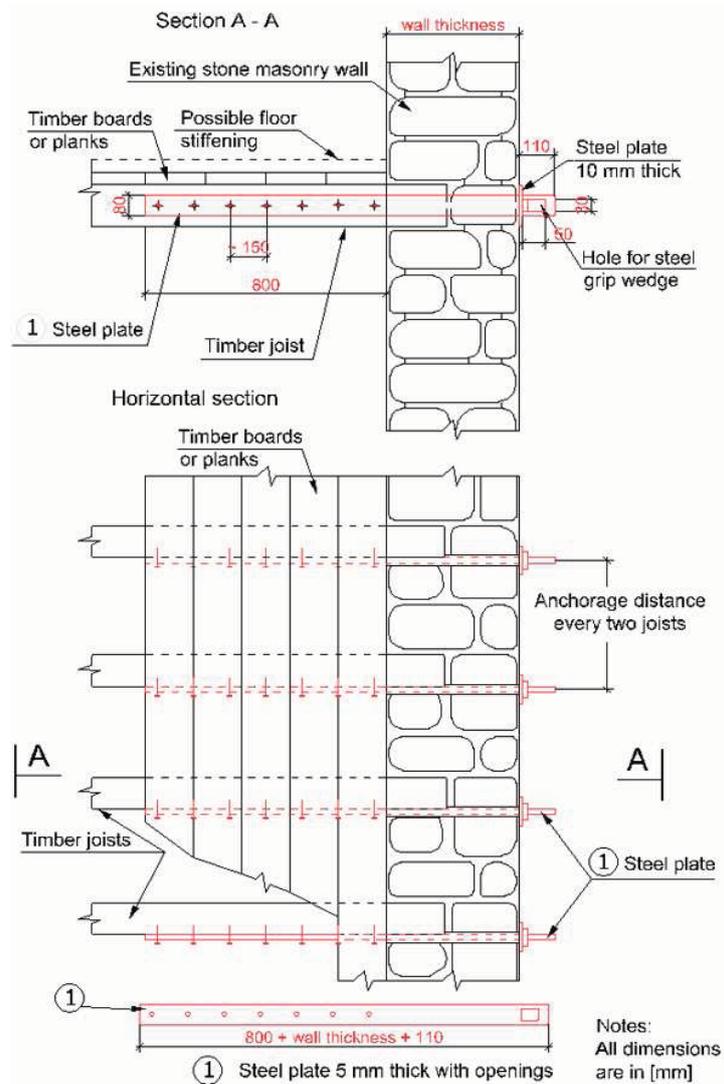


Figura 2.53 – Reforço das ligações das paredes aos pavimentos (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [D’Ayala & Speranza, 2002b])

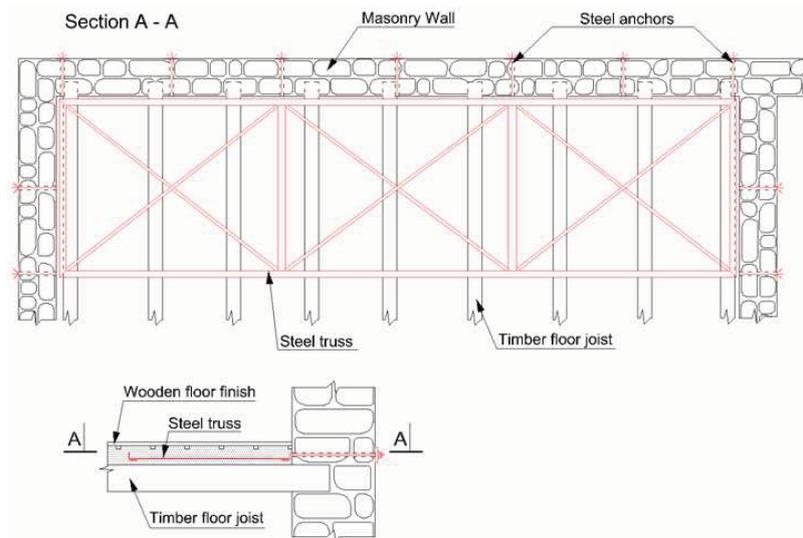


Figura 2.54 – Rigidificação de um pavimento de madeira através de uma treliça metálica (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])

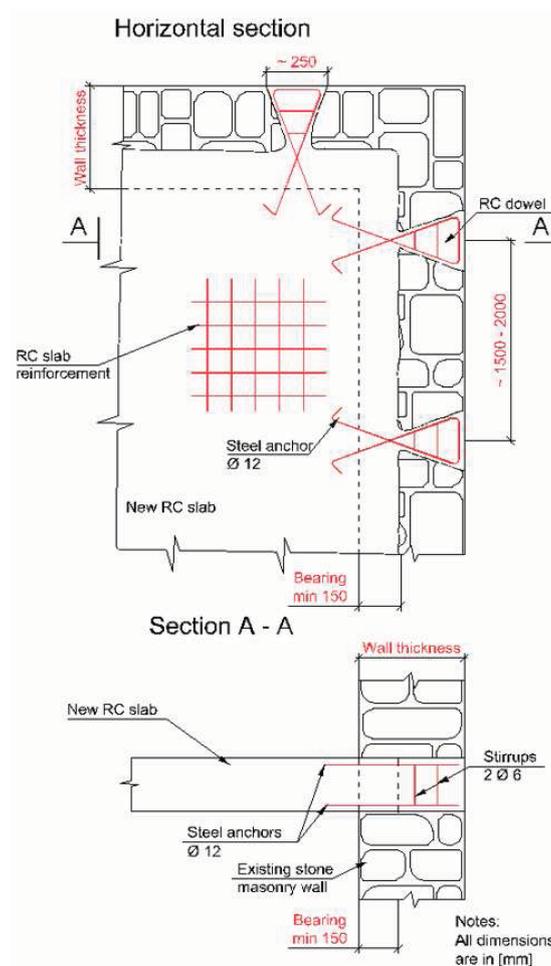


Figura 2.55 – Substituição de um pavimento de madeira por uma laje de betão armado (original de [Virdi & Rashkoff, 2008] citando [Tomažević, 1999])

Aproveita-se ainda a oportunidade para apresentar mais dois exemplos, o primeiro porque foi utilizado num dos modelos ensaiados na plataforma sísmica do LNEC no âmbito do presente trabalho, e o segundo porque é uma aplicação prática de uma solução de reforço que permite, simultaneamente, confinar as paredes de alvenaria de pano duplo com enchimento e ligá-las umas às outras através de cintas metálicas. O sistema COMREHAB foi desenvolvido pela firma STAP para o reforço sísmico de edifícios de alvenaria através da aplicação de faixas de fibra de vidro (GFRP) [Silva, 2001b]. As características geométricas dos modelos e as cargas verticais aplicadas durante o ensaio procuraram reproduzir as condições reais de um nêmo de alvenaria de um edifício “gaioleiro” [Silva & Soares, 1997]. Genericamente, o reforço dos modelos é superficial, sendo constituído por faixas de material compósito (fibra de vidro com matriz em resina epoxy), sem ou com conectores metálicos para melhorar a ligação entre as faixas de reforço e a parede de alvenaria. Na Figura 2.56 observa-se o aspecto geral dos modelos antes dos ensaios.

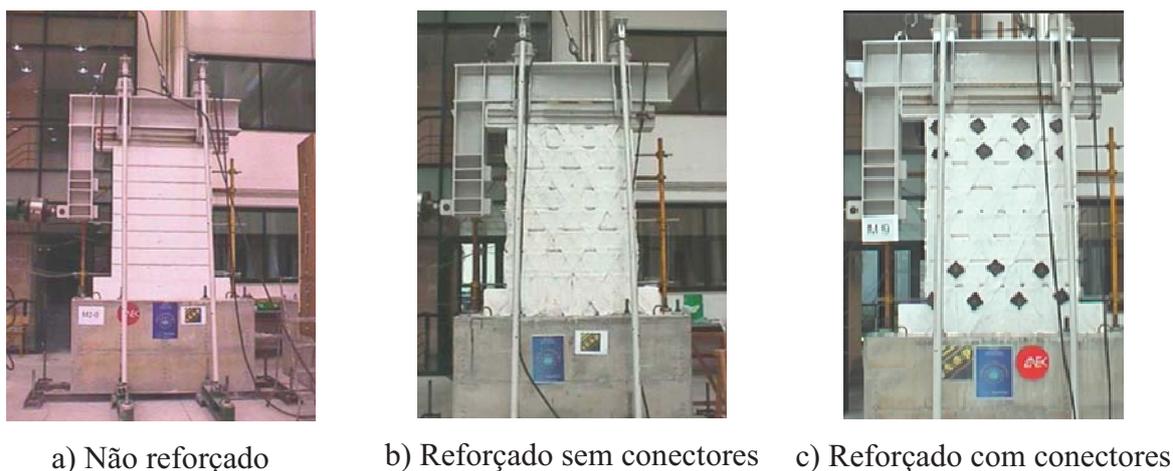


Figura 2.56 – Aspecto geral dos modelos antes dos ensaios

Os resultados obtidos permitiram concluir que a utilização dos conectores conduziu a um comportamento cíclico, a carga repetida e alternada, inequivocamente mais dúctil que o resultante da técnica de reforço sem conectores, sendo os acréscimos no deslocamento último tanto mais elevados quanto menor é o esforço axial [Campos Costa *et al.*, 2004]. Além disso, o aumento substancial da energia dissipada até ao colapso, em particular nos modelos menos carregados axialmente, revela que o comportamento cíclico é mais estável do que nos restantes modelos. Concluiu-se ainda que a eficácia do sistema de reforço, com a ancoragem efectiva das faixas de reforço nas suas extremidades, garante um aumento da capacidade

dúctil e de dissipação de energia, e evita a ocorrência de modos de colapso súbitos após o início de fendilhação do modelo. Com base na progressão de danos observados até à rotura, e como forma de evitar o colapso dos modelos decorrente da fragmentação em blocos e consequente esmagamento da parte central do modelo, sugeriu-se a utilização de conectores, eventualmente só de confinamento, a meia altura dos nembos. Procurou-se desta forma aumentar localmente a capacidade resistente à compressão da argamassa devido ao efeito benéfico do confinamento lateral.

O sistema de reforço CAM [Dolce *et al.*, 2001] baseia-se na ideia de cintar, através de um sistema tridimensional, as paredes de alvenaria irregulares ou de duas folhas sem ligadores que caracterizam os edifícios antigos de alvenaria. O sistema foi desenvolvido a partir da observação dos mecanismos de colapso destes edifícios e tem como objectivos principais melhorar a ligação transversal entre as duas folhas de pedra, aumentar a sua resistência e ductilidade no plano e para fora do plano e melhorar as ligações entre paredes. O sistema, ilustrado na Figura 2.57, é composto por umas fitas de aço inoxidável, que são pré-tensionadas de modo a aplicar um estado de baixa compressão inicial benéfico na alvenaria, e por um conjunto de peças de ligação especiais que permitem a colocação das cintas, tanto na direcção horizontal como na vertical, que melhoram a resistência ao corte e à flexão no plano e para fora do plano de painéis ou de paredes inteiras.

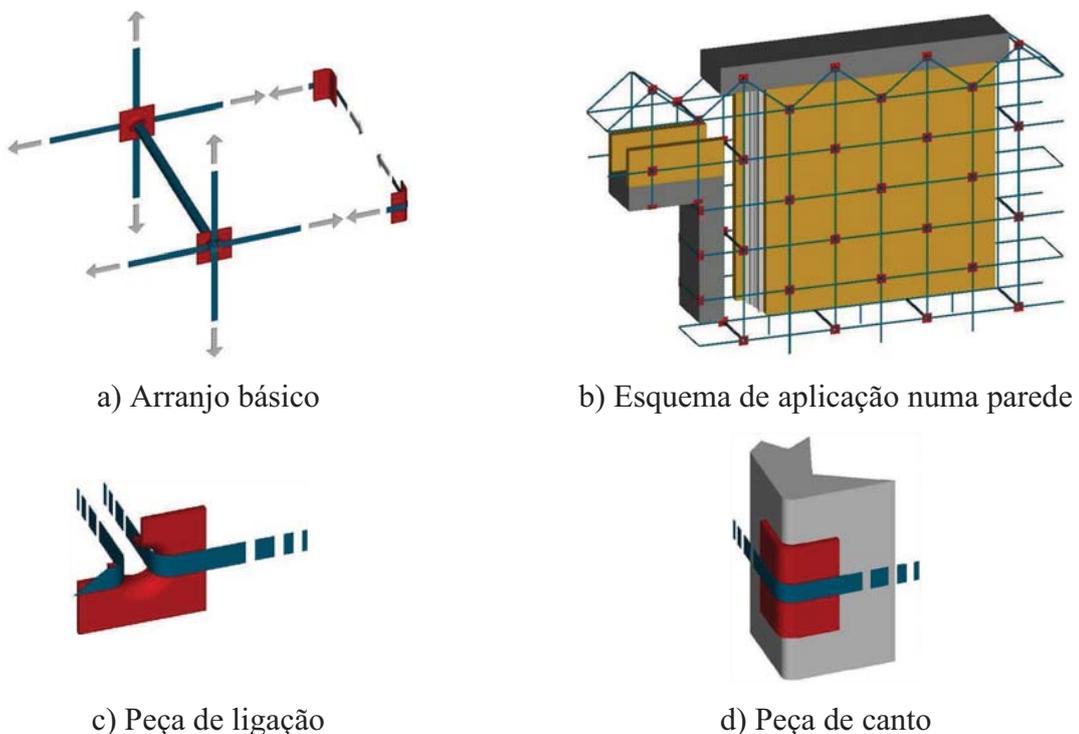


Figura 2.57 – Sistema CAM [Dolce *et al.*, 2001]

O sistema CAM apresenta algumas vantagens tais como: i) as fitas de aço inoxidável desempenham um papel activo devido à pré-tensão inicial, explorando-se a resistência do aço na totalidade; ii) é assegurada a continuidade do sistema de reforço entre vários pisos; iii) a ligação entre paredes ortogonais é resolvida automaticamente; iv) a utilização do aço inoxidável garante a durabilidade a longo prazo; v) é pouco intrusivo e totalmente reversível; vi) a facilidade nos atravessamentos dada a espessura e flexibilidade das fitas. Na Figura 2.58 apresenta-se um caso de aplicação real onde se podem ver as cintas aplicadas não só na direcção horizontal e vertical mas também noutras direcções de modo a garantir um maior confinamento e uma melhor ligação.



a)



b)

Legenda:

- a) Ligação entre paredes ortogonais
- b) Ligação à volta de uma viga de madeira
- c) Ligação da fachada à cobertura



c)

Figura 2.58 – Exemplo de aplicação do sistema CAM [Dolce *et al.*, 2001]

A fechar esta secção, um pequeno comentário sobre a influência das soluções de reforço nos mecanismos de colapso dos edifícios de alvenaria. A utilização de tirantes ou de vigas de bordadura, ou até a simples melhoria das ligações entre paredes, altera os mecanismos de

colapso para fora do plano das paredes, conforme se ilustra na Figura 2.59, e aumenta a correspondente capacidade resistente. Do ponto de vista do edifício, esta alteração tem a vantagem de favorecer os modos de colapso globais, cuja capacidade resistente associada ao plano das paredes é muito superior, em detrimento dos modos locais, conforme se exemplifica na Figura 2.60 para o caso do reforço com tirantes. Esta situação é comparativamente vantajosa pois os modos locais, para fora do plano, são quase sempre ruinosos, dado que implicam o colapso completo da parede e a, bastante provável, conseqüente ruína de todos os elementos por ela suportados, enquanto os modos globais, no plano, não determinam necessariamente o colapso do edifício, embora continuem a implicar fendas pequenas, médias e até grandes nas paredes paralelas aos tirantes [Carocci, 2001].

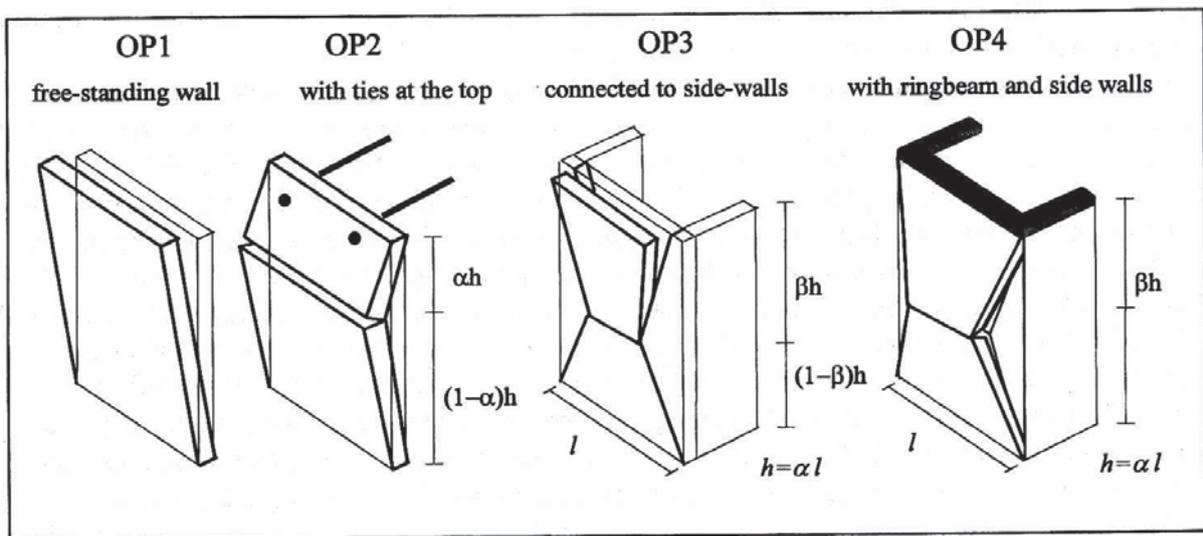


Figura 2.59 – Mecanismos para fora do plano das paredes (original de [D'Ayala, 1999])

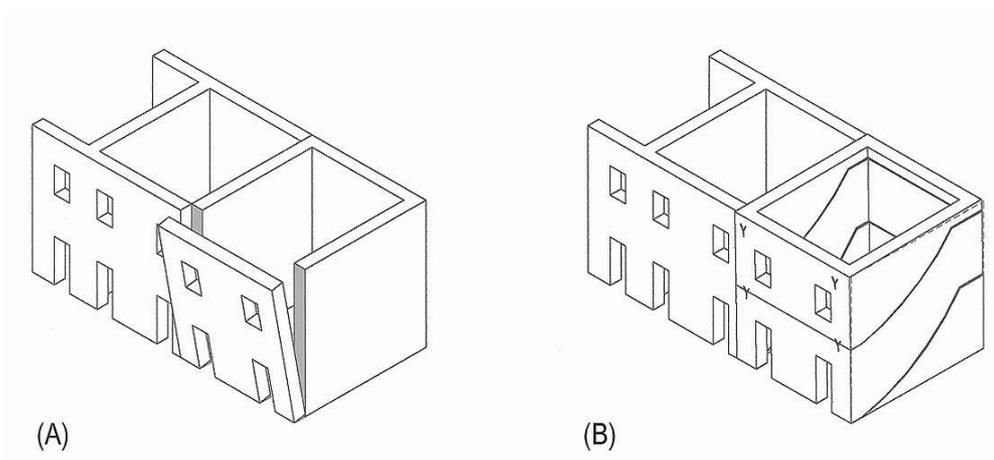


Figura 2.60 – Mecanismos de colapso para fora do plano (A) e no plano (B) das paredes [Carocci, 2001]

A influência das soluções de reforço pode ser apreciada através dos mecanismos de colapso observados nos edifícios em situações reais após os sismos mas, para avaliar a sua eficácia, é indispensável a realização de ensaios experimentais. Estes, levados a cabo em ambientes controlados em laboratório, permitem determinar não só a resposta dos edifícios à solicitação sísmica, quantificando o comportamento sísmico descrito na secção anterior, como comparar os efeitos devidos às várias soluções de reforço. É precisamente sobre estes aspectos que se vai debruçar a próxima secção.

#### **2.4. Investigação experimental**

A investigação experimental sobre o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria assume diversas vertentes, seja sobre modelos completos ou elementos isolados, seja em escala real ou reduzida, seja com acções dinâmicas ou quase estáticas, não sendo possível, nem desejável, abordar aqui todas elas. Relativamente aos objectivos da investigação, constata-se que incidem, fundamentalmente, sobre a avaliação e o reforço de edifícios existentes, dado que se considera frequentemente que as estruturas de alvenaria não são adequadas para resistir à acção dos sismos [Magenes, 2006], e sobre novas soluções construtivas em alvenaria. Atendendo aos objectivos do presente estudo, interessa concentrar as atenções sobre os ensaios experimentais em laboratório com modelos de alvenaria representativos de edifícios existentes para daí extrair informações úteis para o planeamento dos ensaios realizados e a interpretação dos resultados que serão apresentados nos próximos capítulos. No Quadro 2.5 apresenta-se uma lista de alguns dos ensaios sísmicos mais recentes realizados com modelos em alvenaria de pedra ou de tijolo representativos de edifícios existentes. Conforme se pode observar, os modelos ensaiados são na sua maioria em escala real mas, em contrapartida, têm apenas um ou dois pisos em virtude de limitações existentes em termos de capacidade de ensaio. O tipo de ensaios difere, desde o ensaio dinâmico, onde os fenómenos de natureza dinâmica são naturalmente gerados durante o ensaio, até aos ensaios quase estáticos, onde são impostas séries de deslocamentos alternados habitualmente crescentes, passando pelos ensaios pseudo-dinâmicos, onde as forças de inércia e as forças dissipativas são simuladas através de modelos numéricos da estrutura. Por outro lado os ensaios são uniaxiais (1D) ou biaxiais (2D) conforme as capacidades de ensaios existentes ou o interesse do estudo. Apresentam-se de seguida alguns destes ensaios de forma sucinta, nos quais se procura destacar aspectos relacionados com a realização dos próprios ensaios, o tratamento de resultados e as conclusões obtidas. Relativamente aos ensaios realizados no Georgia Tech em 2001, e CERL e OCEERC em 2002, apresentam-se apenas alguns aspectos

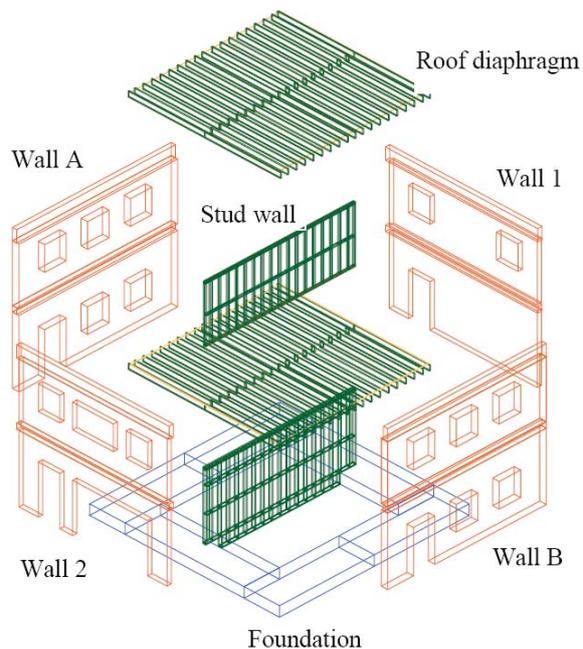
dos modelos ensaiados na Figura 2.61, Figura 2.62 e Figura 2.63, respectivamente, bem como referências bibliográficas que podem ser consultadas para obter mais informações sobre eles. Destes, os dois primeiros correspondem ao mesmo protótipo, pelo que os modelos têm um aspecto semelhante, embora tudo o resto seja diferente (escala geométrica, tipo de solicitação e de ensaio).

Quadro 2.5 – Ensaio sísmicos recentes com modelos em alvenaria de pedra ou de tijolo

Local e data	Modelos	Escala	Solicitação	Ensaio
ZAG, 1993	4 edifícios de 2 pisos em alvenaria de tijolo	1:4	Sísmica 1D	Dinâmico
NCEER, 1994	2 edifícios de 2 pisos em alvenaria de tijolo	3:8	Sísmica 1D	Dinâmico
UPavia, 1994	1 edifício de 2 pisos em alvenaria de tijolo	1:1	Cíclica 1D	Quase estático
ISMES, 1993, 1994 e 1995	8 edifícios de 2 pisos, 4 em alvenaria de tijolo e 4 em alvenaria de pedra	1:1	Sísmica 2D	Dinâmico
NTUA, 1995	6 edifícios de 2 pisos, 3 em alvenaria de tijolo e 3 em alvenaria de pedra	1:1	Sísmica 2D	Dinâmico
Georgia Tech, 2001	1 modelo de 2 pisos em alvenaria de tijolo (ver Figura 2.61)	1:1	Cíclica 1D	Quase estático
CERL, 2002	1 modelo de 2 pisos em alvenaria de tijolo (ver Figura 2.62)	1:2	Sísmica 2D	Dinâmico
OCEERC, 2002	1 modelo de 1 piso em alvenaria de tijolo (ver Figura 2.63)	1:1	Sísmica 1D	Pseudo dinâmico
LNEC, 2005	1 modelo de 1 piso em alvenaria de pedra	1:1	Sísmica 2D	Dinâmico
LNEC, 2006	2 modelos de 2 pisos em alvenaria de blocos e tijolos	1:1	Sísmica 2D	Dinâmico



Em cima: vista do modelo



À direita: componentes do modelo

Figura 2.61 – Modelo ensaiado no *Georgia Institute of Technology* (Georgia Tech) [Yi, 2004]



Figura 2.62 – Vista do modelo ensaiado no *Construction Engineering Research Laboratory* (CERL) do *U.S. Army Engineer Research and Development Center* (ERDC), *U.S. Army Corps of Engineers* (USA CE) [Sweeney *et al.*, 2004]

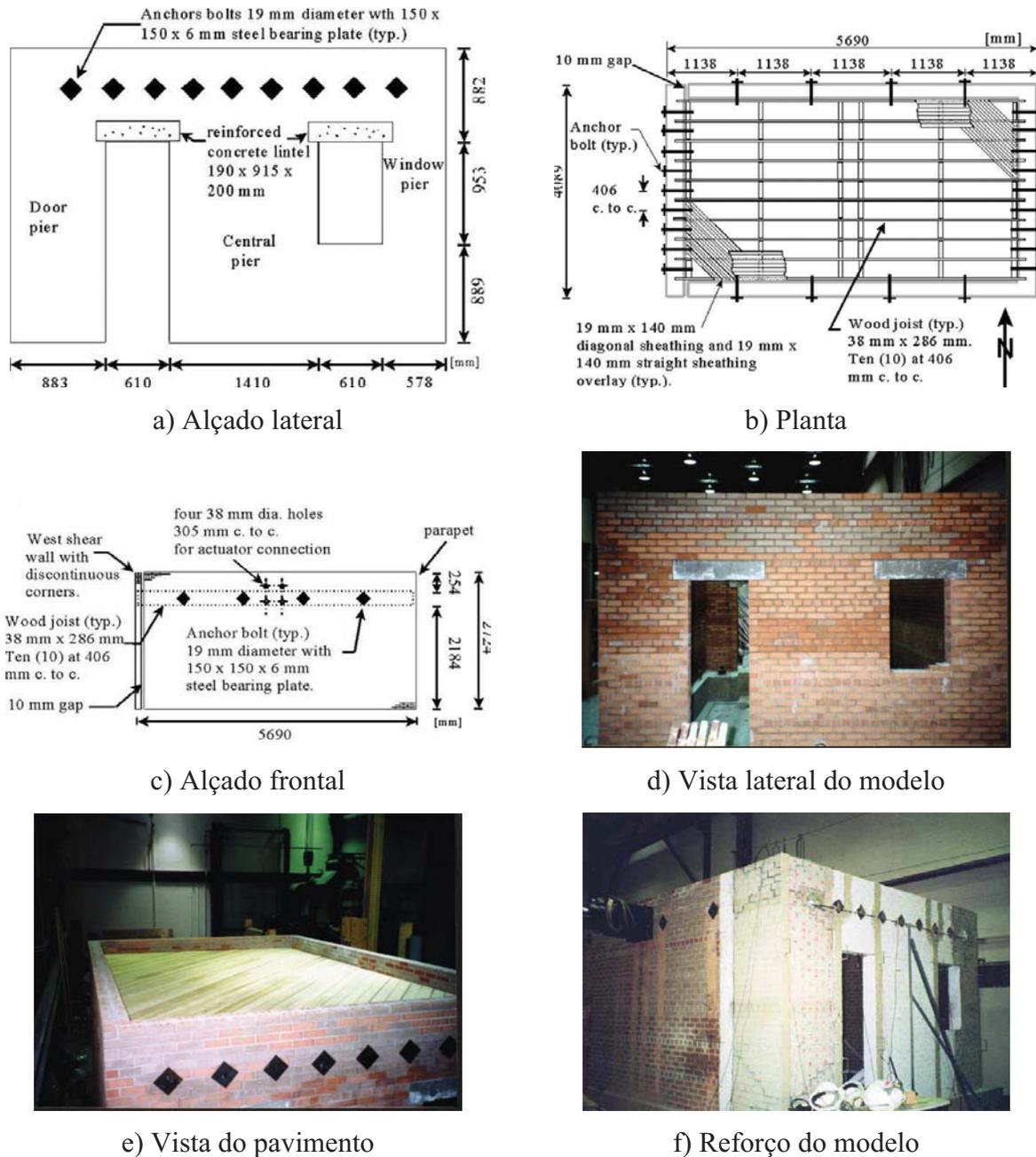


Figura 2.63 – Modelo ensaiado no *Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Centre* (OCEERC) [Paquette *et al.*, 2003] [Paquette & Bruneau, 2004] [Paquette *et al.*, 2004]

#### 2.4.1. Ensaios realizados no ZAG

No *Zavod za gradbeništvo Slovenije* (ex-ZRMK e actual ZAG) foram construídos e ensaiados 4 modelos em alvenaria de tijolo com 2 pisos, em escala reduzida 1:4, cujas características são apresentadas no Quadro 2.6 [Tomažević *et al.*, 1996]. Os modelos A e B são considerados modelos de referência, enquanto os modelos C e D, idênticos ao modelo A,

foram reforçados com tirantes metálicos, que são pré-esforçados no modelo C, colocados ao nível dos pisos. Os ensaios tinham por objectivo investigar a influência do reforço dos pavimentos no comportamento sísmico de edifícios de alvenaria de tijolo. A Figura 2.64 ilustra o ensaio dos modelos A e D na plataforma sísmica uniaxial.

Quadro 2.6 – Características estruturais dos modelos ensaiados [Tomažević *et al.*, 1996]

Modelo	Tipo de pavimento		Tirantes metálicos		Tirantes pré-esforçados
	1º piso	2º piso	Ao longo das paredes	Diagonais	
A	Madeira	Madeira	Não	Não	Não
B	Laje de BA	Laje de BA	Não*	-	-
C	Madeira	Madeira	Sim	Não	Sim
D	Madeira	Madeira	Sim	Sim	Não

\* Foram utilizadas viga de betão armado (BA) no contorno em vez de tirantes



a) Modelo A



b) Modelo D

Figura 2.64 – Fotografias dos ensaios na plataforma sísmica uniaxial [Tomažević *et al.*, 1996]

Os modelos foram instrumentados com acelerômetros, transdutores de deslocamento e extensômetros, o que permitiu analisar o seu comportamento sob vários aspectos. Para o efeito, foram colocados três acelerômetros e três transdutores de deslocamento por piso, dois de cada nos cunhais e mais dois a meio do modelo, de modo a captar a resposta no plano e para fora do plano das paredes, enquanto os extensômetros foram utilizados para medir a deformação dos tirantes metálicos, pré-esforçados ou não. De entre as grandezas deduzidas a partir dos resultados experimentais refere-se, em particular, a energia introduzida pelo movimento imposto na base ( $E_i$ ) durante o ensaio, com duração total  $t_0$ , calculada como

$$E_i = m \times \int_0^{t_0} \text{abs}(\ddot{u}_g(t) \times \dot{u}_g(t)) dt \quad (2.1)$$

Nesta expressão,  $m$  é a massa total do modelo, e  $\ddot{u}_g(t)$  e  $\dot{u}_g(t)$  são, respectivamente, a aceleração e a velocidade impostas na base. Esta definição corresponde, na prática, à soma do trabalho realizado pela plataforma sísmica ao deslocar os modelos idealizados como corpos rígidos fixos à plataforma.

Os ensaios realizados permitiram confirmar que o comportamento sísmico dos edifícios antigos de alvenaria depende da rigidez dos pavimentos e da ligação das paredes. Apesar da configuração das paredes estruturais ser idêntica em todos os modelos, os diferentes tipos de pavimentos e ligações entre paredes deram origem a comportamentos distintos.

No modelo A os pavimentos de madeira não evitaram a separação das paredes, a vibração para fora do plano e o colapso do piso superior, enquanto os modelos C e D, com estrutura idêntica mas reforçados com tirantes, mantiveram a sua integridade até ao colapso final. Os tirantes metálicos, pré-esforçados ou não, evitaram, de forma eficiente, a separação das paredes e a vibração excessiva para fora do plano. Para além disso, concluiu-se que, quando as paredes são bem ligadas, é possível explorar a sua capacidade resistente na totalidade e, conseqüentemente, a resistência sísmica dos edifícios antigos é significativamente melhorada mesmo sem reforçar as próprias paredes.

Nos modelos C e D observaram-se danos nos cunhais pelo que, quando se reforçam os edifícios com tirantes, deve ser dada alguma atenção a essas zonas. Concluiu-se, com base no comportamento observado, que o reforço dos cunhais não melhora significativamente a capacidade resistente embora aumente a dissipação de energia por parte do edifício.

O modelo B, com lajes de betão armado em substituição dos pavimentos de madeira representou uma estrutura completamente diferente. A propagação do dano do primeiro para o

segundo piso é dificultada pela resistência e rigidez dos pavimentos. Isto indica que, no caso da substituição de pavimentos de madeira por lajes de betão armado, é importante que seja garantida uma boa ligação entre a nova laje e as paredes de alvenaria existentes ao longo do seu contorno. As lajes, ao promoverem uma distribuição uniforme das forças de inércia dos pavimentos para as paredes, proporcionam a exploração total da capacidade resistente do edifício.

Por último, a comparação do comportamento sísmico entre todos os modelos revelou que, quando as paredes são adequadamente ligadas e os tirantes são pré-esforçados, não é necessário substituir os pavimentos por lajes de betão armado para garantir um comportamento sísmico adequado. O pré-esforço nos tirantes metálicos, por sua vez, foi responsável pela redistribuição das forças entre paredes na proximidade do colapso.

#### 2.4.2. Ensaio realizados no NCEER

Os ensaios realizados no *National Center for Earthquake Engineering Research* (NCEER) enquadravam-se num programa de investigação sobre a resposta sísmica de edifícios com paredes resistentes de alvenaria não armada e pavimentos flexíveis [Abrams, 1994]. Foram construídos, e ensaiados na plataforma sísmica, dois modelos de dois pisos em escala reduzida 3:8 [Abrams & Costley, 1996] [Abrams, 1997]. As paredes, em alvenaria de tijolo de argila e argamassa tipo O<sup>4</sup>, eram de pano duplo com uma espessura total de 94mm. Os pisos tinham uma estrutura metálica flexível dimensionada para resistir às acções verticais e horizontais. As duas paredes alinhadas com a direcção da solicitação possuíam aberturas e eram ligadas entre si pelos pavimentos flexíveis. As aberturas nestas paredes eram diferentes nos dois modelos, conforme se pode ver na Figura 2.65, com o propósito de variar a sua rigidez e resistência, apresentando-se no Quadro 2.7 as dimensões dos nembros em ambos os casos. As restantes duas paredes, ortogonais, foram avaliadas quanto à sua resistência às forças de inércia para fora do plano e ao efeito de interligação entre paredes perpendiculares.

---

<sup>4</sup> Argamassa de base cimentícia com adição de cal.

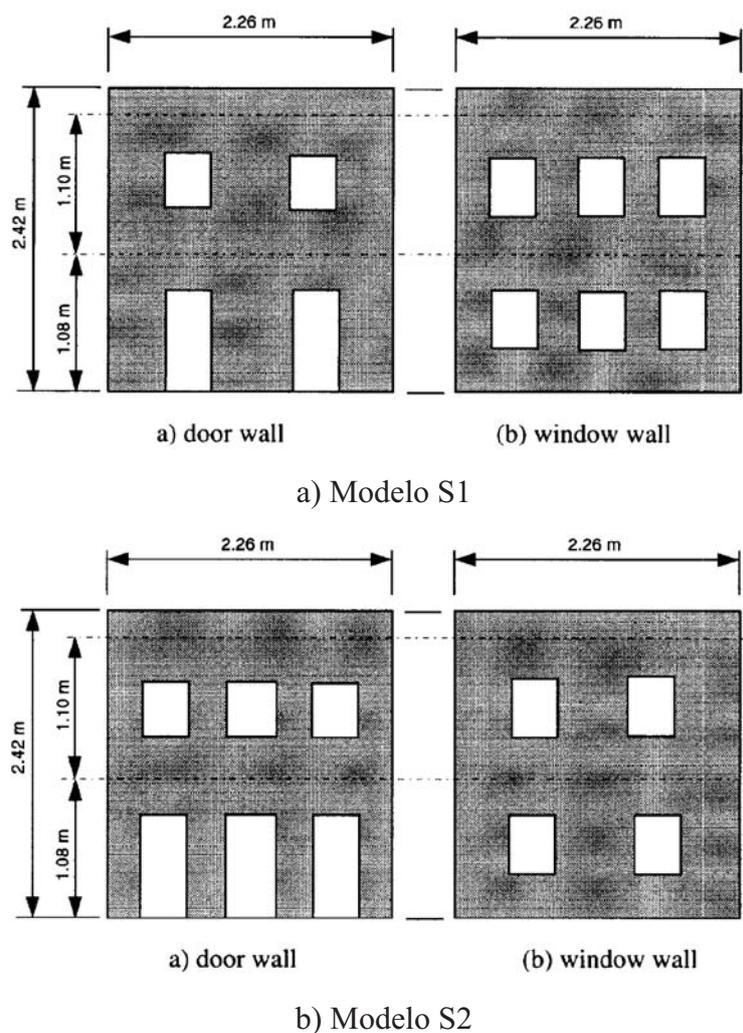


Figura 2.65 – Geometria dos modelos físicos [Abrams &amp; Costley, 1996]

Quadro 2.7 – Dimensões [mm] e relação altura/largura (A/L) dos nembos [Abrams &amp; Costley, 1996]

Estrutura	Parede	Nembos exteriores			Nembos interiores		
		Altura	Largura	A/L	Altura	Largura	A/L
S1	Porta	812	440	1,85	812	686	1,18
S1	Janela	456	240	1,90	456	340	1,34
S2	Porta	812	440	3,38	812	340	2,39
S2	Janela	456	440	1,04	456	686	0,66

Foram colocadas massas adicionais nos dois pisos de modo a que as forças de inércia fossem suficientemente grandes ao ponto de causarem danos no modelo para as acelerações impostas na base dentro dos limites da plataforma sísmica. O peso total de cada modelo era de 68,5kN dos quais 65% localizados nos pisos e os restantes 35% nas paredes. Os ensaios foram realizados impondo, na direcção longitudinal, uma série de acelerações real modificada, para ter em consideração o factor de escala geométrica, e escalada para vários valores de PGA.

As acelerações e deslocamentos medidos no modelo, bem como as acelerações impostas na base durante os ensaios, foram utilizadas para investigar a aplicação dos seguintes procedimentos na avaliação do desempenho sísmico de edifícios reais [Abrams, 1997]: i) cálculo dos espectros de resposta a partir das acelerações na base medidas no local; ii) determinação das frequências de vibração a partir dos espectros de Fourier das respostas ao longo do tempo; iii) dedução dos factores de participação modal a partir das configurações modais; iv) determinação do esforço transversal na base a partir dos espectros de resposta e dos factores de participação modal; v) visualização das relações força-deslocamento a partir das relações entre esforço transversal na base e deslocamentos horizontais; vi) utilização dos quocientes entre as forças calculadas admitindo um comportamento linear e as forças máximas medidas para sugerir coeficientes de comportamento aparentes; vii) comparação das capacidades estimadas com a máxima força medida; viii) comparação dos deslocamentos horizontais com os deslocamentos elásticos previstos para inferir a ductilidade aparente.

A resposta global de cada modelo é apresentada na Figura 2.66 onde os máximos do esforço transversal medido na base são representados em função dos máximos do deslocamento horizontal relativo do 1º piso em cada ensaio. Apesar dos máximos de força e de deslocamento poderem não ser simultâneos, esta relação de valores máximos dá uma visão da história do carregamento e do desempenho obtido.

Aproveitando os resultados destes ensaios, foi também investigada a utilização de vários modelos analíticos na avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis [Abrams & Costley, 1996]. Foram realizadas quatro análises distintas – estática linear, dinâmica linear, estática não linear e dinâmica não linear – e as principais conclusões obtidas na comparação entre os resultados experimentais e analíticos foram: i) uma análise estática linear baseada num coeficiente sísmico equivalente é conservativa; ii) uma análise dinâmica linear capta as amplificações dinâmicas nas paredes e nos pavimentos; iii) uma análise estática não linear reproduz o enfraquecimento progressivo das paredes de alvenaria desde que seja utilizada uma estimativa realista do comportamento pós-cedência; iv) uma análise

dinâmica não linear, baseada no modelo ilustrado na Figura 2.67, é necessária para reproduzir a interação entre os pavimentos flexíveis e a flexão dos nembos no seu plano.

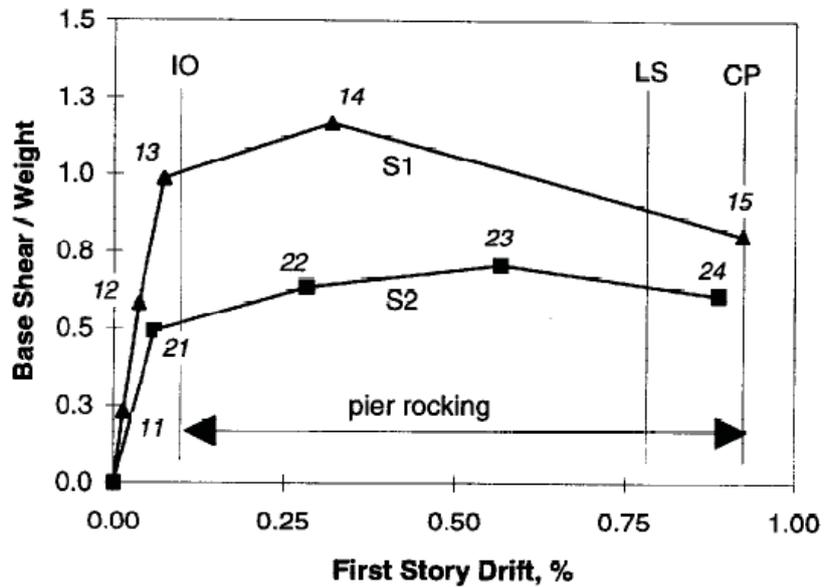


Figura 2.66 – Resumo da resposta global dos modelos [Abrams & Costley, 1996]

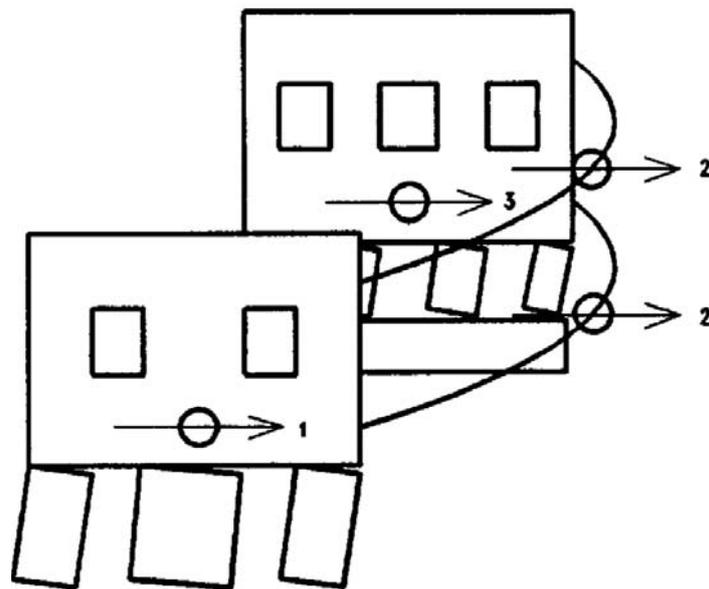


Figura 2.67 – Modelo utilizado na análise dinâmica não linear [Abrams & Costley, 1996]

### 2.4.3. Ensaio realizados na UPavia

Os ensaios realizados na Universidade de Pavia (UPavia) com um modelo de dois pisos em escala real [Calvi *et al.*, 1992] [Magenes *et al.*, 1995] estão relacionados com os ensaios

do NCEER dado que as lições retiradas destes foram utilizadas na preparação daqueles [Abrams, 1994]. As paredes, de pano duplo com uma espessura total de 250mm, eram em alvenaria de tijolo maciço de argila cozida e argamassa de cal hidráulica e areia. Os pavimentos, compostos por uma série de perfis metálicos com secção em “I”, eram propositadamente flexíveis. Na Figura 2.68 apresenta-se a geometria do modelo, onde se observa que as aberturas nas paredes B e D não são simétricas. Para além disso, as paredes A, B e C estão ligadas entre si através dos cunhais, formando um “U” invertido na figura, enquanto a parede D está desligada das restantes.

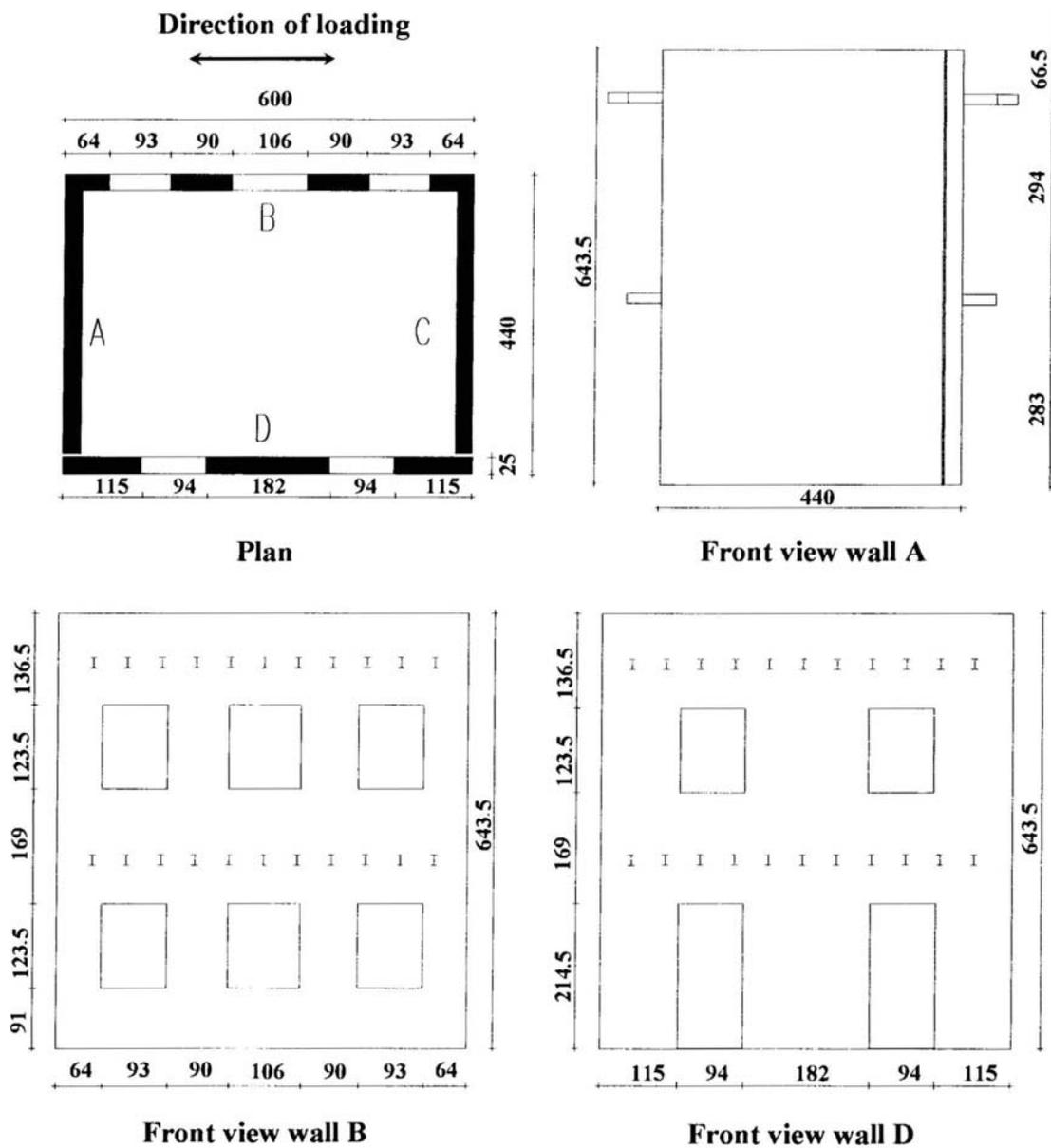
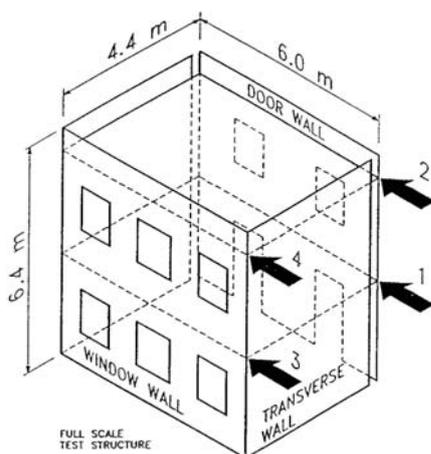


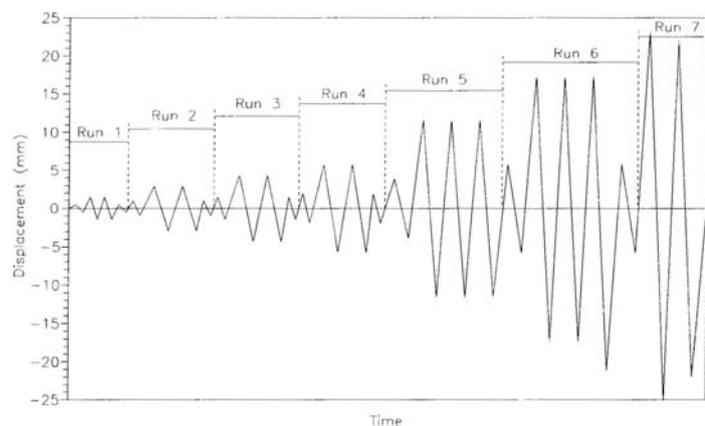
Figura 2.68 – Planta e alçados do modelo (dimensões em cm) [Magenes *et al.*, 1995]

Os pisos foram carregados com, aproximadamente,  $10\text{kN/m}^2$  de modo a simular as cargas verticais actuantes nos pavimentos antes de realizar os ensaios quase estáticos onde foram impostos deslocamentos cíclicos ao nível dos pisos nas posições indicadas na Figura 2.69a). A Figura 2.69b), por sua vez, ilustra os ciclos de deslocamentos com amplitude crescente impostos no segundo piso. O modelo foi ensaiado uma primeira vez e posteriormente reforçado antes de repetir o ensaio. As soluções de reparação e reforço utilizadas contemplaram o aumento da rigidez dos pavimentos, a ligação entre as paredes e a execução de vigas de ligação. Os resultados experimentais foram tratados de modo a obter, nas paredes B e D, deformadas horizontais normalizadas ao deslocamento no topo do modelo e ciclos de força na base em função do deslocamento no topo. Para além disso foram registados os danos observados durante os ensaios como se exemplifica na Figura 2.70.

Os resultados experimentais confirmaram que os mecanismos de colapso de estruturas de alvenaria não armada podem ser bastante complexos, dependendo da interacção dos componentes horizontais e verticais e da influência das cargas axiais tanto constantes como variáveis [Magenes *et al.*, 1995]. Os componentes sem cargas axiais, tais como os lintéis, eram propícios à fendilhação prematura por corte mas, mesmo assim, a resistência última foi definida pela rotura dos nembos. Aos nembos com altura superior à de uma janela estavam, por sua vez, associados mecanismos de rotura à flexão, resultado este que está relacionado com os apresentados na Figura 2.32.

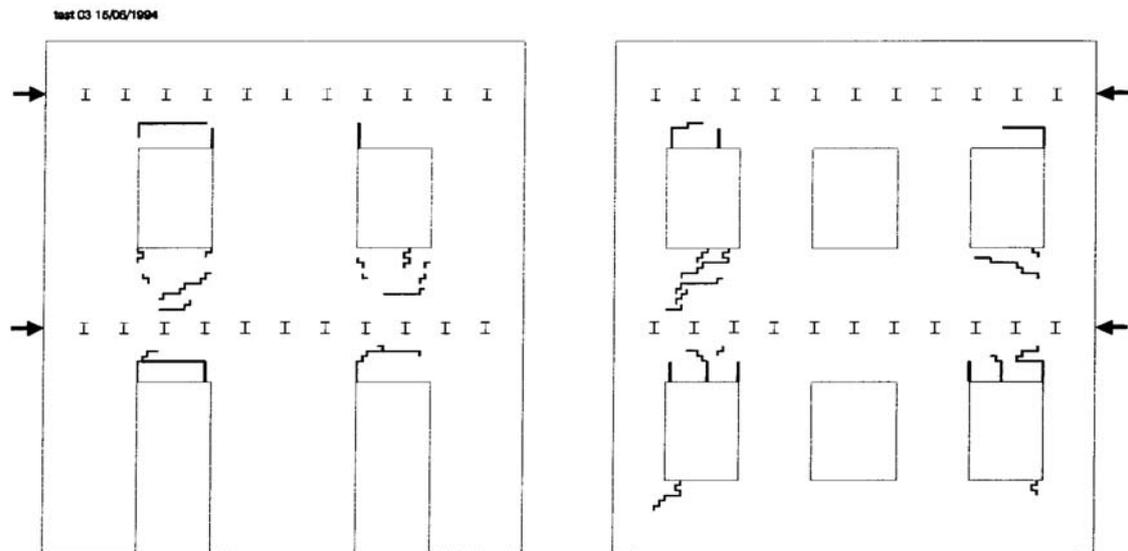


a) Pontos de imposição de deslocamentos

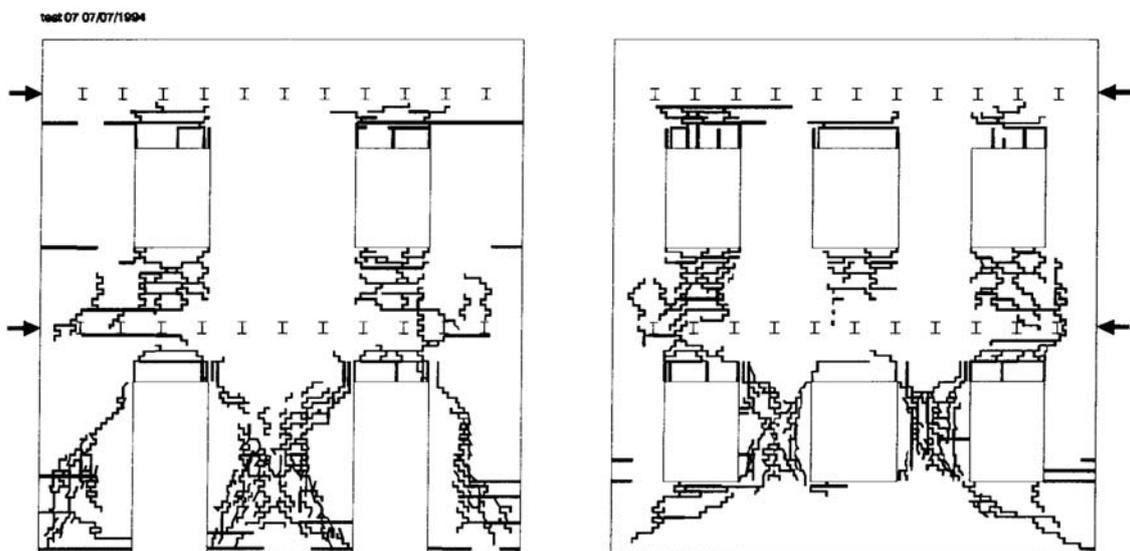


b) Sequência dos deslocamentos aplicados no segundo piso

Figura 2.69 – Sequência dos deslocamentos aplicados no segundo piso [Magenes *et al.*, 1995]



a) Final da série 3 (*drift* máximo de 0,075%)



b) Final da série 7 (*drift* máximo de 0,43%)

Figura 2.70 – Padrões de danos observados no modelo [Magenes *et al.*, 1995]

#### 2.4.4. Ensaios realizados no ISMES e na NTUA

O programa experimental realizado no centro de investigação *Istituto Sperimentale Modelli E Strutture* (ISMES) tinha por objectivo analisar o comportamento sísmico de edifícios existentes em alvenaria e a eficiência de diferentes técnicas aplicadas quer no reforço prévio quer na reparação de edifícios danificados [Benedetti & Pezzoli, 1996] [Benedetti *et al.*, 1998] [Benedetti *et al.*, 2001]. Os ensaios foram realizados na plataforma sísmica do ISMES com modelos à escala 1:2 que reproduziam edifícios de pequeno porte das regiões do

Mediterrâneo afectadas pelos sismos e cuja configuração geométrica se apresenta na Figura 2.71. Foram construídos 8 modelos com 2 andares, 4 em alvenaria de tijolo (Br) e 4 em alvenaria de pedra aparelhada (St), todos eles com paredes de 45cm de espessura, na escala real, e utilizando uma argamassa de fraca qualidade para simular os edifícios reais. As propriedades mecânicas médias dos materiais são as apresentadas no Quadro 2.8.

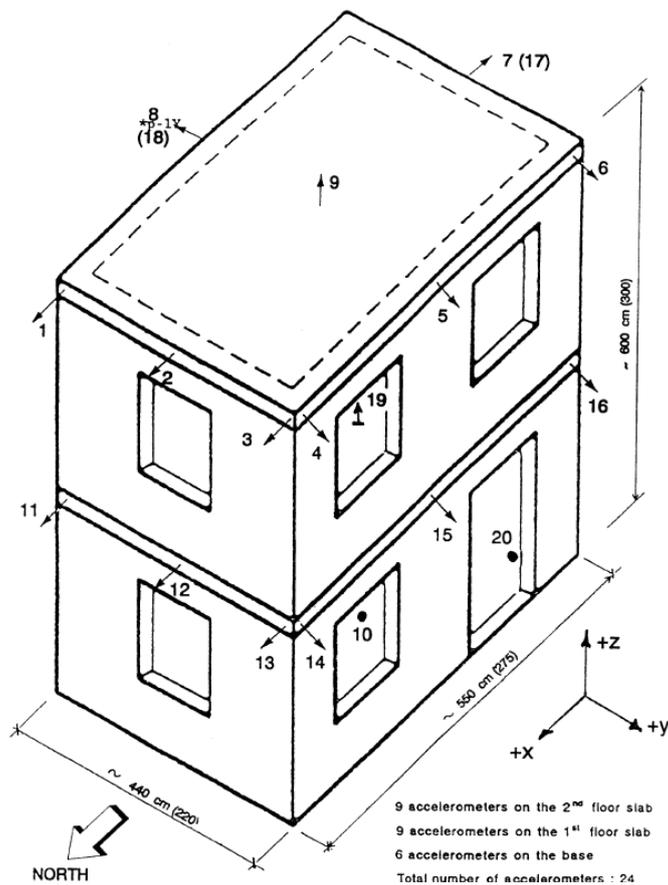


Figura 2.71 – Configuração geométrica e instrumentação dos modelos [Benedetti & Pezzoli, 1996]

Quadro 2.8 – Resistência da alvenaria e da argamassa

Provetes	Dimensões [cm]	Compressão [MPa]	Tracção diagonal [MPa]
Alvenaria de pedra	100×150×22,5	0,27	0,043
Alvenaria de tijolo	100×150×22,5	2,20	0,151
Argamassa	-	0,80	-

Os critérios adoptados no dimensionamento e construção dos modelos foram os de reproduzir de tipologias predominantes de edifícios antigos existentes no Continente Europeu e Mediterrâneo. Os modelos de alvenaria de pedra foram construídos com má qualidade, por exemplo sem preocupação de ligar paredes perpendiculares, para simular os edifícios existentes nas zonas rurais. O primeiro modelo deste tipo a ser ensaiado, modelo G1, colapsou para um nível baixo da acção sísmica devido à separação das paredes pelo que os restantes modelos de alvenaria de pedra foram todos reforçados antes de serem ensaiados. Em todos os modelos os pisos são em madeira, apoiados em vigas de madeira. Contudo, nalguns modelos a ligação entre os pavimentos e as paredes foi melhorada através de conectores metálicos nas vigas e no pavimento. Depois de danificados os modelos foram reparados e/ou reforçados por meio de várias técnicas que consistiram na utilização de:

- Conectores metálicos de ligação das lajes às paredes (s.c.);
- Injecção das principais fendas com argamassa fluida;
- Faixas ao nível de cada piso com rede metálica e uma camada de betão (r.b.);
- Tirantes horizontais (h.t.);
- Rede metálica e camada de betão sobre as lajes (s.n.).

Os 4 modelos em alvenaria de tijolo (A, B, C, D) foram ensaiados duas vezes cada, antes e depois de serem reforçados enquanto que os edifícios de alvenaria de pedra (E, F, G, H) foram ensaiados apenas depois de reforçados. Foram realizados ao todo 12 ensaios. Ao mesmo tempo foram realizados na *National Technical University of Athens* (NTUA) ensaios em mais 6 modelos idênticos aos de ISMES. Das conclusões obtidas neste estudo destacam-se as seguintes:

- Podem ser obtidos significativos acréscimos da capacidade resistente, em relação ao modelo original, utilizando técnicas de reforço relativamente simples;
- A qualidade original da construção desempenha um papel fundamental nos benefícios que podem ser retirados dos reforços, em termos de força horizontal máxima;
- Os tirantes horizontais são bastantes eficientes na prevenção do colapso devido à separação das paredes.

#### 2.4.5. Ensaios realizados no LNEC

Para concluir esta curta lista de ensaios experimentais referem-se, por ordem cronológica, dois programas experimentais realizados recentemente no LNEC com modelos de alvenaria. No primeiro foi construído um modelo de um piso em alvenaria de pedra, representativo de uma tipologia de edifícios comum em certos países do Leste da Europa, como por exemplo a

Roménia, cuja planta é apresentada na Figura 2.72 [Silva *et al.*, 2006] [Bairrão *et al.*, 2007]. As paredes foram construídas em alvenaria de pedra calcária com argamassa M1, de acordo com o Eurocódigo 6 [EC6-1, 2005], e rede de polímero RichterGard® 20 colocada em juntas horizontais espaçadas entre 0,24m e 0,40m. As paredes tinham 3,6m de altura, 0,24m de espessura e 4 aberturas, uma porta com 1,0m×2,0m na parede Sul, duas janelas com 1,0m×1,0m na parede Este e uma janela com 1,0m×1,0m na parede Oeste. O modelo não contemplava laje de cobertura.

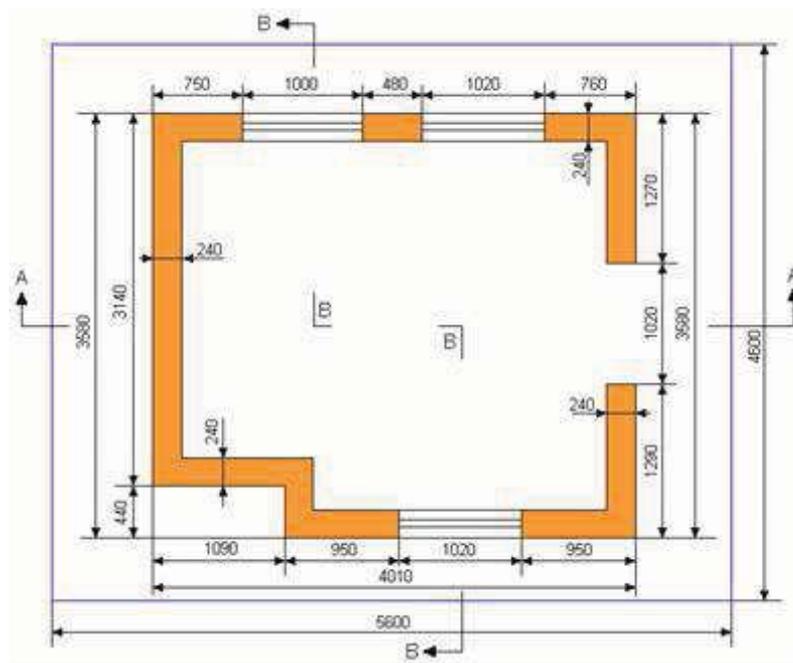


Figura 2.72 – Geometria do modelo ensaiado [Silva *et al.*, 2006] [Bairrão *et al.*, 2007]

Os objectivos do projecto de investigação eram os seguintes:

1. Demonstração da qualidade de uma técnica do reforço de alvenaria de pedra natural através da utilização de redes de polímeros;
2. Análise do comportamento de estruturas novas em alvenaria de pedra e reforçadas com camadas horizontais de redes de polímeros;
3. Análise do comportamento da alvenaria de pedra reparada coberta com redes de polímeros;
4. Recolha de resultados para a validação de análises numéricas.

O modelo foi inicialmente ensaiado na plataforma sísmica triaxial, com acelerações de amplitude crescente até cerca de 0,36g, tendo-se observado um bom comportamento apesar do aparecimento de algumas fendas junto das aberturas e na argamassa entre blocos de pedra.

Após esta primeira fase de ensaios o modelo foi reforçado verticalmente utilizando as mesmas redes de polímero RichterGard® 20 e um reboco de argamassa com adição de fibras numa percentagem de 0,03% da sua massa total. Pretendia-se desta forma confinar as paredes, em conjugação com o reforço horizontal utilizado nas juntas, e aumentar a resistência à compressão e ao corte dos elementos estruturais [Juhásová *et al.*, 2006]. A Figura 2.73 ilustra o processo de reforço do modelo com a preparação da superfície, a colocação da rede utilizando espaçadores e a aplicação do reboco armado.



a) Preparação da superfície da parede



b) Pormenor da colocação da rede RichterGard® 20 com os espaçadores



c) Aplicação da rede nas paredes do modelo



d) Execução do reboco armado

Figura 2.73 – Reforço do modelo com a rede RichterGard® 20 [Silva *et al.*, 2006]

O modelo foi ensaiado novamente, com acelerações de amplitude crescente que atingiram cerca de 1,29g. Nesta segunda fase de ensaios observou-se uma melhoria significativa do comportamento local e global da estrutura que permitiu que fossem atingidos valores de PGA

muito mais elevados do que na primeira fase sem que isso correspondesse a um aumento significativo dos danos.

O segundo projecto de investigação realizado no LNEC tinha por objectivo estudar soluções de reforço para edifícios em alvenaria típicos do Norte da Europa, onde a sismicidade é baixa a moderada [Degée & Plumier, 2006] [Degée *et al.*, 2007]. Foram construídos, em escala real, dois edifícios em alvenaria de blocos/tijolos, um não reforçado e o outro reforçado, com dois pisos, um com lajes pré-fabricadas de betão e o outro com estrutura de madeira, representativos das construções de pequeno porte na Bélgica e ilustrados na Figura 2.74. Embora estes ensaios se destinassem fundamentalmente à construção de edifícios novos, interessa destacar aqui os pormenores de reforço utilizados no pavimento de madeira que se apresentam na Figura 2.75. Este pavimento apresenta vigas de madeira orientadas na direcção do menor vão e tarugos de solidarização na direcção perpendicular. Para aumentar a rigidez no plano do pavimento foram colocados varões metálicos na direcção das tarugos ligando as vigas do pavimento duas a duas (Figura 2.75a). Adicionalmente, foram colocadas chapas metálicas no lado exterior da parede resistente (Figura 2.75b) de modo a melhorar a ligação do pavimento às paredes. Os ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC permitiram confirmar que o comportamento sísmico do modelo reforçado foi superior ao do modelo não reforçado, registando-se menores deslocamentos relativos nos pisos, embora não seja possível atribuir esta melhoria exclusivamente a estes dois reforços dado que outras soluções foram utilizadas simultaneamente.



Figura 2.74 – Vista dos 2 modelos construídos [Degée *et al.*, 2007]



a) Ligação entre vigas



b) Ligação das vigas às paredes

Figura 2.75 – Aspecto dos reforços utilizados no pavimento de madeira [Degée *et al.*, 2007]

## 2.5. Notas finais do Capítulo 2

No presente Capítulo reviram-se os conhecimentos existentes sobre o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria considerados mais relevantes para o trabalho realizado no âmbito da presente tese e que se vai apresentar nos próximos capítulos. Os edifícios “gaioleiros” foram descritos de uma forma mais detalhada tendo em vista a definição dos protótipos que servem de base ao programa experimental. Foi apresentada uma descrição detalhada sobre os materiais de construção e processos construtivos utilizados nos edifícios antigos de alvenaria, com destaque para os edifícios “gaioleiros” que serão o objecto principal do estudo. O comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria foi descrito genericamente e os factores condicionantes foram referenciados. Apresentaram-se algumas soluções de reforço destinadas a resolver algumas das deficiências apontadas no comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria. Por fim, fez-se uma breve descrição de alguns ensaios experimentais realizados recentemente com o intuito de obter indicações úteis à preparação dos ensaios e tratamento de resultados que se apresentam nos próximos dois capítulos.

## 2.6. Referências bibliográficas

[Abrams, 1994] Daniel Abrams, “Seismic response of unreinforced masonry buildings”. Research accomplishments, 1986-1994, The National Center for Earthquake Engineering Research, pages 9-18. (disponível em [http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/94-SP02/rsconvert.asp?f=rsa1\\_urm.html](http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/94-SP02/rsconvert.asp?f=rsa1_urm.html)).

[Abrams & Costley, 1996] D. P. Abrams, A. C. Costley, “Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings” 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (11WCEE), Paper 976, Mexico.

[Abrams, 1997] Daniel P. Abrams, “Response of Unreinforced Masonry Buildings”, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 1, Issue 1, January 1997, pages 257-273.

[Anthoine *et al.*, 1995] A. Anthoine, G. Magenes, G. Magonette, “Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls”, *Proceedings of the 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 1657-1662.

[Appleton, 2003] João Appleton, “Reabilitação de edifícios antigos – Patologias e tecnologias de intervenção”, Edições Orion, ISBN: 9728620039.

[D’Ayala, 1999] D. F. D’Ayala, “Correlation of seismic vulnerability and damage between classes of buildings: Churches and houses” em “Seismic damage to masonry buildings”, A. Bernardini (editor), Balkema, Rotterdam, ISBN: 9058091155.

[D’Ayala & Speranza, 2002a] D. D’Ayala, E. Speranza, “An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings”, 12th European Conference on Earthquake Engineering (12ECEE), Paper 561.

[D’Ayala & Speranza, 2002b] D. D’Ayala, E. Speranza, “Single family stone masonry house”, *World Housing Encyclopedia* (<http://www.world-housing.net/>), Report/Italy, EERI & IAEE.

[D’Ayala *et al.*, 2004] D. D’Ayala, M. Bostenaru Dan, A. Yakut, “Vulnerable dwelling typologies in European countries affected by recent earthquakes”, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 823.

[Bairrão *et al.*, 2007] R. Bairrão, M. J. Falcão Silva, E. Juhasova, A. Campos Costa, E. Coelho, “Comparação de diferentes técnicas de reforço com redes de polímero em alvenaria de pedra”, *Sísmica2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Porto, Portugal.

[Benedetti & Pezzoli, 1996] D. Benedetti, P. Pezzoli, “Shaking table tests on masonry buildings – Results and comments – Experimental evaluation of technical interventions to reduce the seismic vulnerability of masonry buildings”, *ISMES – Politecnico di Milano Report*, Seriate, Bergamo, Italy, 1996.

[Benedetti *et al.*, 1998] D. Benedetti, P. Carydis, P. Pezzoli, “Shaking table tests on 24 simple masonry building”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.27, 67-90, 1998.

[Binda & Saisi, 2005] L. Binda and A. Saisi, “Research on historic structures in seismic areas in Italy”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2005, 7:71–85.

[Cabrita *et al.*, 1993] A. R. Cabrita, J. Aguiar, J. Appleton, “Manual de apoio à reabilitação dos edifícios do Bairro Alto”, Câmara Municipal de Lisboa & LNEC, ISBN: 9729583404.

[Calvi *et al.*, 1992] G. M. Calvi, G. Magenes, G. Magenes, A. Pavese, “Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype – Report 1.1 – Design of the experimental tests”, G.N.D.T., Pavia, February 1992.

[Campos Costa *et al.*, 2004] A. Campos Costa, P. Candeias, B. Massena, V. Córias e Silva, “Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicação de reforços de fibra de vidro (GFRP)”, Sísmica2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal.

[Carocci, 2001] C. F. Carocci, “Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas” em P.B. Lourenço & P. Roca (editores), “Historical Constructions”, Universidade do Minho, 2001: 145–165, Guimarães.

[Carvalho *et al.*, 1998] E. C. Carvalho, C. S. Oliveira, M. R. Fragoso, V. Miranda, “Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afectados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998”, Materiais de Construção e Estruturas, Relatório 100/98, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Região Autónoma dos Açores.

[Carvalho & Oliveira, 1999] E. C. Carvalho, C. S. Oliveira, “Construção anti-sísmica – Edifícios de pequeno porte”, ICT – Informação Técnica – Estruturas, DIT 13, LNEC, Lisboa

[Corradi *et al.*, 2008] M. Corradi, C. Tedeschi, L. Binda, A. Borri, “Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing”, Construction and Building Materials, Volume 22, Issue 4, April 2008, Pages 463-472.

[Decanini *et al.*, 2004] L. Decanini, A. de Sortis, A. Goretti, R. Langenbach, F. Mollaioli, A. Rasulo, “Masonry Building Performance in the 2002 Molise Earthquake”, Earthquake Spectra, July 2004, Volume 20, Issue S1, pp. S191-S220.

[Degée & Plumier, 2006] Hervé Degée, André Plumier, “Experimental investigation on the seismic behaviour of masonry housing in low seismicity areas”, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 220.

[Degée *et al.*, 2007] Hervé Degée, Vincent Denoël, Paulo Candeias, Alfredo Campos Costa, Ema Coelho, “Experimental investigation on the seismic behaviour of North European

masonry houses”, *Sísmica2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Porto, Portugal.

[Dhanasekar *et al.*, 1985] M. Dhanasekar, A. W. Page, P. W. Kleeman, “The failure of brick masonry under biaxial stresses”, *Proc. Intsn. Civ. Engrs.*, Part 2, 79 , p. 295-313

[Dolce *et al.*, 2001] M. Dolce, D. Nigro, F.C. Ponzio, R. Marnetto, “The CAM system for the retrofit of masonry structures”, *7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures*, Assisi, Italy, October 2-5, 2001.

[EC6-1, 2005] “Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry”, Brussels.

[EC8-1, 2004] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Brussels.

[EC8-3, 2005] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Strengthening and repair of buildings”, Brussels.

[EERI & IAEE, 2008] sítio da “World Housing Encyclopedia” (<http://www.world-housing.net/>) sítio consultado em 2008-04-14.

[ElGawady *et al.*, 2004] M. ElGawady, P. Lestuzzi, M. Badoux, “A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM”, *13th International Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam, July 4-7, 2004.

[Farinha & Reis, 1998] J.S. Brazão Farinha, A. Correia dos Reis, *Tabelas Técnicas*, Edições Técnicas, Lda.

[FEMA & ATC, 1998] Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, “FEMA 306 – Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual”, EUA.

[FEMA & ATC, 2005] Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, “FEMA 440 – Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures”, EUA.

[FEMA & NIST, 2006] Federal Emergency Management Agency, “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings – FEMA 547/2006 Edition”, Prepared by Rutherford & Chekene (R & C) Consulting Engineers (Subconsultant) under contract with National Institute of Standards and Technology (NIST), EUA.

[Juhásová *et al.*, 2006] E. Juhásová, R. Sofronie, M. Hurák, “Combined effects of fibre mortars and reinforced polymers on the seismic capacity of masonry”, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 784.

[Langenbach, 2006] R. Langenbach, “From ‘opus craticium’ to the ‘Chicago frame’ – Earthquake resistant traditional construction” em “Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006”, P.B. Lourenço, P. Roca, C. Modena, S. Agrawal (Eds.), ISBN: 9728692277.

[Lourenço, 1996] P. B. Lourenço, “Computational strategies for masonry structures”, PhD Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, Delft University Press, ISBN: 9040712212.

[Lourenço & Zucchini, 2001] P. B. Lourenço, A. Zucchini, “A homogenization model for stretcher bond masonry” em “Computer Methods in Structural Masonry – 5”, Eds. T.G. Hughes & G.N. Pande, Computers & Geotechnics, UK, p. 60-67 (2001).

[Machado *et al.*, 1997] S. Machado, H. Cruz, L. Nunes, G. Monteiro, “Madeira para construção – Especificação de madeiras para estruturas – M1”, LNEC, Lisboa, ISSN: 08736472.

[Magenes *et al.*, 1995] G. Magenes, G. M. Calvi, R. Kingsley, “Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: Test procedure and measured experimental response”, em “Experimental and Numerical Investigation on a Brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment – Report 3.0”, G.N.D.T., Pavia, January 1995.

[Magenes & Calvi, 1997] G. Magenes, G. M. Calvi, “In-plane seismic response of brick masonry walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 1091-1112 (1997).

[Magenes *et al.*, 2000] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), “Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, Itália, 99 pp.

[Magenes, 2006] G. Magenes, “Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint”, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: Keynote Address K9.

[Mascarenhas, 2003] J. Mascarenhas, “Sistemas de Construção III”, Livros Horizonte, ISBN: 9722412590.

[Mascarenhas, 2004] J. Mascarenhas, “Sistemas de Construção V”, Livros Horizonte, ISBN: 9722413384.

[Mateus, 2002] J. M. Mateus, “Técnicas tradicionais de construção de alvenarias – A literatura técnica de 1750 a 1900 e o seu contributo parra a conservação de edifícios históricos”, Livros Horizonte, ISBN: 9722412345

[Modena *et al.*, 2000] C. Modena, F. Pineschi e M. R. Valluzzi (A cura di), “Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000, 89 pp.

[OPCM, 2003] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Ordinanza 3274.

[Page, 1981] A. W. Page, “The biaxial compressive strength of brick masonry”, Proc. Intsn. Civ. Engrs., Part 2, 71, p. 893-906.

[Page, 1983] A. W. Page, “The strength of brick masonry under biaxial compression-tension”, International Journal of Masonry Construction, 3(1), p. 26-31.

[Paquette *et al.*, 2003] J. Paquette, M. Bruneau, S. Brzev, “Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm”, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 6, June, pp. 708-716.

[Paquette & Bruneau, 2004] Paquette, J. and M. Bruneau, 2004, “Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm”, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Paper 2609.

[Paquette *et al.*, 2004] J. Paquette, M. Bruneau, S. Brzev, “Seismic testing of repaired unreinforced masonry building having flexible diaphragm”, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 10, October 1, 2004.

[Paulay & Priestley, 1992] T. Paulay, M. J. N. Priestley, “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, Wiley-Interscience, ISBN: 0471549150.

[Penna, 2008] A. Penna, “Vulnerability assessment of masonry structures using experimental data and simplified models”, “Short Course on Post-Earthquake Buildings Safety and Damage Assessment”, Eucentre, Pavia, Junho de 2008.

[Pinho, 2000] Fernando F. S. Pinho, “Paredes de Edifícios Antigos em Portugal”, Coleção Edifícios, nº8, LNEC, Lisboa.

[Richtergard, 2002] “The Ultimate Masonry Protection System”, [www.richtergard.com](http://www.richtergard.com).

[Roque, 2002] J. Roque, “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria”, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães

[Segurado, 1908] J. Santos Segurado, “Alvenaria e Cantaria”, Biblioteca de instrução profissional, Lisboa.

[Silva & Soares, 1997] V. Córias e Silva, I. Soares, “Vulnerabilidade sísmica dos edifícios “Gaioleiros” de Lisboa e medidas possíveis para a reduzir”, 3º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa.

[Silva, 2001a] V. C. Silva, “Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado” em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Silva, 2001b] V. C. Silva, “Preserving “Baixa Pombalina” through low intrusive seismic rehabilitation methods. The COMREHAB project”, Archi2000 International Millennium Congress, UNESCO (<http://www.unesco.org/archi2000/>)

[Silva *et al.*, 2006] M. J. F. Silva, P. Candeias, A. Campos Costa, R. Bairrão, “Ecoleader Project User Group 3: Iridex Construction Group – Enhancing seismic resistance and durability of natural stone masonry – Construction and first phase of the experimental program”

[STAP, 2003] Comunicação particular

[Sweeney *et al.*, 2004] Steven C. Sweeney, Matthew A. Horney, Sarah L. Orton, “Tri-Directional Seismic Analysis of an Unreinforced Masonry Building With Flexible Diaphragms”, U.S. Army Corps of Engineers

[Tomažević *et al.*, 1996] M. Tomažević, M. Lutman, P. Weiss, “Seismic upgrading of old brick-masonry urban houses: Tying of walls with steel ties”, Earthquake Spectra, Volume 12, No. 3, August 1996

[Tomažević, 1999] M. Tomažević, “Earthquake-resistant design of masonry buildings”, Series on Innovation in Structures and Construction – Vol. 1, Series Editors: A. S. Elnashai & P. J. Dowling, ISBN: 1860940668

[Virdi & Rashkoff, 2008] K. S. Virdi, R. D. Rashkoff, (<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/Repairstrengthening/RSSStoneMasonry.htm>) sítio consultado em 2008-04-16

[Yi, 2004] Tianyi Yi, “Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms”, PhD thesis in Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, February 2004

### 3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

#### 3.1. Selecção de protótipos

A selecção de protótipos constitui um dos primeiros passos na preparação de qualquer programa experimental dado que eles materializam o objecto, frequentemente idealizado, que se pretende ensaiar. Para o efeito, é necessário ter uma ideia bem definida do que são os edifícios “gaioleiros” que são objecto deste estudo. Recorda-se que estes foram inicialmente definidos como tipologia no Capítulo 1 e que, posteriormente, descreveram-se genericamente os principais elementos estruturais e não estruturais bem como as deficiências que condicionam a sua vulnerabilidade sísmica no Capítulo 2. Vejam-se agora alguns casos reais recorrendo a um estudo realizado num quarteirão de Lisboa [Appleton, 2005] onde foram analisados vinte edifícios “gaioleiros” construídos entre 1908 e 1930. Estes edifícios têm entre quatro e oito pisos acima do solo e um ou dois fogos por piso, ambos distribuídos da forma indicada na Figura 3.1, e um pé direito variável entre 2,7 m e 4,5 m. As áreas de implantação dos edifícios oscilam entre 127,8 m<sup>2</sup> e 529,0 m<sup>2</sup>, estando as larguras compreendidas entre os 6,5 m e os 15,2 m e as profundidades entre os 16,5 m e os 28,0 m.

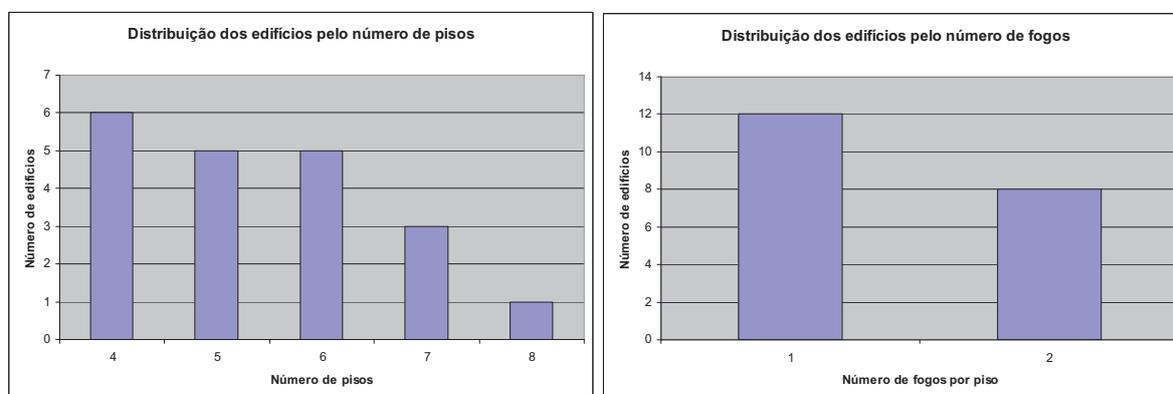


Figura 3.1 – Distribuição de uma amostra de 20 edifícios “gaioleiros” pelo número de pisos e pelo número de fogos [Appleton, 2005]

O quarteirão inclui, naturalmente, edifícios de gaveto e edifícios de correnteza. Relativamente aos primeiros não foi possível encontrar aspectos comuns entre eles mas nos segundos foram identificados três tipos:

- Tipo 1 – Edifícios de pequena/média dimensão, em lotes de frente estreita, com saguão e escada interior laterais (em paredes opostas), com um fogo de pequena/média dimensão por piso;
- Tipo 2 – Edifícios de grande dimensão, em lotes de frente larga, com dois saguões ou saguão e pátio estreito, escada lateral, com um fogo de grande dimensão por piso;
- Tipo 3 – Edifícios de grande dimensão, em lotes de frente larga, com dois saguões laterais e eventualmente um central, com escada central, com dois fogos de média dimensão por piso.

As características dos vários elementos constituintes destes edifícios, estruturais e não estruturais, podem ser resumidas da seguinte forma:

- As fundações são construídas em alvenaria de pedra, com argamassa de areia e cal na proporção aproximada de uma parte para o seu dobro. A largura das fundações é variável e influenciada geralmente pela altura do edifício, sendo mais largas nas paredes anterior e posterior e mais estreitas nas paredes meeiras e de empena, e sendo as das paredes dos saguões semelhantes a estas últimas;
- As paredes exteriores são em alvenaria de pedra, com argamassa de cal e areia, no caso das paredes anterior e posterior ou então em alvenaria de tijolo no caso das paredes de empena, meeiras ou de saguão. As paredes anterior e posterior são geralmente as mais espessas do edifício, sendo as paredes de empena e meeiras bastante mais finas do que elas e as paredes dos saguões ainda mais finas. Para além disso, é frequente as paredes anterior e posterior reduzirem a sua espessura ao longo da altura;
- As paredes interiores mais importantes e algumas das paredes paralelas à fachada principal, classificadas como “frontais”, são sempre em tijolo enquanto as paredes mais finas e perpendiculares à fachada principal, designadas como “tabiques”, são, nalguns casos, também em tijolo ou, então, em tábuas de madeira fasquiadas e rebocadas;
- Os pavimentos correntes têm estrutura de madeira composta por: frechais, através dos quais é descarregado o peso nas paredes, vigamentos, que são os elementos principais da estrutura, tarugos, utilizados para travar os vigamentos na direcção perpendicular, e soalhos. Nas zonas “húmidas” dos fogos e nas varandas esta estrutura é substituída por uma estrutura metálica com perfis de diversas dimensões que apoiam abobadilhas;
- As coberturas são todas em madeira, com asnas simplificadas.

As dimensões mínimas, médias e máximas de alguns destes elementos construtivos são apresentadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Dimensões mínimas, médias e máximas de alguns elementos construtivos  
[Appleton, 2005]

Elemento	Tipo	Dimensão	Mínima	Média	Máxima
Fundações	Anterior e Posterior	Largura	0,80m	0,96m	1,50m
	Empena e Meeiras		0,50m	0,60m	0,80m
	Saguões		0,50m	0,66m	1,00m
Paredes exteriores	Anterior e Posterior	Espessura (no R/C)	0,50m	0,68m	1,00m
	Empena e Meeiras		0,20m	0,41m	0,50m
	Saguões		-	0,38m	-
Paredes interiores	Frontais (tijolo)	Espessura	-	0,16m	-
	Tabiques (tijolo)		0,10m	-	0,15m
	Tabiques (madeira)		-	-	0,10m
Pavimentos	Vigamento	Afastamento	0,35m	-	0,40m
		Altura	0,16m	-	0,22m
		Largura	0,07m	-	0,08m
	Frechais	Secção	0,08m × 0,08m 0,10m × 0,07m 0,10m × 0,08m		

A selecção dos protótipos foi baseada nas características enumeradas anteriormente e na sua representatividade face à tipologia construtiva e distribuição geográfica. Os protótipos seleccionados correspondem por isso a edifícios com paredes resistentes de alvenaria de pedra, com quatro pisos e cobertura. Os pisos apresentam uma estrutura em madeira e têm um pé direito de cerca de 3,60 m. As fachadas apresentam aberturas regulares de formato rectangular que podem assumir diversas dimensões mas cuja área total ocupa cerca de 25% a

35% da superfície da fachada. Embora as plantas destes edifícios apresentem variações, considerou-se que as dimensões do lote onde estão implantados os protótipos são de cerca de 9 m por 12 m. Atendendo às diferentes posições que os edifícios podem assumir num conjunto edificado, foram idealizados três tipos de protótipos:

1. Edifício isolado de planta rectangular, com duas fachadas opostas com aberturas numa percentagem de 28,6% da área, duas empenas cegas e cobertura de duas águas inclinadas com pendente no sentido das fachadas;
2. Edifício em banda de planta rectangular, com duas fachadas opostas com uma percentagem de aberturas de 28,6% da área das fachadas, duas empenas opostas com saguão e uma abertura por piso, e duas águas inclinadas com pendente no sentido das fachadas;
3. Edifício de esquina de planta rectangular, com duas fachadas perpendiculares entre si com uma percentagem de aberturas de 30,8% da área das fachadas, duas empenas perpendiculares entre si com saguão e uma abertura por piso, e quatro águas inclinadas com pendente no sentido das fachadas.

A selecção destes protótipos permite considerar explicitamente edifícios com geometrias diferentes e estudar os efeitos locais e globais no seu comportamento. Um primeiro aspecto é o da influência das diferentes paredes exteriores devido ao contraste existente entre grandes empenas sem aberturas e fachadas com uma grande percentagem de aberturas. Dado que nos protótipos de edifício isolado e de edifício em banda as duas empenas e as duas fachadas são paralelas entre si, esta diferença no aspecto das paredes implica que o edifício apresente uma rigidez e uma resistência diferente segundo as respectivas direcções horizontais, o que condiciona o seu comportamento às componentes horizontais da acção sísmica. Um segundo aspecto é o da influência dos saguões no comportamento das empenas dado que, ao dividi-las em duas paredes distintas cada uma com menos de metade da dimensão original, se diminui significativamente a sua rigidez e resistência no plano. Em contrapartida, como a configuração geométrica em planta do saguão forma uma espécie de contrafortes, melhora-se o comportamento da empena na direcção perpendicular ao seu plano. Um terceiro aspecto é o da influência das assimetrias nos edifícios de esquina dado que, neste caso, as duas fachadas são perpendiculares entre si, bem como as duas empenas, resultando um edifício assimétrico em que os efeitos da torção global se farão sentir. Um quarto aspecto a ter em conta é o da influência da forma como os pisos e a cobertura estão ligados às paredes de empena e de fachada. Esta ligação poderá servir apenas para transmissão das cargas verticais da estrutura de madeira dos pisos e da cobertura para as paredes ou também para impedir o deslocamento

horizontal das paredes e prevenir, conseqüentemente, o colapso das paredes para fora do seu plano. Por último, mas não menos importante, é de referir o efeito de quarteirão que resulta do facto dos edifícios partilharem frequentemente as paredes meeiras<sup>1</sup>, pelo que o comportamento de cada edifício é influenciado pelo dos edifícios contíguos. Este efeito, que é observado experimentalmente em ensaios de campo, faz-se sentir principalmente em edifícios que apresentam boas ligações entre os vários elementos estruturais e não estruturais, como por exemplo nos edifícios Pombalinos [Silva *et al.*, 2001], ao contrário do que sucede na tipologia em estudo e, como tal, não é contemplado nos modelos a ensaiar. Estes são alguns dos aspectos que deveriam, na medida do possível, ser contemplados nos modelos experimentais que se definem na secção seguinte.

### **3.2. Definição de modelos**

A definição de modelos experimentais resulta da, por vezes indispensável, adaptação dos protótipos às limitações impostas pelas capacidades reais em termos de realização de ensaios, nos quais se introduzem algumas simplificações sem, no entanto, colocar em causa a validade dos resultados obtidos. No presente caso, pretendia-se avaliar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios “gaioleiros”, enquanto tipologia, e testar a eficácia de diferentes soluções de reforço aplicadas aos vários protótipos. Os modelos a construir e ensaiar na plataforma sísmica triaxial do LNEC deveriam reproduzir os aspectos mais relevantes do comportamento dos edifícios “gaioleiros” quando sujeitos às acções sísmicas, o qual é influenciado não só pela geometria do edifício como também pelas características dos diversos materiais utilizados na sua construção. Por este motivo, a geometria dos modelos, bem como os materiais utilizados na sua construção, estão directamente relacionados com os dos protótipos. Apesar disso, alguns pormenores que podem afectar o comportamento, como sejam a variação da espessura das paredes em altura, a cobertura com várias vertentes, a existência de tabiques interiores ou de massas ao nível dos pisos, não foram contemplados dada a dificuldade em os reproduzir nos modelos. Não obstante estas limitações, os modelos deviam simular adequadamente a influência que a flexibilidade dos pavimentos, as ligações entre pavimentos e paredes, e a existência de reforços nos nembos têm no comportamento sísmico destes edifícios. Pretendia-se, desta forma, conduzir o estudo de investigação experimental num contexto relativo, em

---

<sup>1</sup> Paredes de empena utilizadas simultaneamente para dividir os lotes de construção e como parede resistente comum a dois edifícios contíguos.

que a eficiência de diferentes técnicas de reforço é avaliada por comparação com situações de referência não reforçadas.

Os modelos têm todos quatro pisos e paredes resistentes exteriores, podendo possuir, ou não, saguões. Os modelos têm sempre duas fachadas com aberturas distribuídas regularmente, correspondentes a portas, e, nos edifícios com saguões, uma abertura centrada no saguão, correspondente a uma janela. Os ensaios seriam realizados em modelos repartidos por três tipos consoante a geometria, em correspondência directa com os diferentes protótipos, e designados da seguinte forma:

1. Modelo tipo S: correspondente ao protótipo de edifício isolado;
2. Modelo tipo B: correspondente ao protótipo de edifício em banda;
3. Modelo tipo E: correspondente ao protótipo de edifício de esquina.

O número de modelos a construir de cada tipo resulta directamente do número de técnicas de reforço a ensaiar. Desta forma, previu-se a construção de um total de quinze modelos, cinco de cada um dos tipos, dos quais o primeiro a ser ensaiado de cada tipo seria não reforçado, de forma a estimar o comportamento dos protótipos originais. Os restantes quatro modelos de cada tipo seriam reforçados por meio de diferentes técnicas, de forma a determinar as alterações introduzidas no desempenho dos protótipos e permitir a sua apreciação e comparação. Numa das técnicas estava previsto utilizar uma solução com faixas de fibras de vidro e conectores metálicos à semelhança ensaios anteriores sobre nembos isolados [Silva, 2001] [Campos Costa *et al.*, 2004]. Conforme se verá mais adiante, acabaram por ser realizados apenas cinco dos quinze ensaios inicialmente previstos e apenas com um tipo de modelo e três técnicas de reforço.

A plataforma sísmica triaxial do LNEC, onde estava previsto ensaiar os modelos, mede 4,6 m x 5,6 m e tem uma capacidade máxima de cerca de quarenta toneladas [LNEC, 2006]. Dado que as dimensões e a massa dos protótipos são superiores à capacidade da plataforma sísmica, os modelos a ensaiar têm de ter uma escala reduzida. A utilização deste tipo de modelos em ensaios dinâmicos obriga ao cumprimento de leis de semelhança [Carvalho, 1998] [Harris & Sabnis, 1999], resultando as propriedades geométricas, físicas e mecânicas dos modelos da combinação de uma lei de semelhança com factores de escala aplicados àquelas propriedades utilizadas na construção dos modelos. Atendendo às dimensões em causa e à natureza dinâmica dos fenómenos envolvidos, foi adoptada a lei de semelhança de Cauchy, um factor de escala de 1:3 e um material com os mesmos módulo de elasticidade e massa específica no protótipo e no modelo, pelo que as relações entre os vários parâmetros de interesse são os apresentados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Factores de escala para satisfação da lei de semelhança de Cauchy

Parâmetro	Símbolo	Unidades	Factor de escala
Comprimento	L	L	$L_p/L_m=\lambda=3$
Massa específica	$\rho$	$\rho$	$\rho_p/\rho_m=\rho=1$
Módulo de elasticidade	E	$FL^{-2}$	$E_p/E_m=e=1$
Área	A	$L^2$	$\lambda^2=9$
Volume	V	$L^3$	$\lambda^3=27$
Tempo	t	T	$\lambda=3$
Frequência	f	$T^{-1}$	$\lambda^{-1}=1/3$
Deslocamento	d	L	$\lambda=3$
Velocidade	v	$LT^{-1}$	1
Aceleração	a	$LT^{-2}$	$\lambda^{-1}=1/3$
Massa	M	$\rho L^3$	$\lambda^3=27$
Força	F	F	$\lambda^2=9$
Peso	W	F	$\lambda^2=9$
Momento	M	FL	$\lambda^3=27$
Tensão	$\sigma$	E ou $FL^{-2}$	1
Extensão	$\epsilon$	-	1

Em consequência da aplicação destes factores de escala, os modelos apresentam uma largura total de 3,15 m, um comprimento total de 4,15 m e uma altura total de 4,80 m. A espessura das paredes é de 0,15 m, constante em toda a altura dos modelos, e os saguões, quando existem, têm uma largura de 0,85 m e uma profundidade de 0,50 m. A altura piso a piso é de 1,20 m, e a dimensão das aberturas nas fachadas é de 0,30 m×0,90 m, posicionadas imediatamente acima dos pisos, enquanto a dimensão das aberturas nos saguões é de 0,30 m×0,60 m, posicionadas 0,30 m acima dos pisos. Apresenta-se na Figura 3.2 a geometria dos modelos tipo S e B e na Figura 3.3 a geometria do modelo tipo E.

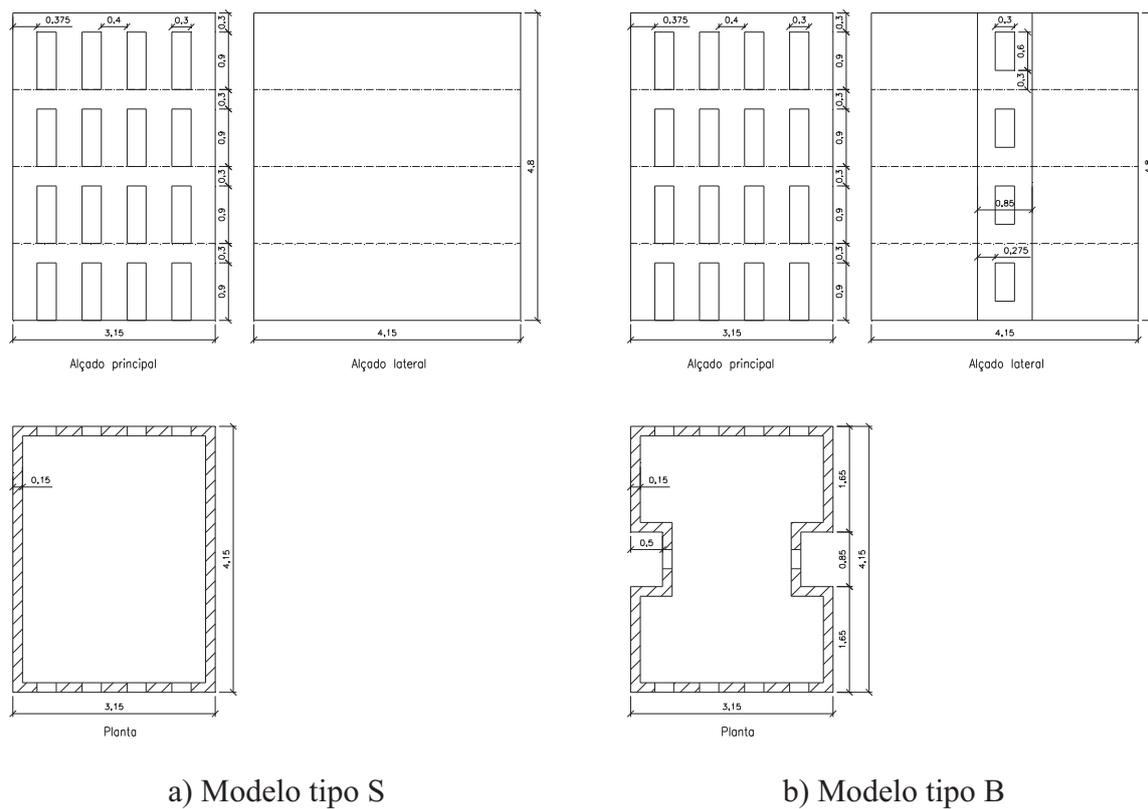


Figura 3.2 – Geometria dos modelos tipo S e B

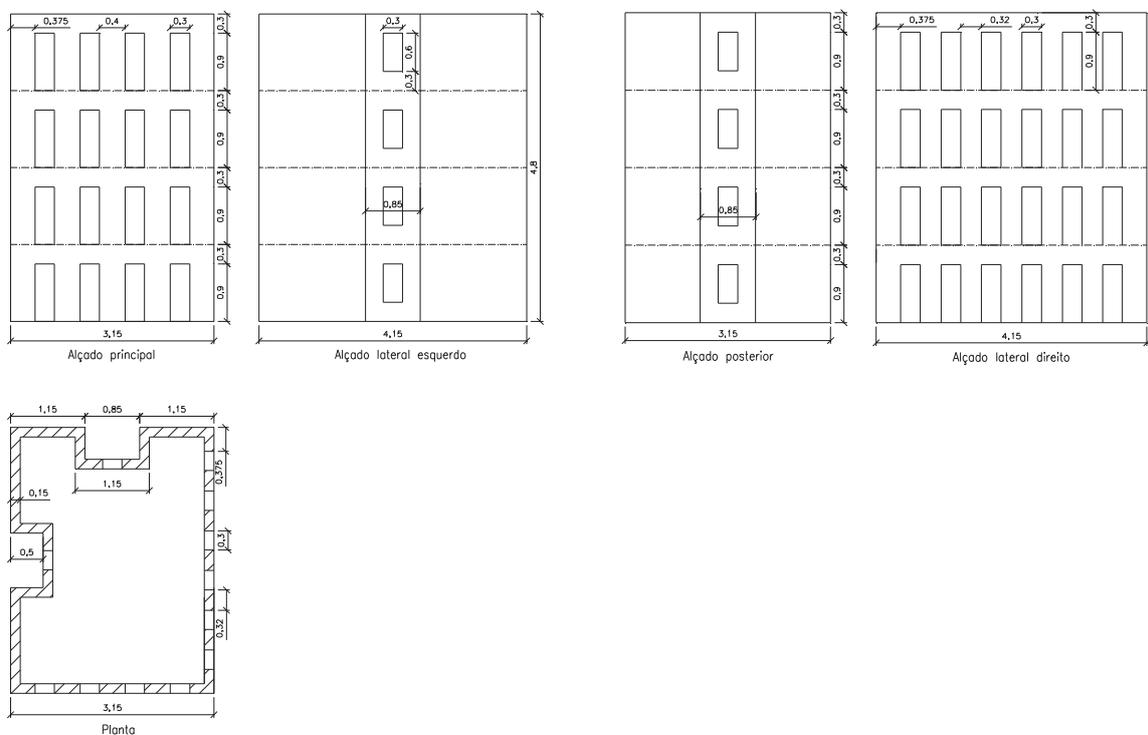


Figura 3.3 – Geometria do modelo tipo E

As paredes resistentes dos modelos são construídas com uma argamassa especialmente preparada para o efeito, cujas características simulam o comportamento das paredes de alvenaria dos protótipos, à semelhança do que foi feito em ensaios anteriores sobre nembos isolados [Silva, 2001] [Campos Costa *et al.*, 2004]. Esta opção é motivada pela dificuldade em reproduzir nos modelos as técnicas de construção das paredes de alvenaria resistente dos protótipos. É de referir que se optou por não colocar a estrutura da cobertura nem as paredes que sobem além do nível do último piso para dar-lhe apoio pois iriam dificultar a construção do modelo sem apresentar vantagens do ponto de vista da reprodução do comportamento sísmico do modelo.

Os pisos dos modelos são constituídos por uma estrutura de madeira, construída com barrotes de madeira de pinho dispostos na menor dimensão do modelo em planta. Para se evitar a utilização de vigas com uma secção transversal de pequenas dimensões em consequência da aplicação directa do factor de escala, optou-se por as agrupar em conjuntos de três obtendo-se assim barrotes com uma secção transversal de 0,100 m×0,075 m espaçados de 0,25 m. A ligação dos barrotes às paredes de alvenaria é realizada por apoio simples em vigas de madeira denteadas salientes das paredes onde encaixam os barrotes. A ligação destas vigas denteadas às paredes é conseguida por meio de varões roscados que as apertam contra a parede com a ajuda de tacos de madeira colocados no lado exterior. O soalho propriamente dito é simulado através de painéis de MDF com 0,012 m de espessura pregados ou agrafados aos barrotes. Para simular a flexibilidade do pavimento os painéis de MDF são cortados em peças com cerca de 0,57 m×1,05 m colocadas de forma desencontrada com juntas de cerca de 1mm entre elas. Apresenta-se na Figura 3.4 os desenhos de definição da estrutura do pavimento dos modelos tipo S, B e E.

As soluções de reforço a testar não fazem parte da definição dos próprios modelos, pois pretende-se que a sua aplicação seja de âmbito geral e não específica de um determinado modelo, merecendo, por isso, um tratamento separado ao qual se dedica a próxima secção.

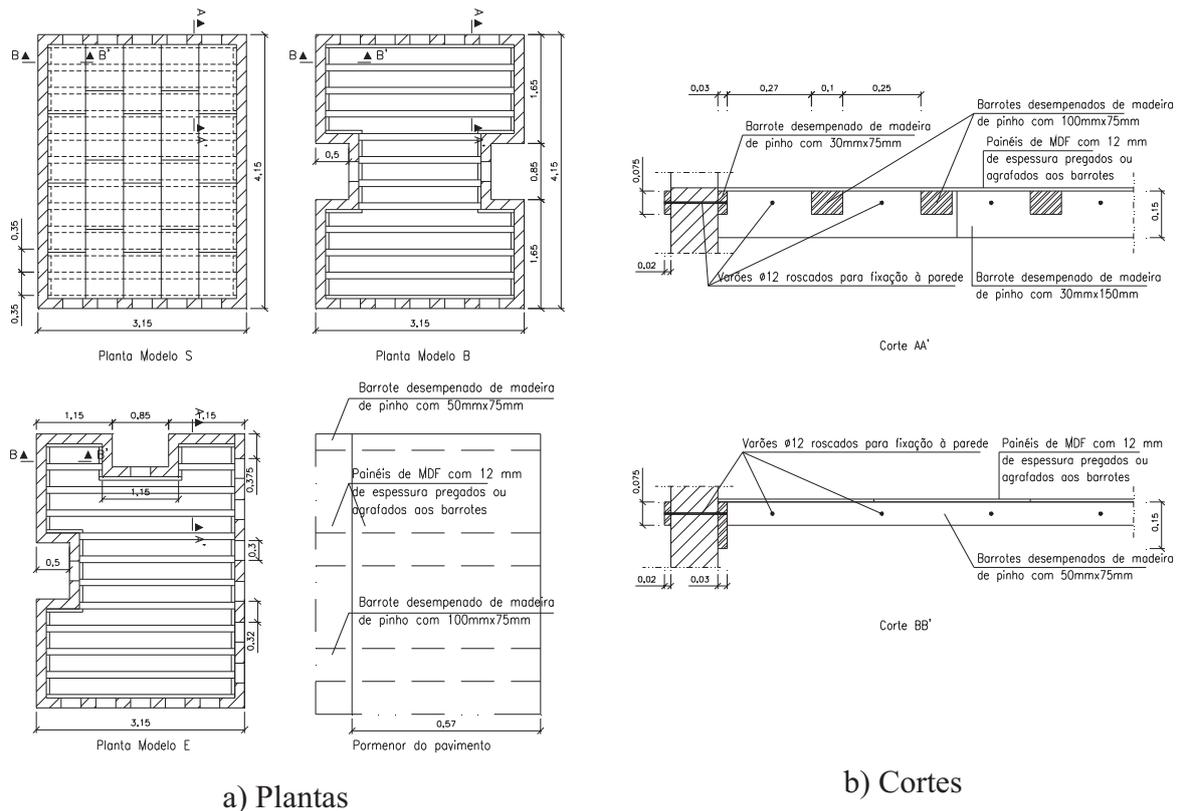


Figura 3.4 – Geometria dos pavimentos dos modelos tipo S, B e E

### 3.3. Descrição das técnicas de reforço

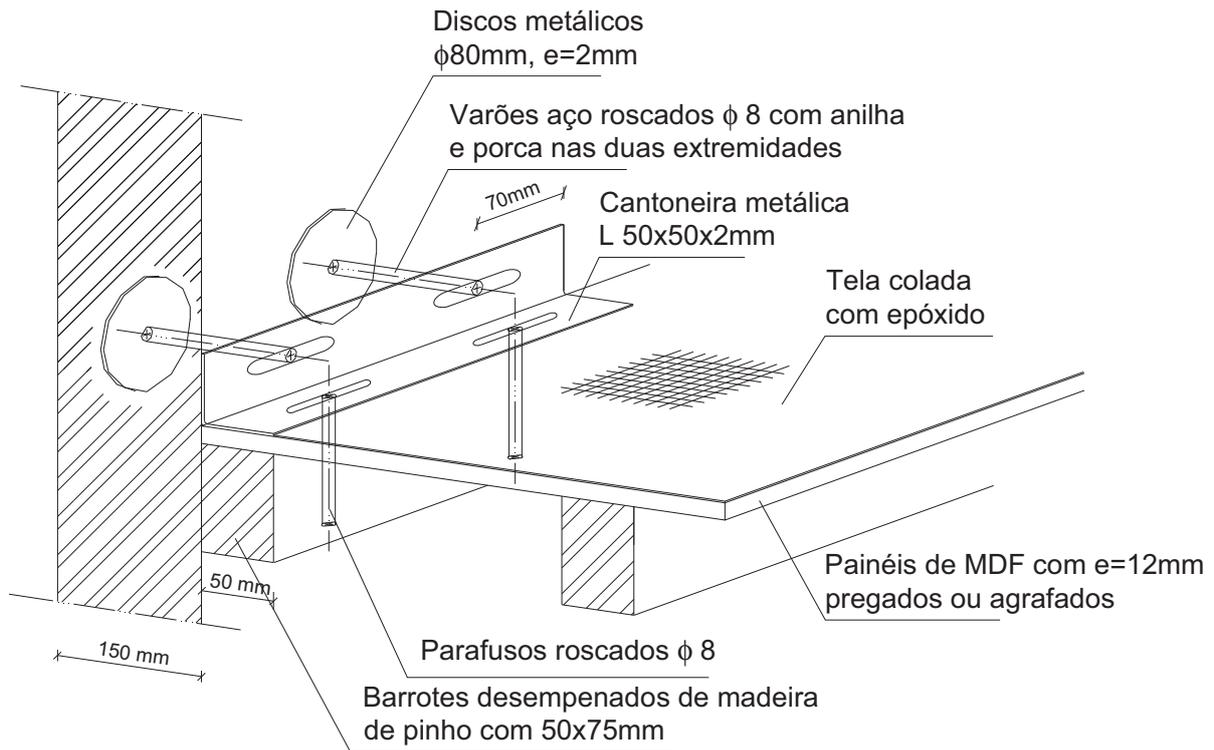
As técnicas de reforço que se descrevem de seguida foram estudadas de modo a permitir não só reduzir a vulnerabilidade sísmica dos protótipos seleccionados como também a serem de aplicação fácil e generalizada a toda a tipologia dos edifícios “gaioleiros”. Embora cada edifício possa apresentar individualmente diferentes combinações dos factores que influenciam negativamente a sua vulnerabilidade, nem todas podem ser consideradas quando se realiza um estudo que se pretende aplicar a um conjunto de edifícios, tanto mais que o número de ensaios é forçosamente limitado. É necessário pois classificar aqueles factores quanto à sua contribuição relativa para a vulnerabilidade sísmica de um edifício e quanto à sua representatividade no conjunto de edifícios em análise para se poderem seleccionar os mais significativos. Neste contexto são considerados como factores principais aqueles que conduzem ao colapso prematuro dos edifícios quando sujeitos à acção dos sismos, e que estão fundamentalmente relacionados com as paredes de alvenaria e sua interligação com os restantes elementos do edifício, deixando os restantes para serem tratados caso a caso.

As soluções de reforço idealizadas procuram melhorar o comportamento sísmico da tipologia ao evitar o colapso das paredes para fora do seu plano, melhorar o comportamento das paredes no seu próprio plano e controlar a fendilhação generalizada das paredes relacionada com a fraca resistência à tracção do tipo de alvenaria utilizado. Assim, foram definidas três soluções de reforço distintas:

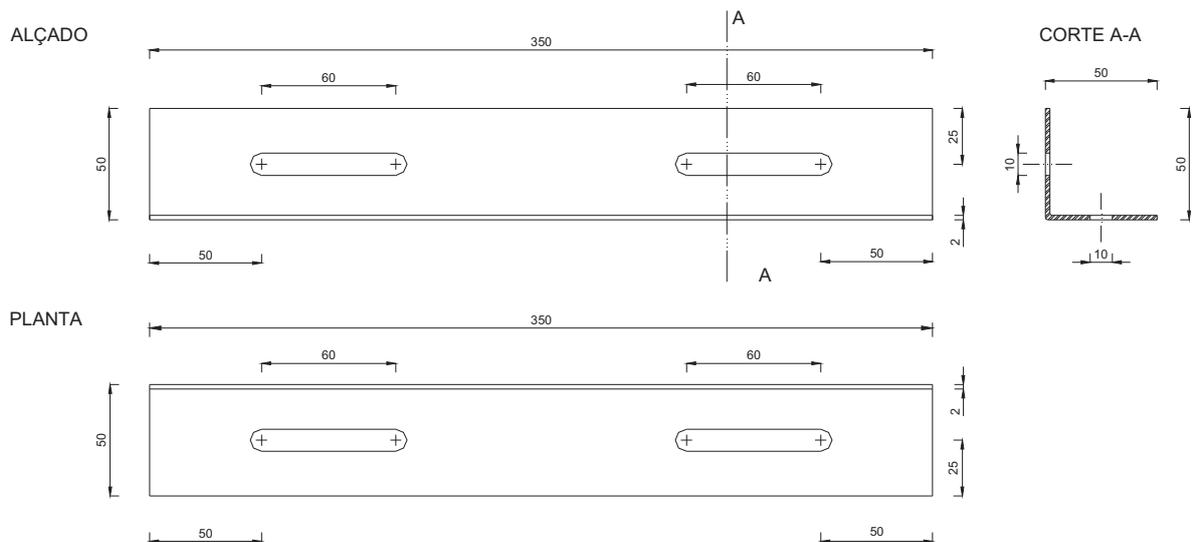
1. Reforço das ligações das paredes aos pavimentos, por meio de conectores metálicos e faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy: o reforço das ligações é executado nos pisos 3 e 4 junto aos nembos (fachadas) e nos apoios das vigas de madeira (empenas);
2. Ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos: os tirantes são colocados ao nível dos pisos 3 e 4, ligando fachadas opostas com 3 tirantes por piso e empenas opostas com 4 tirantes por piso;
3. Reforço dos nembos existentes nas fachadas por meio de faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy e conectores metálicos [Silva, 2001]: os reforços são colocados pelo lado exterior em toda a altura dos nembos, formando uma malha cruzada em duas direcções.

Conforme se descreve adiante, cada uma destas técnicas procura controlar pelo menos um dos aspectos desfavoráveis do comportamento sísmico deste tipo de edificios acima mencionados. Os pormenores apresentados foram desenvolvidos pela firma STAP [STAP, 2003] com a colaboração do LNEC.

A primeira técnica de reforço utiliza conectores metálicos e faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy para reforçar as ligações das paredes aos pavimentos. Dada a diferença nas ligações do pavimento às fachadas e às empenas, os pormenores de reforço são de dois tipos: junto às fachadas os reforços são colocados no alinhamento dos nembos, simultaneamente nas faces superior e inferior do pavimento (ver Figura 3.5), enquanto nas empenas os reforços são colocados no alinhamento das vigas de madeira do pavimento e apenas na face inferior destas (ver Figura 3.6). Caso seja necessário reforçar também o pavimento, está prevista a aplicação de uma tela de fibra de vidro colada com resina epoxy sobre o soalho. Os reforços serão colocados apenas nos dois últimos andares, isto é, nos pisos 3 e 4, e distribuídos da forma indicada na Figura 3.7. Conforme se pode ver nestas figuras, a maior parte das peças de reforço é aplicada no interior do edificio, apenas os discos metálicos são colocados pelo exterior, o que tem como vantagem reduzir as alterações na envolvente do edificio.

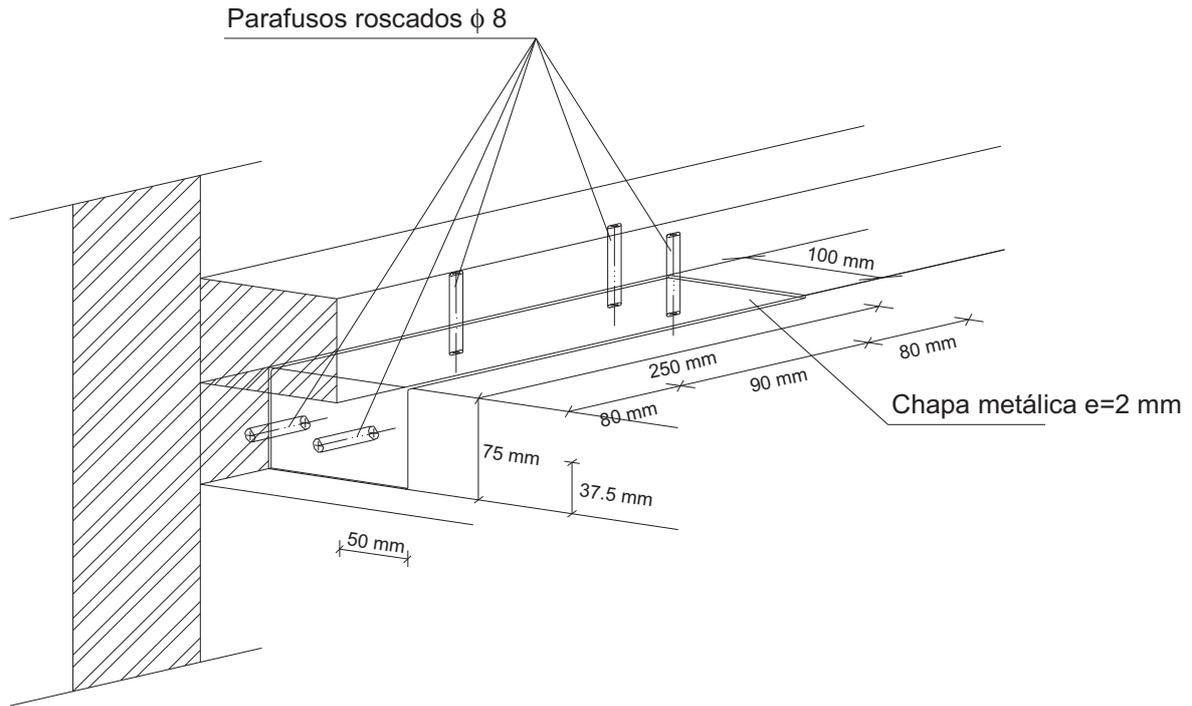


a) Esquema de ligação junto à fachada (exemplo para a face superior)

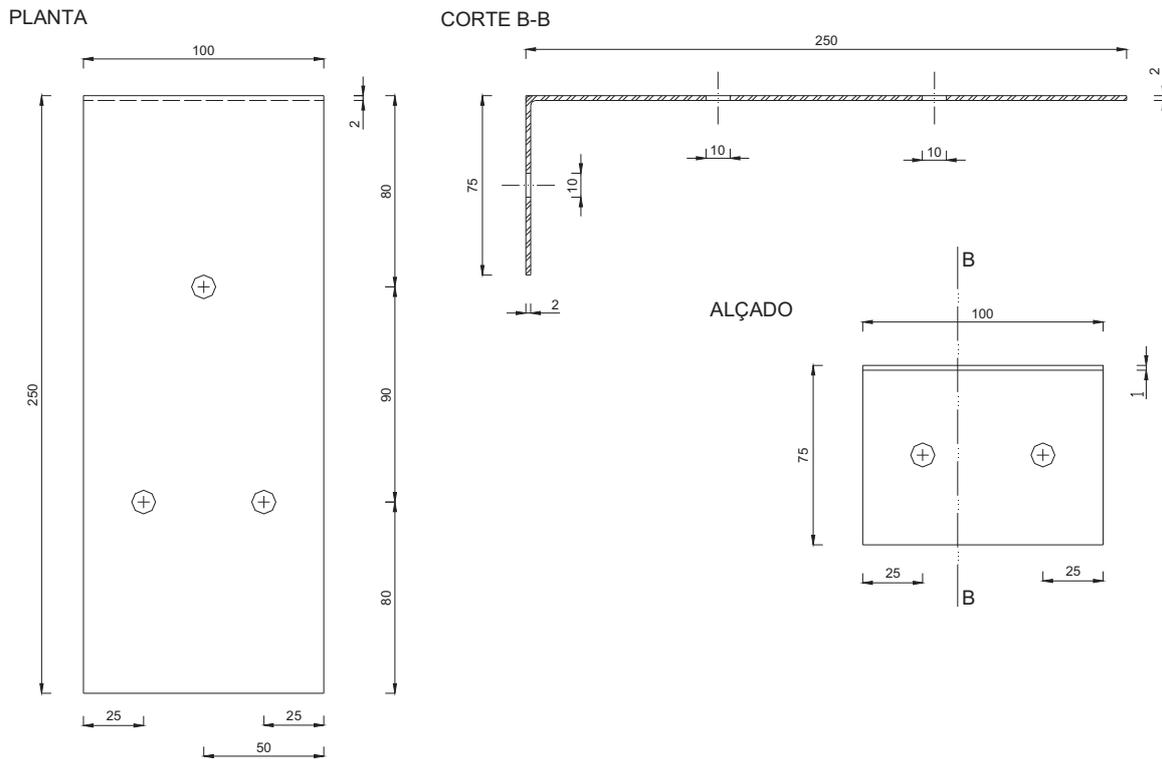


b) Dimensões da cantoneira metálica

Figura 3.5 – Esquema de reforço da ligação das paredes de fachada aos pavimentos



a) Esquema de ligação junto à empena



b) Dimensões da chapa metálica

Figura 3.6 – Esquema de reforço da ligação das paredes de empena aos pavimentos

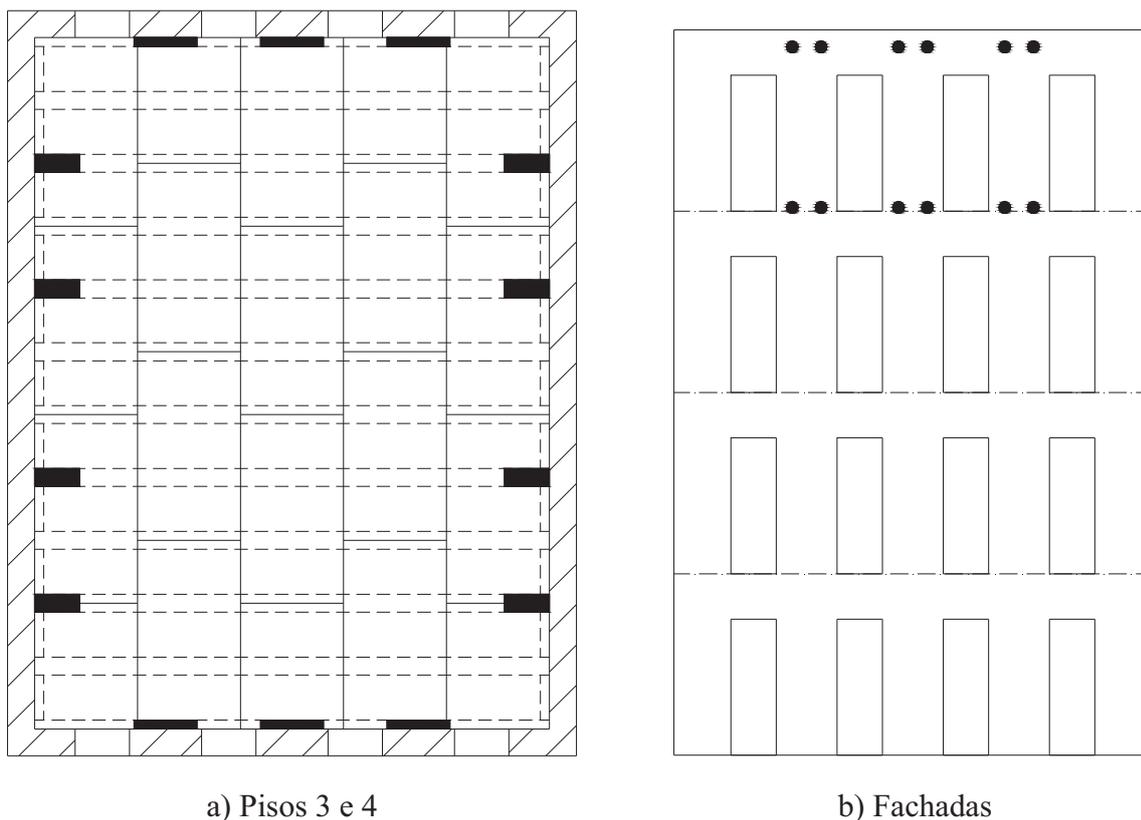
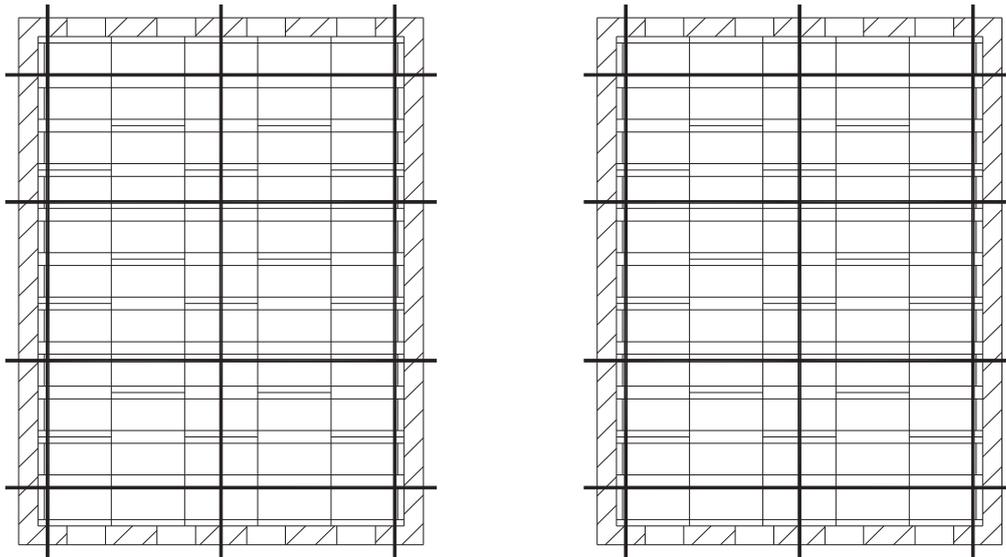


Figura 3.7 – Localização dos reforços do Modelo 1

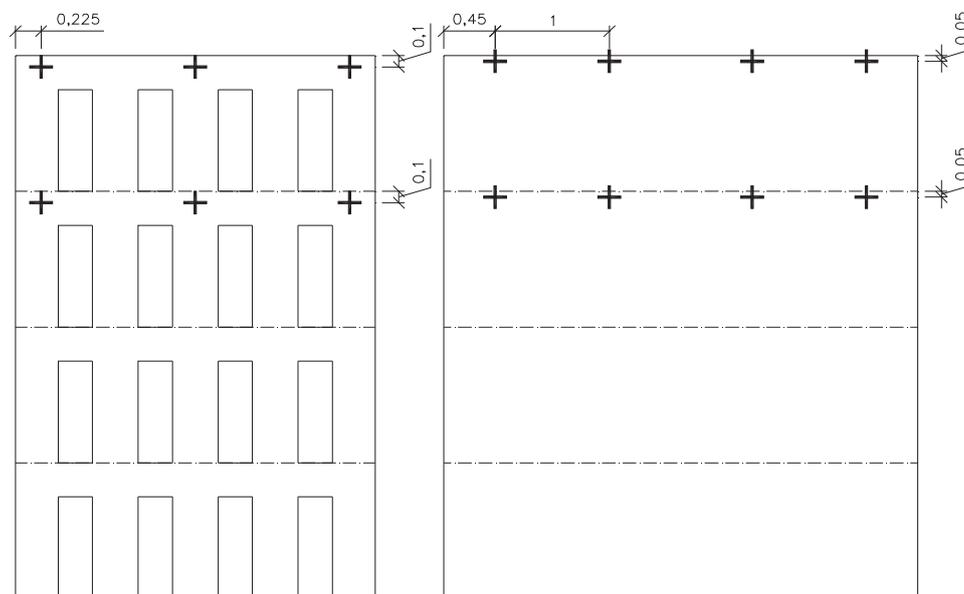
Com esta técnica procuram melhorar-se as ligações entre as paredes e os pavimentos para, dessa forma, limitar os movimentos das paredes para fora do seu plano tirando partido de um certo efeito de diafragma dos pavimentos que permita redistribuir as forças horizontais para as paredes perpendiculares apesar da flexibilidade inerente aos soalhos de madeira. À partida a sua aplicação só será viável nos casos em que a estrutura do edifício e a qualidade dos materiais estruturais, alvenaria de pedra e madeira, o permitir visto que apenas se actua ao nível local das ligações.

A segunda técnica de reforço utiliza tirantes nos pisos 3 e 4, posicionados por baixo das vigas do pavimento e a ligar paredes opostas, i. e., empena com empena e fachada com fachada (ver Figura 3.8). São colocados ao todo sete tirantes em cada piso, três na direcção longitudinal e quatro na direcção transversal, dispostos de forma a impedir a abertura de fendas nas paredes, como é o caso dos tirantes junto às fachadas e empenas, e os movimentos das paredes para fora do seu plano nos restantes casos. Por estes motivos está prevista a aplicação de um pré-esforço inicial nos tirantes de forma a garantir a eliminação de eventuais folgas prejudiciais ao bom funcionamento do sistema de reforço e assegurar o confinamento do conjunto. As peças de ligação dos tirantes às paredes (ver Figura 3.9) foram desenhadas de

forma a que a transmissão de forças não provoque o punçoamento destas, o que inviabilizaria a solução. Conforme se pode ver nestas figuras, estas peças estão localizadas no exterior do edifício, ao contrário das da técnica de reforço anterior, o que tem como vantagem limitar as obras a executar no interior do edifício praticamente apenas à abertura de furos nas paredes para o atravessamento dos tirantes.



a) Plantas dos pisos 3 (à esquerda) e 4 (à direita)



b) Alçados Norte (à esquerda) e Este (à direita)

Figura 3.8 – Localização dos reforços do Modelo 2

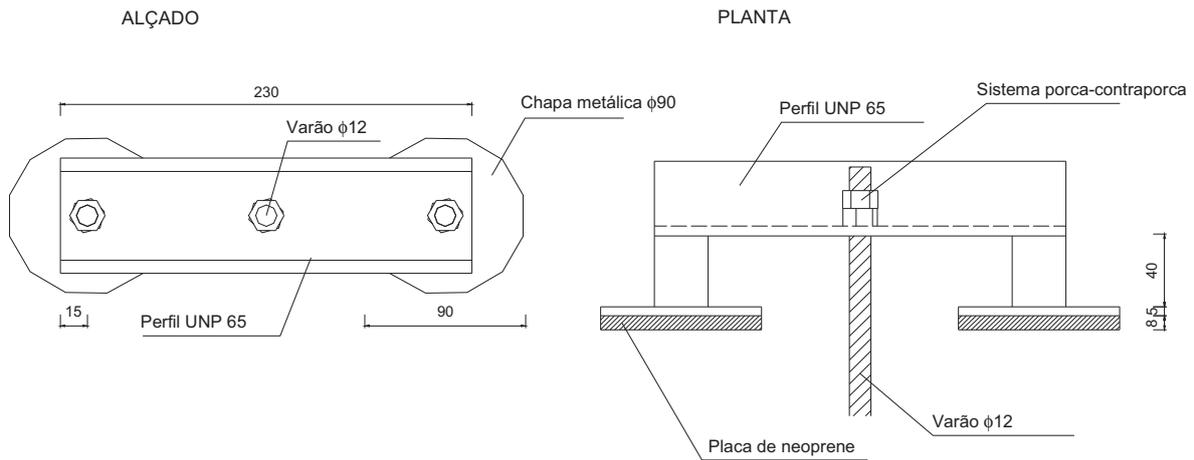
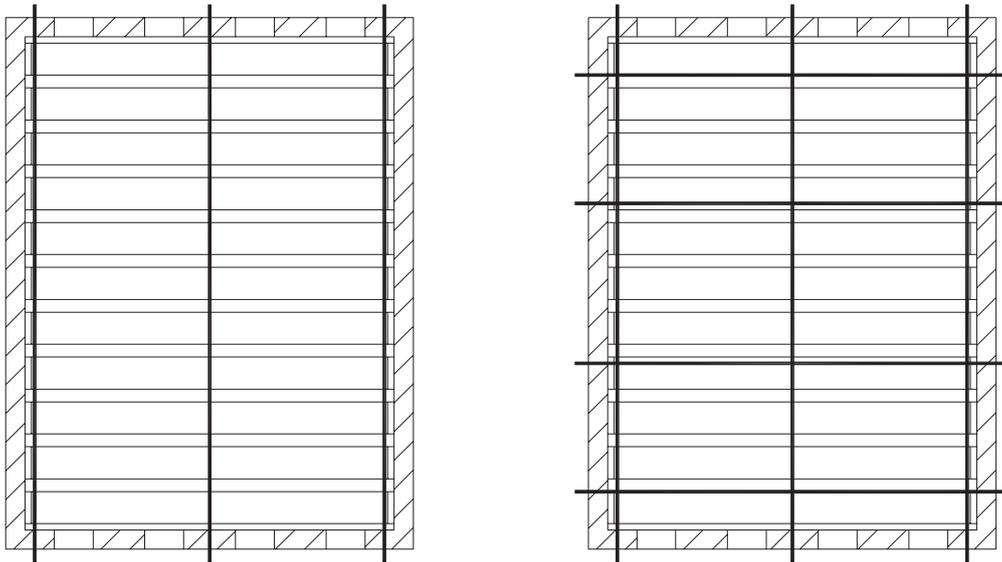


Figura 3.9 – Peças de fixação dos tirantes às paredes colocadas nos pisos 3 e 4

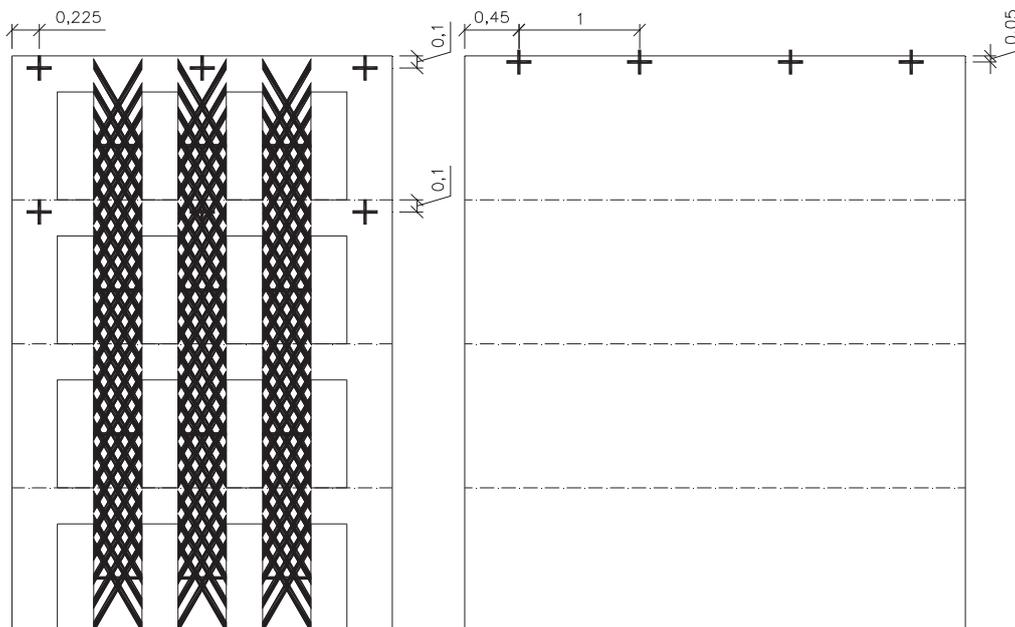
Esta técnica pode ser considerada “clássica” no sentido em que tem sido utilizada em estruturas de alvenaria para resolver patologias como a abertura de fendas e o controlo da deformação, mas também no reforço sísmico de edifícios de alvenaria [Modena *et al.*, 2000]. A colocação dos tirantes, funcionando à tracção, aliada ao funcionamento dos pavimentos como diafragmas, mesmo que flexíveis, permite limitar os movimentos das paredes para fora do seu plano e redistribuir as forças horizontais pelas paredes perpendiculares. Esta conjugação de efeitos traduz-se num confinamento do edifício ao nível dos pisos 3 e 4 favorável ao seu comportamento sísmico mas, novamente, a viabilidade desta técnica depende da qualidade da estrutura do edifício e dos materiais estruturais que terão de suportar na totalidade os esforços induzidos.

A terceira e última técnica de reforço vem no seguimento de trabalhos experimentais realizados anteriormente para a firma STAP sobre nembos isolados carregados no próprio plano [Silva, 2001] [Campos Costa *et al.*, 2004]. Os nembos serão reforçados por meio de faixas de fibras de vidro dispostas em diagonais e coladas com resina epoxy. Adicionalmente serão colocados tirantes no piso 3 ligando apenas fachadas opostas e no piso 4 ligando tanto fachadas opostas como empenas opostas. Na Figura 3.10 apresenta-se um esquema com a localização dos reforços. Esta é a única das três técnicas em que se procura melhorar um dos materiais estruturais, a alvenaria de pedra, para aumentar a capacidade resistente do edifício. Conforme ficou demonstrado nos ensaios referenciados, a utilização desta técnica assegurou o confinamento dos nembos de alvenaria isolados e permitiu melhorar a sua capacidade de deformação e de dissipação de energia quando sujeitos a acções no próprio plano, pelo que se perspectiva um melhor comportamento sísmico dos modelos particularmente no plano das

paredes de fachada. Contudo, dado que a nível do comportamento global subsiste uma deficiência na resposta às acções para fora do plano das paredes, serão colocados tirantes à semelhança do que acontece na anterior técnica de reforço para fazer face a este problema.



a) Plantas dos pisos 3 (à esquerda) e 4 (à direita)



b) Alçados Norte (à esquerda) e Este (à direita)

Figura 3.10 – Localização dos reforços do Modelo 3

Definidas as soluções de reforço, e os modelos, descrevem-se na próxima secção a construção dos modelos utilizados nos ensaios e as dificuldades enfrentadas nesse processo.

### **3.4. Construção dos modelos experimentais**

#### **3.4.1. Geometria e materiais**

A construção dos modelos experimentais dá início à fase de trabalho experimental que terminará, no que diz respeito ao presente Capítulo, na realização dos ensaios e de algumas análises preliminares. Conforme já se fez referência, dos quinze modelos previstos inicialmente no programa experimental foram construídos apenas cinco, identificados e organizados por ordem cronológica no Quadro 3.3, todos baseados no modelo tipo S, definido na secção 3.2, e resultantes da combinação de diferentes variáveis. Foram tidas em consideração não só as três técnicas de reforço definidas na secção 3.3 mas também aspectos resultantes da prática obtida na construção e ensaio dos modelos precedentes, como sejam dois tipos de argamassa nas paredes, a utilização de molduras de madeira nas janelas e ainda duas alturas diferentes nos modelos. A utilização desta última variável justificou-se aquando da construção do Modelo 00, para tentar evitar a fendilhação observada na parte superior das paredes do Modelo 0 logo após a sua construção, mas foi abandonada nos modelos seguintes por não ser eficaz. Relativamente à utilização de molduras de madeira nas janelas, estas resultaram da vontade inicial de simular o mais fielmente os protótipos mas acabaram por ser retiradas em virtude da fendilhação que provocavam nos lintéis durante a preparação do modelo. Refira-se, a propósito, que qualquer dos modelos experimentais apresentava danos iniciais, ainda antes da realização dos ensaios, assunto este que será abordado mais adiante. Quanto à mudança da argamassa utilizada na construção das paredes, esta foi justificada pelo facto da argamassa 1, por um lado, ter uma fase de secagem prolongada e, por outro lado, não ter agregados com dimensão que permitissem simular o imbricamento da alvenaria de pedra, aspectos estes que se procuraram corrigir na argamassa 2.

Quadro 3.3 – Identificação dos modelos ensaiados

Modelo	Paredes	Altura	Molduras nas janelas	Técnica de reforço
0	Argamassa 1	4,8 m	Sim	Sem reforço
00	Argamassa 2	5,2 m	Sim	Sem reforço
1	Argamassa 2	4,8 m	Não	Técnica 1
2	Argamassa 2	4,8 m	Não	Técnica 2
3	Argamassa 2	4,8 m	Não	Técnica 3

A geometria dos modelos é a apresentada na Figura 3.2 e na Figura 3.4 para o modelo tipo S, com a excepção do Modelo 00 ser 0,4 m mais alto do que os restantes. Os modelos 0 e 00 são considerados modelos de referência, pois representam a tipologia construtiva existente, e os modelos 1, 2 e 3 simulam o comportamento sísmico após o reforço com uma das técnicas em análise. Esta sequência de modelos experimentais era necessária porque, conforme já se disse, o objectivo do estudo é precisamente o de efectuar uma comparação dos resultados obtidos nos modelos reforçados e não reforçados para avaliar a eficácia da cada uma das técnicas.

Nos pavimentos de todos os modelos foram utilizados barrotes de madeira de pinho de 1ª qualidade e painéis de MDF com 12 mm de espessura cujas propriedades mecânicas não foram medidas por se considerar que não teriam grande influência, para além do efeito de diafragma flexível, no comportamento global dos modelos quando sujeitos às acções sísmicas. A moldura das janelas utilizadas nos modelos 0 e 00 é constituída por aros em madeira de pinho com uma espessura de 2,0 cm e uma largura igual à espessura da parede conforme se apresenta na Figura 3.11. Nos restantes modelos não foram utilizadas quaisquer molduras de madeira nas janelas pelos motivos acima apontados e que serão descritos mais em pormenor mais adiante.

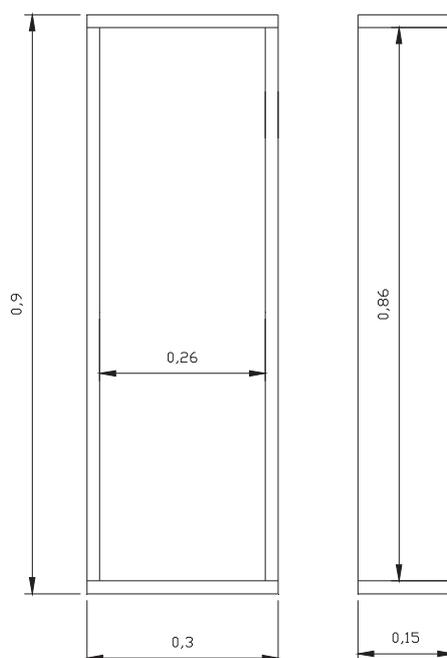


Figura 3.11 – Geometria da moldura das janelas

A composição da argamassa 1 utilizada nas paredes do Modelo 0 foi indicada pela firma STAP à semelhança do que sucedeu em ensaios anteriores realizados em nembos de alvenaria [Silva, 2001] [Campos Costa *et al.*, 2004] e é a apresentada no Quadro 3.4. A argamassa é composta basicamente por areia fina e cimento Portland utilizado como ligante numa baixa dosagem, tendo os restantes constituintes por função preencher os vazios e fluidificar a mistura, procurando-se desta forma obter uma argamassa com uma baixa tensão de rotura à compressão e uma tensão de rotura à tracção praticamente nula que caracterizam o comportamento mecânico da alvenaria de pedra.

Quadro 3.4 – Composição de 1m<sup>3</sup> da argamassa 1 utilizada no Modelo 0

1476kg de areia (Módulo de finura ~1,8)
150kg de cimento Portland (42,5)
35kg de bentonite
340l de água limpa
Bettor Glenium 27

Foram realizados ensaios no DM-NB sobre provetes cúbicos de argamassa 1 para caracterização das suas propriedades mecânicas, cujos resultados se resumem no Quadro 3.5 e no Quadro 3.6. A partir destes valores pode-se concluir que a argamassa 1 apresenta uma tensão média de rotura à compressão de 0,76 MPa e uma massa volúmica média de 1909,5 kg/m<sup>3</sup>, valores estes em linha com o esperado para uma alvenaria de pedra.

Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 1 com 150mm de aresta

Número de provetes		5
Idade dos provetes		74 dias
Carga de rotura [kN]	Média	17,42
	Desvio padrão	4,03
	Coefficiente de variação	23,12 %
Tensão de rotura [MPa]	Média	0,76
	Desvio padrão	0,18
	Coefficiente de variação	23,90 %
Massa volúmica [kg/m <sup>3</sup> ]	Média	1909,5
	Desvio padrão	60,5
	Coefficiente de variação	3,17 %

Nos restantes modelos a argamassa 1 foi substituída por um betão auto-compactável desenvolvido no DM-NB [DM-NB, 2003] e designado por argamassa 2. Este novo material, utilizado na construção das paredes dos modelos 00, 1, 2 e 3, apresenta uma composição diferente do anterior, tal como se mostra no Quadro 3.7, e cuja curva granulométrica está indicada no Quadro 3.8. A substituição da argamassa das paredes por este novo material foi justificada pela necessidade de reduzir o tempo de secagem dos modelos e simular o imbricamento dos inertes de maior dimensão nas fendas embora devesse apresentar, simultaneamente, propriedades mecânicas semelhantes.

Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 1 com 50mm de aresta

Número de provetes		11
Idade dos provetes		102 dias
Força de rotura [kN]	Média	1,65
	Desvio padrão	0,13
	Coefficiente de variação	7,72 %
Tensão de rotura [MPa]	Média	0,66
	Desvio padrão	0,05
	Coefficiente de variação	8,10 %

Quadro 3.7 – Composição de 1m<sup>3</sup> da argamassa 2 utilizada nos modelos 00, 1, 2 e 3

Componentes (por m <sup>3</sup> )	Quantidade
Cimento CEM I 42,5R	30 kg
Filler	531 kg
Areia média	763 kg
Areia fina	120 kg
Brita 1	594 kg
Água total	206 kg
Adjuvante Rheobuild 1000	2,81 l
Adjuvante Bettor Retard	1,12 l

Quadro 3.8 – Curva granulométrica da argamassa 2 utilizada nos modelos 00, 1, 2 e 3

Malha	Brita		Areia	
	Passados	Retidos	Passados	Retidos
19	100,00	0,00	100,00	0,00
12,5	99,17	0,83	100,00	0,00
9,5	74,54	25,46	100,00	0,00
6,3	25,30	74,70	100,00	0,00
4,75	1,82	98,18	99,60	0,40
2,36	0,32	99,68	93,70	6,30
1,18	0,32	99,68	79,20	20,80
0,6	0,32	99,68	50,20	49,80
0,3	0,32	99,68	12,10	87,90
0,15	0,32	99,68	2,70	97,30
0,075	0,32	99,68	0,50	99,50
Refugo	0,00	100,00	0,00	100,00
	MF	6,22	MF	2,63

Foram igualmente realizados no DM-NB ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 2 com 150mm de aresta, apresentando-se no Quadro 3.9 os valores médios da tensão de rotura e da massa volúmica da argamassa 2 para provetes com idade igual ou superior a 28 dias. Comparando estes resultados com os apresentados no Quadro 3.5 conclui-se que ambos os valores médios são na sua maioria superiores na argamassa 2 relativamente aos da argamassa 1, com exceção apenas para a tensão de rotura à compressão no Modelo 3 cujo valor é inferior.

Quadro 3.9 – Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 2 com 150mm de aresta

Modelo		00	1	2	3
Número de provetes		4	4	4	6
Idade dos provetes		28 dias	63 dias	49 dias	28 dias
Tensão de rotura [MPa]	Média	0,88	1,36	1,17	0,67
	Desvio padrão	0,07	0,38	0,25	0,11
	Coefficiente de variação	8,30 %	28,32 %	20,93 %	16,29 %
Massa volúmica [kg/m <sup>3</sup> ]	Média	2081,2	2067,3	2119,7	2081,0
	Desvio padrão	0,00	60,5	8,5	18,4
	Coefficiente de variação	0,00 %	2,92 %	0,40 %	0,89 %

Apresenta-se no Quadro 3.10 o peso total estimado para cada um dos modelos, com base na massa volúmica da argamassa utilizada e em valores médios daquela grandeza para as vigas de madeira (580 kg/m<sup>3</sup>) e painéis de MDF (760 kg/m<sup>3</sup>) e desprezando o peso dos reforços por não ser significativo relativamente ao total.

Quadro 3.10 – Peso estimado para os modelos

Modelo	0	00	1	2	3
Peso total [kN]	174,6	206,5	188,1	192,7	189,3

### 3.4.2. Construção dos modelos

A construção dos modelos foi realizada sobre lajes reutilizáveis em betão armado, especificamente projectadas para o efeito, e que serviram igualmente para transporte e fixação à plataforma sísmica. Estas lajes, tal como representado na Figura 3.12, têm dimensões de 4,4m×4,9m×0,20m e possuem quatro peças metálicas utilizadas para suspender todo o conjunto durante o transporte dentro da sala de ensaios do NESDE. É de referir que o peso estimado para as lajes, com base nas propriedades médias dos materiais utilizados, é de cerca

de 107,8 kN o que a adicionar ao peso estimado para cada modelo indicado no Quadro 3.10 é inferior ao limite da capacidade de elevação de 392 kN existente no interior da sala de ensaios [LNEC, 2006]. As lajes possuem sessenta furos verticais, numa quadrícula com 0,50 m de lado, posicionados de forma a permitir a sua fixação à plataforma sísmica em vários pontos.

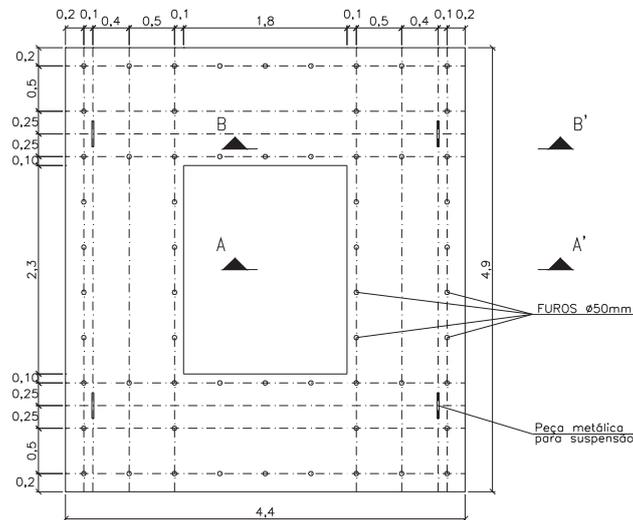


Figura 3.12 – Planta da laje utilizada para construção, transporte e fixação dos modelos à plataforma sísmica

Cada modelo foi construído directamente sobre uma destas lajes que era previamente posicionada num local conveniente dentro da sala de ensaios. As paredes resistentes foram construídas utilizando uma cofragem, tal como se pode observar na Figura 3.13, no interior da qual era vazada a argamassa. Este processo foi realizado de forma lenta devido a diversas condicionantes relacionadas com a operação dos meios elevatórios e com a altura máxima de cada enchimento permitida pelas cofragens. Os modelos só foram descofrados ao fim de cerca de uma semana de forma a assegurar a conclusão do processo de presa e o início do processo de endurecimento, tendo-se observado que a fase de secagem da argamassa 1 teve uma duração superior à da argamassa 2, prolongando-se por várias semanas. Na Figura 3.14 é visível um aspecto do Modelo 3 durante a operação de descofragem das paredes.



Figura 3.13 – Vista da cofragem utilizada na construção das paredes resistentes colocada sobre a laje reutilizável em betão armado



Figura 3.14 – Remoção da cofragem do Modelo 3

Após a secagem e endurecimento das paredes resistentes foram construídos os pisos em madeira. Colocavam-se em primeiro lugar as peças de madeira que suportam o pavimento ao longo das faces interiores das fachadas e das empenas, fixadas às paredes por meio de varões

roscados que atravessam a parede utilizando furos deixados pela cofragem e são aparafusados nas duas extremidades. De seguida eram colocadas as vigas de madeira do pavimento, encaixadas apenas nos entalhes que se mostram na Figura 3.15, existentes nas peças colocadas ao longo da face interior das empenas, de forma a simular a ligação deficiente referida na Secção 2.1. Posteriormente os painéis de MDF que formam o pavimento eram colocados sobre as vigas e pregados a elas, deixando juntas com cerca de 1 a 2 mm entre painéis para simular um pavimento flexível. A construção dos modelos terminava com a pintura das paredes com tinta branca para melhor evidenciar as fendas que viessem a ocorrer durante o ensaio na plataforma sísmica.



Figura 3.15 – Peças denteadas colocadas ao longo da face interior das empenas onde assentam as vigas do pavimento

A aplicação das técnicas de reforço, caso dos modelos 1, 2 e 3, foi realizada após a construção dos modelos conforme se ilustra nas figuras seguintes. Assim, na Figura 3.16 e na Figura 3.17 vêem-se as peças utilizadas para melhorar a ligação entre as paredes e os pavimentos correspondentes à técnica de reforço 1, enquanto na Figura 3.18 e na Figura 3.19 se vêem as peças utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos 3 e 4 correspondentes à técnica de reforço 2. Estas peças de fixação foram colocadas, em geral, na posição horizontal enquanto junto aos cunhais faziam um ângulo de aproximadamente  $45^\circ$  com a direcção horizontal. A aplicação do pré-esforço de 1kN nos tirantes utilizados na técnica de reforço 2 só foi realizada imediatamente antes do ensaio para evitar as perdas resultantes dos fenómenos de relaxação do aço.



a) Aspecto da ligação na face superior do pavimento



b) Aspecto da ligação na face inferior do pavimento



c) Conjunto de peças utilizadas na face superior



d) Conjunto de peças utilizadas na face inferior

Figura 3.16 – Reforço da ligação das paredes de fachada aos pavimentos nos pisos 3 e 4



a) Aspecto da ligação



b) Chapa de ligação

Figura 3.17 – Reforço da ligação das paredes de empena aos pavimentos nos pisos 3 e 4



a) Vista da esquina Este-Norte



b) Vista da esquina Norte-Oeste

Figura 3.18 – Ligação de paredes opostas (fachada-fachada e empena-empena) por meio de tirantes ao nível dos pisos 3 e 4



a) Varão com extremidade roscada



b) Peça de fixação

Figura 3.19 – Peças utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos 3 e 4

Na Figura 3.20 observam-se os pormenores da técnica de reforço 3. As faixas de fibras de vidro coladas com resina epoxy foram aplicadas em toda a altura dos nembos enquanto os conectores metálicos, que atravessam toda a espessura da parede e que têm por objectivo impedir o destaque das faixas por arranque [Silva, 2001] [Campos Costa *et al.*, 2004], foram colocados só nos nembos dos pisos 2, 3 e 4. Os tirantes utilizados nesta técnica de reforço, ligando as fachadas nos pisos 3 e 4 e as empenas apenas no piso 4, são idênticos aos usados na técnica de reforço 2. À semelhança do que sucedeu nessa técnica de reforço, também na técnica de reforço 3 os tirantes só foram pré-esforçados com 1kN imediatamente antes do ensaio para evitar as perdas decorrentes dos fenómenos de relaxação do aço.



a) Vista das faixas de fibras de vidro coladas com resina epoxy



b) Vista dos reforços nos pisos 3 e 4



c) Pormenor dos conectores metálicos e da colagem lateral das faixas de fibras de vidro



d) Vista dos conectores metálicos pelo interior

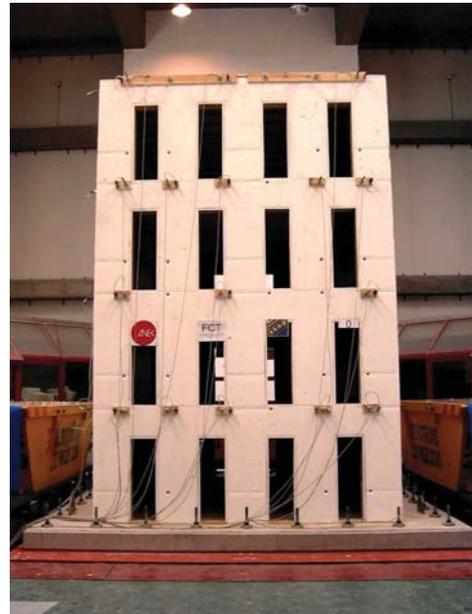
Figura 3.20 – Reforço dos nembos com faixas de fibras de vidro dispostas em diagonais e coladas com resinas epoxy

Por fim, procedia-se ao transporte dos modelos, sobre a laje em betão armado, e colocação sobre a plataforma sísmica. Cada modelo foi alinhado de modo a que a sua direcção longitudinal coincidissem com a direcção NS da plataforma sísmica, e a direcção transversal com a direcção EW. A laje era fixada por meio de 34 varões roscados M30 utilizando anilhas de mola, porcas com controlo do momento de aperto e contra-porca, de forma a impedir o deslizamento entre aquela e a plataforma sísmica e garantir que as acções eram transmitidas na totalidade para os modelos. A seguir os modelos foram instrumentados e, no caso dos modelos 2 e 3, era feita a aplicação do pré-esforço inicial nos tirantes de reforço através do aperto controlado com porca e contra-porca numa das extremidades roscadas. Este processo foi realizado de forma faseada, num tirante de cada vez, em virtude da perda de tensão causada pelo aperto dos tirantes adjacentes. O pré-esforço inicial não era repostado durante os

ensaios mesmo na eventualidade dos tirantes perderem tensão. Na Figura 3.21 é possível ver duas vistas do Modelo 0 antes da realização do primeiro ensaio. Após a realização dos ensaios os modelos foram demolidos e o entulho transportado a vazadouro. Na Figura 3.22 vê-se parte do entulho resultante da demolição do Modelo 00.



a) Vista de cima da sala de controlo



b) Vista frontal do modelo

Figura 3.21 – Aspecto final do Modelo 0 antes da realização do ensaio



Figura 3.22 – Entulho resultante da demolição do Modelo 00 no final do ensaio

Apresenta-se no Quadro 3.11 um resumo das datas mais relevantes de cada um dos modelos, nomeadamente, as datas de construção e de ensaio, organizado por ordem sequencial de modelos, bem como a idade de cada modelo à data do respectivo ensaio.

Quadro 3.11 – Datas da construção e do ensaio dos modelos

Modelo	Data da construção	Data do ensaio	Idade [dias]
0	2003-01-31	2003-04-30	89
00	2003-05-09	2003-06-27	49
1	2003-07-15	2003-09-02	49
2	2003-07-29	2003-10-01	64
3	2003-09-16	2004-02-17	154

### 3.4.3. Deficiências nos modelos

A construção de modelos para ensaio na plataforma sísmica é sempre rodeada de grandes cuidados pois pretende-se que os modelos reproduzam o mais fielmente possível os fenómenos físicos associados ao comportamento sísmico dos protótipos. É pois necessário assegurar que os modelos apresentam um estado inicial adequado, mormente caracterizado pela ausência de defeitos que possam influenciar à partida o dito comportamento. Esta situação é tanto mais necessária quanto se prende com a definição das condições iniciais utilizadas na análise dos resultados experimentais e subsequente simulação numérica dos ensaios realizados. Por estes motivos o rigor e o cuidado utilizados na sua construção é superior ao utilizado na construção dos próprios protótipos tendo em vista minorar quaisquer deficiências que possam surgir nos modelos causadas, por exemplo, por imperfeições geométricas ou pelo comportamento dos próprios materiais, qualquer uma delas potenciada pela aplicação de factores de escala.

A construção de modelos com estas dimensões, e para mais com um material de reduzida resistência à tração como o utilizado nas paredes, acarreta por isso mesmo riscos acrescidos. Para além disso, a necessidade de proceder ao seu transporte dentro da sala de ensaios para os colocar na plataforma sísmica é mais uma fonte de potenciais problemas. Apesar dos cuidados tidos na construção dos modelos, foram precisamente estes factores os principais causadores dos danos iniciais observados nos modelos e que se passam a enumerar. Fundamentalmente, todos os modelos apresentaram fendas na ligação dos lintéis aos nembos, originadas ainda numa fase inicial da secagem da argamassa. Tais fendas surgiram de uma forma sistemática, independentemente do tipo de argamassa ou da existência de aros de madeira nas janelas, pelo que se julga serem uma consequência da geometria do modelo e das características da

argamassa. Para procurar remediar este defeito selaram-se todas as fendas com uma argamassa de baixa retracção e elevada resistência de forma a repor a ligação monolítica dos lintéis aos nembos garantindo simultaneamente uma total compatibilidade de deformações e transmissão de esforços.

O Modelo 2 sofreu ainda uma deficiência adicional digna de menção. Ao ser colocado na plataforma sísmica as paredes de empena abriram uma grande fenda vertical que se formou a meio das paredes e se propagou do topo até praticamente à base. Tais fendas foram originadas pela deformação da laje onde os modelos foram construídos durante o assentamento desta sobre a plataforma sísmica. Novamente, na origem desta deficiência estiveram as grandes dimensões do modelo bem como as características da argamassa. Neste caso, tal como no anterior, as fendas foram seladas com uma argamassa de baixa retracção e elevada resistência de forma a repor o monolitismo das paredes. Adicionalmente, dado que a técnica de reforço prevista para o Modelo 2 incluía a utilização de tirantes, o fecho destas fendas foi auxiliado pela aplicação do pré-esforço inicial previsto para aqueles.

Uma menção especial é reservada ao Modelo 00 visto que o número de deficiências deste modelo excedeu largamente o dos restantes. Recorda-se que neste modelo foi utilizada pela primeira vez uma argamassa diferente na construção das paredes do modelo e com a qual não havia ainda qualquer experiência de utilização. Os problemas com este modelo começaram logo na fase de colocação da argamassa quando parte da cofragem cedeu dando origem a um aumento local da espessura da parede de cerca de 5cm junto a um cunhal (ver Figura 3.23c). Posteriormente, à medida que se procedia à descofragem do modelo outros defeitos, mais graves, foram sendo expostos. As estruturas de madeira colocadas no interior da cofragem para permitir a realização das janelas na fachada principal deslocaram-se, deformaram-se ou partiram-se, ficando algumas parcial ou totalmente cheias de argamassa (ver Figura 3.23a e Figura 3.24a). Para procurar resolver estas deficiências foram tomadas decisões caso a caso, optando-se por não fazer nada na maior parte delas (Figura 3.23a) e apenas no caso em que a janela ficou completamente preenchida se optou por cortar a parede para abrir a janela (Figura 3.24a). Para concluir a descrição das deficiências observadas no Modelo 00, abriram as fendas na ligação dos lintéis aos nembos observadas nos restantes modelos (ver Figura 3.23b e d). Aqui, tal como nos restantes modelos, optou-se por selar as fendas com uma argamassa de baixa retracção e elevada resistência de forma a repor a ligação monolítica dos lintéis aos nembos.



a) Janelas deformadas e/ou deslocadas



b) Abertura de fendas no topo



c) Aumento local da espessura da parede



d) Abertura de fendas entre janelas

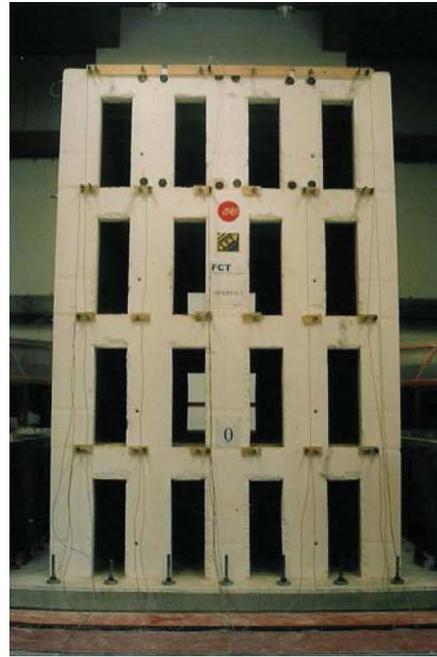
Figura 3.23 – Deficiências no Modelo 00

Apesar das deficiências apontadas considerou-se mesmo assim que todos os modelos estavam em condições de serem ensaiados, sendo necessário considerá-las posteriormente na análise dos resultados experimentais. Assim, apresenta-se na Figura 3.24a) uma vista do Modelo 00 onde se vê o seu aspecto após a descofragem e ainda antes da abertura da janela, na Figura 3.24b) uma vista frontal do Modelo 1 onde se observa o seu aspecto imediatamente antes da realização dos ensaios, na Figura 3.24c) uma vista frontal do Modelo 2 após a realização do 1º ensaio e ainda sem danos aparentes, e na Figura 3.24d) uma vista frontal do Modelo 3 durante a preparação para os ensaios ainda sem os símbolos identificativos colados.

Recorda-se que uma vista frontal do Modelo 0, antes dos ensaios, foi já apresentada na Figura 3.21b).



a) Modelo 00



b) Modelo 1



c) Modelo 2



d) Modelo 3

Figura 3.24 – Aspecto dos modelos 00, 1, 2, e 3

Os modelos assim construídos e reforçados ficavam prontos para serem ensaiados na plataforma sísmica do LNEC, cujas condições de realização são apresentadas nas próximas secções a começar pelo dispositivo de ensaio.

### **3.5. Dispositivo de ensaio**

No ensaio dos modelos às acções sísmicas considerou-se que estes possuem todos os elementos considerados significativos para a simulação das acções que ocorrem durante um sismo, tanto horizontais como verticais, bem como para a simulação da resposta global, nomeadamente através da reprodução das paredes resistentes e dos pavimentos flexíveis. Na realidade, dada a predominância de massa nas paredes face aos restantes elementos construtivos e não construtivos existentes no protótipo, bem como relativamente à massa do recheio em edifícios correntes, as acções horizontais resultam praticamente apenas das forças de inércia induzidas no modelo pelas acelerações impostas na base pela acção do sismo. Num raciocínio idêntico as acções verticais estão associadas quase exclusivamente ao peso próprio do modelo e aos efeitos de derrubamento provocados pelas forças horizontais resultantes da acção do sismo, sendo menor a acção das sobrecargas de utilização em edifícios correntes. Relativamente à resposta global, os referidos elementos estruturais estão representados no modelo idealizado pelo que este permite reproduzir o comportamento tridimensional do protótipo quando sujeito à acção dos sismos.

Pelos motivos acima apresentados, no ensaio dos modelos foi utilizada unicamente a plataforma sísmica triaxial do LNEC para impor na sua base acelerações horizontais representativas da acção sísmica expectável. São utilizadas para o efeito duas séries temporais não correlacionadas aplicadas em duas direcções perpendiculares, designadas NS e EW, correspondentes aos eixos longitudinal e transversal da plataforma sísmica. A plataforma tem capacidade para ensaiar modelos até 392kN de peso [LNEC, 2006], um valor que como se referiu na secção 3.4 excede os pesos estimados para o conjunto do modelo e laje em betão armado, e os seus limites em deslocamento, velocidade e aceleração são superiores aos que resultam da aplicação do factor de escala geométrica às séries de acelerações nos protótipos conforme se descreverá na secção 3.7. O controlo da plataforma sísmica triaxial é realizado em deslocamento pelo que os sinais tiveram de ser previamente adaptados tendo em conta as funções de transferência de todo o sistema – plataforma, actuadores e massa do modelo – com a finalidade de aplicar os movimentos que melhor reproduzissem as séries pretendidas. Apresenta-se na Figura 3.25 um desenho esquemático em perspectiva do dispositivo de ensaio com a identificação das duas direcções utilizadas.

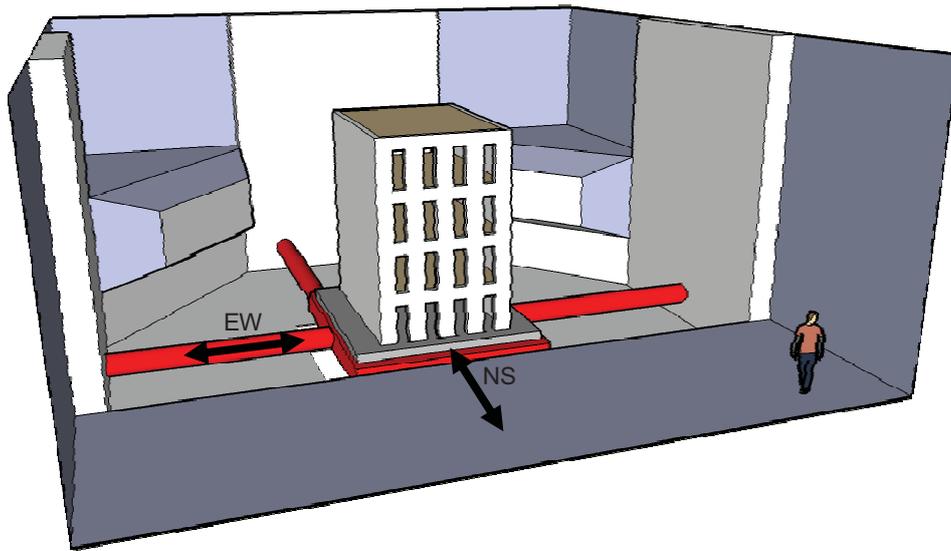


Figura 3.25 – Dispositivo de ensaio

De referir que, da observação do Quadro 3.2, se constata que, nas condições atrás expostas, a lei de semelhança de Cauchy não é verificada no que diz respeito à massa total pois seria necessário colocar massas adicionais para respeitar o factor de escala de massa. Este é um aspecto que deverá ser tido em consideração na análise dos resultados dos ensaios dado que não respeita a relação que nos restantes aspectos existe entre os modelos e o protótipo. De qualquer das formas isso não invalida os resultados obtidos nem inviabiliza a realização de análises comparativas entre os vários modelos para avaliação dos efeitos das soluções de reforço no seu comportamento sísmico.

### **3.6. Instrumentação e aquisição de dados**

A instrumentação utilizada nos ensaios foi idealizada de modo a permitir a medição das grandezas físicas consideradas mais relevantes para a quantificação da resposta global dos modelos às acções sísmicas. Particularmente no que diz respeito aos modelos, o comportamento frágil da argamassa de que são feitas as paredes deve contribuir para uma resposta pouco dúctil dos modelos, ao mesmo tempo que é esperada a abertura de fendas irregulares delimitando blocos de parede chocando entre si cujas dimensões e geometria não é possível conhecer com rigor à partida. Por esse motivo não foram previstos transdutores de deslocamentos dado que, nestas condições, quaisquer medidas efectuadas seriam pontuais e a relação com a resposta global dos modelos em termos de deslocamentos seria difícil de

estabelecer. Esta é uma limitação que é ultrapassada recorrendo a grandezas físicas relacionadas, por exemplo através da dupla integração de acelerações no tempo.

Por outro lado, a concentração de massa nas paredes, a flexibilidade dos pavimentos e a sua deficiente ligação às paredes fazem antever uma importante componente de resposta devida à actuação de forças de inércia na direcção perpendicular ao plano das paredes. Assim, previram-se acelerómetros em vários pontos dos modelos localizados ao nível dos pisos para medir o campo de acelerações horizontais perpendiculares ao plano das paredes, distribuídos por vários alinhamentos verticais principalmente junto aos cunhais e a meia largura das paredes. No caso dos acelerómetros colocados nos cunhais, as acelerações medidas podem ser utilizadas para caracterizar a resposta das paredes perpendiculares no seu próprio plano admitindo que, apesar de alguma fendilhação, a parede tem, mesmo assim, alguma continuidade e um comportamento rígido na direcção horizontal. Dadas as dimensões dos modelos, o número de acelerómetros disponíveis constitui naturalmente uma limitação à geometria e densidade da malha a realizar.

Por último, a utilização das diferentes técnicas de reforço tem impacto no comportamento dos modelos não só ao nível global, reflectindo-se nas medições acima mencionadas, mas também ao nível local, através da compatibilização de deslocamentos e da transmissão de forças entre os vários elementos construtivos. Estas grandezas podem ser utilizadas para avaliar localmente a eficácia das técnicas de reforço mas a sua medição é de difícil concretização dada a natureza das peças utilizadas. A técnica de reforço 1 possui vários conectores aparafusados e/ou colados onde não é possível efectuar medições, o mesmo sucedendo na técnica de reforço 3 onde são utilizadas faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy. Na realidade, apenas nos tirantes utilizados no reforço dos modelos 2 e 3 será possível medir as forças instaladas. Para o efeito previu-se a colocação de extensómetros nalgumas das peças de fixação que, após calibração, permitirão utilizá-las como células de força, isto é, ler extensões e convertê-las directamente em forças.

A selecção dos diferentes instrumentos e a sua localização nos modelos foi guiada quer pelas indicações acima quer pelas limitações em termos de equipamento disponível. Dos 32 acelerómetros disponíveis para os modelos optou-se por instrumentar duas das paredes com um maior número de acelerómetros, a parede Norte com 16 e a parede Este com 12, e as restantes duas paredes, Sul e Oeste, apenas com 2 acelerómetros para servirem de referência na comparação das respostas com as paredes opostas, conforme se pode ver na Figura 3.26. Dada a dificuldade em aparafusar os acelerómetros directamente à parede, devido às

características das argamassas, optou-se por os prender aos tacos de madeira utilizados para fixar os pavimentos pelo exterior como se mostra na Figura 3.27.

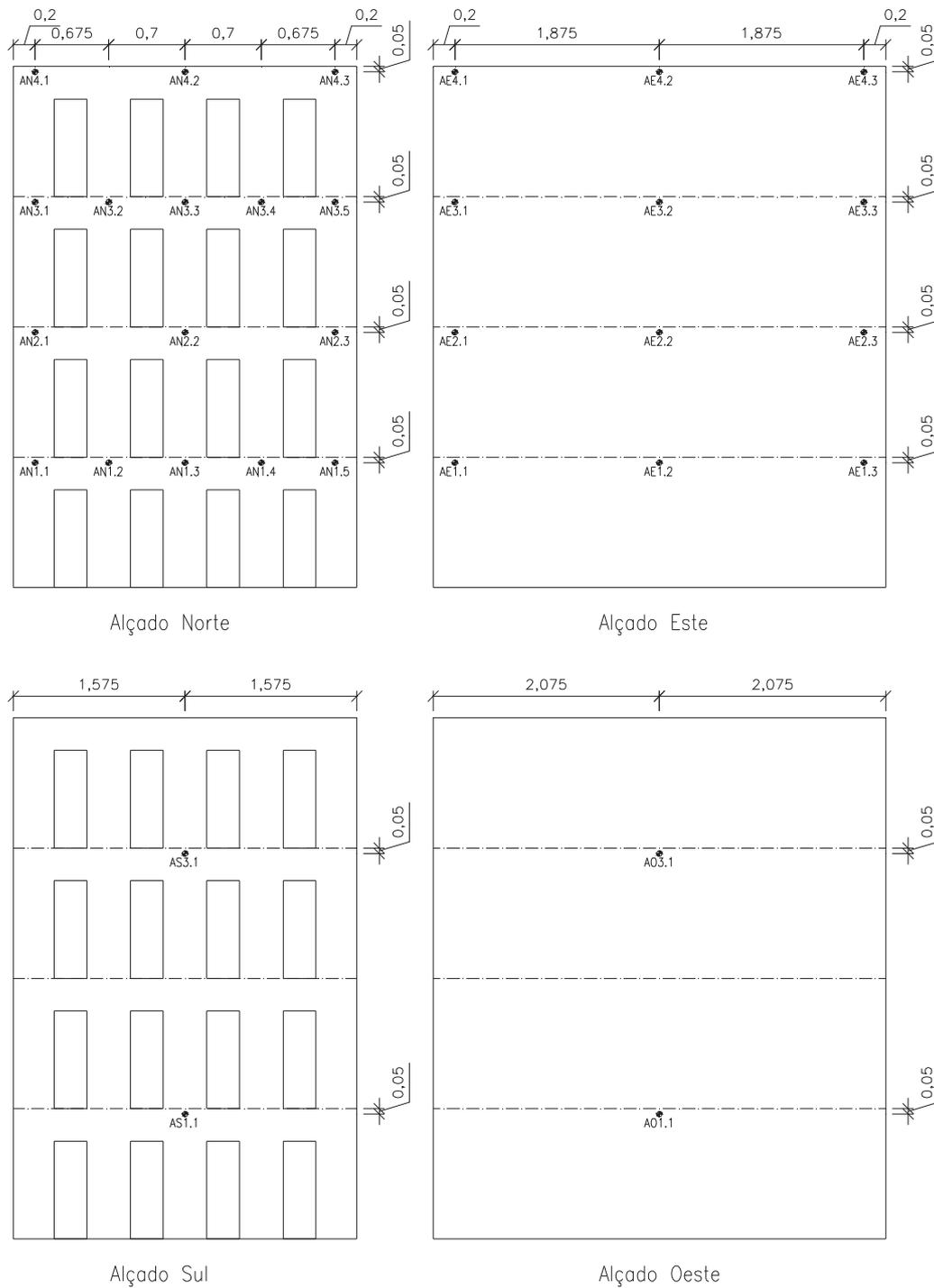


Figura 3.26 – Instrumentação do modelo com acelerómetros (dimensões aproximadas)

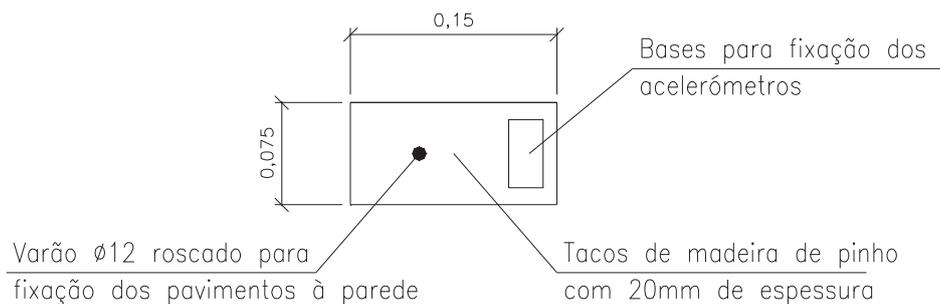


Figura 3.27 – Esquema de fixação dos acelerómetros ao modelo

A plataforma sísmica foi também instrumentada com acelerómetros segundo as duas direcções definidas na Figura 3.25, um na direcção longitudinal (NS) e outro na direcção transversal (EW), para medir os movimentos impostos. Ao todo foram utilizados, portanto, 34 acelerómetros de três tipos distintos identificados na Figura 3.28 e na Figura 3.29.



*Variable Capacitance (MEMS)*

*Accelerometers: DC Response, 1 V/g, Low-Level Acceleration, Field Test*

a) Modelo 7290A-2



*Variable Capacitance (MEMS)*

*Accelerometers: DC Response, 200 mV/g, Low-Level Acceleration, Field Test*

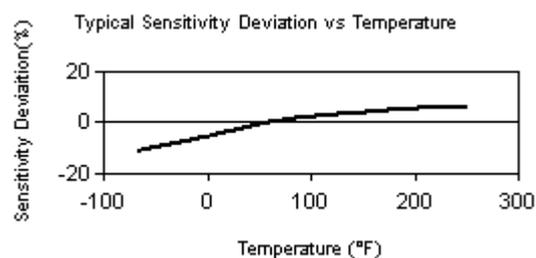
b) Modelo 7290A-10

Figura 3.28 – Acelerómetros ENDEVCO [ENDEVCO, 2005]



*Industrial ceramic shear ICP® accel., 100 mV/g, 0.5 to 5000 Hz, 2-pin top connector*

a) Modelo 337A26



b) Curva de sensibilidade com a temperatura

Figura 3.29 – Acelerómetro PCB PIEZOTRONICS [PCB, 2005]

Relativamente à medição de forças nos tirantes nos modelos 2 e 3, procurou-se instrumentar as peças de fixação apresentadas anteriormente na Figura 3.19 com extensómetros, ficando com a aparência da apresentada na Figura 3.30a). Dado o limitado número de extensómetros disponíveis, as peças originais foram modificadas como se mostra na Figura 3.30b) por forma a poderem ser instrumentadas apenas com 2 extensómetros cada. As peças de fixação foram colocadas no Modelo 2 de acordo com a disposição indicada na Figura 3.31 e no Modelo 3 de acordo com a disposição indicada na Figura 3.32. Cada uma das peças assim instrumentadas foi posteriormente calibrada [CIC-NSE, 2003] de modo a se poder converter o valor das extensões medidas em forças nos tirantes.



a) Peça original utilizada na posição H1



b) Peça modificada utilizada nas posições H2, H3, H4, N1, L1, L2, L3 e L4

Figura 3.30 – Pormenor das peças instrumentadas com extensómetros utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes

Considera-se que a instrumentação assim prevista permite uma identificação adequada dos diferentes parâmetros de controlo do comportamento dos modelos à acção sísmica, designadamente, a evolução das frequências e modos de vibração entre os vários ensaios bem como os perfis de acelerações nas paredes e a resposta em deslocamento nos vários ensaios. Ficam de fora, como se referiu, a avaliação de fenómenos locais relacionados com as técnicas de reforço com excepção das forças nos tirantes nos ensaios dos modelos 2 e 3.

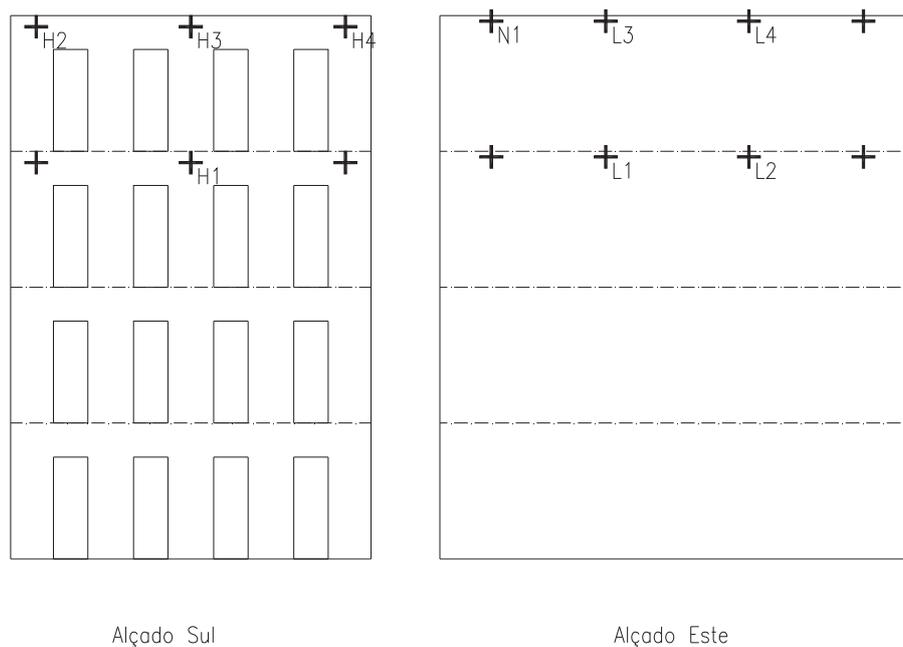


Figura 3.31 – Identificação das peças instrumentadas com extensómetros no Modelo 2

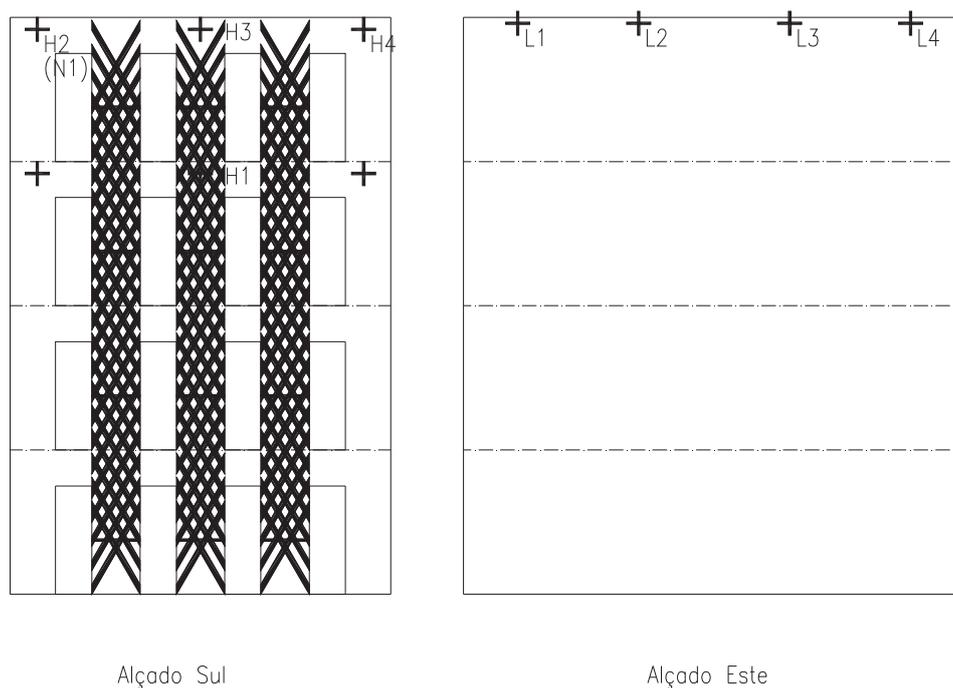


Figura 3.32 – Identificação das peças instrumentadas com extensómetros no Modelo 3

A leitura dos sinais foi efectuada através de placas de aquisição da *National Instruments*, modelos 1530 para os acelerómetros e 1520 para os extensómetros, ligadas a sistemas SCXI. A frequência de amostragem utilizada em todos os sinais foi de 400 Hz o que assegura, por

um lado, uma boa resolução no domínio do tempo para o registo das grandezas físicas e, por outro lado, uma largura de banda adequada para análises no domínio da frequência. Foram utilizados três postos independentes para a aquisição dos dados, designados PCI\_MIO, POSTO 1 e POSTO 2, cuja sincronização dos registos foi assegurada através de um impulso eléctrico comandado pelo operador. O primeiro destes postos registou os 2 canais de aceleração na plataforma sísmica enquanto o segundo posto registou os 32 canais de aceleração nos modelos. O terceiro posto foi utilizado apenas nos modelos 2 e 3, tendo registado as extensões medidas nas peças utilizadas na ligação de paredes opostas por meio de tirantes. Relativamente à convenção de sinal adoptada para cada um destes registos, as acelerações foram consideradas positivas nos sentidos NS e EW, enquanto as forças positivas nos tirantes, deduzidas a partir das extensões, correspondem a tracção.

### **3.7. Procedimento de ensaio**

O procedimento de ensaio adoptado tem em vista alcançar o duplo objectivo, delineado na secção 3.2, de quantificar e qualificar o comportamento da tipologia de edifícios “gaioleiros” face à acção dos sismos de modo a permitir uma posterior avaliação da sua vulnerabilidade baseada nas informações obtidas de acordo com as hipóteses simplificativas admitidas na secção 3.5. A quantificação do comportamento é realizada através da identificação das propriedades dinâmicas dos modelos ao longo do ensaio e por meio da medição da resposta dos modelos à solicitação sísmica simulada através de acelerações impostas na base com amplitude crescente [Coelho *et al.*, 1999]. No que diz respeito à qualificação do comportamento dos modelos, esta é obtida através da interpretação dos mecanismos de dano observados ainda no decorrer dos ensaios ou, numa fase posterior, com recurso aos registos efectuados em fotografia e vídeo.

Nos ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial são utilizados fundamentalmente dois tipos de sinais, o sinal de solicitação sísmica propriamente dito, já referido na secção 3.5 e relativamente ao qual se pretende avaliar o comportamento dos modelos, e outro destinado à sua identificação modal. Ambos têm de ser preparados, particularmente o primeiro, atendendo à acção que se considera mais relevante para o estudo em causa e aos efeitos de eventuais factores de escala utilizados nos modelos, entre outros aspectos. Considerou-se que a acção sísmica à qual os protótipos estão sujeitos é a definida nos espectros de resposta regulamentares [RSA, 1983] previstos para a zona A e terreno tipo I, que se apresentam na Figura 3.33 para os sismos tipo 1 e tipo 2 já majorados pelo factor de 1,5. Como os modelos são em escala reduzida, o espectro de resposta dos protótipos tem de ser escalado para ter em

consideração as relações impostas pela aplicação da lei de semelhança seleccionada, apresentada anteriormente no Quadro 3.2, resultando daí uma compressão do tempo para 1/3 e uma ampliação da aceleração para o triplo. Os espectros escalados para os modelos e majorados pelo factor de 1,5 são apresentados também na Figura 3.33 onde são visíveis as alterações decorrentes do efeito de escala. Face às características dinâmicas dos protótipos considerou-se que a acção sísmica condicionante era a do sismo tipo 1 pois apresenta valores de aceleração espectral mais elevados para a gama de períodos de vibração deste tipo de estruturas. Assim, foi utilizado nos ensaios de solitação sísmica um sinal artificial representativo de um sismo real e compatível com aquele espectro de resposta. Devido à lei de semelhança entre o protótipo e o modelo a sua duração é comprimida pelo mesmo factor de 1/3 enquanto as acelerações são ampliadas para o triplo. A amplitude da solitação sísmica é definida, numa primeira instância, através dos valores de pico da aceleração imposta na plataforma sísmica (PGA). Comparativamente, o sinal utilizado na identificação modal dos modelos é caracterizado por ter banda larga e baixa amplitude, equivalente a um ruído branco numa gama de frequências entre 0,1 Hz e 40 Hz. O sinal é totalmente artificial pois destina-se a permitir a identificação das frequências e modos de vibração dos modelos aplicando técnicas de análise estocástica. Neste caso a duração do sinal e a amplitude da aceleração não são afectados pelo factor de escala, pois não está em causa a simulação de qualquer fenómeno físico, sendo ambos influenciados apenas pela necessidade de gerar séries temporais longas e com uma amplitude tal que não interfiram com os resultados dos ensaios de solitação sísmica.

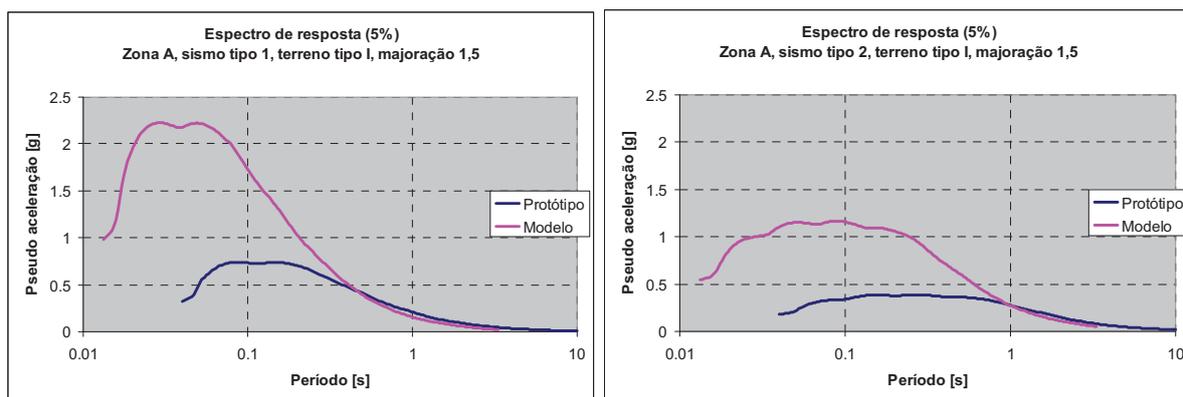


Figura 3.33 – Espectros de resposta regulamentares majorados para o protótipo [LNEC, 2007] e para o modelo

Em primeiro lugar é imposto na plataforma sísmica o sinal de identificação modal, para determinar as propriedades dinâmicas do modelo antes do primeiro ensaio, e em seguida é realizado um ensaio impondo a solicitação sísmica. O processo repete-se, alternando o sinal de identificação modal com a solicitação sísmica com PGA crescente, até se atingir um estado de dano de pré-colapso nos modelos, altura em que os ensaios terminam. As seqüências de ensaios realizadas nos vários ensaios são apresentadas no Quadro 3.12 e no Quadro 3.13 onde é indicado o valor de PGA nominal. No caso particular dos modelos 00 e 3 não foram realizados ensaios de identificação modal após o último ensaio de solicitação sísmica pois estes modelos ficaram bastante danificados.

Quadro 3.12 – Sequência de ensaio do Modelo 0

Número	Ensaio	PGA nominal*	Ficheiro	Amostras
0	Identificação modal 0	**	cat_00.bin	48000
1	Solicitação sísmica 0	10%	fct_00.bin	8192
2	Identificação modal 1	**	cat_01.bin	48000
3	Solicitação sísmica 1	20%	fct_01.bin	8192
4	Identificação modal 2	**	cat_02.bin	48000
5	Solicitação sísmica 2	40%	fct_02.bin	8192
6	Identificação modal 3	**	cat_03.bin	48000
7	Solicitação sísmica 3	60%	fct_03.bin	8192
8	Identificação modal 4	**	cat_04.bin	48000
9	Solicitação sísmica 4	80%	fct_04.bin	8192
10	Identificação modal 5	**	cat_05.bin	48000
11	Solicitação sísmica 5	100%	fct_05.bin	8192
12	Identificação modal 6	**	cat_06.bin	48000

\* Relativamente ao máximo

\*\* Sinal de caracterização

Quadro 3.13 – Sequência de ensaio dos modelos 00, 1, 2, e 3

Número	Ensaio	PGA nominal*	Ficheiro	Amostras
0	Identificação modal 0	**	cat_00.bin	48000
1	Solicitação sísmica 0	20%	fct_20.bin	8192
2	Identificação modal 1	**	cat_20.bin	48000
3	Solicitação sísmica 1	50%	fct_50.bin	8192
4	Identificação modal 2	**	cat_50.bin	48000
5	Solicitação sísmica 2	75%	fct_75.bin	8192
6	Identificação modal 3	**	cat_75.bin	48000
7	Solicitação sísmica 3	100%	fct_100.bin	8192
8 <sup>§</sup>	Identificação modal 4	**	cat_100.bin	48000

\* Relativamente ao máximo

\*\* Sinal de caracterização

§ Só nos modelos 1 e 2

Os danos observados nos modelos, embora pudessem ocorrer em qualquer tipo de elementos, concentraram-se sobretudo nas paredes. Por este facto, é possível utilizar esquemas idênticos aos da Figura 3.34 para registar os danos, directamente a partir dos modelos ou indirectamente a partir dos registos em fotografia e vídeo, o que permite acompanhar a progressão do dano e a formação dos mecanismos, locais ou globais, em cada modelo.

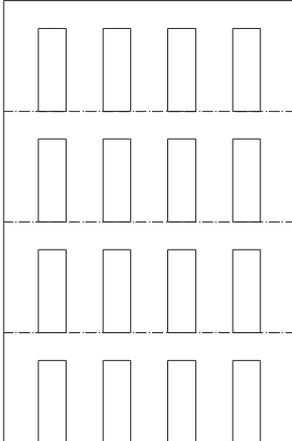
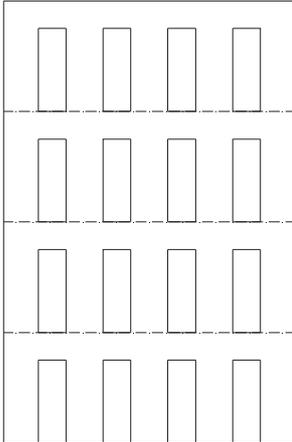
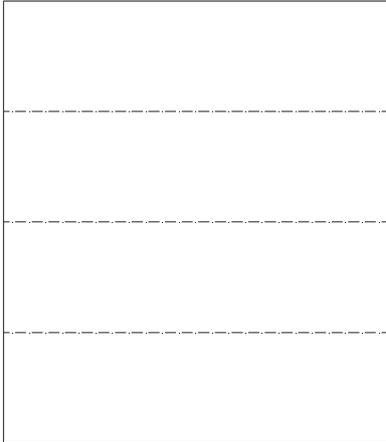
 <p>Alçado Sul</p>	 <p>Alçado Este</p>	
 <p>Alçado Norte</p>	 <p>Alçado Oeste</p>	
<p>dimensões em m</p>		
 <p>LABORATORIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL LNEC/CE3S</p>	<p>ENSAIOS FCT</p> <p>Modelo 0 Registo dos danos</p>	<p>Abril 2002</p>
<p>Escala: 1 : 50</p>	<p>Desenho N°1</p>	

Figura 3.34 – Esquema para registo de danos nos modelos

### 3.8. Comparação dos ensaios

Para concluir o presente Capítulo efectua-se uma comparação preliminar dos ensaios do ponto de vista da acção imposta sobre os modelos. Começando pelos sinais registados, todos eles foram tratados de modo a remover ruído e outras anomalias entretanto detectadas, ou

simplesmente para os preparar para o posterior processamento. Nos sinais de aceleração foi detectada a presença de ruído, não ilustrado aqui, em torno de uma frequência de 35 Hz. Esta é uma gama de frequências já elevada, no que aos modelos diz respeito, pelo que os sinais podem ser filtrados com um filtro passa-baixo numa frequência ligeiramente inferior àquela de modo a eliminar o ruído. Por outro lado, dada a necessidade de integrar os sinais de acelerações uma e duas vezes em ordem ao tempo para assim obter as velocidades e os deslocamentos, aqueles têm de ser filtrados nas baixas frequências com um filtro passa-alto para remover as componentes quase estáticas. Em consequência destes factos as acelerações foram filtradas no domínio da frequência com um filtro passa-banda entre 0,5 Hz e 27,5 Hz, valores estes que foram ajustados manualmente até encontrar a solução que melhor satisfizesse os objectivos acima indicados sem perder informação relevante sobre o comportamento do modelo, conforme se mostrará mais tarde. No caso das forças nos tirantes foram aplicados filtros passa-baixo com metade da frequência superior, isto é, aos 13,75 Hz de modo a eliminar ruído igualmente nas altas frequências. Para além destes aspectos foram também detectadas anomalias nalguns canais, tal como se ilustra na Figura 3.35, e que obrigaram a desprezar o sinal registado a partir dos instantes indicados no Quadro 3.14. De permeio, foram aplicadas janelas temporais aos sinais, com a duração de 5,5 segundos no Modelo 0 e 11,0 segundos nos restantes modelos, de modo a eliminar as partes do registo sem conteúdo relevante. Na Figura 3.36 à Figura 3.40 exemplificam-se as séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no último ensaio de cada modelo.

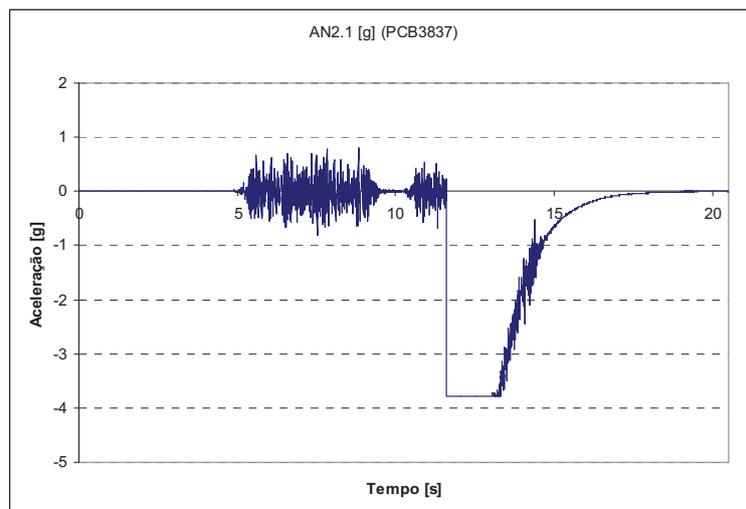


Figura 3.35 – Anomalia no sinal registado no canal AN2.1 no Ensaio 1 do Modelo 00

Quadro 3.14 – Canais com anomalias de registo de sinal

	Modelo 0	Modelo 00	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Ensaio 0	-	-	-	-	-
Ensaio 1	-	AN2.1 (6,7400s)	-	-	AN1.1 (1,9275s) AN1.4 (4,9925s) AN2.3 (10,1750s)
Ensaio 2	-	AN1.4 (9,5275s)	AE1.2 (5,4125s)	AN1.3 (7,4250s)	-
Ensaio 3	-	AN1.5 (10,0100s) AN2.1 (4,7425s) AN3.3 (2,3675s) AN3.5 (4,3975s)	-	AN2.2 (1,1025s) AS1.1 (5,1725s)	AN1.1 (4,8850s) AN1.2 (8,2225s) AN1.3 (9,1700s) AN2.1 (8,2450s) AN2.2 (9,4650s) AN2.3 (1,7375s) AE1.1 (9,1325s) AE3.1 (3,6250s)

Nota: Entre parêntesis está indicado o instante, contado a partir do início da janela temporal aplicada aos sinais, em que ocorre a anomalia no canal

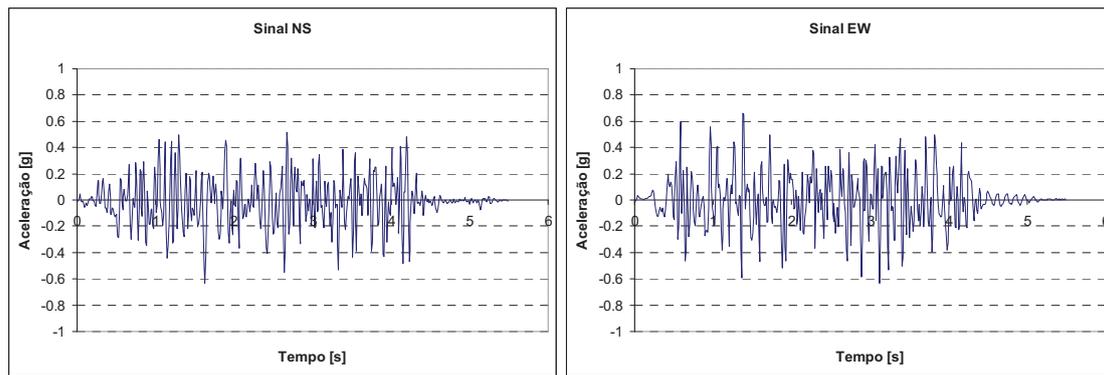


Figura 3.36 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 5 do Modelo 0

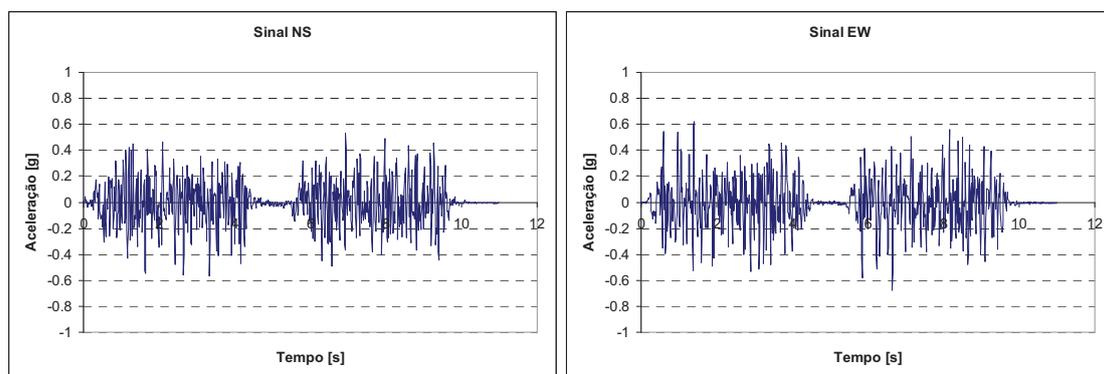


Figura 3.37 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 00

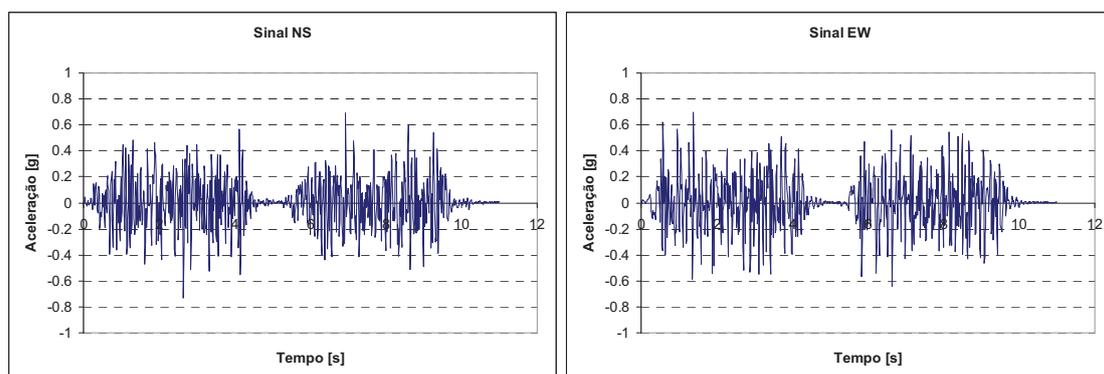


Figura 3.38 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 1

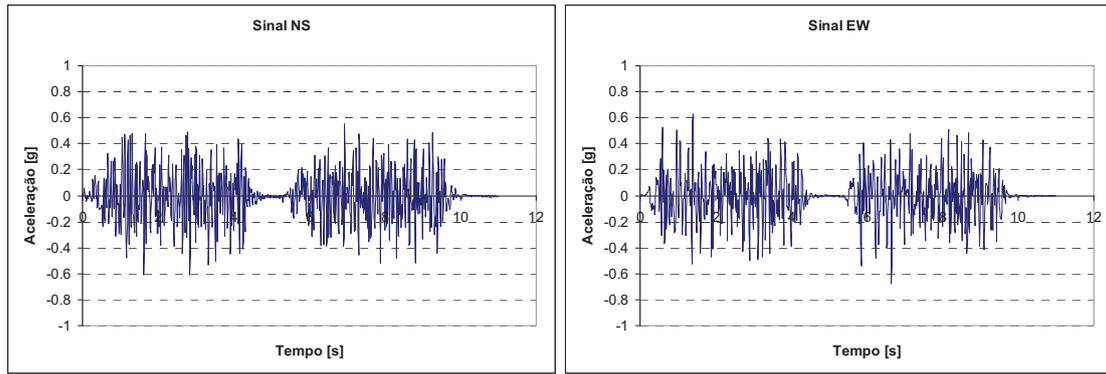


Figura 3.39 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 2

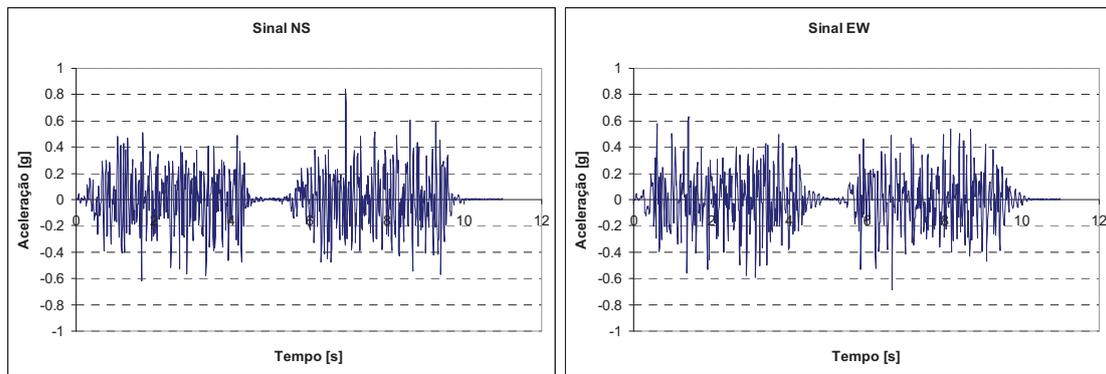


Figura 3.40 – Séries de acelerações impostas na plataforma sísmica no Ensaio 3 do Modelo 3

A comparação de resultados entre ensaios só é possível mediante a utilização de parâmetros que simultaneamente descrevam a acção e estabeleçam uma base comum. Para o efeito são considerados três critérios distintos baseados nos sinais impostos na plataforma sísmica e na massa do modelo: espectro de resposta (definido no próximo Capítulo), valor de pico da aceleração imposta na base (PGA) e energia de referência (definidos mais abaixo). Estes três critérios apresentam vantagens e desvantagens relativas entre si e, por isso mesmo, serão utilizados com objectivos distintos. O espectro de resposta, pelo facto de descrever a acção sísmica numa faixa alargada de períodos, será utilizado para comparar globalmente a solicitação sísmica imposta nos ensaios com a acção regulamentar. Procura-se assim verificar a correspondência entre o espectro de resposta do último ensaio de cada modelo e o espectro de resposta regulamentar da acção sísmica de dimensionamento considerada como objectivo para os modelos. Por sua vez, o PGA é utilizado para quantificar, através de um valor apenas, o nível de solicitação sísmica de cada ensaio e permitir, dessa forma, a comparação entre ensaios e com a acção sísmica regulamentar. Embora este possa não ser o parâmetro

individual mais indicado para quantificar a solicitação sísmica, ele será mesmo assim extensamente utilizado, a par da energia de referência, para esse efeito. A energia de referência será também utilizada na comparação entre ensaios porque, ao contrário dos outros dois critérios, faz intervir, de forma indirecta, o factor tempo e, como tal, permite relacionar sinais com diferente duração. Este aspecto é particularmente importante quando é necessário comparar sinais com duração diferente, como é o caso do Modelo 0 relativamente aos demais modelos.

O espectro de resposta utilizado na comparação é o de pseudo-aceleração, calculado para um oscilador linear com 1 grau de liberdade e 5% de amortecimento crítico e representado em função do período. Quanto ao PGA, este é definido como o valor máximo, em módulo, da aceleração imposta na plataforma sísmica. A energia de referência ( $E_{ref}$ ), por sua vez, mede a energia associada à solicitação sísmica e é calculada através da expressão seguinte que envolve, para além da aceleração imposta na base ( $\ddot{u}_g$ ), o deslocamento da base ( $u_g$ ), obtido no presente trabalho por dupla integração das acelerações, e a massa total do modelo ( $m$ ):

$$E_{ref} = \int_0^{t_{final}} m \ddot{u}_g du_g \quad (3.1)$$

A energia de referência cresce ao longo do ensaio de uma forma monótona pelo que, para efeitos de comparação, considerar-se-á apenas o seu valor final. Dado que a solicitação sísmica é imposta na plataforma sísmica segundo duas direcções preferenciais, NS e EW, qualquer uma destas grandezas é determinada em separado para cada uma daquelas direcções. Quanto à energia de referência, embora também seja calculada em separado para as direcções NS e EW, os dois contributos são adicionados para obter a energia de referência total. Esta energia, por sua vez, é adicionada sucessivamente, ensaio a ensaio, de modo a obter a energia de referência total cumulativa, cuja evolução considera, em cada modelo, os resultados de todos os ensaios anteriores. Será ainda utilizada a energia mássica de referência ( $E_{ref}/m$ ) calculada nas duas direcções, que não depende da massa dos modelos, para relacionar a energia de referência com o correspondente valor de PGA:

$$\frac{E_{ref}}{m} = \int_0^{t_{final}} \ddot{u}_g du_g \quad (3.2)$$

Apresentam-se na Figura 3.41 à Figura 3.45 os espectros de resposta dos sinais registados nos canais da plataforma sísmica, calculados para um oscilador linear com 1 grau de liberdade e um coeficiente de amortecimento de 5%, onde se pode ver uma concordância razoável dos espectros de resposta do último ensaio em cada modelo com o espectro de resposta regulamentar para a acção 1, terreno tipo I e zona sísmica A [RSA, 1983] já majorado por 1,5 e corrigido pelo factor de escala do modelo. Naturalmente que para frequências superiores a 27,5 Hz os espectros de resposta vêm consideravelmente reduzidos devido à aplicação dos filtros mencionados anteriormente.

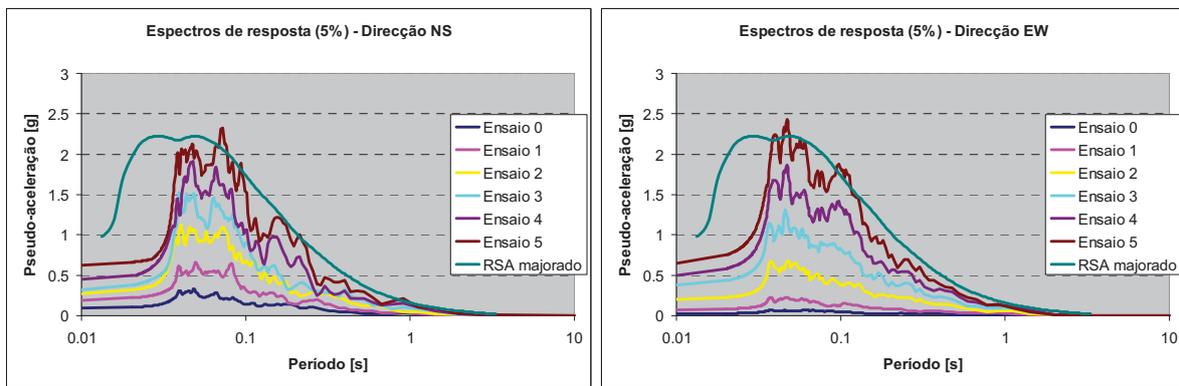


Figura 3.41 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 0

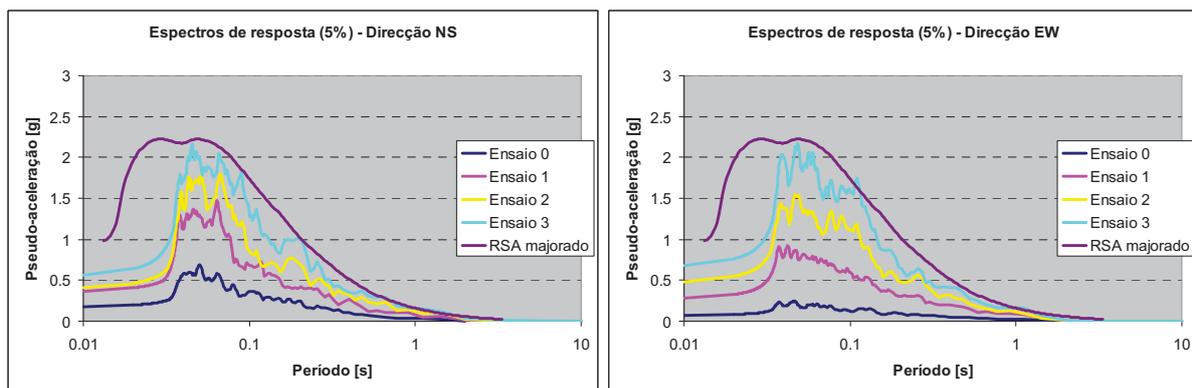


Figura 3.42 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 00

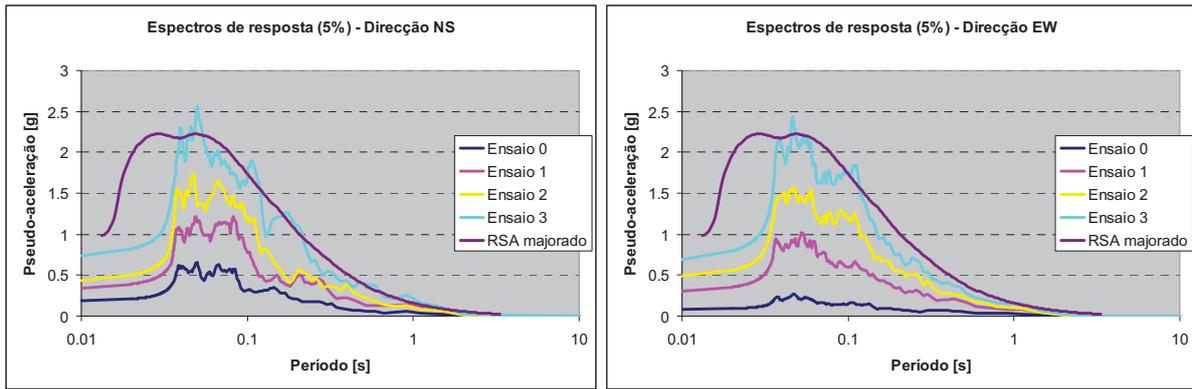


Figura 3.43 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 1

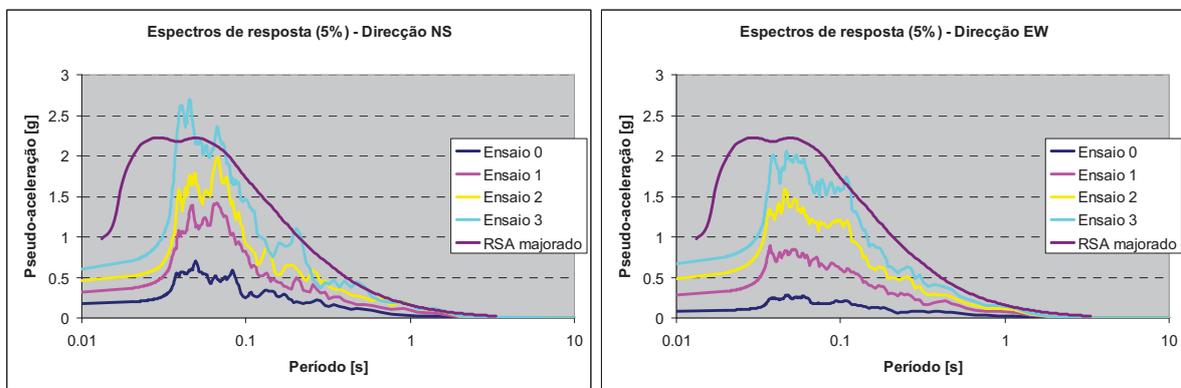


Figura 3.44 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 2

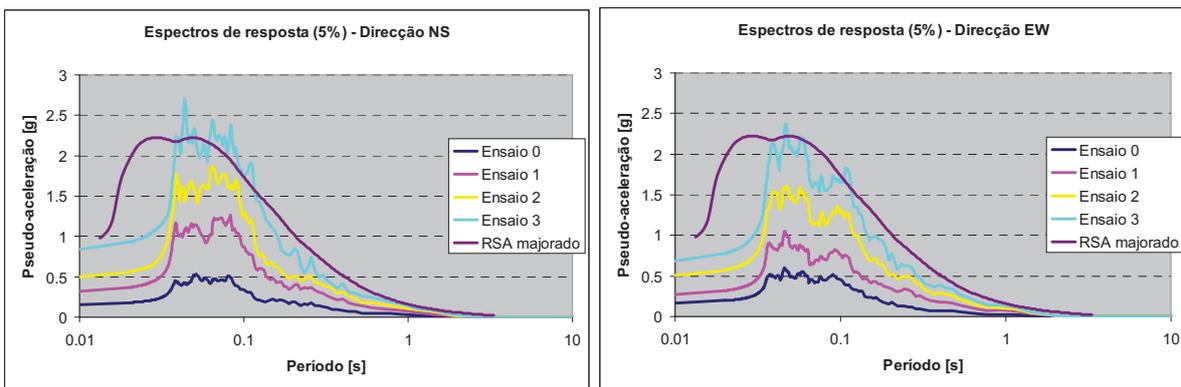


Figura 3.45 – Espectro de resposta elástico de pseudo-aceleração (coeficiente de amortecimento de 5%) dos ensaios de solicitação sísmica do Modelo 3

Os valores de PGA nos vários ensaios são os apresentados na Figura 3.46. Observa-se em geral uma boa relação dos valores de PGA nos vários ensaios dos modelos 00 a 3, verificando-se as maiores diferenças no primeiro e no último ensaio de cada modelo na direcção EW e NS respectivamente. O Modelo 0, conforme já se fez referência, foi sujeito a uma sequência de ensaio diferente, com mais dois ensaios do que os restantes modelos e menores incrementos de PGA.

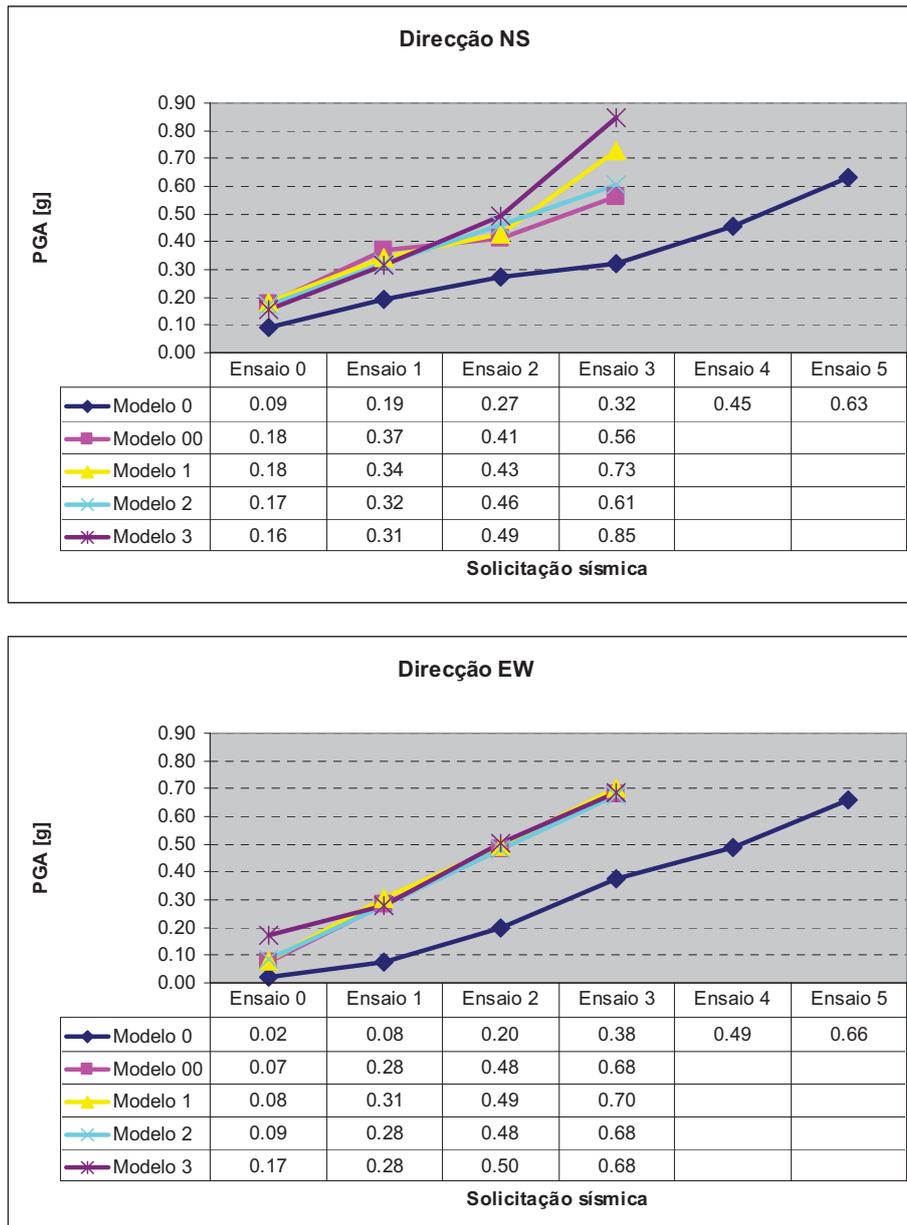


Figura 3.46 – Valores de PGA impostos na plataforma sísmica

Para estimar o nível de solicitação sísmica de cada ensaio relativamente à acção sísmica regulamentar, comparam-se os valores de PGA de ambos. No protótipo o valor de PGA regulamentar da acção 1 para a zona A é de  $1,77\text{m/s}^2$  o que, aplicando os factores de majoração de 1,5 e de escala de 1/3, equivale a cerca de  $0,81\text{g}$  no modelo, valor este que é utilizado para normalizar os valores de PGA de ensaio apresentados na Figura 3.47. Constatase que o último ensaio de cada modelo é, em geral, inferior a 90% da acção sísmica regulamentar, em termos de PGA, e apenas no Modelo 3 na direcção NS é ligeiramente superior.

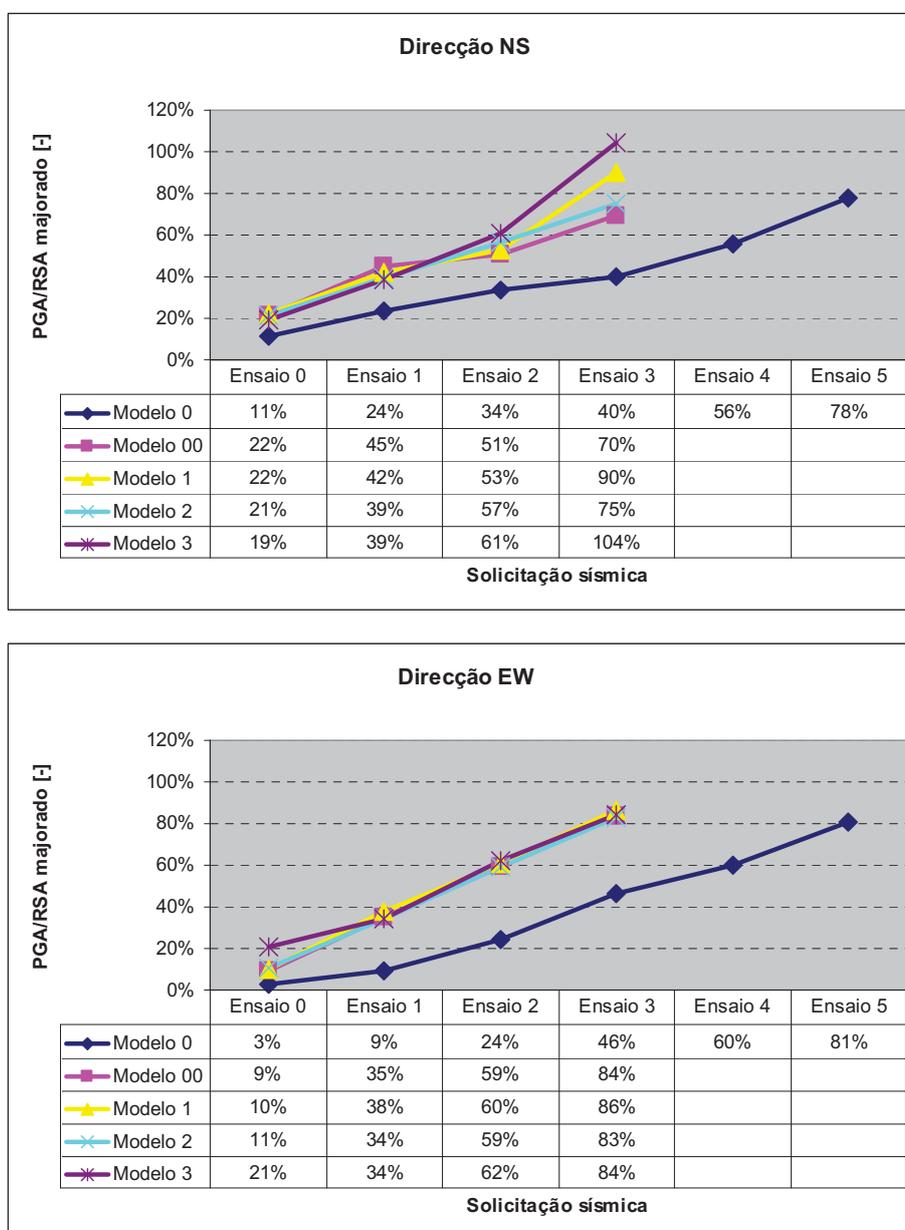


Figura 3.47 – Relação entre os valores de PGA de ensaio e regulamentar

A energia mássica de referência ( $E_{ref}/m$ ) em cada ensaio e nas duas direcções, apresentada na Figura 3.48, revela uma boa concordância de valores nos modelos 00 a 3, embora seja melhor na direcção EW do que na direcção NS. O Modelo 0, por sua vez, apresenta valores de energia mássica de referência substancialmente inferiores em virtude da menor duração do sinal utilizado. Comparando as duas direcções entre si, a energia na direcção NS é geralmente superior à da direcção EW.

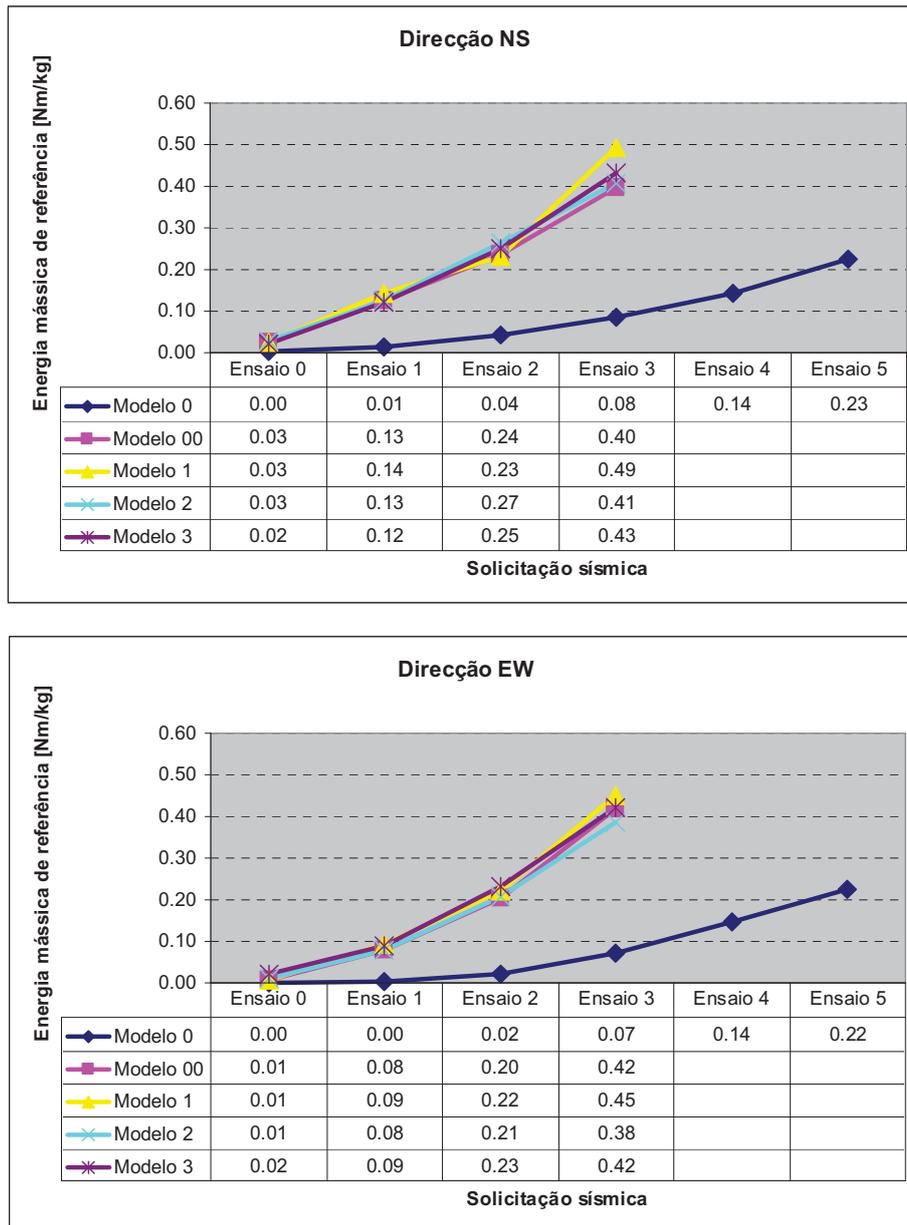


Figura 3.48 – Valores da energia mássica de referência

Na Figura 3.49 apresenta-se a relação da energia mássica de referência com os valores de PGA nos vários modelos e nas duas direcções. Observa-se que esta relação é claramente não-linear e que, no caso dos modelos 00 a 3, apresenta claramente uma menor dispersão na direcção EW do que na direcção NS. O Modelo 0, novamente, segue uma evolução diferente da dos restantes modelos, confirmando-se que, embora acompanhe globalmente os níveis de PGA, a sua energia mássica de referência em cada ensaio é sempre inferior.

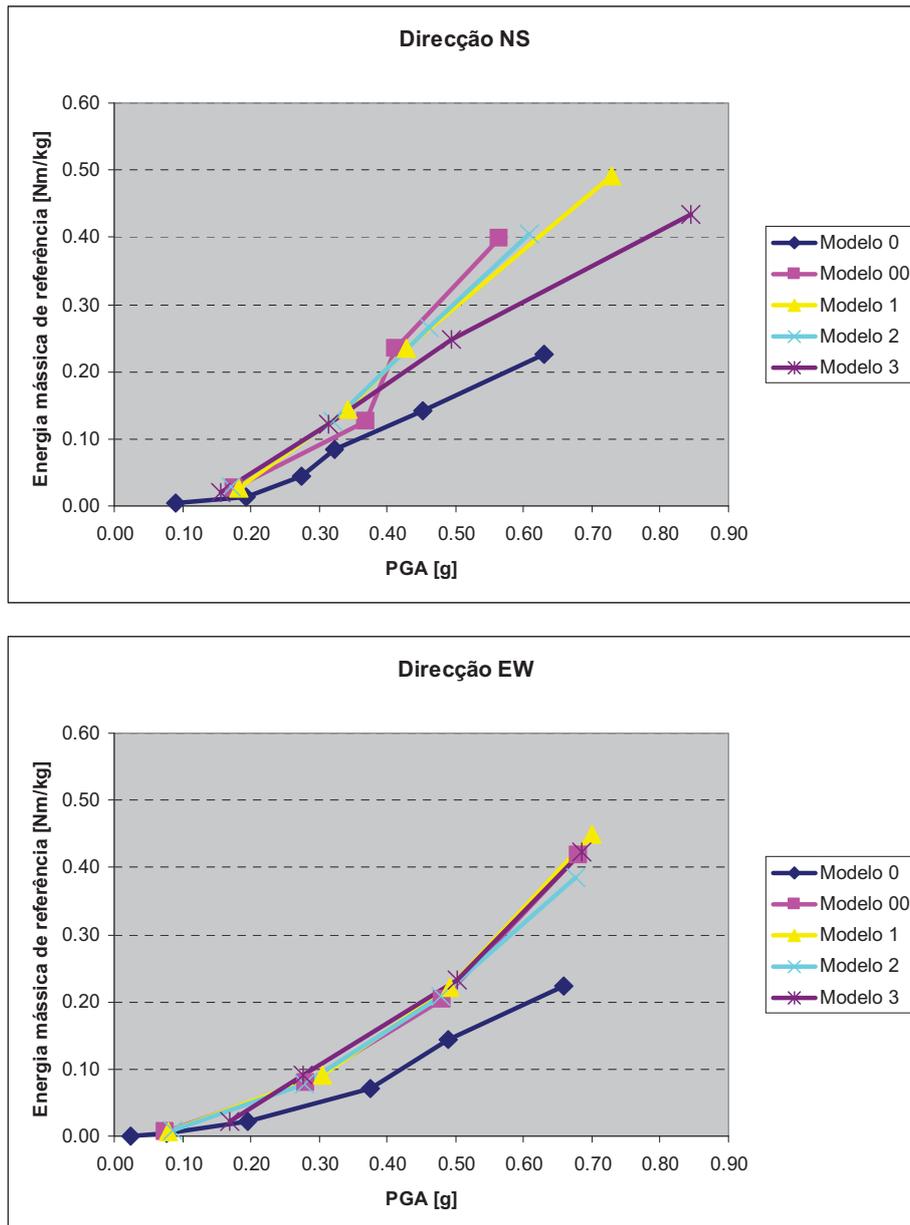


Figura 3.49 – Relação da energia mássica de referência com os valores de PGA

Para concluir esta análise das solicitações sísmicas impostas nos ensaios dos vários modelos apresenta-se na Figura 3.50 a evolução da energia de referência ( $E_{ref}$ ) total cumulativa nos vários modelos onde se pode observar que os ensaios dos modelos 00 a 3 são bastante idênticos enquanto o ensaio do Modelo 0 se destaca por ter uma energia consideravelmente inferior. Este facto é uma consequência da já referida menor duração do sinal utilizado nos ensaios do Modelo 0.

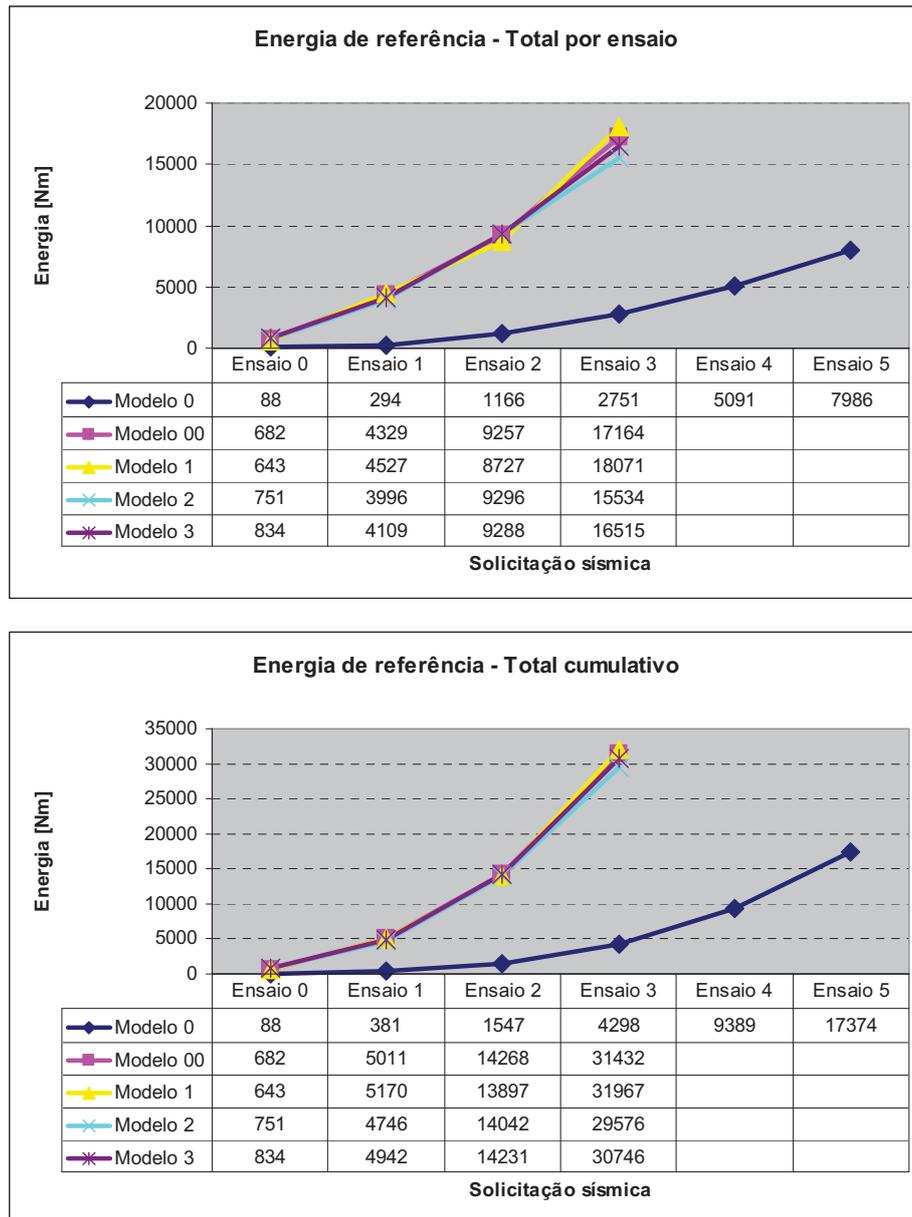


Figura 3.50 – Energia de referência imposta na plataforma sísmica

### **3.9. Notas finais do Capítulo 3**

Termina-se aqui este Capítulo onde se descreveram os ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC. Estes inseriam-se num programa experimental mais vasto, onde estava previsto ensaiar vários tipos de modelos, mas que acabou por não ser realizado na totalidade. Apresentaram-se os protótipos seleccionados e os modelos definidos com base neles, em escala reduzida devido às limitações da plataforma sísmica. Foram igualmente apresentadas três técnicas de reforço com potencial para aplicação em larga escala e que procuram eliminar algumas das deficiências identificadas no comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros”. A construção dos modelos experimentais foi descrita e ilustrada, incluindo a definição da sua geometria e a caracterização dos materiais, os detalhes da sua construção e as deficiências daí resultantes. Foram discutidos os vários aspectos relacionados com o dispositivo de ensaio, a instrumentação e aquisição de dados e o procedimento de ensaio tendo em vista conseguir não só uma simulação adequada do comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros”, como também extrair o máximo de informação dos ensaios. Por fim analisaram-se os resultados experimentais, do ponto de vista apenas da solicitação imposta nos vários ensaios, com o objectivo de verificar a sua equivalência. Garantida esta, é possível comparar os resultados entre modelos, algo que será efectuado no próximo Capítulo.

### **3.10. Referências bibliográficas**

[Appleton, 2005] João Guilherme Appleton, “Reabilitação de edifícios Gaioleiros”, Edições Orion, ISBN: 9728620055

[Campos Costa *et al.*, 2004] A. Campos Costa, P. Candeias, B. Massena, V. Córias e Silva, “Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicação de reforços de fibra de vidro (GFRP)”, Sísmica2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal

[Carvalho, 1998] E. C. Carvalho, “Seismic testing of structures”, 11ECEC

[CIC-NSE, 2003] Comunicação particular

[Coelho *et al.*, 1999] Ema Coelho, Alfredo C. Costa, M. Luísa Sousa, Eduardo C. Carvalho, “Avaliação da vulnerabilidade de estruturas e ensaios sísmicos”, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica1999), Faro, Portugal

[DM-NB, 2003] Comunicação particular

[ENDEVCO, 2005] [www.endevco.com](http://www.endevco.com) (sítio consultado em 2005)

[Harris & Sabnis, 1999] Harry G. Harris, Gajanan M. Sabnis, “Structural Modeling and Experimental Techniques (second edition)”, CRC Press, ISBN: 0849324696

[LNEC, 2006] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/equipamentos/ptriaxial.html>  
(sítio consultado em 2006-08-16)

[LNEC, 2007] [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/espectros\\_RSA1.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/espectros_RSA1.html) (sítio consultado em 2007-02-14)

[Modena *et al.*, 2000] C. Modena, F. Pineschi e M. R. Valluzzi (A cura di), Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, Itália, 89 pp.

[NI, 2007] <http://zone.ni.com/devzone/cda/tut/p/id/3642> (sítio consultado em 2007-03-07)

[PCB, 2005] [www.pcb.com](http://www.pcb.com) (sítio consultado em 2005)

[RSA, 1983] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio

[Silva, 2001] V. C. Silva, “Preserving “Baixa Pombalina” through low intrusive seismic rehabilitation methods. The COMREHAB project”, Archi2000 International Millennium Congress, UNESCO (<http://www.unesco.org/archi2000/>)

[Silva *et al.*, 2001] V. Córias e Silva, Paulo B. Lourenço, Luís F. Ramos, Carlos G. Mesquita, “Accounting for the block effect in structural interventions in Lisbon’s old Pombaline downtown buildings” em “Historical Constructions – Possibilities and experimental techniques”, editado por P. B. Lourenço e P. Roca, Universidade do Minho, Guimarães

[STAP, 2003] Comunicação particular



## 4. ANÁLISE DOS ENSAIOS

### 4.1. Metodologia

Dedica-se esta secção inicial à apresentação da metodologia utilizada na análise dos ensaios. Os resultados disponíveis para análise são, tal como foi descrito no Capítulo anterior, os danos observados nos ensaios de solicitação sísmica, as propriedades dinâmicas dos modelos obtidas nos ensaios de identificação modal e a resposta dos modelos nos ensaios de solicitação sísmica. A metodologia envolve, por isso, aqueles três aspectos com o objectivo de apreciar os padrões de danos observados, estabelecer a evolução das propriedades dinâmicas e caracterizar o comportamento sísmico dos modelos. Para o efeito, são utilizados os resultados obtidos durante os ensaios bem como outros resultados posteriormente deduzidos a partir daqueles e cuja formulação se apresenta também.

#### 4.1.1. Descrição dos danos

Começar-se-á a análise dos ensaios com uma breve descrição dos danos observados nos modelos no final de cada ensaio. Esta é, forçosamente, uma avaliação qualitativa dos danos causados nos modelos pela acção sísmica imposta que, mesmo assim, constitui um contributo valioso para a compreensão do comportamento sísmico dos modelos. Se nos modelos não reforçados se esperava observar os mecanismos de colapso típicos de edifícios de alvenaria, já nos modelos reforçados a aplicação das diferentes técnicas de reforço deveriam conduzir, naturalmente, a diferentes padrões de danos que interessa comparar pois os mecanismos que se desenvolvem progressivamente, à medida que os ensaios vão decorrendo, são também diferentes.

A descrição dos danos concentrar-se-á, quase exclusivamente, no elemento estrutural mais importante para a resistência sísmica do modelo, as suas paredes. A Figura 4.1 ilustra as regiões utilizadas para descrever os danos com base nos registos efectuados em cada um dos modelos. No caso dos modelos 2 e 3 este registo foi feito directamente a partir do modelo enquanto nos modelos 0, 00 e 1 se baseou em fotografias. Por este motivo, a qualidade dos registos é desigual visto que, nos segundos, é condicionada pela qualidade das fotografias tiradas aos modelos e, por isso mesmo, estes registos, em particular, podem ser menos detalhados do que os primeiros. Esta é uma hipótese que não pode ser comprovada, contudo julga-se que, com base em apontamentos complementares efectuados durante os ensaios, os

aspectos fundamentais dos danos nos modelos estão todos devidamente retratados nos registos apresentados.

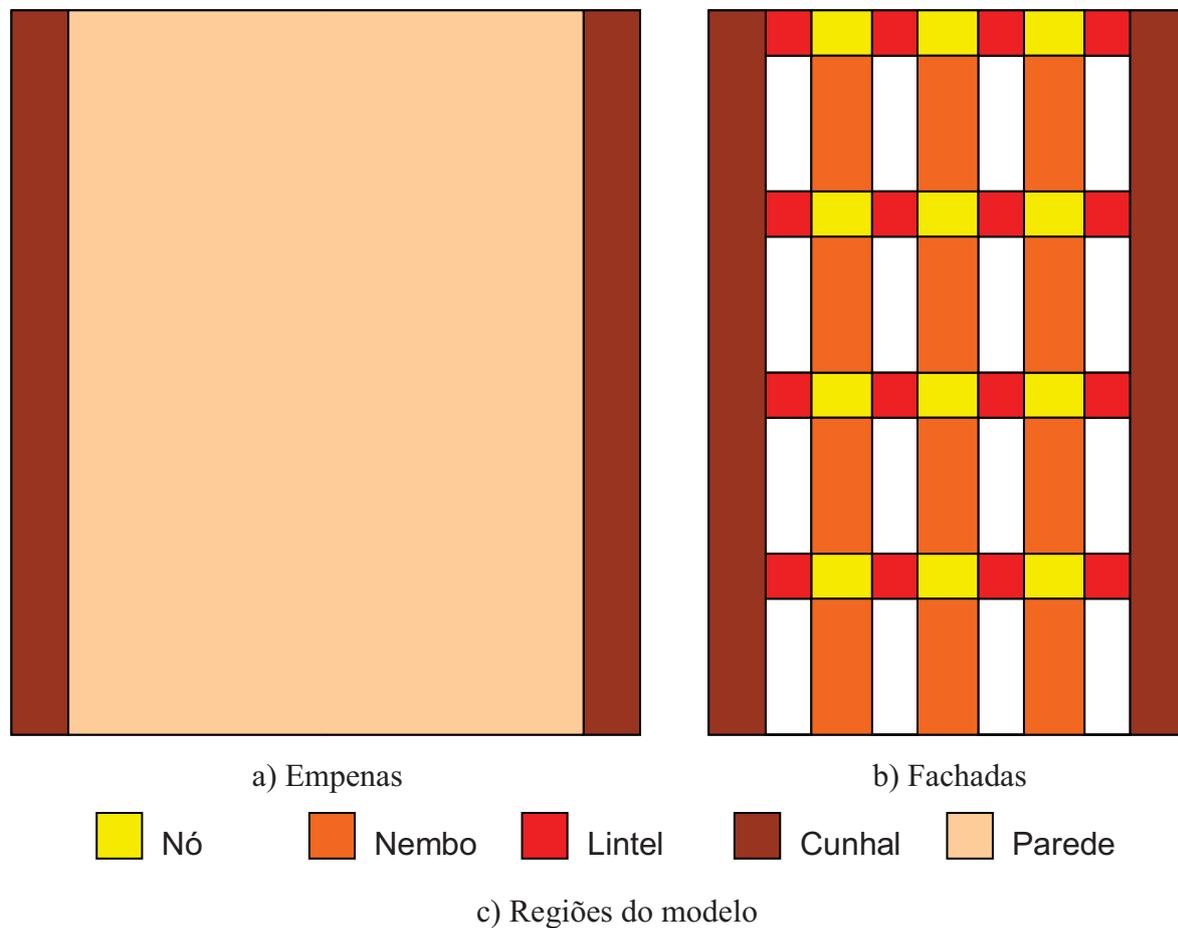


Figura 4.1 – Regiões utilizadas na identificação de padrões de danos

#### 4.1.2. Identificação modal

A análise dos resultados dos ensaios de identificação modal tem por objectivo identificar as propriedades dinâmicas dos modelos, nomeadamente as frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos principais modos de vibração. Esta identificação das propriedades é realizada com o modelo no seu estado inicial e, sempre que possível, após cada um dos ensaios de solicitação sísmica de forma a acompanhar a sua evolução. É possível assim acompanhar a evolução destas grandezas ao longo do ensaio e estabelecer comparações com o nível de solicitação sísmica imposta. Pretende-se desta forma obter uma medida quantitativa do dano através da evolução destas propriedades dinâmicas e da sua relação com a degradação da rigidez da estrutura e formação de mecanismos de colapso.

A identificação das propriedades dinâmicas dos modelos é realizada com recurso a técnicas de análise estocástica [Harris, 1996] [Sólnes, 1997] [Bendat & Piersol, 2000] [Rodrigues, 2005] cuja formulação se resume de seguida. Considere-se um sistema linear invariável no tempo (LTI) com um sinal de entrada e um sinal de saída (SISO<sup>1</sup>) cujos valores discretos são medidos num intervalo de tempo de duração  $T$  com uma frequência de amostragem  $f_s$  e identificados respectivamente por  $x_k(t)$  e  $y_k(t)$ . Definem-se as seguintes funções de densidade espectral de potência (PSD) dos sinais

$$G_{xx}(f) = 2 \times \lim_{T \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{T} \times E \left[ |X_k(f, T)|^2 \right] \right) \quad (4.1)$$

$$G_{yy}(f) = 2 \times \lim_{T \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{T} \times E \left[ |Y_k(f, T)|^2 \right] \right) \quad (4.2)$$

$$G_{xy}(f) = 2 \times \lim_{T \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{T} \times E \left[ X_k^*(f, T) \times Y_k(f, T) \right] \right) \quad (4.3)$$

em que  $G_{xx}(f)$  e  $G_{yy}(f)$  são os auto-espectros de cada um dos sinais  $x_k(t)$  e  $y_k(t)$ ,  $G_{xy}(f)$  é o espectro cruzado entre os sinais  $x_k(t)$  e  $y_k(t)$ ,  $E$  representa a função “valor esperado”,  $X_k$  e  $Y_k$  são as transformadas finitas de Fourier de cada um dos sinais  $x_k(t)$  e  $y_k(t)$  dadas por

$$X_k(f, T) = \int_0^T x_k(t) \times e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.4)$$

$$Y_k(f, T) = \int_0^T y_k(t) \times e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.5)$$

e  $X_k^*(f, T)$  é a conjugada complexa de  $X_k(f, T)$ .

A função de resposta em frequência (FRF) assumindo a presença de ruído não correlacionado no sinal de saída é dada por

$$H(f) = \frac{G_{xy}(f)}{G_{xx}(f)} = |H(f)| \times e^{-j\phi(f)} \quad (4.6)$$

<sup>1</sup> *Single Input, Single Output* na bibliografia anglo-saxónica.

em que  $H(f)$  é uma função complexa, à semelhança das PSD, que pode ser decomposta em amplitude e fase representadas, respectivamente, por  $|H(f)|$  e  $\phi(f)$ .

A função de coerência ordinária entre os sinais de entrada e de saída é definida como

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \times G_{yy}(f)} \quad (4.7)$$

e está limitada a valores compreendidos entre 0 e 1, onde 0 significa sinais sem qualquer relação e 1 significa sinais totalmente correlacionados.

Esta formulação é facilmente transposta para um sistema linear com vários sinais de saída, desde que sujeito a um único sinal de entrada (SIMO<sup>2</sup>), dando origem a tantas FRF quanto o número de sinais de saída. No caso dos sistemas com vários sinais de entrada simultâneos, e um ou mais sinais de saída (MISO<sup>3</sup> ou MIMO<sup>4</sup>, respectivamente), a análise tem de ter em consideração a correlação entre os sinais de entrada pelo que a sua formulação é mais complexa. No caso, porém, dos sinais de entrada serem não correlacionados, é lícito utilizar esta mesma formulação desde que se considere, em cada sinal de saída, a FRF correspondente ao sinal de entrada que apresenta a coerência mais elevada.

Obtêm-se assim as FRF a partir de resultados experimentais que permitem uma primeira identificação das frequências de vibração através da análise dos picos de amplitude e das transições de fase nos designados diagramas de Bode [Carvalho *et al.*, 1989]. É possível, no entanto, refinar a estimativa das frequências, e incluir também o cálculo dos coeficientes de amortecimento modais, através de uma metodologia adaptada de [Richardson & Formenti, 1982]. Para o efeito considera-se que uma FRF pode ser representada na forma de um quociente de funções polinômiais<sup>5</sup> de variável complexa que representam, nomeadamente, a resposta e a excitação

---

<sup>2</sup> *Single Input, Multiple Output* na bibliografia anglo-saxónica.

<sup>3</sup> *Multiple Input, Single Output* na bibliografia anglo-saxónica.

<sup>4</sup> *Multiple Input, Multiple Output* na bibliografia anglo-saxónica.

<sup>5</sup> *Rational Fraction Polynomials* na bibliografia anglo-saxónica.

$$H(\omega) = \frac{\sum_{k=0}^m a_k \times s^k}{\sum_{k=0}^n b_k \times s^k} \Bigg|_{s=j\omega} \quad (4.8)$$

e onde  $m$  e  $n$  correspondem aos graus dos polinômios a considerar de acordo com o número de modos a identificar de cada vez. Considerando a FRF como uma função discreta no domínio da frequência, em consequência da digitalização do sinal com uma dada frequência de amostragem, os coeficientes  $a$  e  $b$ , reais, são determinados por um método de ajuste de mínimos quadrados. Para o efeito é adoptada uma função de erro que mede a diferença entre a FRF numérica e experimental na  $i$ -ésima frequência  $\omega_i$

$$e_i = \sum_{k=0}^m a_k \times (j\omega_i)^k - h_i \times \left[ \sum_{k=0}^n b_k \times (j\omega_i)^k + (j\omega_i)^n \right] \quad (4.9)$$

onde  $h_i$  é o valor da FRF experimental em  $\omega_i$ . O critério do erro quadrático corresponde à busca dos valores de  $a$  e  $b$  que minimizam, e idealmente anulam, o valor da função

$$J = \sum_{i=0}^L e_i^* \times e_i = \{E^*\}^t \times \{E^*\} \quad (4.10)$$

onde  $L$  é o número de pontos utilizados, correspondentes a uma gama de frequências, \* significa a conjugada complexa e  $t$  significa a transposta. O processo pode ser melhorado considerando uma função de ponderação do erro que não é mais do que a função de coerência entre os sinais utilizados

$$J = \sum_{i=0}^L e_i^* \times \gamma_i^2 \times e_i = \{E^*\}^t \times \begin{bmatrix} \ddots & & 0 \\ & \gamma^2 & \\ 0 & & \ddots \end{bmatrix} \times \{E^*\} \quad (4.11)$$

Obtêm-se, assim, os coeficientes dos polinômios do numerador e do denominador da fracção racional que representa a FRF num determinada gama de frequências, a qual, por definição, não é mais do que a função de transferência do sistema avaliada no eixo da frequência onde  $s = j \times \omega$ . Assim sendo, as raízes do numerador da expressão fornecem os

zeros da função de transferência enquanto as raízes do denominador, designado como polinómio característico, fornecem os pólos na forma

$$p_k = -\sigma_k + j \times \omega_k = -\zeta_k \times \omega_k \pm j \times \omega_k \times \sqrt{1 - \zeta_k^2} \quad (4.12)$$

Conhecidos os pólos é então possível extrair os valores do coeficiente de amortecimento e da frequência modal correspondentes a cada um dos modos

$$\zeta_k = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{\text{imag}(p_k)}{\text{real}(p_k)} \right)^2}} \quad (4.13)$$

$$f_k = \frac{|\text{real}(p_k)|}{2 \times \pi \times \zeta_k} \quad (4.14)$$

Na análise dos resultados dos ensaios de identificação modal foram utilizados como sinais, tanto de entrada como de saída, as acelerações absolutas registadas, respectivamente, na plataforma sísmica e no modelo. As FRF experimentais obtidas por esta via permitem ilustrar a resposta dinâmica do modelo numa gama alargada de frequências, nas quais se incluem as frequências com interesse para o estudo do modelo, embora possam revelar os modos de vibração da própria plataforma sísmica, facto este que não deve ser ignorado aquando da sua análise. Os sinais foram previamente tratados tendo em vista o cálculo das FRF [Carvalho *et al.*, 1989] [Bendat & Piersol, 2000], nomeadamente através da remoção dos valores de DC e da aplicação de filtros passa-baixo de Butterworth de 5 pólos com uma frequência de corte de 40 Hz. Para além disso, houve a necessidade de proceder à sua sincronização recorrendo a funções de correlação cruzada dado que, recorda-se, os sinais nestes ensaios foram registados em 2 postos distintos. Em relação ao cálculo das FRF, foi utilizado o método de Welch [Carvalho *et al.*, 1989] [Bendat & Piersol, 2000] de modo a suavizar as funções e reduzir a sua dispersão. Foram utilizados segmentos com  $2^{10}$  (= 1024) pontos, preenchidos com o número mínimo de zeros, para permitir a aplicação do algoritmo FFT, e uma sobreposição de 66,67%, resultando, em geral, na combinação de 33 ou 34 segmentos, aos quais foram aplicadas individualmente janelas de Hanning. Antes porém foi aplicado um filtro de Butterworth passa baixo, com uma frequência de corte de 40 Hz, e o sinal decimado na razão 4:1, o que baixa a frequência de Nyquist dos 200 Hz para 50 Hz, valor este ainda acima da frequência de corte do filtro. Todo este processo foi realizado num

programa desenvolvido em LabVIEW [NI, 2007] cujo painel de controlo se apresenta na Figura 4.2.

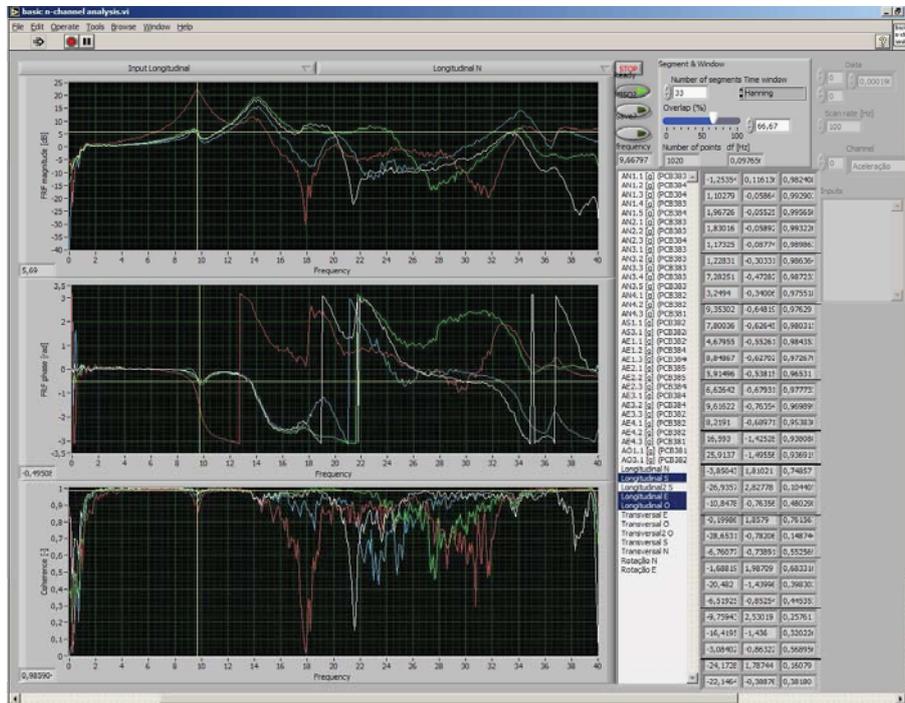


Figura 4.2 – Painel de controlo do programa desenvolvido em LabVIEW

Numa análise inicial, não ilustrada aqui, as FRF calculadas a partir destes sinais revelaram serem pouco adequadas ao fim em vista devido, fundamentalmente, a dois aspectos, o primeiro relacionado com a coerência entre os sinais de entrada e de saída e o segundo com a complexidade das configuração modais. De facto, os modelos foram sujeitos a excitação simultânea nas direcções NS e EW mas não correlacionada, como provam os valores geralmente baixos da coerência entre as duas direcções pelo menos até uma frequência de cerca de 30 Hz, o que permitiria utilizar a formulação anterior conforme foi referido. Apesar disso, a coerência entre cada sinal de entrada, considerando as direcções independentes entre si, e cada um dos canais de saída era baixa, seja pela utilização de acelerómetros diferentes seja por outros factores relacionados com o sistema de aquisição de sinal, originando FRF de fraca qualidade. Uma forma de melhorar a coerência é utilizar, em alternativa aos sinais de entrada, alguns dos sinais de saída que reúnam condições para isso, tais como os registados em pontos localizados próximo da base do modelo ou onde a resposta dinâmica seja diminuta. Por outro lado, devido à massa e rigidez distribuídas nos modelos, as configurações modais revestem-se de alguma complexidade dado que contemplam tanto modos globais da estrutura

como modos locais dos elementos, este último caso com maior relevância nos últimos ensaios em consequência dos danos causados. Se por um lado todos estes modos se reflectem nos vários canais registados, exigindo uma análise cuidada das FRF, por outro lado nem todos os modos têm a mesma importância para a resposta global da estrutura, sendo os modos globais normalmente predominantes sobre os modos locais. Para permitir uma identificação mais fácil dos modos globais nas FRF é conveniente considerar algumas combinações lineares de vários canais físicos, consideradas como canais matemáticos, que permitam realçar aqueles modos face aos demais. Por todos estes motivos os sinais dos 34 (=2+32) canais físicos foram substituídos pelos sinais de 14 (=2+12) canais matemáticos. Os 2 canais físicos de entrada foram substituídos por 2 canais matemáticos designados por M0 e M1, o primeiro na direcção NS e o segundo na direcção EW, que são calculados como a média aritmética dos canais físicos medidos nos cunhais do modelo no piso 1.

$$M_0 = \frac{an_{1.1} + an_{1.5}}{2} \quad (4.15)$$

$$M_1 = \frac{ae_{1.1} + ae_{1.3}}{2} \quad (4.16)$$

Os 32 canais físicos de saída foram, por sua vez, substituídos por 12 canais matemáticos que simulam as configurações cinemáticas representadas esquematicamente em planta na Figura 4., designadas por M2 a M13, e que tiveram em atenção a maior densidade de canais físicos nas paredes Norte e Este. Cada um destes canais matemáticos procura realçar um determinado modo global, translação longitudinal no caso dos M2 a M6, translação transversal no caso dos M7 a M11, ou de rotação no caso dos M12 e M13. Para além disso, os canais M2 a M4 e M7 a M9 realçam modos para fora do plano das paredes e os canais M5, M6, M10 e M11 modos no plano das paredes. As FRF foram então determinadas para cada um destes canais matemáticos, tomando como referência os canais de entrada M0 e M1, das quais resultaram as seguintes relações óptimas, em termos de coerência, num total de 14:

- Entrada M0 (longitudinal), saídas M2 a M6 (longitudinais), M12 e M13 (rotações);
- Entrada M1 (transversal), saídas M7 a M11 (transversais), M12 e M13 (rotações).

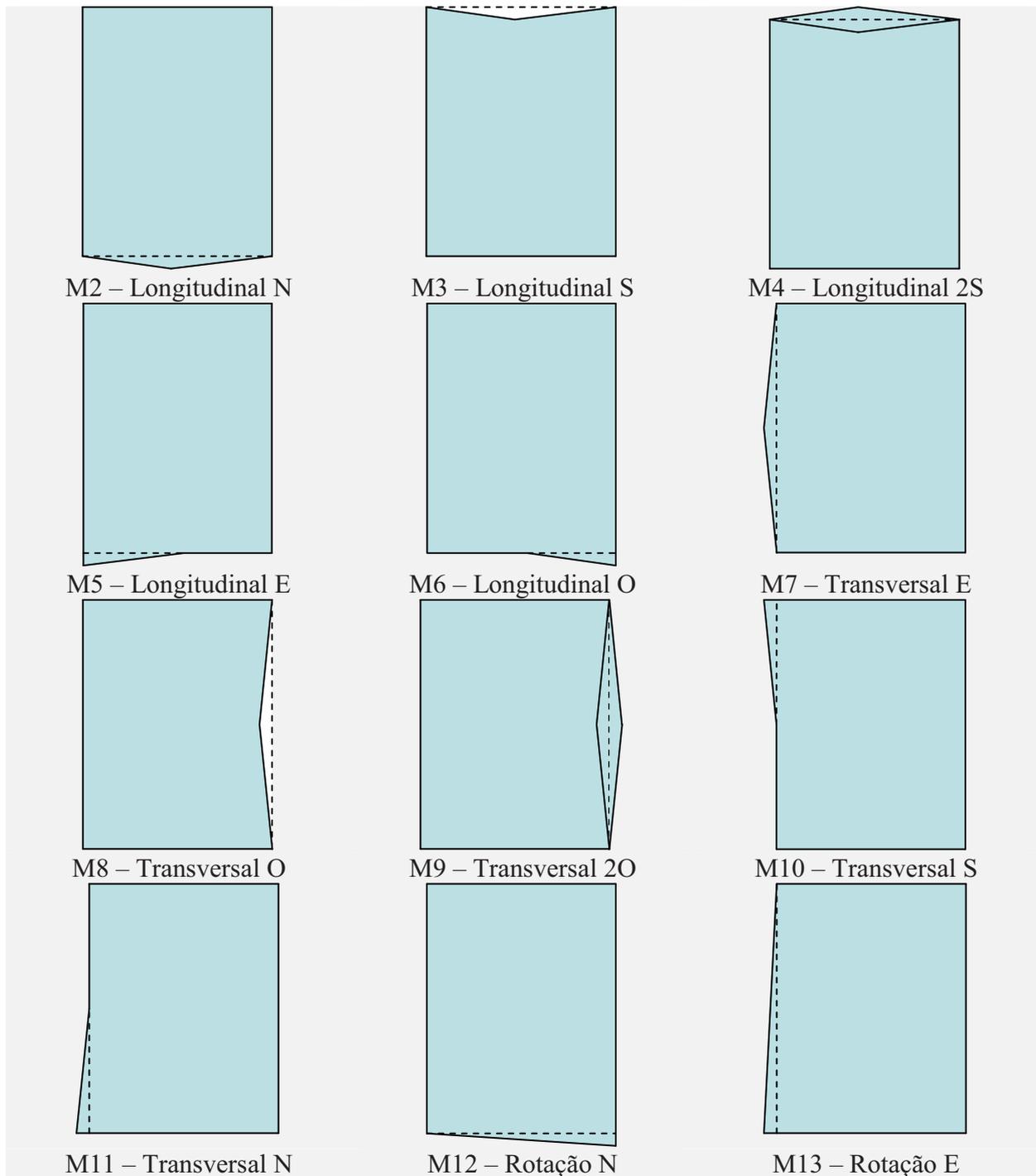


Figura 4.3 – Configurações esquemáticas (em planta) adoptadas na formulação dos canais matemáticos

O processo de ajuste das FRF para determinação das frequências e coeficientes de amortecimento modais foi desenvolvida em Scilab 4.1.2 [Scilab, 2007]. A Figura 4. ilustra o diagrama de Bode com o resultado final de um destes ajustes onde as FRF experimental (a azul) e numérica (a preto) estão sobrepostas, tanto em magnitude como em fase. Como se

trata de um ajuste com 2 graus de liberdade são adicionalmente apresentadas na figura as FRF de cada um dos osciladores com 1 grau de liberdade (a vermelho) que representam cada um dos modos individuais.

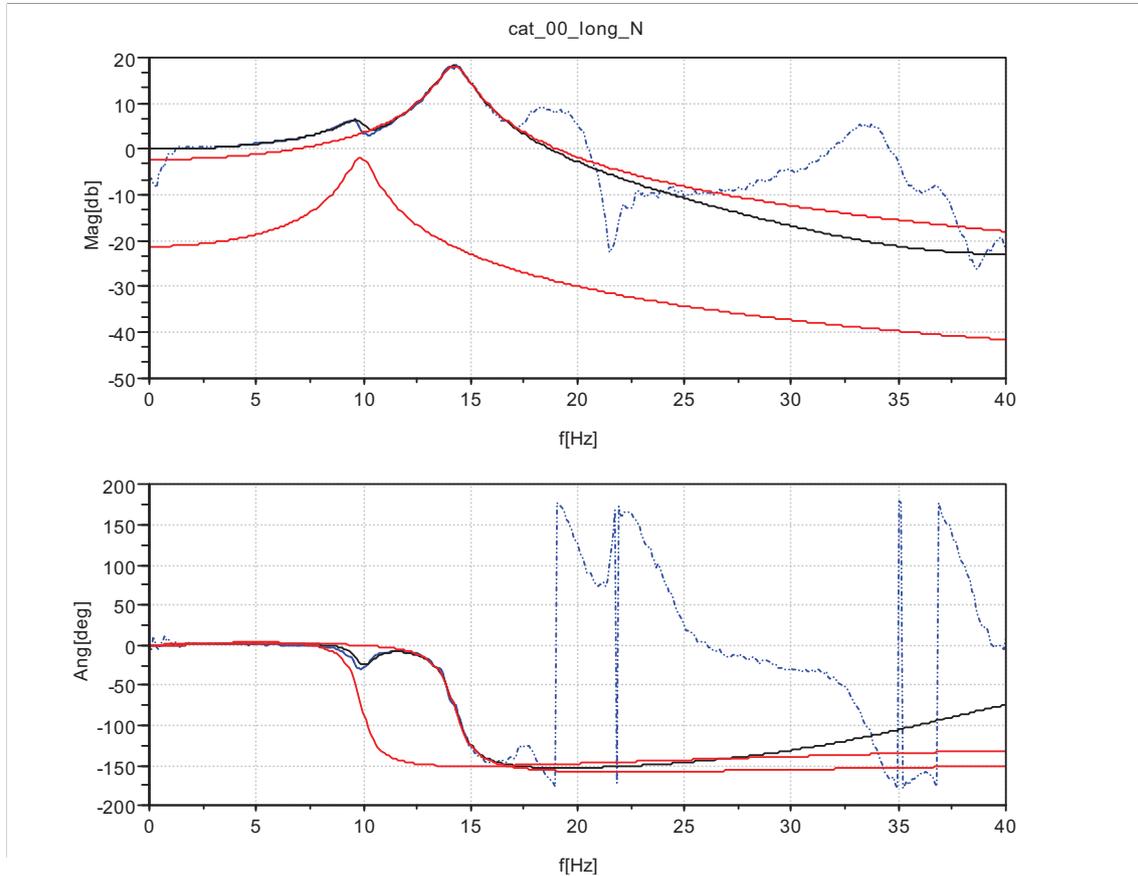


Figura 4.4 – Diagrama de Bode exemplificando o ajuste de uma FRF experimental entre os 3 Hz e os 15 Hz

Em todas as FRF registaram-se, para todos os modos identificados em cada uma delas, as frequências de vibração, os coeficientes de amortecimento, as magnitudes em decibéis e as fases em graus. Obtiveram-se assim vários modos com valores de frequências de vibração não coincidentes que foram agrupados de acordo com o tipo, longitudinal, transversal ou rotação, e de modo a minimizar o respectivo desvio padrão. Dada a redundância e reduzida dispersão dos valores obtidos em cada grupo, eles são combinados através de uma média ponderada com base na magnitude ( $Mag$ ) da FRF, que por ser em decibéis é exponencial, e no ângulo de fase ( $Ang$ ) da forma

$$f_n = \frac{\sum_{k=2}^{13} f_k \times 10^{Mag_k} \times \sin(Ang) \Big|_{f_k \neq 0}}{\sum_{k=2}^{13} 10^{Mag_k} \times \sin(Ang) \Big|_{f_k \neq 0}} \quad (4.17)$$

Procura-se desta maneira dar preponderância aos canais matemáticos onde o modo é identificado de forma mais evidente para assegurar uma melhor aproximação do valor da frequência de vibração. Os coeficientes de amortecimento foram calculados de modo análogo ao das frequências para obter o valor atribuível a cada modo, ou seja, através de

$$\zeta_n = \frac{\sum_{k=2}^{13} \zeta_k \times 10^{Mag_k} \times \sin(Ang) \Big|_{f_k \neq 0}}{\sum_{k=2}^{13} 10^{Mag_k} \times \sin(Ang) \Big|_{f_k \neq 0}} \quad (4.18)$$

Identificados os modos de vibração desta forma, o passo seguinte consiste em determinar algumas quantidades úteis relacionadas com a resposta dinâmica dos modelos. Para o efeito, a massa dos modelos é discretizada pelos vários pontos de medida ( $m_i$ ) conforme se apresenta mais adiante na Figura 4.6 à Figura 4.9. As respostas em cada um dos 32 canais de saída nas frequências identificadas como modos de vibração são interpretadas como as configurações modais correspondentes, o que permite construir o vector modal relativo ao grau de liberdade  $i$  no modo  $n$  ( $\varphi_{i,n}$ ). Na posse deste vector é possível determinar a massa generalizada do modo  $n$  ( $M_n$ ) e o factor de participação modal ( $\Gamma_n$ )

$$M_n = \sum_{i=1}^{32} m_i \times \varphi_{i,n}^2 \quad (4.19)$$

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{i=1}^{32} m_i \times \varphi_{i,n}}{M_n} \quad (4.20)$$

A variação, entre ensaios, do valor da frequência do primeiro modo de translação em cada direcção pode, por sua vez, ser utilizada para estimar a evolução do dano no modelo. Partindo da relação fundamental entre a frequência de vibração, a rigidez e a massa de um oscilador

com 1 grau de liberdade [Clough & Penzien, 1993] [Chopra, 1995] aplicada ao modo  $n$  no ensaio  $i$

$$(2 \times \pi \times f_{n,i})^2 = \frac{K_{n,i}}{M_{n,i}} \quad (4.21)$$

onde  $f_{n,i}$ ,  $K_{n,i}$  e  $M_{n,i}$  representam, respectivamente, a frequência de vibração, a rigidez generalizada e a massa generalizada do modo  $n$  no ensaio  $i$ , e admitindo uma formulação de dano isotrópico [Lemaitre & Desmorat, 2005] entre o ensaio inicial (0) e actual ( $a$ )

$$K_{n,a} = (1 - D_{n,a}) \times K_{n,0} \quad (4.22)$$

obtém-se a seguinte expressão para estimar o dano no modo  $n$  no ensaio  $a$  ( $D_{n,a}$ )

$$D_{n,a} = 1 - \frac{M_{n,a} \times f_{n,a}^2}{M_{n,0} \times f_{n,0}^2} \quad (4.23)$$

A massa generalizada de estruturas com vários graus de liberdade tem a particularidade de depender da configuração modal, a qual pode ser normalizada de modo a que a massa generalizada seja unitária. Assim sendo, e na hipótese das configurações modais não se alterarem significativamente ao longo dos ensaios por forma a que os modos sejam comparáveis entre os vários ensaios, é possível simplificar a expressão anterior e obter por fim

$$D_{n,a} \approx 1 - \left( \frac{f_{n,a}}{f_{n,0}} \right)^2 \quad (4.24)$$

onde se constata que o dano, formulado por esta via, é uma função não linear do quadrado do quociente entre as frequências de vibração actual e inicial. Nesta expressão o valor do dano, que é representado habitualmente sob a forma de percentagem, varia entre 0% e 100%, correspondendo o primeiro ao estado (de dano) inicial e o segundo ao dano total (colapso ou iminência dele), embora este último valor, na prática, nunca seja alcançado (numericamente) dado que as frequências de vibração, que diminuem progressivamente ao longo dos ensaios,

também nunca atingem o valor zero. Importa realçar que, da forma como o dano foi definido, o estado inicial não implica, necessariamente, um modelo isento de danos mas tão somente define o estado a partir do qual se começa avaliar a evolução do dano. Este aspecto é particularmente importante dado que, conforme se descreveu no capítulo anterior, os modelos apresentavam danos iniciais, diferentes entre eles, pelo que não é possível afirmar que o estado inicial seja idêntico e, portanto, o dano deve ser apreciado num contexto relativo. Quanto à sua aplicação, esta expressão, embora definida para um modo de vibração genérico, deve ser restringida aos modos mais significativos para o comportamento sísmico global dos modelos atendendo a que se trata de uma medida simplificada do dano, também, global. Um dos critérios possíveis para a selecção desses modos é através dos factores de participação de massa, adoptando-se os de valor mais elevado por serem os que mobilizam a maior parcela da resposta dinâmica dos modelos, correspondendo, em edifícios regulares, ao 1º modo de translação em cada direcção, longitudinal e transversal.

#### 4.1.3. Solicitação sísmica

A análise dos resultados dos ensaios de solicitação sísmica é mais extensa do que a dos ensaios de identificação modal pois são várias as grandezas físicas, medidas directamente ou calculadas indirectamente, cuja evolução se pretende traçar ao longo dos ensaios, nomeadamente, acelerações, forças, deslocamentos, deformações e energias. Algumas destas grandezas valem por si só para avaliar a resposta sísmica dos modelos mas, regra geral, são mais importantes as relações que se estabelecem entre elas. Contudo, constitui um objectivo fundamental a caracterização do desempenho sísmico dos modelos pelo que a análise de resultados é orientada nessa direcção. Pelo meio fica ainda a necessidade de normalizar algumas das grandezas de modo a permitir a comparação directa dos resultados obtidos nos vários modelos e estabelecer, por essa via, uma graduação das soluções de reforço.

Os sinais registados durante a realização dos ensaios na plataforma sísmica são analisados tanto no domínio do tempo como no domínio da frequência de modo a extrair a informação necessária ao cumprimento dos objectivos acima enumerados. Julga-se, por isso, haver interesse em apresentar um breve resumo dos aspectos mais relevantes da dinâmica de estruturas e da engenharia sísmica para a análise de resultados efectuada. Considere-se em primeiro lugar o caso de um oscilador linear com 1 grau de liberdade cujo movimento, descrito em deslocamento, é medido num referencial em repouso da seguinte forma [Clough & Penzien, 1993] [Chopra, 1995]

$$u_t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (4.25)$$

em que  $u_t$  é o deslocamento total do grau de liberdade considerado,  $u_g$  é o deslocamento da base do oscilador e  $u$  é o deslocamento do grau de liberdade relativamente à base, qualquer um deles variável no tempo. Naturalmente, a resposta em velocidade e aceleração do grau de liberdade resulta da derivação em ordem ao tempo daquela expressão obtendo-se

$$\dot{u}_t(t) = \dot{u}_g(t) + \dot{u}(t) \quad (4.26)$$

$$\ddot{u}_t(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t) \quad (4.27)$$

em que as notações  $\cdot$  e  $\ddot{\cdot}$  têm o significado habitual de primeira e segunda derivada em ordem ao tempo. A equação de equilíbrio dinâmico do oscilador actuado por uma aceleração imposta na base e considerando a presença simultânea de forças de inércia ( $F_I$ ), forças de amortecimento ( $F_D$ ) e forças de restituição ( $F_S$ ) é dada por

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = 0 \quad (4.28)$$

Admitindo uma relação linear entre aquelas forças e as correspondentes propriedades do oscilador, representadas pela massa  $m$ , pelo amortecimento viscoso equivalente  $c$  e pela rigidez  $k$ , esta equação pode ser escrita nas seguintes formas alternativas consoante o equilíbrio seja definido em coordenadas relativas ou absolutas

$$m(\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t)) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (4.29)$$

$$m\ddot{u}_t(t) + c(\dot{u}_t(t) - \dot{u}_g(t)) + k(u_t(t) - u_g(t)) = 0 \quad (4.30)$$

A resolução destas equações diferenciais ordinárias de 2º grau em ordem ao tempo, sujeitas a condições iniciais de deslocamento e velocidade, permite determinar a resposta em deslocamento, velocidade e aceleração, em qualquer instante de tempo, do oscilador linear com 1 grau de liberdade actuado por uma aceleração imposta na base. Por outro lado, conhecida uma das respostas totais, deslocamento, velocidade ou aceleração, ao longo do tempo é possível determinar as outras duas por integração e/ou diferenciação. Mais, a própria excitação pode ser integrada para obter as velocidades e os deslocamentos impostos na base e,

dessa forma, obter os deslocamentos relativos, por exemplo. Este é um procedimento habitual utilizado para suprir medições em falta ou para complementar as existentes.

Dado um sinal ao longo do tempo, entende-se por valores de pico desse sinal os valores máximos positivos, negativos ou em módulo, atingidos durante o ensaio. No caso particular dos sinais impostos na plataforma sísmica estes valores caracterizam a excitação em termos de deslocamento ( $PGD^6$ ), velocidade ( $PGV^7$ ) e aceleração ( $PGA^8$ ) máximas

$$PGD^+ = \max_t(u_g(t)), PGD^- = \min_t(u_g(t)), PGD = \max_t(|u_g(t)|) \quad (4.31a, b, c)$$

$$PGV^+ = \max_t(\dot{u}_g(t)), PGV^- = \min_t(\dot{u}_g(t)), PGV = \max_t(|\dot{u}_g(t)|) \quad (4.32a, b, c)$$

$$PGA^+ = \max_t(\ddot{u}_g(t)), PGA^- = \min_t(\ddot{u}_g(t)), PGA = \max_t(|\ddot{u}_g(t)|) \quad (4.33a, b, c)$$

Este último valor está relacionado com a máxima força de inércia introduzida no oscilador pelo movimento imposto na base visto que

$$F_i^{\max} = m \times \max_t(\ddot{u}_g(t)) = m \times PGA \quad (4.34)$$

O sinal pode também ser analisado do ponto de vista da resposta que provoca num oscilador linear com 1 grau de liberdade. Define-se um espectro de resposta como a representação dos valores de pico da resposta calculados para múltiplos osciladores lineares de 1 grau de liberdade com diferentes períodos de vibração natural  $T_n$ , o mesmo coeficiente de amortecimento  $\zeta$  e sujeitos à mesma acção. Definem-se três tipos de espectros de resposta, o de deslocamento relativo, o de pseudovelocidade e o de pseudo-aceleração, da seguinte forma

$$Sd(T_n, \zeta) = \max_t |u(t, T_n, \zeta)| \quad (4.35)$$

$$Sv(T_n, \zeta) = \omega_n Sd(T_n, \zeta) \quad (4.36)$$

$$Sa(T_n, \zeta) = \omega_n^2 Sd(T_n, \zeta) \quad (4.37)$$

<sup>6</sup> *Peak Ground Displacement* na bibliografia anglo-saxónica.

<sup>7</sup> *Peak Ground Velocity* na bibliografia anglo-saxónica.

<sup>8</sup> *Peak Ground Acceleration* na bibliografia anglo-saxónica.

Os três tipos de espectros estão relacionados entre si através de

$$\frac{Sa}{\omega_n} = Sv = \omega_n Sd \quad (4.38)$$

em que  $\omega_n$  é a frequência de vibração angular natural do oscilador definida por

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{2\pi}{T_n} = 2\pi f_n \quad (4.39)$$

e  $f_n$  é a frequência de vibração cíclica natural do oscilador.

Os espectros de resposta são habitualmente representados graficamente em função do período, tal como se ilustra na Figura 4., ou, em alternativa, da frequência de vibração. Em todos eles são identificadas 3 regiões distintas ditas ramos de aceleração, de velocidade e de deslocamento [Newmark & Hall, 1982], por esta ordem da esquerda para a direita quando os espectros são representados em função do período, e que são visíveis como patamares aproximadamente horizontais, respectivamente no espectro de pseudo-aceleração, de pseudovelocidade e de deslocamento relativo. Adicionalmente, dada a relação existente entre os vários espectros, é possível representar o espectro de resposta de pseudo-aceleração em função do espectro de resposta de deslocamento relativo num formato<sup>9</sup> onde as frequências ou, de forma equivalente, os períodos de vibração são semi-rectas radiais com origem na intersecção dos eixos coordenados (Figura 4.d). Neste formato, a semi-rectas com inclinação crescente, relativamente ao eixo horizontal, correspondem frequências crescentes e, por oposição, períodos decrescentes.

---

<sup>9</sup> *Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS)* na bibliografia anglo-saxónica.

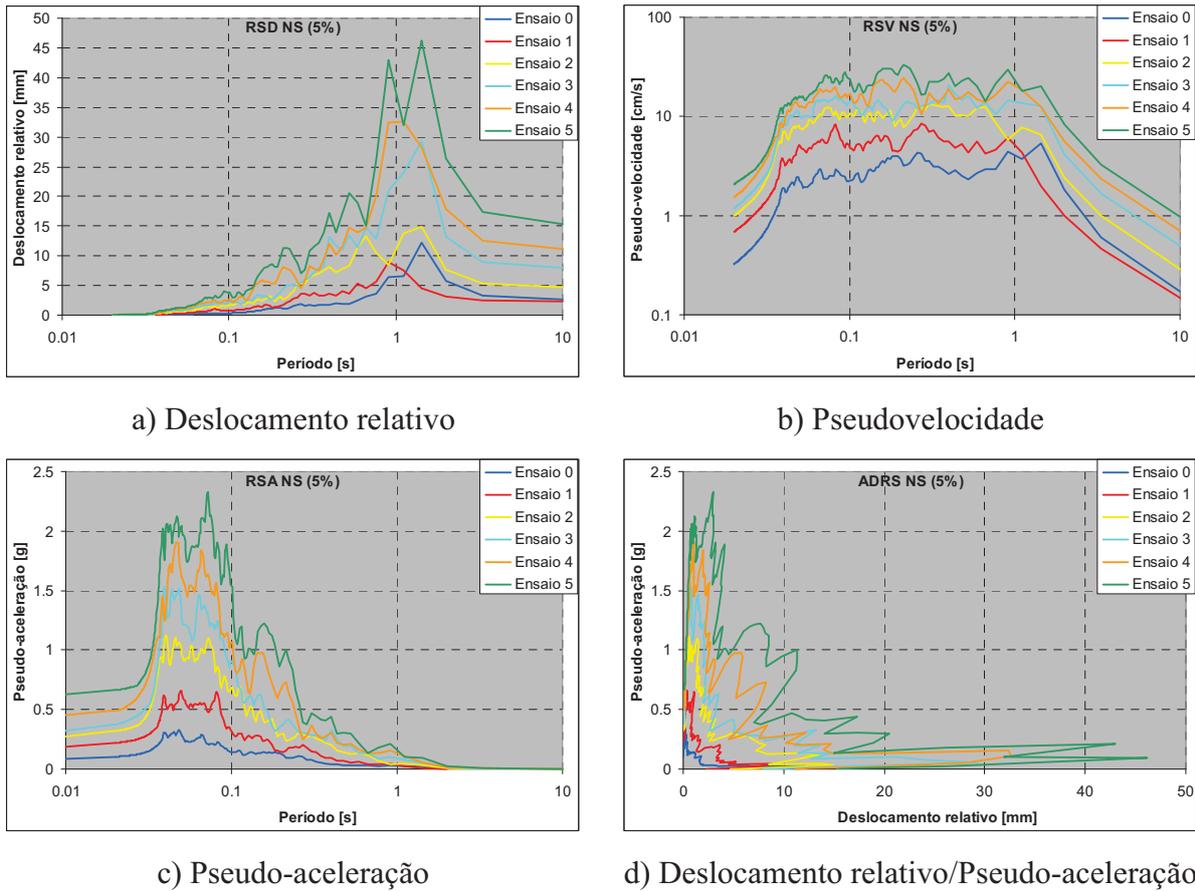


Figura 4.5 – Exemplo de espectros de resposta calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%

Relativamente ao conteúdo energético do movimento imposto na base, este pode ser avaliado de diversas formas, algumas das quais estão intimamente relacionadas com as leis de conservação da quantidade de movimento. Integrando as equações de equilíbrio dinâmico, ver Equações (4.29) e (4.30), em ordem ao deslocamento  $u$  a partir do instante inicial obtém-se [Uang & Bertero, 1988]

$$\left( \int m \ddot{u}_g du + \frac{m \dot{u}^2}{2} \right) + \int c \dot{u} du + \int k u du = 0 \quad (4.40)$$

$$\left( - \int m \ddot{u}_t du_g + \frac{m \dot{u}_t^2}{2} \right) + \int c (\dot{u}_t - \dot{u}_g) du + \int k (u_t - u_g) du = 0 \quad (4.41)$$

A variável tempo foi omitida nestas expressões para não dificultar a leitura mas a sua dependência deverá ser assumida implicitamente. Obtêm-se assim equações de equilíbrio energético com um aspecto idêntico ao das equações de equilíbrio dinâmico

$$\left(-E'_i(t) + E'_k(t)\right) + E_\zeta(t) + E_a(t) = 0 \quad (4.42)$$

$$\left(-E_i(t) + E_k(t)\right) + E_\zeta(t) + E_a(t) = 0 \quad (4.43)$$

Nestas expressões  $E_\zeta$  representa a energia dissipada,  $E_a$  a energia absorvida,  $E'_i$  e  $E_i$  a energia introduzida medida em coordenadas relativas ou absolutas e  $E'_k$  e  $E_k$  a energia cinética medida igualmente em coordenadas relativas ou absolutas.

Feita esta introdução, passa-se a apresentar a formulação propriamente dita utilizada na análise de resultados. O ponto de partida, comum a todos os modelos, são as acelerações absolutas registadas durante os ensaios a que acresce, nos modelos 2 e 3, as forças nos tirantes que fazem parte da solução de reforço utilizada neles e que serão tratados mais adiante. Na realidade, os sinais de aceleração são utilizados para deduzir todas as outras grandezas dado que, no que diz respeito ao modelo, a densidade de acelerómetros utilizada, maior numas paredes do que noutras, permite conhecer com algum detalhe os campos de acelerações. Para além disso, as velocidades e os deslocamentos, tanto da excitação como da resposta, indispensáveis na determinação de algumas grandezas são obtidos através da integração sucessiva das acelerações em ordem ao tempo pelo que, antes de tudo o mais, estas foram filtradas nas baixas frequências de modo a remover os deslocamentos de corpo rígido e nas altas frequências de modo a remover o ruído. Foi conseguido um compromisso utilizando um filtro de Fourier de passa banda com frequências de corte de 0,5Hz e 27,5Hz.

Há dois conceitos fundamentais subjacentes a toda a análise de resultados que importa expor desde já. O primeiro deles é o de que o comportamento dos modelos resulta, em larga medida, do comportamento das várias paredes, quer no plano quer para fora do plano, da flexibilidade dos pavimentos e da interligação entre as paredes e os pavimentos. Esta é a hipótese fundamental adoptada na análise dos resultados experimentais, em detrimento de outras que assumem, à partida, pavimentos rígidos ou interligações monolíticas ou, ainda, ignoram o comportamento das paredes para fora do seu plano. Por esse motivo, os resultados são sempre analisados numa perspectiva de identificar, a priori, o comportamento dos vários elementos para, a posteriori, verificar a veracidade daquela hipótese. O segundo conceito fundamental tem a ver com a forma de relacionar medições efectuadas, forçosamente, num

número limitado de pontos e a resposta de um modelo que tem, conforme já se afirmou, massa e rigidez distribuídas. Este aspecto encerra em si próprio um problema incontornável que é o de ter de identificar e seleccionar, logo à partida, os pontos mais relevantes para registo de grandezas físicas mensuráveis a partir das quais seja possível aferir o comportamento sísmico do modelo, algo que foi abordado aquando da escolha do plano de instrumentação. Para além disso, exige, na fase de análise, a adopção de um critério que permita relacionar o modelo contínuo com a observação discreta. Para cumprir este objectivo, neste trabalho foi assumida, por um lado, uma interpolação linear dos valores de aceleração entre pontos de medida e, por outro lado, uma discretização da massa total pelos mesmos através de áreas de influência cujos valores, válidos para os modelos 0, 1, 2, e 3, se apresentam na Figura 4.6 à Figura 4.9. A massa atribuída aos pisos elevados perfaz 88,11% da massa total dos modelos enquanto os restantes 11,89%, correspondentes à metade inferior do piso 1, foram atribuídos à base. O Modelo 00 tem, devido ao acréscimo de 0,4 m na altura das paredes, um adicional de massa nos pontos de medida do piso 4 relativamente aos restantes modelos. Na base dos alçados estão indicados a negrito os alinhamentos verticais que serão mencionados mais adiante.

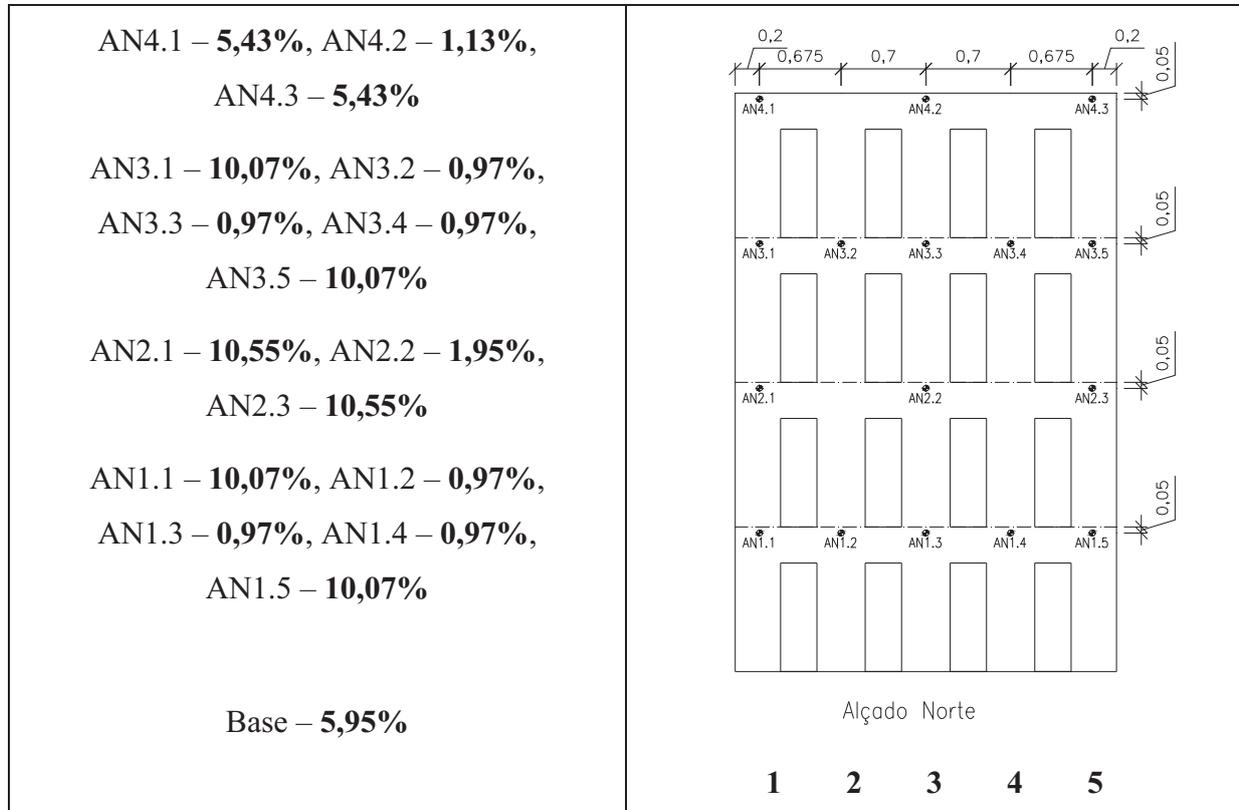


Figura 4.6 – Distribuição da massa pela fachada Norte (parede N)





As acelerações são também representadas em função do valor de PGA para cada uma das paredes nas duas direcções possíveis, longitudinal e transversal. Para o efeito consideraram-se as acelerações registadas no plano das fachadas Norte e Sul e das empenas Este e Oeste (paredes N, S, E e O), bem como as acelerações registadas para fora do plano da fachada Norte e da empena Este nos respectivos alinhamentos centrais. Nestes gráficos um valor da aceleração de pico superior em módulo ao valor de PGA significa amplificação de acelerações pelo que esta condição determina a existência de um limite materializado na forma de uma recta a 45° passando pela origem do gráfico que estabelece a fronteira entre a regiões de amplificação e de redução de acelerações. Da mesma forma é possível representar as amplificações das acelerações de pico registadas nas paredes relativamente às acelerações de pico impostas na plataforma sísmica. Ambas as situações são exemplificadas na Figura 4.10. Estas últimas são ainda utilizadas para calcular a amplificação global, normalizada em relação à massa de modo a permitir a comparação entre modelos, através da expressão

$$Amplificação^+ = \frac{\sum_l m_l PA_l^+}{M \times PGA^+}, \quad Amplificação^- = \frac{\sum_l m_l PA_l^-}{M \times PGA^-} \quad (4.45a, b)$$

onde  $m_l$  são as massas discretizadas e  $M$  é a massa total do modelo.

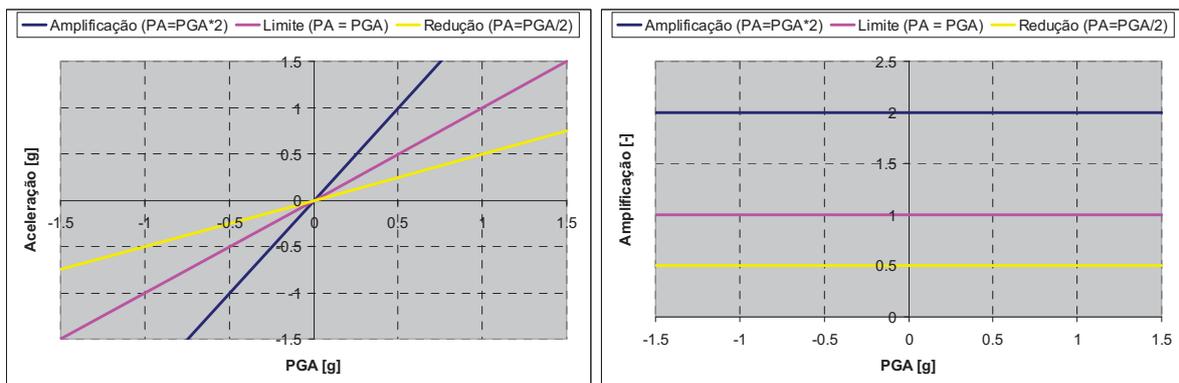


Figura 4.10 – Relação da aceleração de pico registada nos pisos com a aceleração de pico imposta no modelo

A análise de resultados prossegue com a estimativa de um coeficiente sísmico. Começa-se por calcular as forças de inércia resultantes das acelerações absolutas,  $F_i(t)_l$ , através da expressão seguinte que toma a aceleração medida em cada ponto do modelo,  $\ddot{u}_i(t)_l$ , e assume

que a massa discretizada,  $m_l$ , é constante ao longo do ensaio. A massa atribuída à base do modelo gera também forças de inércia que são proporcionais à aceleração imposta na plataforma sísmica.

$$F_i(t)_l = m_l \times \ddot{u}_t(t)_l \quad (4.46)$$

Não havendo possibilidade de medir directamente as restantes forças envolvidas na equação de equilíbrio dinâmico, as forças de inércia serão utilizadas como estimativa das forças de restituição admitindo a hipótese simplificativa das forças de amortecimento serem nulas quando aquelas forem máximas, em valores quer positivos quer negativos. Desta forma é plausível utilizar as forças de inércia máximas e mínimas para estimar um coeficiente sísmico ( $\alpha$ ) normalizado ao peso do modelo ( $W$ ) para as duas direcções, longitudinal e transversal, através das expressões

$$\alpha_L^+ = \frac{\max_t \left( \sum_{l=1}^{18} F_i(t)_l \right)}{W}, \quad \alpha_L^- = \frac{\min_t \left( \sum_{l=1}^{18} F_i(t)_l \right)}{W} \quad (4.47a, b)$$

$$\alpha_T^+ = \frac{\max_t \left( \sum_{l=19}^{32} F_i(t)_l \right)}{W}, \quad \alpha_T^- = \frac{\min_t \left( \sum_{l=19}^{32} F_i(t)_l \right)}{W} \quad (4.48a, b)$$

onde os somatórios são estendidos aos sinais na direcção longitudinal ou transversal aplicáveis. A evolução destes coeficientes sísmicos com o valor de PGA é representada graficamente de uma forma idêntica à das acelerações de pico, tal como indicado à esquerda na Figura 4.10, mas em que não há zonas de amplificação e de redução e o limite passa a indicar um coeficiente sísmico com valor igual a PGA. O coeficiente sísmico acompanhará, idealmente, esta linha limite até que a resistência máxima do modelo seja atingida, altura em que passará, naturalmente, a ser inferior ao valor de PGA.

Transitando para o domínio dos deslocamentos, estes são analisados tendo em vista quantificar a deformação das paredes e dos pavimentos quando o modelo é sujeito à solicitação sísmica. Para o efeito foram utilizados os deslocamentos absolutos obtidos por dupla integração das acelerações, o que implica, sobretudo, calcular diferenças entre deslocamentos de diversos pontos. Um dos pontos de referência é o da base do modelo que, no presente trabalho, foi considerado diferente nas duas direcções devido à presença de

componentes harmónicas de baixa frequência no sinal de aceleração imposto na plataforma sísmica na direcção NS, principalmente nos primeiros ensaios de cada modelo, que não foi possível eliminar e que impedem a utilização dos correspondentes deslocamentos para este fim. Assim, considerou-se que os deslocamentos da base do modelo na direcção EW são os que resultam directamente da integração das acelerações impostas na plataforma sísmica,  $d_{EW}(t)$ , enquanto que na direcção NS são tomados os deslocamentos indicados na expressão seguinte, consoante o alinhamento vertical considerado (ver Figura 4.6 à Figura 4.9), deduzidos a partir dos deslocamentos dos cunhais do piso 1. Esta escolha é justificada pelo facto das paredes de empena possuírem uma grande rigidez no seu plano e, portanto, os correspondentes deslocamentos ao nível do piso 1 poderem representar, com boa aproximação, os deslocamentos impostos na base do modelo na direcção NS.

$$L_1(t) = \begin{cases} d_{N1.1}(t) & \text{no alinhamento 1} \\ \frac{3 \times d_{N1.1}(t) + d_{N1.5}(t)}{4} & \text{no alinhamento 2} \\ \frac{d_{N1.1}(t) + d_{N1.5}(t)}{2} & \text{no alinhamento 3} \\ \frac{d_{N1.1}(t) + 3 \times d_{N1.5}(t)}{4} & \text{no alinhamento 4} \\ d_{N1.5}(t) & \text{no alinhamento 5} \end{cases} \quad (4.49)$$

Em primeiro lugar, a deformação global do modelo, medida do piso 4 relativamente ao nível de referência adoptado, é calculada nos alinhamentos 1, 3 e 5 da fachada Norte, parede N, e nos alinhamentos 1, 2 e 3 da empena Este, parede E, de modo a determinar a resposta no plano e para fora do plano de várias paredes. Na fachada Norte os deslocamentos relativos são calculados como

$$D_{N4.1}(t) = d_{N4.1}(t) - L_1(t) = d_{N4.1}(t) - d_{N1.1}(t) \quad (4.50)$$

$$D_{N4.2}(t) = d_{N4.2}(t) - L_1(t) = d_{N4.2}(t) - \frac{d_{N1.1}(t) + d_{N1.5}(t)}{2} \quad (4.51)$$

$$D_{N4.3}(t) = d_{N4.3}(t) - L_1(t) = d_{N4.3}(t) - d_{N1.5}(t) \quad (4.52)$$

enquanto na empena Este são calculados como

$$D_{E4.1}(t) = d_{E4.1}(t) - EW(t) = d_{E4.1}(t) - d_{EW}(t) \quad (4.53)$$

$$D_{E4.2}(t) = d_{E4.2}(t) - EW(t) = d_{E4.2}(t) - d_{EW}(t) \quad (4.54)$$

$$D_{E4.3}(t) = d_{E4.3}(t) - EW(t) = d_{E4.3}(t) - d_{EW}(t) \quad (4.55)$$

Em seguida são calculados os deslocamentos máximos, positivos e negativos, dos pisos relativamente aos níveis de referência nos mesmos 6 alinhamentos que anteriormente de acordo com as expressões

$$D_{\text{piso}_L}^+ = \max_t(d_{\text{piso}}(t) - L_1(t)), \quad D_{\text{piso}_L}^- = \min_t(d_{\text{piso}}(t) - L_1(t)) \quad (4.56a, b)$$

$$D_{\text{piso}_T}^+ = \max_t(d_{\text{piso}}(t) - d_{EW}(t)), \quad D_{\text{piso}_T}^- = \min_t(d_{\text{piso}}(t) - d_{EW}(t)) \quad (4.57a, b)$$

onde  $d_{\text{piso}}$  representa os deslocamentos ao nível dos pisos na direcção longitudinal ou transversal consoante o caso. Estes deslocamentos relativos são posteriormente representados graficamente em função de PGA de modo a avaliar a sua evolução com o nível da solicitação sísmica. Para avaliar melhor a deformação das paredes são determinados, adicionalmente, os deslocamentos relativos normalizados pela altura<sup>10</sup> também naqueles 6 alinhamentos. Na fachada Norte, estas deformações são calculadas como a diferença entre os deslocamentos de dois pisos consecutivos expressa em percentagem da altura entre os pisos de acordo com as expressões

$$\text{drift}_{\text{piso}}^+ = \max_t\left(\frac{d_{\text{piso}}(t) - d_{\text{piso}-1}(t)}{1200\text{mm}}\right), \quad \text{drift}_{\text{piso}}^- = \min_t\left(\frac{d_{\text{piso}}(t) - d_{\text{piso}-1}(t)}{1200\text{mm}}\right) \quad (4.58a, b)$$

No caso particular do piso 1 estas expressões são revistas para ter em conta o deslocamento do nível de referência dado por  $L_1(t)$

$$\text{drift}_1^+ = \max_t\left(\frac{d_1(t) - L_1(t)}{1200\text{mm}}\right), \quad \text{drift}_1^- = \min_t\left(\frac{d_1(t) - L_1(t)}{1200\text{mm}}\right) \quad (4.59a, b)$$

<sup>10</sup> *drift* na bibliografia anglo-saxónica.

Na empena Este as deformações são calculadas como a diferença entre os deslocamentos do piso 4 e do nível de referência expressa em percentagem da altura do piso 4 relativamente à base de acordo com as expressões

$$drift_{global}^+ = \frac{D_{4T}^+}{4800mm}, \quad drift_{global}^- = \frac{D_{4T}^-}{4800mm} \quad (4.60a, b)$$

No que diz respeito à deformação local das paredes para fora do seu plano, esta é determinada calculando os deslocamentos relativos máximos, nos vários alinhamentos, à linha que une os cunhais de cada uma delas. Esta linha é obtida de forma idêntica à utilizada para obter os deslocamentos do nível de referência na direcção NS, ver Equação (4.49), e que se mostra de seguida agora para a direcção EW

$$T_{piso}(t) = \begin{cases} d_{Episo.1}(t) & \text{no alinhamento 1} \\ \frac{d_{Episo.1}(t) + d_{Episo.3}(t)}{2} & \text{no alinhamento 2} \\ d_{Episo.3}(t) & \text{no alinhamento 3} \end{cases} \quad (4.61)$$

Os deslocamentos relativos máximos na fachada Norte e na empena Este são então obtidos através das expressões

$$D_{piso_N}^+ = \max_t(d_{piso}(t) - L_{piso}(t)), \quad D_{piso_N}^- = \min_t(d_{piso}(t) - L_{piso}(t)) \quad (4.62a, b)$$

$$D_{piso_E}^+ = \max_t(d_{piso}(t) - T_{piso}(t)), \quad D_{piso_E}^- = \min_t(d_{piso}(t) - T_{piso}(t)) \quad (4.63a, b)$$

Estes resultados são posteriormente relacionados com o nível de sollicitação sísmica representando graficamente, em função do valor de PGA, os valores dos deslocamentos relativos obtidos no alinhamento 3 da fachada Norte e do alinhamento 2 da empena Este.

Os acelerómetros colocados em paredes opostas ao nível dos pisos 1 e 3 permitem determinar ainda, através da diferença entre os deslocamentos absolutos indicada nas expressões seguintes, a deformação horizontal das paredes ao nível daqueles pisos nas direcções longitudinal (NS) e transversal (EW).

$$D_{1L} = d_{N1.3} - d_{S1.1}, D_{3L} = d_{N3.3} - d_{S3.1} \quad (4.64a, b)$$

$$D_{1T} = d_{E1.2} - d_{O1.1}, D_{3T} = d_{E3.2} - d_{O3.1} \quad (4.65a, b)$$

Nestas expressões os valores positivos indicam aumento da distância entre as paredes. Estas deformações estão naturalmente relacionadas não só com a rigidez dos pavimentos, sendo que estes devem apresentar maior rigidez na direcção segundo a qual estão colocados os barrotos (transversal), mas também com a eficácia das ligações das paredes aos pavimentos, esperando-se poder avaliar, desta forma, estes dois aspectos.

Os resultados obtidos até ao momento em termos de forças de inércia e de deslocamentos relativos podem ser conjugados para obter curvas de capacidade experimentais. Para o efeito são construídas novas séries temporais que reflectem o crescimento, em valor absoluto, da força na base,  $F_{base}$ , e do deslocamento no topo,  $d_{topo}$ , em cada ensaio desde o início até um dado instante  $t$

$$F_{base}(0) = 0, F_{base}(t) = \max(F_{base}(t), |F_i(t)|) \quad (4.66a, b)$$

$$d_{topo}(0) = 0, d_{topo}(t) = \max(d_{topo}(t), |d_4(t)|) \quad (4.67a, b)$$

definidas a partir das forças de inércia ( $F_i$ ) e dos deslocamentos do topo relativos ao nível de referência ( $d_4$ ). As curvas de capacidade representam a força na base em função do deslocamento no topo e, embora os máximos de ambos possam não ser simultâneos, permitem acompanhar a evolução da resposta durante os ensaios em termos daqueles parâmetros globais. Com o objectivo de extrair o máximo de informação sobre o comportamento dos modelos, são construídas várias séries com base nos pontos de medida disponíveis na fachada Norte, parede N, e na empena Este, parede E, as paredes mais instrumentadas, conforme se indica no Quadro 4.1. Obtém-se assim um primeiro conjunto de curvas de capacidade que reflecte o comportamento no plano das empenas Este e Oeste, paredes E e O, e das fachadas Sul e Norte, paredes S e N, e para fora do plano da fachada Norte e da empena Este. Adicionalmente, para avaliar o comportamentos do modelo nas direcções longitudinal (NS) e transversal (EW), constroem-se novas séries para cada uma daquelas direcções, conforme se indica no Quadro 4.2, obtendo-se, assim, curvas de capacidade para cada ensaio.

Quadro 4.1 – Curvas de capacidade experimentais por parede

Curva de capacidade	$F_i(t)$	$d_4(t)$
Parede E no plano	$m_{N1.1} \times \ddot{u}_{N1.1}(t) + m_{N2.1} \times \ddot{u}_{N2.1}(t) +$ $m_{N3.1} \times \ddot{u}_{N3.1}(t) + m_{N4.1} \times \ddot{u}_{N4.1}(t)$	$D_{N4.1}(t)$
Parede N fora plano	$m_{N1.2} \times \ddot{u}_{N1.2}(t) + m_{N1.3} \times \ddot{u}_{N1.3}(t) + m_{N1.4} \times \ddot{u}_{N1.4}(t) +$ $m_{N2.2} \times \ddot{u}_{N2.2}(t) + m_{N3.2} \times \ddot{u}_{N3.2}(t) + m_{N3.3} \times \ddot{u}_{N3.3}(t) +$ $m_{N3.4} \times \ddot{u}_{N3.4}(t) + m_{N4.2} \times \ddot{u}_{N4.2}(t)$	$D_{N4.2}(t)$
Parede O no plano	$m_{N1.5} \times \ddot{u}_{N1.5}(t) + m_{N2.3} \times \ddot{u}_{N2.3}(t) +$ $m_{N3.5} \times \ddot{u}_{N3.5}(t) + m_{N4.3} \times \ddot{u}_{N4.3}(t)$	$D_{N4.3}(t)$
Parede S no plano	$m_{E1.1} \times \ddot{u}_{E1.1}(t) + m_{E2.1} \times \ddot{u}_{E2.1}(t) +$ $m_{E3.1} \times \ddot{u}_{E3.1}(t) + m_{E4.1} \times \ddot{u}_{E4.1}(t)$	$D_{E4.1}(t)$
Parede E fora plano	$m_{E1.2} \times \ddot{u}_{E1.2}(t) + m_{E2.2} \times \ddot{u}_{E2.2}(t) +$ $m_{E3.2} \times \ddot{u}_{E3.2}(t) + m_{E4.2} \times \ddot{u}_{E4.2}(t)$	$D_{E4.2}(t)$
Parede N no plano	$m_{E1.3} \times \ddot{u}_{E1.3}(t) + m_{E2.3} \times \ddot{u}_{E2.3}(t) +$ $m_{E3.3} \times \ddot{u}_{E3.3}(t) + m_{E4.3} \times \ddot{u}_{E4.3}(t)$	$D_{E4.3}(t)$

Quadro 4.2 – Curvas de capacidade experimentais por direcção

Curva de capacidade	$F_i(t)$	$d_4(t)$
Direcção NS	$F_{Parede\_E\_no\_plano}(t) + F_{Parede\_N\_fora\_plano}(t) +$ $F_{Parede\_O\_no\_plano}(t) + m_{S1.1} \times \ddot{u}_{S1.1}(t) + m_{S3.1} \times \ddot{u}_{S3.1}(t)$	$\frac{D_{N4.1}(t) + D_{N4.3}(t)}{2}$
Direcção EW	$F_{Parede\_S\_no\_plano}(t) + F_{Parede\_E\_fora\_plano}(t) +$ $F_{Parede\_N\_no\_plano}(t) + m_{O1.1} \times \ddot{u}_{O1.1}(t) + m_{O3.1} \times \ddot{u}_{O3.1}(t)$	$\frac{D_{E4.1}(t) + D_{E4.3}(t)}{2}$

O mesmo procedimento é aplicado ao conjunto dos ensaios realizados em cada modelo. A representação gráfica das forças na base em função do deslocamento no topo constitui a designada curva de capacidade experimental do modelo. Para permitir a comparação de resultados entre modelos, estas grandezas são normalizadas em relação ao peso e à altura do

modelo, respectivamente, resultando num coeficiente sísmico e num deslocamento relativo expresso em percentagem da altura do piso 4 de acordo com as seguintes expressões

$$\alpha_{base}(t) = \frac{F_{base}(t)}{W} \quad (4.68)$$

$$drift_{topo}(t) = \frac{d_{topo}(t)}{4800mm} \quad (4.69)$$

Conforme se referiu, nos modelos 2 e 3 há ainda a considerar as forças nos tirantes de reforço utilizados nesses modelos. No que diz respeito à análise de resultados, é apresentada a sua evolução ao longo dos ensaios e discutida a sua eficácia com base na ordem de grandeza dos valores registados.

Para concluir refere-se a análise efectuada aos resultados em termos de energia. Atendendo ao facto das acelerações registadas serem absolutas ( $\ddot{u}_i$ ) optou-se por calcular as energias também absolutas. Para além da energia de referência, já apresentada no Capítulo 3, é calculada a energia introduzida ( $E_i$ ) de acordo com a formulação dada anteriormente mas considerando as massas discretizadas nos vários pontos de medida como apresentadas na Figura 4.6 à Figura 4.9

$$E_{iL}(t) = \sum_{l=1}^{18} \int_0^{t_{final}} m\ddot{u}_i(t)_l du_g(t), \quad E_{iT}(t) = \sum_{l=19}^{32} \int_0^{t_{final}} m\ddot{u}_i(t)_l du_g(t), \quad E_i = E_{iL} + E_{iT} \quad (4.70a, b, c)$$

Da mesma forma é calculada a energia cinética ( $E_k$ ) recorrendo novamente às massas discretizadas e agora à velocidade absoluta integrada a partir das acelerações

$$E_{kL}(t) = \sum_{l=1}^{18} \frac{m\dot{u}_i^2(t)_l}{2}, \quad E_{kT}(t) = \sum_{l=19}^{32} \frac{m\dot{u}_i^2(t)_l}{2}, \quad E_k = E_{kL} + E_{kT} \quad (4.71a, b, c)$$

Já a energia dissipada ( $E_h$ ) resulta, através da equação de equilíbrio energético, da diferença entre a energia introduzida e a energia cinética

$$E_{hL} = E_{iL} - E_{kL}, \quad E_{hT} = E_{iT} - E_{kT}, \quad E_h = E_{hL} + E_{hT} \quad (4.72a, b, c)$$

As várias parcelas de energia envolvem sempre a contribuição da massa do modelo pelo que, para se poderem comparar resultados entre modelos é necessário normalizar a energia relativamente à massa total do modelo ( $M$ ), obtendo-se assim a energia mássica ( $E_{mássica}$ ) correspondente, através da seguinte expressão, válida para qualquer uma das formas de energia,

$$E_{mássica} = \frac{E}{M} \quad (4.73)$$

Foi calculado, por último, um indicador de energia ( $I_{Ener}$ ) [Benedetti *et al.*, 2001] que reflecte a relação entre a energia introduzida no modelo e a energia de referência e é definido como

$$I_{EL} = \frac{E_{iL}}{E_{refL}}, \quad I_{ET} = \frac{E_{iT}}{E_{refT}}, \quad I_{Ener} = \frac{E_i}{E_{ref}} \quad (4.74a, b, c)$$

Este coeficiente sofre de instabilidade numérica nos instantes iniciais, por se tratar de um quociente que envolve quantidades próximas de zero, mas, ao fim de algum tempo, este comportamento acaba por desaparecer, o que permite acompanhar a sua evolução até ao final do ensaio.

#### **4.2. Danos observados**

Os danos observados nos 5 modelos apresentam padrões distintos, principalmente nas paredes, o que revela a influência das soluções de reforço utilizadas sobre o comportamento sísmico de cada um deles. A apresentação dos danos observados será feita pela mesma ordem em que os modelos foram ensaiados de modo a poder a apreciar, fundamentalmente, as diferenças dos modelos reforçados para os modelos não reforçados, embora também o permita realizar entre modelos reforçados, com o objectivo de estabelecer comparações e efectuar juízos de valor sobre a bondade das várias técnicas de reforço no que diz respeito a este aspecto do comportamento sísmico dos modelos.

Começando pelo Modelo 0, sem qualquer solução de reforço, o estado de dano foi aumentando progressivamente ao longo dos 6 ensaios de solicitação sísmica a que foi sujeito, registando-se nas paredes os principais danos, associados à abertura de grandes fendas nas empenas e diversas fendas, mais pequenas, nas fachadas. Os pavimentos, por sua vez,

praticamente não apresentaram danos, tendo-se verificado, aquando da demolição do modelo, que todas as vigas de madeira estavam intactas e que os painéis de MDF ainda estavam pregados às vigas.

As fendas indicadas na Figura 4.11 merecem alguns comentários pois foi possível identificar neste modelo vários danos tipicamente provocados pela acção dos sismos em edifícios de alvenaria. Na empena Oeste (parede O) assinala-se a abertura de uma grande fenda em forma de “Y” a meia largura da parede que se propagou a partir do piso 4. Este é o tipo de fenda que costuma ser associada à resposta da parede a uma acção horizontal para fora do seu plano. Há registo igualmente de abertura de uma fenda com características semelhantes a esta mas na empena Este (parede E). No cunhal de ligação da empena Este (parede E) com a fachada Sul (parede S) abriu-se uma outra grande fenda que se propagou inicialmente desde o piso 4 até ao piso 3 e, posteriormente, até meia altura do piso 2 já na fachada Sul. Esta é uma zona particularmente sensível a efeitos provocados por acções bi-direccionais como as que foram utilizadas nos ensaios. Quanto às fachadas, estas desenvolveram fendas localizadas nas extremidades dos lintéis e de alguns nembos. No segundo caso, em particular, este tipo de fendas está associado a uma resposta da parede às acções sísmicas no seu plano que envolve um movimento de baloiço<sup>11</sup> dos nembos como um corpo rígido. Em ambos os casos, no entanto, estes são locais de concentração das tensões causadas não só pelas acções verticais como também pelas acções horizontais, principalmente no plano da parede, e, como tal, propícios à formação de fendas. Refere-se, a propósito, que nalguns lintéis surgiram fendas ainda durante a construção do modelo que foram reparadas com injecções de argamassa à base de resinas epoxy numa tentativa de repor um estado inicial sem dano. Obviamente que não é possível garantir que tal tenha sucedido pelo que é de admitir que as fendas que se vieram a formar durante os ensaios podem ser na realidade consequência dos danos iniciais.

---

<sup>11</sup> *rocking (motion)* na bibliografia anglo-saxónica.

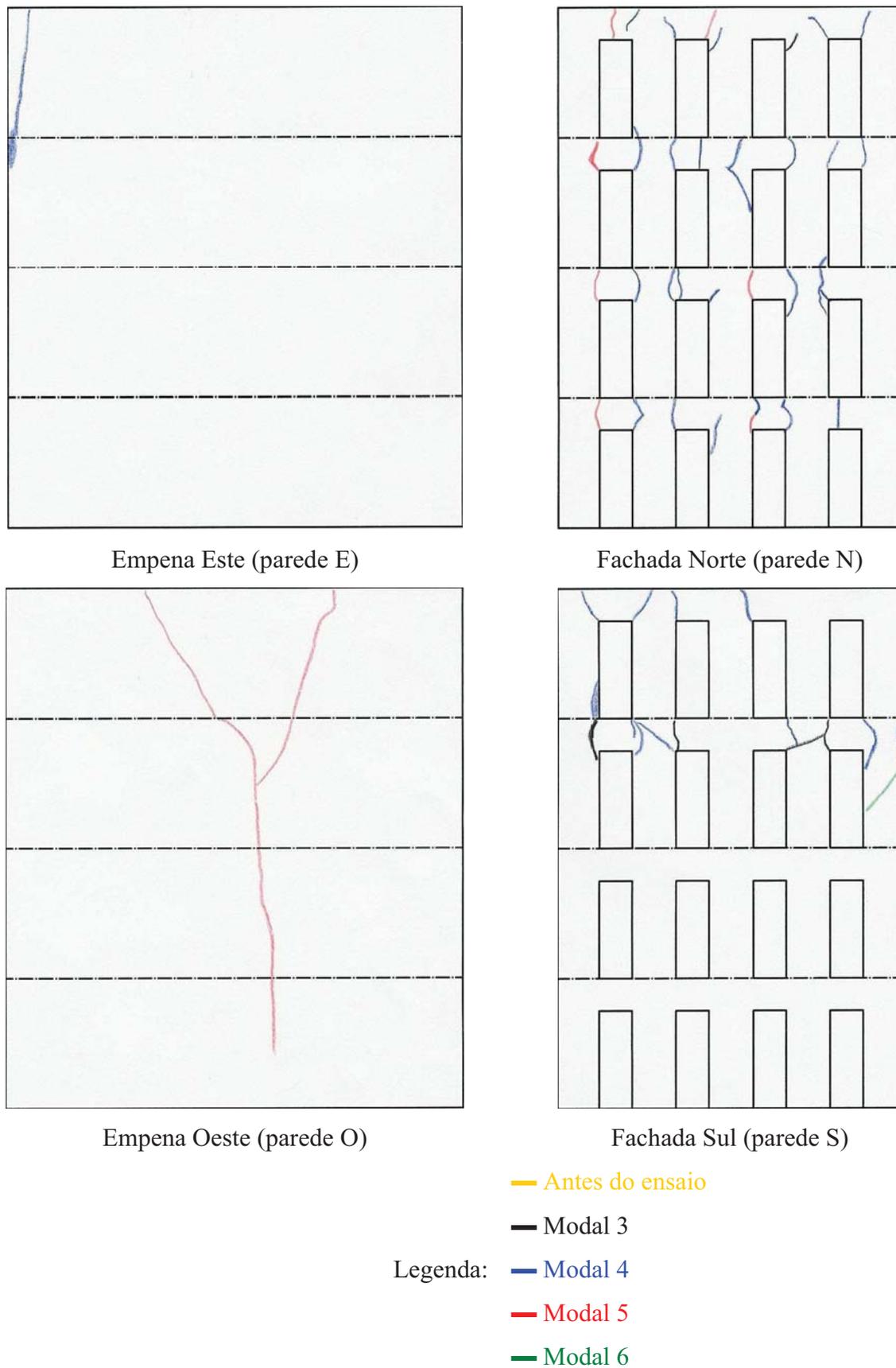


Figura 4.11 – Registo de danos no Modelo 0

No segundo modelo não reforçado, o Modelo 00, foram realizados 4 ensaios de solicitação sísmica que causaram nas paredes os danos que se podem observar na Figura 4.12. Antes de proceder à análise dos danos recorda-se que este modelo possuía características geométricas e físicas diferentes das do anterior, apresentava um conjunto de deficiências iniciais importantes e os ensaios na plataforma sísmica foram realizados em menor número mas com uma duração superior. A conjugação destes aspectos contribuiu seguramente para que os danos observados neste modelo fossem diferentes dos do anterior, passando estes a servir de referência para os modelos seguintes.

Os principais danos foram causados nas paredes, com grandes fendas nas empenas, diversas fendas mais pequenas nas fachadas e queda de partes da parede. Nas empenas Este e Oeste observaram-se fendas verticais, localizadas sensivelmente a meio da largura da parede, bem como fendas entre os pisos 1 e 3, que ligam as primeiras aos cunhais, delimitando assim grandes blocos de parede. No topo dos cunhais abriram-se fendas verticais, de onde acabaram por se desprender blocos de parede nos cunhais NE e SO. Estas fendas, ao desligarem as empenas das fachadas, não impediram que as empenas, mais a Este do que a Oeste, se inclinassem para o exterior do modelo, como veio a acontecer. O deslocamento para o exterior na empena Este chegou a atingir cerca de 3cm no topo da parede enquanto na empena Oeste foi de cerca de 1cm. Nas fachadas Norte e Sul as fendas estão localizadas sobretudo nas extremidades dos nembos e dos lintéis. Algumas das fendas observadas nos lintéis correspondem a fendas surgidas ainda durante a construção do modelo pelo que, apesar destas terem sido reparadas com resinas epoxy antes do ensaio, não é possível garantir que não tenham estado na origem daquelas. No topo das fachadas surgiram algumas fendas verticais nos 0,40m adicionais de altura de parede construída acima do piso 4. Embora não transpareça dos desenhos, os danos na fachada Sul são muito idênticos aos da fachada Norte, só não foram representados porque não há um registo exacto dos mesmos. Novamente, os pavimentos ficaram praticamente incólumes, com as vigas de madeira intactas e os painéis de MDF ainda pregados. Contudo, já depois do final do ensaio, o piso 4 caiu, devido a ter perdido o apoio do lado da empena Este, bem como o piso 3, configurando uma situação de colapso progressivo.

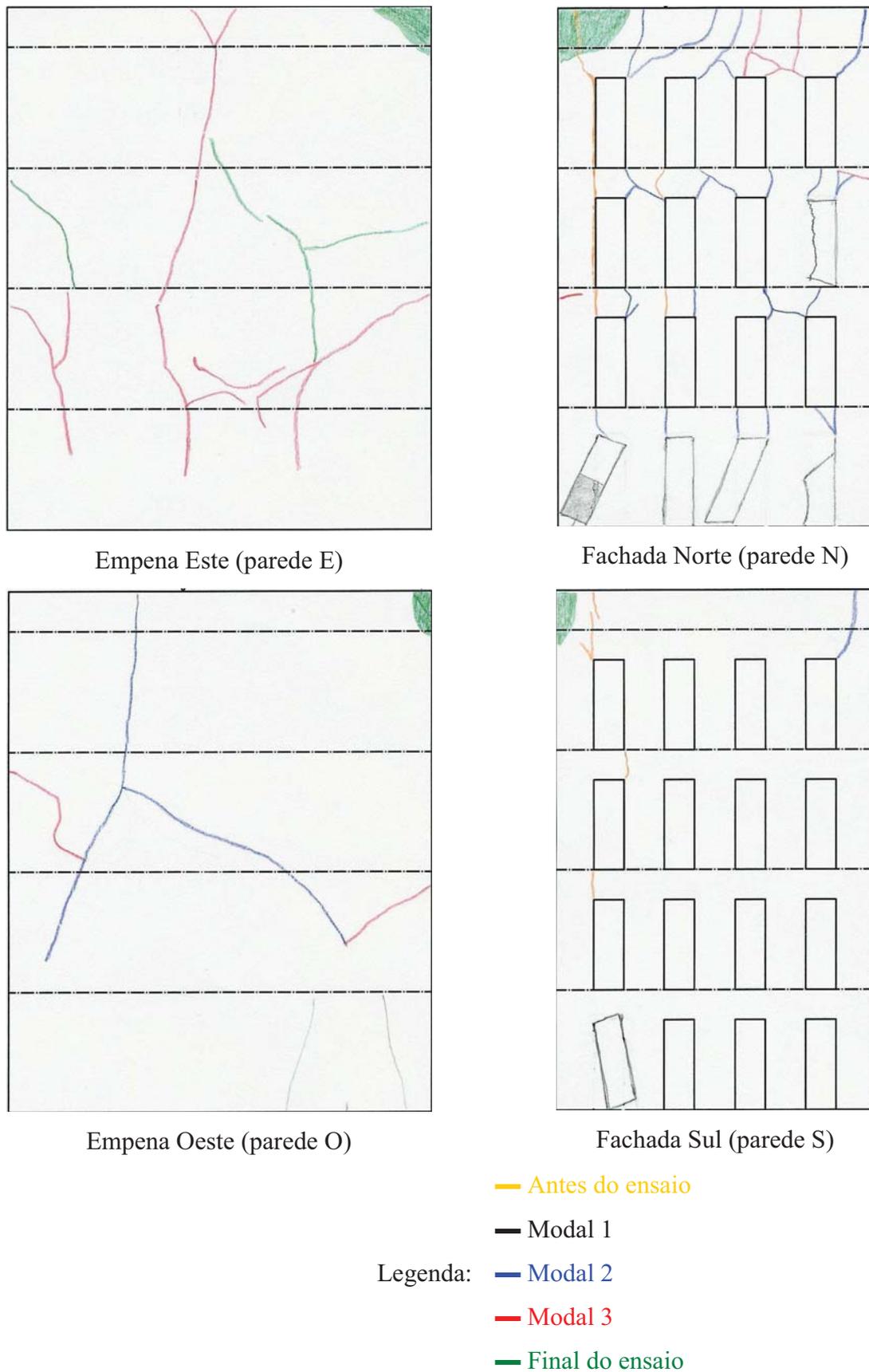


Figura 4.12 – Registo de danos no Modelo 00

O Modelo 1 é o primeiro modelo ensaiado com uma técnica de reforço que pretendia melhorar a ligação das paredes aos pavimentos através da colocação de conectores metálicos em todos os pisos, motivo pelo qual é expectável uma alteração nos danos observados face aos anteriores dois modelos. A Figura 4.13 ilustra os danos observados no modelo que, mais uma vez, estão restringidos às paredes pois tanto os pavimentos como os reforços não aparentavam quaisquer danos.

As empenas apresentam, desta vez, um padrão de fendilhação mais distribuído pela parede, com duas ou mais fendas verticais acompanhadas por algumas fendas horizontais localizadas entre os pisos 1 e 3. Nos cunhais não se observaram fendas verticais de separação entre as empenas e as fachadas embora se registre a passagem de algumas das fendas horizontais das empenas para as fachadas através deles. Nas fachadas continuou a verificar-se a abertura de fendas nas extremidades dos nembos e dos lintéis. Refere-se, a este propósito, que o modelo apresentava, no final do processo construtivo, algumas fendas localizadas na extremidade dos lintéis que, apesar de terem sido reparadas com resinas epoxy numa tentativa de repor um estado inicial não fendilhado, não é possível garantir que não tenham favorecido a formação de algumas das fendas observadas na fachada após os ensaios. Há no entanto um dado novo nas fachadas deste modelo que é o da existência de fendas quase horizontais no interior dos nembos e dos nós de ligação entre nembos e lintéis. Apesar do reduzido número de fendas no interior dos nembos, apenas duas, a sua existência prenuncia uma alteração no comportamento das paredes às acções sísmicas, pois estão normalmente associadas a vibração para fora do seu plano. As fendas nos nós de ligação entre nembos e lintéis parecem indicar, por sua vez, rotura no plano da parede. A fachada Sul aparenta na figura ter menores danos do que a fachada Norte, particularmente no piso 1, facto este que se deve a uma lacuna nos registos efectuados durante os ensaios.

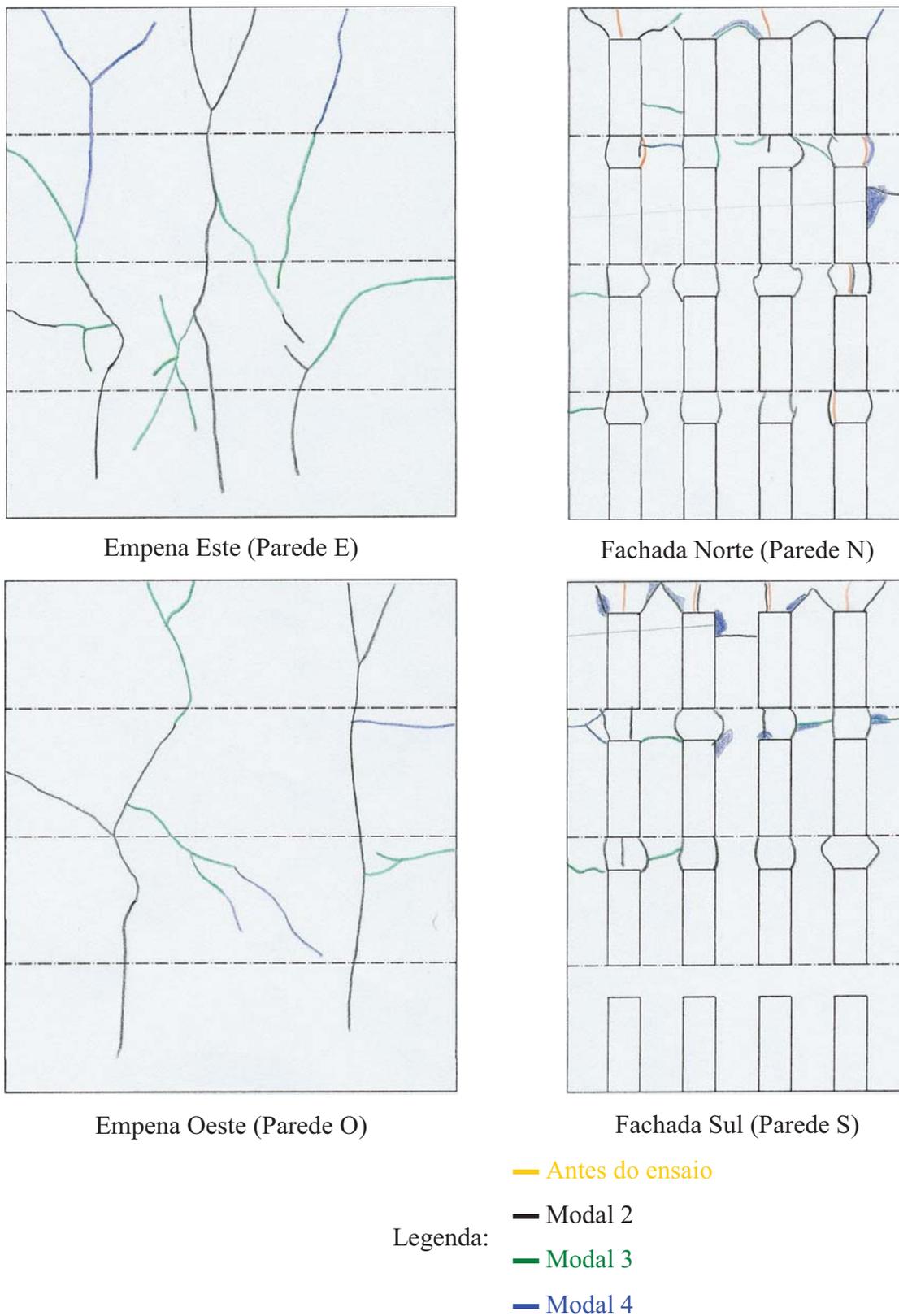


Figura 4.13 – Registo de danos no Modelo 1

No Modelo 2 foi utilizada a 2ª técnica de reforço que consistiu na utilização de tirantes ligando paredes opostas, 3 na direcção longitudinal (NS) e 4 na direcção transversal (EW), ao nível dos pisos 3 e 4, pré-esforçados com uma tensão inicial de 1kN, de modo a confiná-las e restringir a sua deformação para o exterior do modelo. É, pois, perfeitamente compreensível que o padrão de danos observado seja diferente do dos anteriores modelos. Um aspecto que se mantém, no entanto, é o de os principais danos se localizarem nas paredes pois, mais uma vez, os pavimentos ficaram praticamente intactos. Antes de analisar os danos propriamente ditos, ilustrados na Figura 4.14, recorda-se que este registo foi efectuado directamente a partir do modelo pelo que o nível de detalhe é superior ao dos modelos anteriores.

Assistiu-se neste modelo a uma fendilhação generalizada das empenas, com fendas cruzando as paredes em todas as direcções, as maiores quase horizontais ou quase verticais, e as mais pequenas com orientação diversa, resultado naturalmente daí blocos de parede com menores dimensões do que em modelos anteriores. Na empena Este destaca-se o facto das fendas se concentrarem sobretudo na zona abaixo do piso 3 sendo bastante reduzido o número de fendas localizadas entre os pisos 3 e 4. Na empena Oeste a distribuição de fendas é um pouco mais uniforme, embora a densidade continue a ser maior abaixo do piso 3 do que acima, destacando-se uma grande fenda horizontal entre os pisos 2 e 3 e diversas fendas com orientação fundamentalmente vertical entre os pisos 3 e 4. Na base das empenas, junto aos cunhais, assinala-se um conjunto de pequenas fendas, muito próximas e com orientação quase horizontal, das quais não há registo de terem ocorrido nos anteriores modelos e que se associa a esmagamento localizado. Nos cunhais não se registaram fendas verticais importantes embora se tenha verificado a passagem das fendas horizontais das empenas para as fachadas. Relativamente às fachadas, o padrão de fendilhação observado é complexo com fendas não só nas extremidades dos nembos e lintéis como também no interior dos nós de ligação e dos nembos. Este último caso, que já havia ocorrido no Modelo 1 embora em menor número, assume aqui especial importância pois afecta um número considerável de nembos, no mínimo dez, e revela uma maior dependência do modelo à vibração das paredes para fora do seu plano. As fendas no interior dos nós de ligação e nas extremidades dos nembos e lintéis estão associadas à rotura para as acções sísmicas no plano da parede.

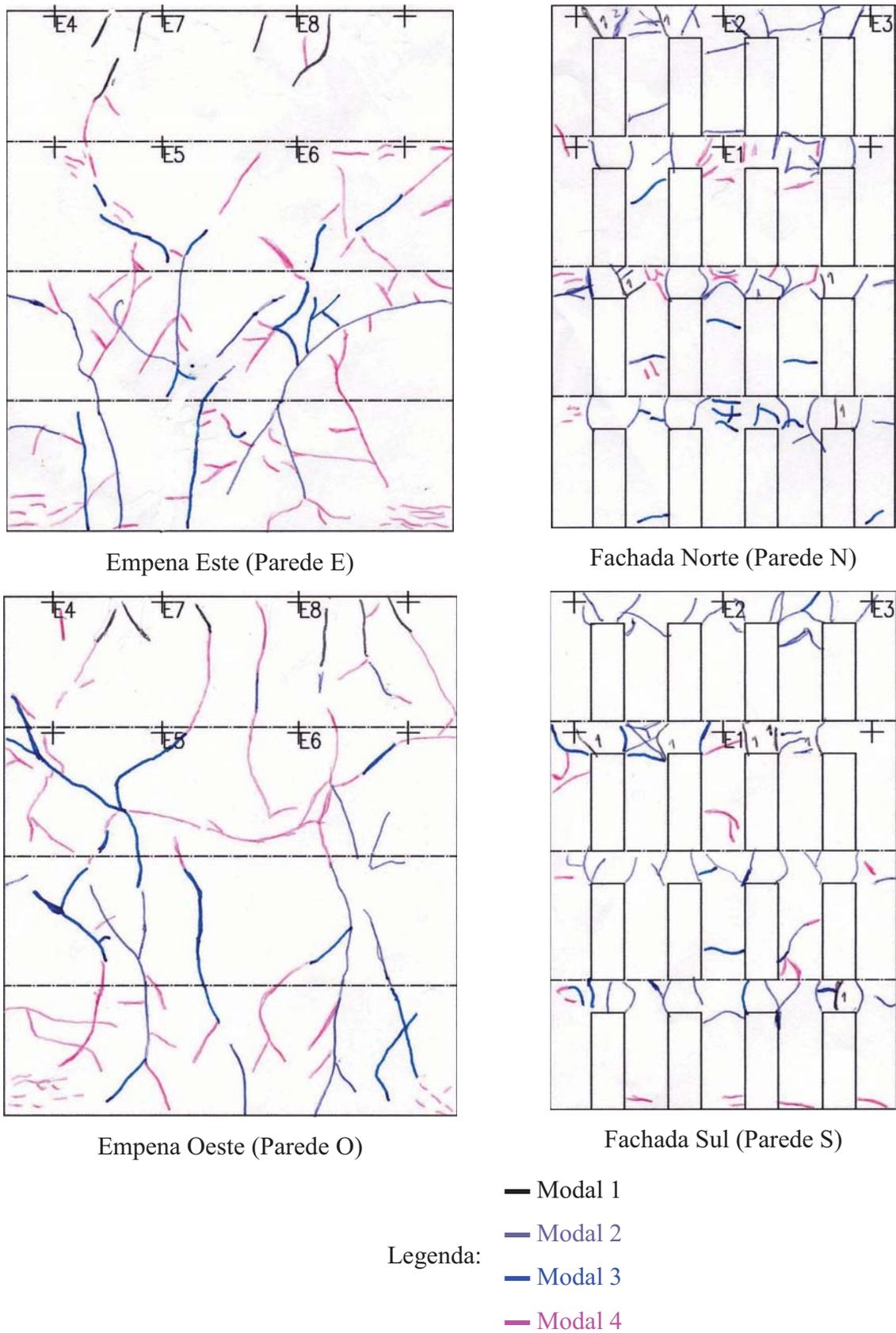


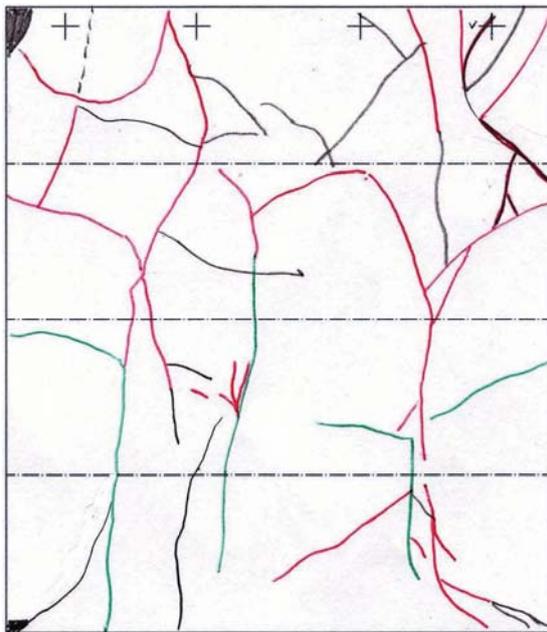
Figura 4.14 – Registo de danos no Modelo 2

O Modelo 3 foi o 5º e último modelo a ser ensaiado, no qual foi utilizada a 3ª técnica de reforço [STAP, 2003] que consistiu, fundamentalmente, na aplicação de faixas de fibra de vidro nos nembos coladas com resinas epoxy. A colocação destas faixas segue o esquema de aplicação preconizado por [STAP, 2003] em que, para além da simples colagem com resina epoxy, são utilizados conectores metálicos complementares para impedirem o deslizamento das faixas de fibra de vidro na fachada através de um efeito de aperto mecânico. Para o efeito os nembos foram furados para permitir a passagem de varões roscados aos quais são aparafusados os discos metálicos que promovem o aperto das faixas. Adicionalmente foram colocados tirantes no piso 3, ligando as fachadas entre si, e no piso 4, ligando paredes opostas, com o objectivo de confinar globalmente o modelo e limitar os movimentos das paredes para fora do seu plano.

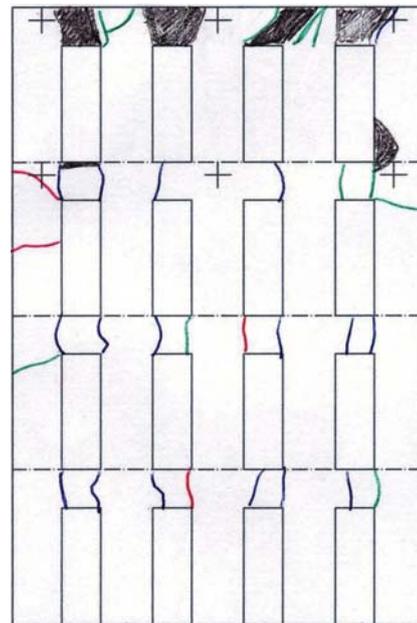
Os danos observados neste modelo são qualitativamente diferentes dos registados nos anteriores modelos em consequência, naturalmente, da solução de reforço utilizada. Apesar disso, os pavimentos ficaram, mais uma vez, praticamente intactos pelo que a descrição dos danos se limita fundamentalmente às paredes. A Figura 4.15 ilustra precisamente os danos observados nas várias paredes do modelo no final de cada ensaio. Nas empenas assistiu-se, à semelhança do Modelo 2, a um padrão de fendilhação generalizado das paredes embora, desta vez, as fendas tenham orientações predominantemente vertical ou horizontal. Registam-se em particular, mais na empena Oeste do que na empena Este, a presença de 3 grandes fendas verticais, uma sensivelmente a meia largura da parede e as outras duas mais próximas do cunhal. As fendas com orientação horizontal, por sua vez, observam-se principalmente ligando as 2 fendas verticais acima referidas aos cunhais ou então acima do piso 2 atravessando praticamente todo o modelo. Nos cunhais não se registaram fendas em particular para além das fendas horizontais das empenas que se propagaram para as fachadas. No que diz respeito às fachadas, os danos observados neste modelo apresentam, face aos anteriores modelos, alguns aspectos notáveis, uns positivos e outros negativos, associados precisamente à solução de reforço utilizada. Assim, destaca-se, pela positiva, a ausência de fendas observáveis nos nembos, efeito este que se atribui à presença das faixas de fibra de vidro e dos conectores metálicos. A integridade dos nós de ligação acabou por beneficiar também da presença das faixas de fibra de vidro pois, apesar de não terem sido colocados conectores metálicos nestas zonas, estas foram aplicadas de forma contínua ligando nembos em pisos contíguos. Em contrapartida, foram detectadas fendas na ligação dos nembos à base que configuram ligações rotuladas para fora do plano da fachada e que não haviam sido registadas nos modelos anteriores. Relativamente aos lintéis, em virtude da ausência de reforços,

assistiu-se não só à abertura de fendas nas suas extremidades, em repetição dos danos observados nos modelos anteriores, como à destruição dos lintéis do piso 4, que na fachada Norte foi total e na fachada Sul parcial. Este dado novo, que se atribui à diferença de resistência entre os nembos reforçados e os lintéis não reforçados, pode ser considerado um aspecto negativo em termos de comportamento local no modelo mas que pode ser corrigido reforçando os lintéis da mesma forma que os nembos. Este facto, adicionado às fendas na base dos nembos, leva a crer que a presença dos tirantes nos pisos 3 e 4 contribuiu favoravelmente para evitar a projecção dos nembos para o exterior do modelo.

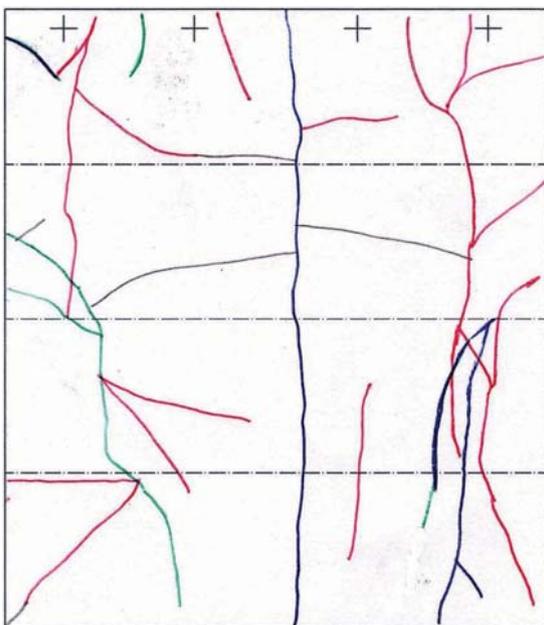
Os danos observados em cada um dos modelos, e que se relataram atrás, são uma das primeiras manifestações da influência das soluções de reforço no comportamento sísmico dos modelos. Em jeito de resumo pode-se afirmar que, se nos modelos não reforçados se reproduziram os danos expectáveis no protótipo, nos modelos reforçados cada solução de reforço se traduziu num padrão de danos diferente dos primeiros e entre si. De um modo geral, os danos estão concentrados nas paredes enquanto os pavimentos não apresentam danos apreciáveis para além daqueles que decorrem dos primeiros. Incluem-se neste caso a queda dos pavimentos devido à falta de apoio das vigas de pavimento proporcionada pelo deslocamento excessivo das paredes para o exterior do modelo (Modelo 00). Nos modelos não reforçados os padrões de dano mostram uma fendilhação bastante localizada (cunhais, meia largura das empenas, topo da fachada e ligação dos lintéis aos nós) com abertura de grandes fendas, seja em extensão, seja em largura, em consequência da resposta quer no plano das paredes quer para fora dele. Este comportamento é típico da utilização de um material frágil nas paredes (alvenaria) onde a localização das primeiras fendas praticamente condiciona todo o mecanismo de dano daí resultante. Nos modelos reforçados os padrões de fendilhação alteram-se substancialmente para revelar, por um lado, uma fendilhação substancialmente mais distribuída nas empenas e, por outro lado, localizada na proximidade dos elementos de reforço no caso das fachadas. A primeira impressão que resulta da observação dos danos nestes últimos modelos é a de que, aparentemente, os reforços, em conjunto com os pavimentos, contribuíram para controlar a resposta para fora do plano das paredes. Para ajudar na interpretação do comportamento dos modelos passa a analisar-se na secção seguinte os resultados dos ensaios de identificação modal.



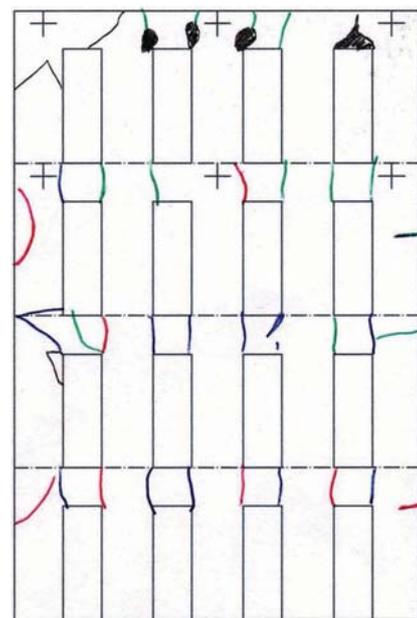
Empena Este (Parede E)



Fachada Norte (Parede N)



Empena Oeste (Parede O)



Fachada Sul (Parede S)

- Legenda:
- Modal 1
  - Modal 2
  - Modal 3
  - Final do ensaio

Figura 4.15 – Registo de danos no Modelo 3

### **4.3. Ensaios de identificação modal**

#### **4.3.1. Modelo 0**

No Modelo 0 foram realizados um total de sete ensaios modais, designados de Modal 0 a Modal 6, através dos quais foi possível identificar várias frequências de vibração entre os 2Hz e os 30Hz. É de salientar que foi difícil identificar as frequências de vibração acima dos 20Hz devido a uma quebra da coerência entre os sinais de entrada e de saída. Para além disso os sinais de caracterização utilizados na direcção transversal não permitiram uma adequada identificação das frequências de vibração nessa direcção. O número de modos que foi possível identificar é limitado, dadas as dificuldades encontradas, acompanhando-se a evolução ao longo dos ensaios, e de forma incompleta, de apenas seis modos de vibração, dois transversais (1ºT e 2ºT), três longitudinais (1ºL, 2ºL e 1ºLocal S) e um de rotação/distorção (1ºR/D). As frequências de vibração dos modos são as indicadas no Quadro 4.3 onde se observa que as frequências dos modos de vibração longitudinal são mais elevadas do que as dos modos transversais tal como seria de esperar atendendo às características do modelo, nomeadamente das paredes. O modelo apresenta um modo de vibração longitudinal associado a danos localizados na fachada Sul (1ºLocal S) que dão origem a um modo de vibração desta parede para fora do seu plano. Apesar deste ser o modo longitudinal que apresenta a frequência mais baixa ele não será considerado como o 1º modo nesta direcção pelo facto de corresponder a uma resposta localizada. Relativamente ao modo de rotação/distorção só foi possível identificá-lo nos três primeiros ensaios, situação esta que pode estar associada à progressiva degradação do modelo. A redução gradual, ao longo dos ensaios, dos valores da frequência de vibração associada a cada modo é também uma consequência do dano causado no modelo pela solicitação sísmica crescente.

A Figura 4.16 permite acompanhar a posição relativa dos modos de vibração ao longo dos ensaios bem como a variação das frequências de vibração em cada ensaio relativamente ao primeiro ensaio modal. No primeiro modo de vibração transversal ocorre uma redução para cerca de 59% do valor inicial, enquanto o primeiro modo de vibração longitudinal reduz-se para cerca de 48%. Nos segundos modos a redução nas frequências de vibração é para cerca de 59% e 78% dos valores iniciais, respectivamente no transversal e no longitudinal. Com base nestes valores é possível afirmar que o modelo apresenta um nível de dano bastante elevado no final dos ensaios de solicitação sísmica. Analisando apenas o primeiro modo em cada direcção observa-se que as maiores reduções ocorrem do ensaio Modal 2 para o ensaio

Modal 3 e do ensaio Modal 5 para o ensaio Modal 6. As configurações dos diferentes modos de vibração são apresentadas na Figura 4.17 para o caso do ensaio Modal 0.

Quadro 4.3 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 0

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4	Modal 5	Modal 6
1ºT(rans)	4,7	4,7	4,4	3,6	3,2	3,2	2,8
2ºT(rans)	12,7	12,4	11,5	8,4	7,8	7,6	7,5
1ºL(ong)	14,3	13,6	12,8	11,1	9,4	8,6	6,8
2ºL(ong)	17,7	17,2	15,8	15,6	14,1	14,2	13,9
1ºR(ot)/D(ist)	9,0	8,8	8,8	-	-	-	-
1ºLocal S	9,7	9,0	7,2	6,2	5,0	5,2	4,8

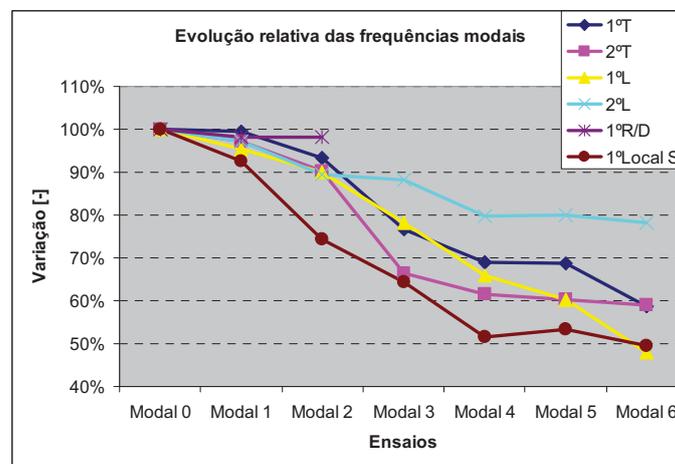
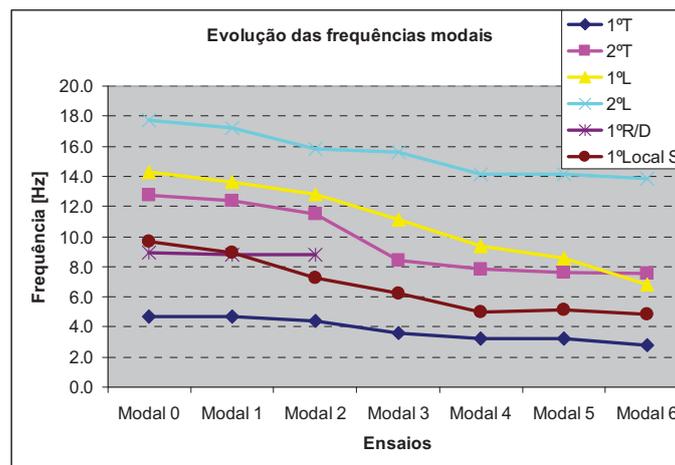


Figura 4.16 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 0

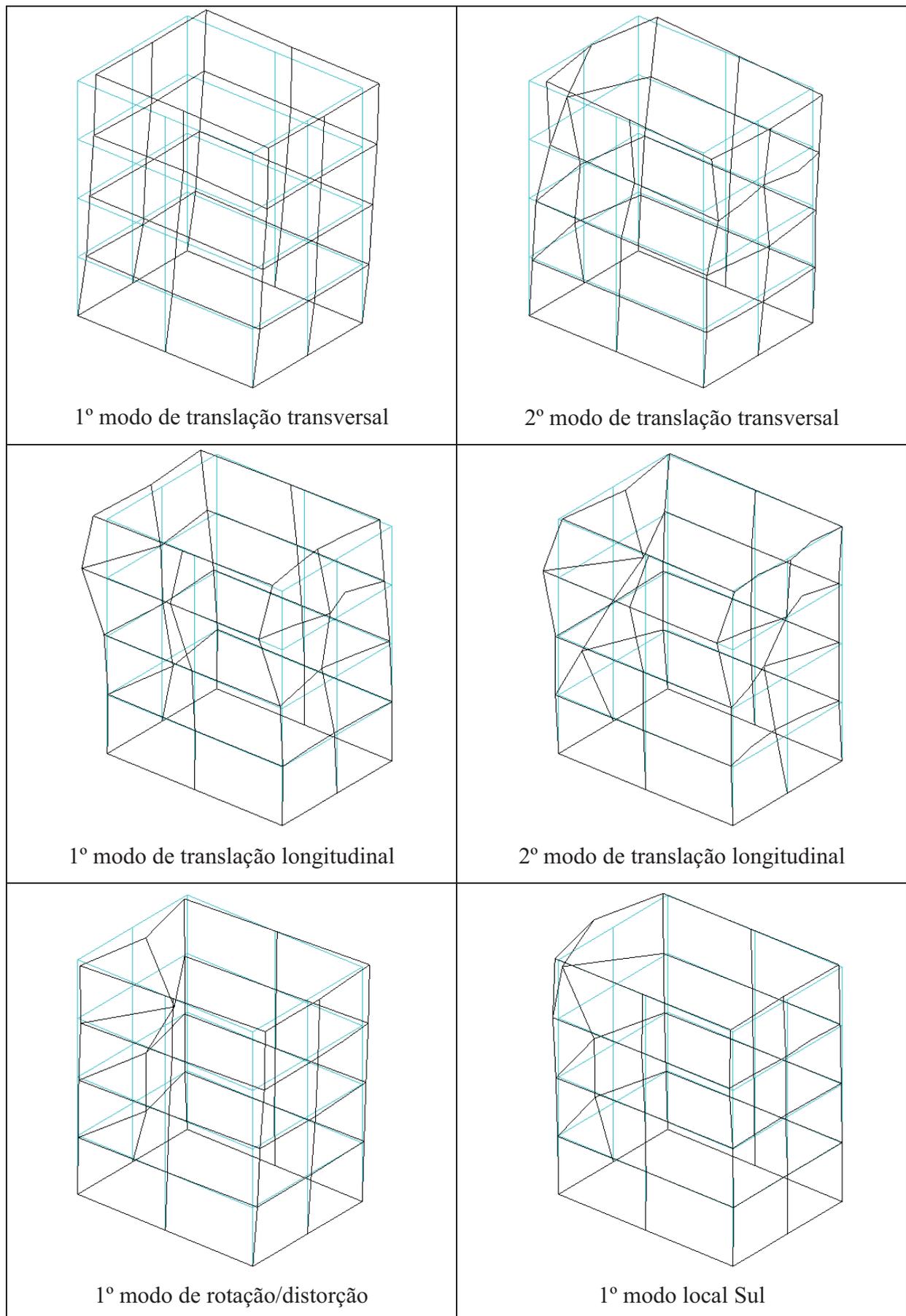


Figura 4.17 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 0

Passando para os coeficientes de amortecimento modal, apresentam-se no Quadro 4.4 os valores identificados com base na metodologia utilizada, onde se assiste a variações ao longo dos ensaios, e entre modos de vibração, que tanto são positivas como negativas sem qualquer padrão aparente. Este fenómeno, que se observa igualmente nos restantes modelos, merece um comentário especial dado que contraria resultados encontrados habitualmente em ensaios com modelos de alvenaria, ver [Benedetti *et al.*, 1998] por exemplo, onde os coeficientes de amortecimento modal crescem à medida que os ensaios vão sendo realizados. Por este motivo, os coeficientes de amortecimento modal aqui apresentados são considerados um resultado pouco fiável. Consta-se ainda que, de uma forma geral, o coeficiente de amortecimento é mais elevado no 1º modo transversal do que no 1º modo longitudinal dando indicação de uma maior capacidade de dissipação de energia naquela direcção. Conforme se pode observar no quadro, o valor mínimo estimado para o coeficiente de amortecimento é de 1,7% e o valor máximo é de 8,7%, o primeiro associado ao modo de rotação/distorção e o segundo ao 1º modo longitudinal.

Quadro 4.4 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 0

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4	Modal 5	Modal 6
1ºT(rans)	7,0%	5,9%	3,2%	7,3%	3,3%	6,6%	6,3%
2ºT(rans)	4,4%	5,8%	4,3%	3,8%	1,7%	7,6%	7,5%
1ºL(ong)	4,8%	4,1%	4,4%	6,0%	8,7%	7,4%	5,9%
2ºL(ong)	6,0%	6,7%	8,1%	6,1%	7,5%	4,0%	3,6%
1ºR(ot)/D(ist)	1,8%	6,7%	4,8%	-	-	-	-
1ºLocal S	4,2%	4,8%	5,7%	6,6%	6,2%	7,2%	5,9%

A Figura 4.18 ilustra a evolução dos dois primeiros modos de translação identificados no modelo em cada direcção sobre os espectros de resposta da solicitação sísmica imposta nos ensaios calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%. A falta de confiança nos coeficientes de amortecimento modais identificados acima referida faz com que se tenha optado por um valor constante de 5% embora se admita que deveriam crescer gradualmente ao longo dos ensaios. Sobre cada espectro são representados um ou dois pontos consoante haja apenas informação antes do ensaio de solicitação sísmica ou antes e depois. A figura

permite observar que, na direcção NS, os dois modos longitudinais encontram-se inicialmente no ramo de acelerações mas acabam por transitar para o ramo de velocidades. Para além disso, verifica-se que a resposta do 1º modo longitudinal aparenta uma limitação em termos de valor máximo de pseudo-aceleração de cerca de 1,17g. Em relação à direcção EW, a evolução das frequências dos dois modos transversais faz-se no ramo de velocidades do espectro pelo que não é possível alcançar a força máxima nesta direcção contabilizando apenas a sua contribuição. O 1º modo transversal apresenta um nível relativamente baixo de pseudo-aceleração, com valor máximo inferior a 0,56g, e um deslocamento relativo de cerca de 14,3mm. Por último, comparando entre si os modos nas duas direcções verifica-se que os deslocamentos relativos são maiores na direcção EW enquanto as pseudo-acelerações são maiores na direcção NS, o que constitui uma primeira indicação da diferença de comportamento do modelo nas duas direcções. Este é um aspecto ao qual se voltará mais adiante.

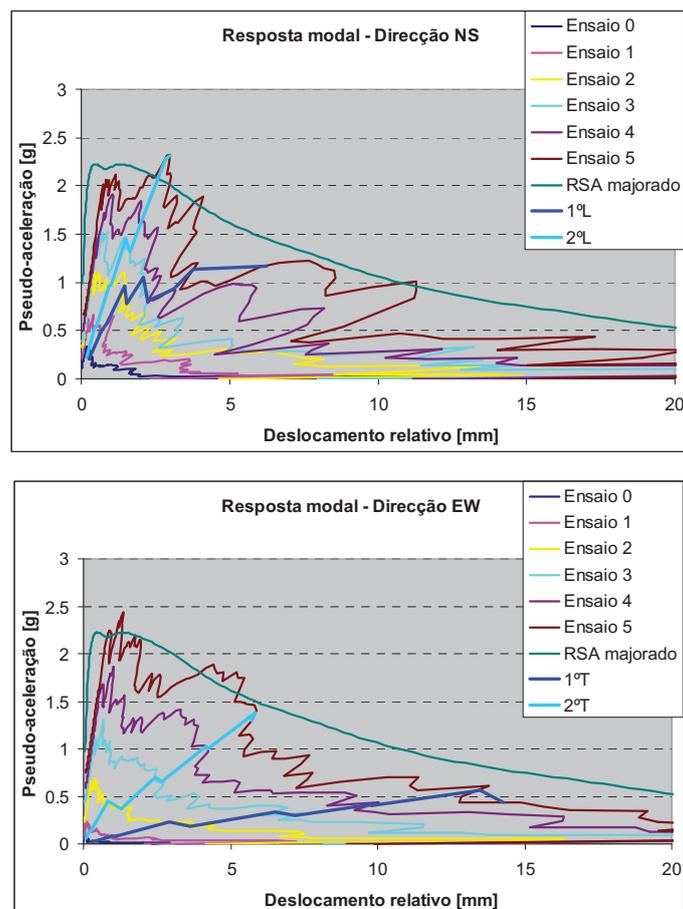


Figura 4.18 – Resposta modal do Modelo 0

## 4.3.2. Modelo 00

No Modelo 00 foram realizados apenas quatro ensaios de identificação modal, designados de Modal 0 a Modal 3, pois o modelo ficou bastante danificado após o último ensaio de solicitação sísmica e, por esse motivo, não é possível conhecer o seu estado final no que diz respeito às propriedades dinâmicas. Foram identificados seis modos de vibração entre os 2Hz e os 25Hz, correspondentes a dois modos transversais (1°T e 2°T), três modos longitudinais (1°L, 2°L e 3°L) e um modo de rotação/distorção (1°R/D), cuja evolução foi possível acompanhar ao longo dos ensaios. As frequências desses modos de vibração são as indicadas na Quadro 4.5 onde se constata a tendência decrescente dos seus valores em consequência da acção sísmica crescente imposta ao modelo.

Quadro 4.5 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 00

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3
1°T(rans)	4,1	3,3	2,8	2,6
2°T(rans)	15,5	14,5	12,5	8,1
1°L(ong)	11,2	9,5	7,6	5,2
2°L(ong)	15,1	12,5	11,7	9,4
3°L(ong)	19,7	18,6	17,2	15,6
1°R(ot)/D(ist)	7,0	6,9	6,4	5,7

A Figura 4.19 permite ilustrar melhor a evolução das frequências de vibração ao longo dos ensaios. Analisando apenas o 1° modo nas duas direcções observa-se que a redução do valor das frequências ocorre em todos os ensaios embora seja superior na direcção longitudinal relativamente à direcção transversal. Efectivamente, a frequência do 1° modo longitudinal reduz-se até 47% do valor inicial enquanto no 1° modo transversal essa redução é apenas para 63% do valor inicial. Nos segundos modos a redução na direcção longitudinal não é tão expressiva, ficando-se pelos 63% do valor inicial, enquanto na direcção transversal é de cerca de 53% do valor inicial. De qualquer das formas, a ordem de grandeza na redução do valor da frequência inicial dos primeiros modos, ainda para mais não correspondendo ao estado final do modelo após o último ensaio de solicitação sísmica, aponta já para um elevado nível de dano. Verifica-se ainda que as maiores reduções na frequência de vibração do 1° modo

transversal ocorrem dos ensaios Modal 0 para Modal 1 e Modal 2 para Modal 3, e no 1º modo longitudinal são do ensaio Modal 2 para o Modal 3. As configurações destes modos de vibração no ensaio Modal 0 são apresentadas na Figura 4.20.

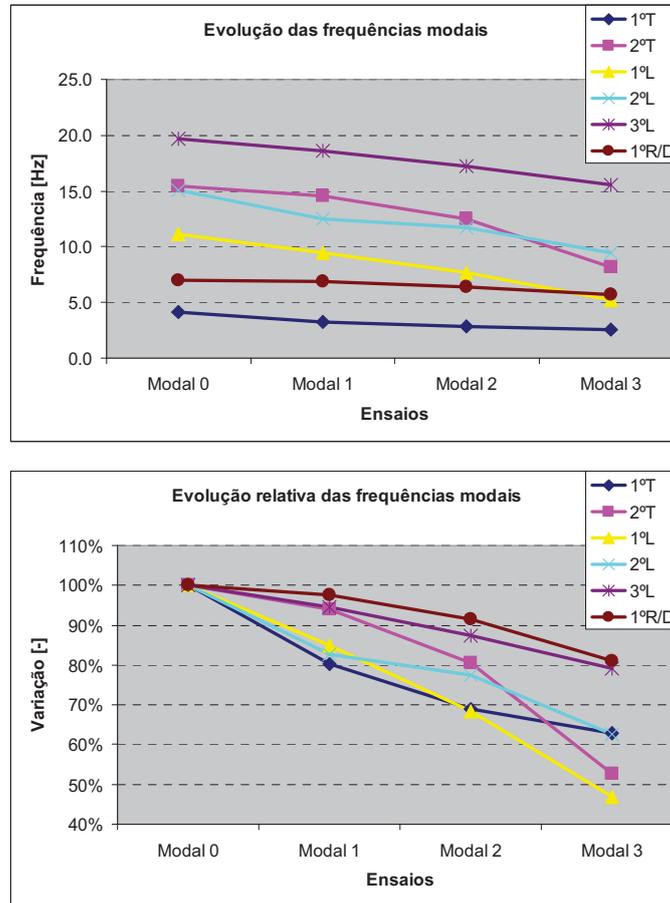


Figura 4.19 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 00

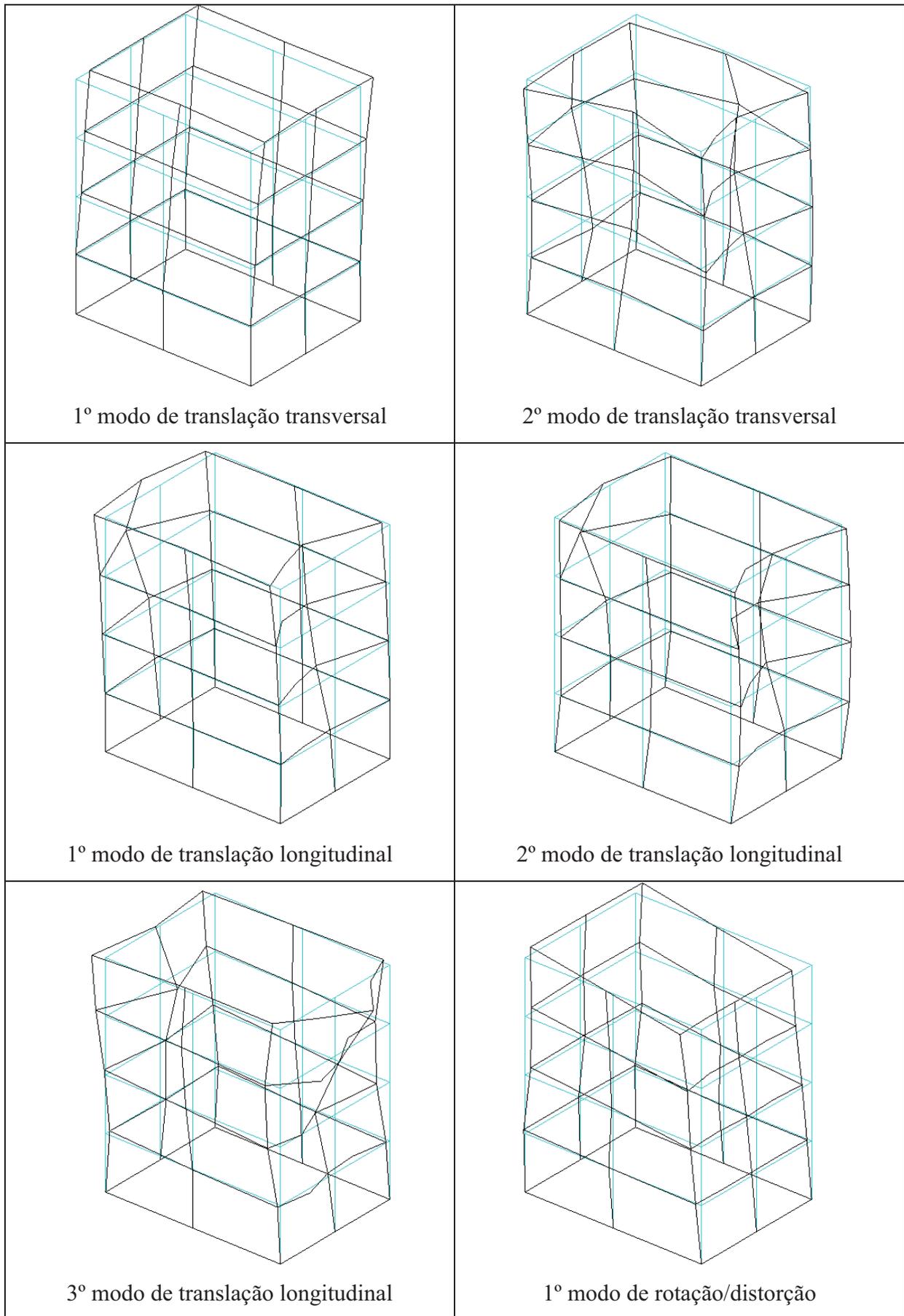


Figura 4.20 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 00

Os coeficientes de amortecimento modal estimados com base na metodologia utilizada são apresentados no Quadro 4.6 para os mesmos modos. Constata-se, por observação, que apenas os modos longitudinais e o 2º modo transversal apresentam um padrão de variação bem definido, com valores crescentes, do ensaio Modal 0 para o Modal 3. Globalmente, os valores do coeficiente de amortecimento oscilam entre um valor mínimo de 1,1% e um valor máximo de 7,7%.

Quadro 4.6 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 00

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3
1ºT(rans)	6,2%	1,2%	1,1%	2,4%
2ºT(rans)	2,7%	2,8%	5,3%	7,5%
1ºL(ong)	3,9%	4,6%	7,7%	5,7%
2ºL(ong)	5,4%	5,8%	5,5%	4,4%
3ºL(ong)	1,6%	3,5%	4,6%	5,2%
1ºR(ot)/D(ist)	1,4%	2,5%	1,9%	3,8%

Apresenta-se na Figura 4.21 a evolução dos dois primeiros modos de translação em cada direcção sobreposta com os respectivos espectros de resposta da solicitação sísmica imposta calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%. Os pontos assinalados em cada espectro correspondem à frequência identificada antes do ensaio de solicitação sísmica e, quando haja, após o mesmo. Na direcção EW observa-se que a evolução dos dois modos transversais se faz fundamentalmente ao longo do ramo de velocidades do espectro de resposta, pelo que não é possível o modelo alcançar a força máxima considerando apenas a contribuição destes modos. O 1º modo transversal, particularmente, apresenta um baixo nível de pseudo-aceleração, com um valor máximo de cerca de 0,42g, mas um deslocamento relativo elevado, ligeiramente superior a 15,5mm. Relativamente à direcção NS, o 1º modo longitudinal tem um comportamento idêntico no que diz respeito ao ramo do espectro onde ele evolui, já o 2º modo longitudinal começa no ramo de acelerações para depois terminar no ramo de velocidades. Para além disso constata-se que o 1º modo longitudinal aparenta um patamar com um valor máximo de pseudo-aceleração de 1,0g. Comparando as duas direcções entre si verifica-se que na direcção NS os modos apresentam maiores pseudo-acelerações e

menores deslocamentos do que os modos correspondentes na direcção EW. Esta diferença de comportamento nas duas direcções é um aspecto que será retomado mais adiante.

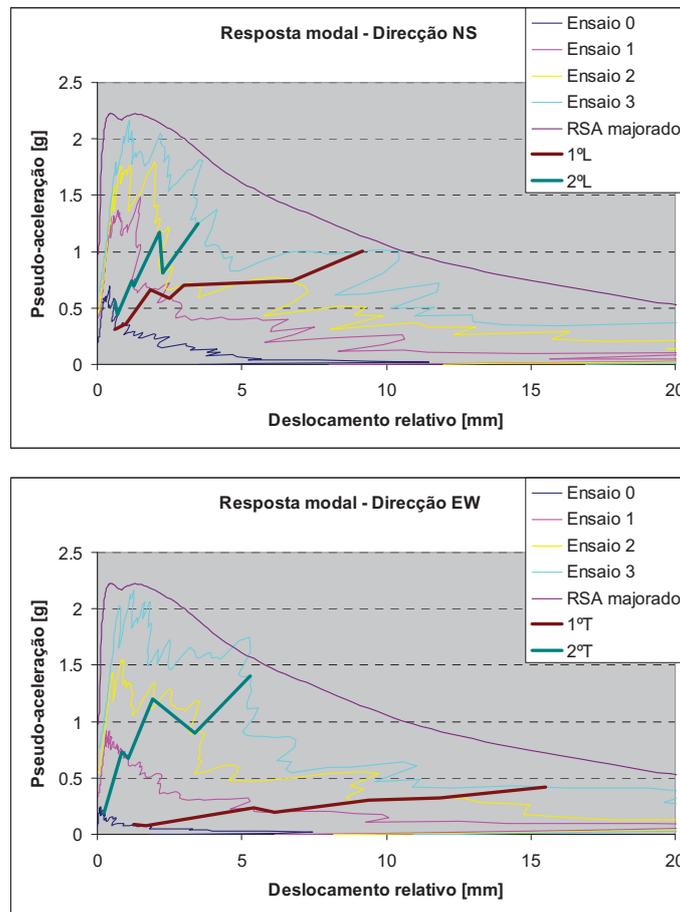


Figura 4.21 – Resposta modal do Modelo 00

#### 4.3.3. Modelo 1

No Modelo 1 foram realizados cinco ensaios de identificação modal, designados de Modal 0 a Modal 4, que permitiram avaliar o comportamento dinâmico do modelo no seu estado inicial bem como após cada um dos ensaios de solicitação sísmica. No conjunto desses ensaios foram identificados sete modos de vibração, com frequências compreendidas entre os 3Hz e os 25Hz, dos quais foi possível acompanhar a evolução, e mesmo assim incompleta, de apenas seis deles. Estes modos, cujas frequências estão indicadas no Quadro 4.7, são identificados como sendo dois transversais (1ºT e 2ºT), três longitudinais (1ºL, 2ºL e 3ºL) e um modo de rotação/distorção (1ºR/D). O 3º modo longitudinal não foi identificado no ensaio Modal 4, motivo pelo qual não é apresentado o valor da frequência correspondente. Constata-

se que as frequências destes modos decrescem ao longo dos ensaios o que indica uma progressiva perda de rigidez do modelo em consequência da solicitação sísmica crescente.

Quadro 4.7 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 1

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4
1ºT(rans)	6,5	5,8	4,7	4,2	3,3
2ºT(rans)	18,7	18,3	15,8	14,1	13,2
1ºL(rans)	15,4	14,5	11,9	10,6	10,0
2ºL(ong)	22,0	20,8	18,2	16,0	14,2
3ºL(ong)	25,1	23,7	19,3	16,4	-
1ºR(ot)/D(ist)	9,2	8,7	8,0	7,6	6,9

A evolução das frequências de vibração ao longo dos ensaios é mais perceptível na Figura 4.22 onde se observa que as frequências de todos os modos decrescem ao longo dos ensaios embora a sua posição relativa se mantenha. Considerando apenas o 1º modo em cada direcção verifica-se que a frequência de vibração no último ensaio em relação ao primeiro é de cerca de 50% no 1º modo transversal e de cerca de 65% no 1º modo longitudinal. Estas variações apontam para que o estado de dano no modelo seja bastante elevado no final do último ensaio de solicitação sísmica. As maiores reduções nas frequências de vibração daqueles modos ocorreram do ensaio Modal 1 para Modal 2 e do ensaio Modal 3 para Modal 4. As configurações dos diferentes modos de vibração são apresentadas na Figura 4.23 para o caso do ensaio Modal 0.

No Quadro 4.8 apresentam-se os coeficientes de amortecimento dos modos identificados no Modelo 1 onde se pode observar que têm uma tendência generalizada para aumentar à medida que decorrem os ensaios. Os valores do coeficiente de amortecimento modal são de um modo geral baixos, apresentando valores compreendidos entre 1,2% e 10,0%.

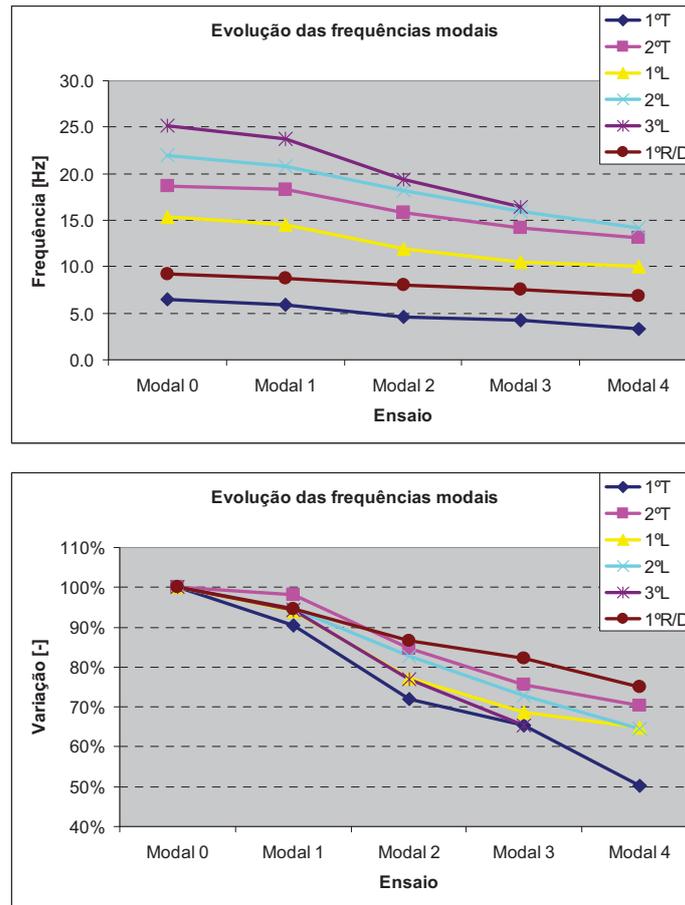


Figura 4.22 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 1

Quadro 4.8 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 1

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4
1ºT(rans)	1,2%	5,3%	7,6%	6,9%	10,0%
2ºT(rans)	2,0%	2,7%	3,5%	3,5%	7,9%
1ºL(ong)	4,2%	8,3%	3,0%	3,6%	4,4%
2ºL(ong)	2,9%	3,2%	4,8%	3,2%	3,4%
3ºL(ong)	4,3%	3,3%	3,7%	4,5%	-
1ºR(ot)/D(ist)	2,3%	2,7%	1,2%	4,0%	1,3%

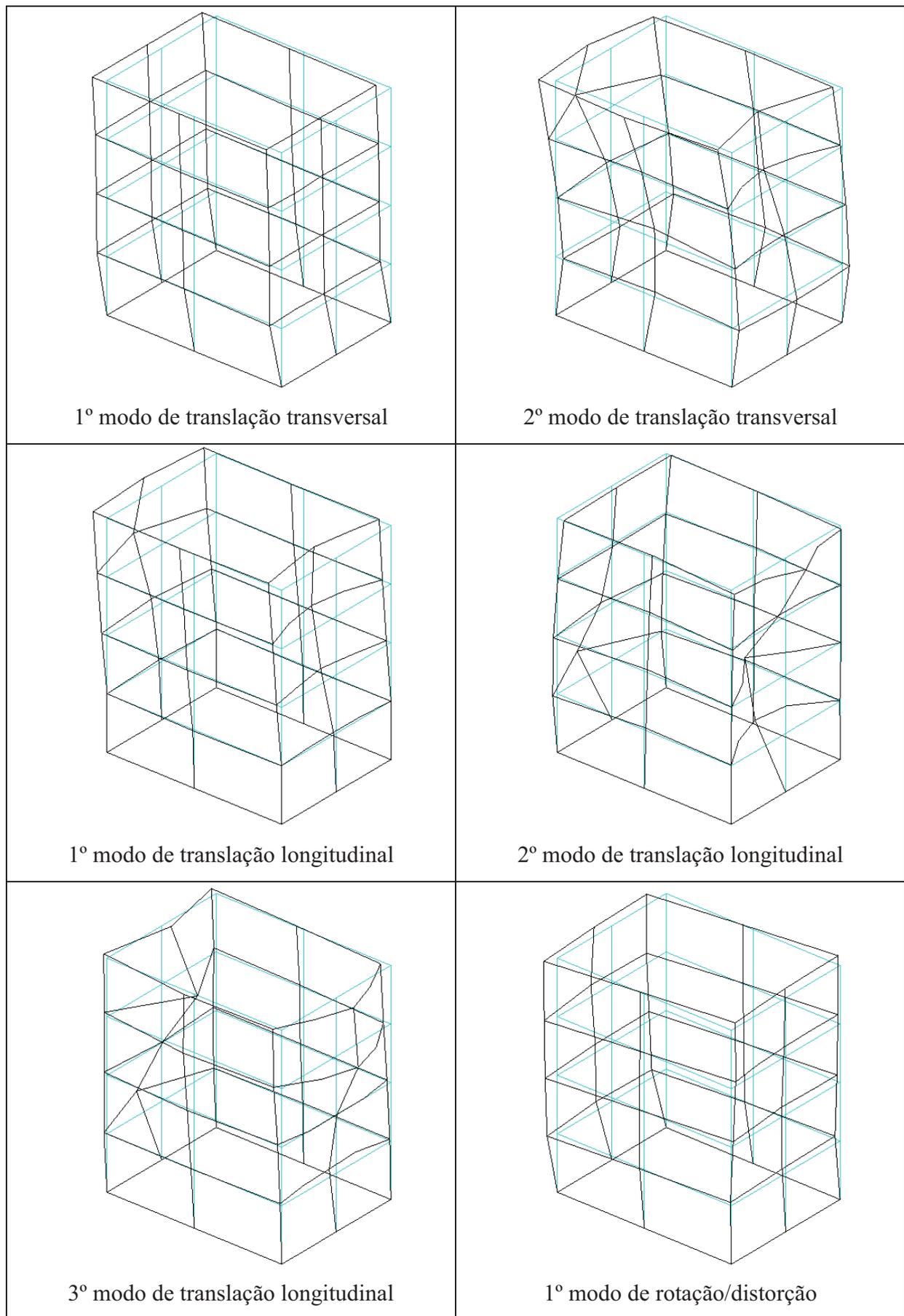


Figura 4.23 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 1

A Figura 4.24 ilustra a evolução da resposta dos dois primeiros modos de vibração identificados em cada direcção sobreposta nos espectros de resposta dos ensaios de solicitação sísmica calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%. Observa-se, na direcção NS, que os dois modos longitudinais encontram-se, inicialmente, no ramo de acelerações mas transitam, posteriormente, para o ramo de velocidades. Na direcção EW verifica-se que o mesmo sucede ao 2º modo transversal enquanto o 1º modo transversal encontra-se desde o início no ramo de velocidades do espectro de resposta. Por estes motivos, os dois modos longitudinais e o 2º modo transversal apresentam valores de pseudo-aceleração crescentes, chegando a atingir mais de 1,76g, embora o seu ritmo de crescimento diminua progressivamente e, por sua vez, o 1º modo transversal desenha uma curva com um valor máximo de pseudo-aceleração inferior a 0,68g embora com maior deslocamento relativo, quase 12,3mm. Esta evolução modal diferenciada nas duas direcções condiciona o comportamento sísmico do modelo, algo que será abordado mais adiante.

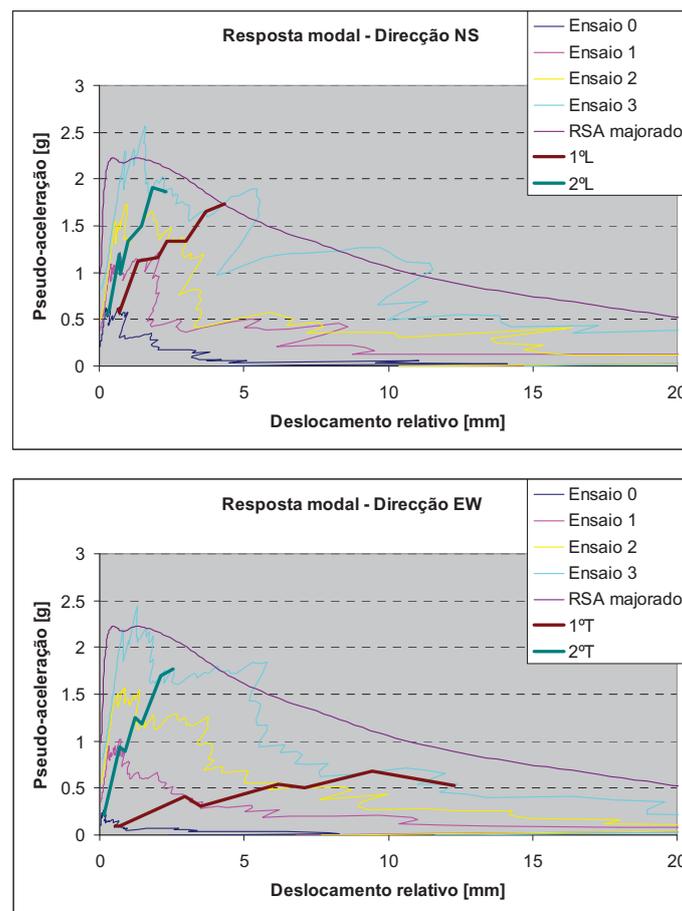


Figura 4.24 – Resposta modal do Modelo 1

## 4.3.4. Modelo 2

No Modelo 2 foram realizados ao todo cinco ensaios de identificação modal, designados por Modal 0 a Modal 4, o primeiro para avaliar o estado inicial do modelo e os restantes após cada um dos ensaios de solicitação sísmica. Nesses ensaios foram identificados ao todo oito modos entre os 3Hz e os 26Hz, dos quais foi possível acompanhar a evolução de seis ao longo de todos os ensaios. Os modos identificados correspondem a dois de translação na direcção transversal (1°T e 2°T), três de translação na direcção longitudinal (1°L, 2°L e 3°L) e um de rotação/distorção do modelo (1°R/D). O Quadro 4.9 apresenta os valores das frequências de vibração desses seis modos nos vários ensaios onde se observa que os modos transversais têm frequências geralmente mais baixas do que os correspondentes modos longitudinais, o que reflecte a diferença de rigidez do modelo nas duas direcções.

Quadro 4.9 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 2

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4
1°T(rans)	6,7	6,3	4,8	4,0	3,0
2°T(rans)	18,1	17,0	14,5	13,3	9,9
1°L(ong)	16,0	13,8	11,4	10,0	7,3
2°L(ong)	22,0	19,9	16,0	14,0	10,4
3°L(ong)	26,2	22,2	18,7	16,4	15,0
1°R(ot)/D(ist)	9,7	9,2	7,9	7,5	6,2

A evolução dos valores das frequências de vibração identificadas é mais perceptível na Figura 4.25. Verifica-se nesta figura que as frequências de vibração vão reduzindo ao longo dos ensaios, mantendo os modos as suas posições relativas. Assinala-se ainda que o 2° modo longitudinal apresenta no último ensaio uma frequência inferior à do 2° modo transversal. Tomando por referência os valores das frequências no ensaio Modal 0 verifica-se que os dois modos longitudinais e o 1° modo transversal têm uma queda para menos de 48% do valor da frequência inicial entre os ensaios Modal 0 e Modal 4, o que pode ser considerado como resultante de um nível de dano do modelo bastante elevado. Estes 3 modos têm uma evolução do valor da frequência ao longo dos ensaios bastante idêntica, não só entre si como de ensaio para ensaio, enquanto o 2° modo transversal sofre uma menor variação para cerca de 55% do

valor inicial. As configurações destes modos de vibração no ensaio Modal 0 são apresentadas na Figura 4.26.

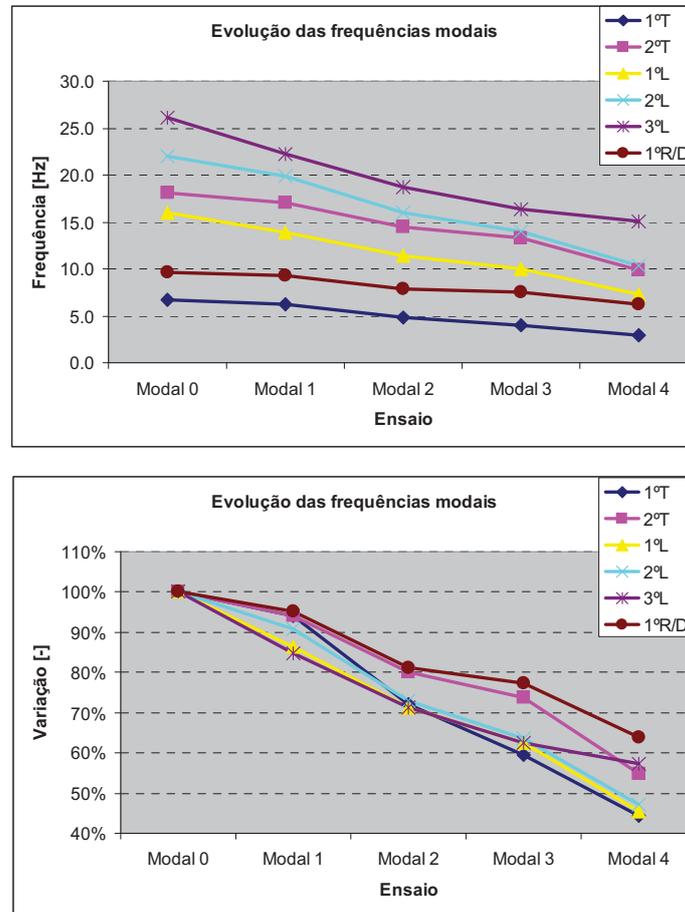


Figura 4.25 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 2

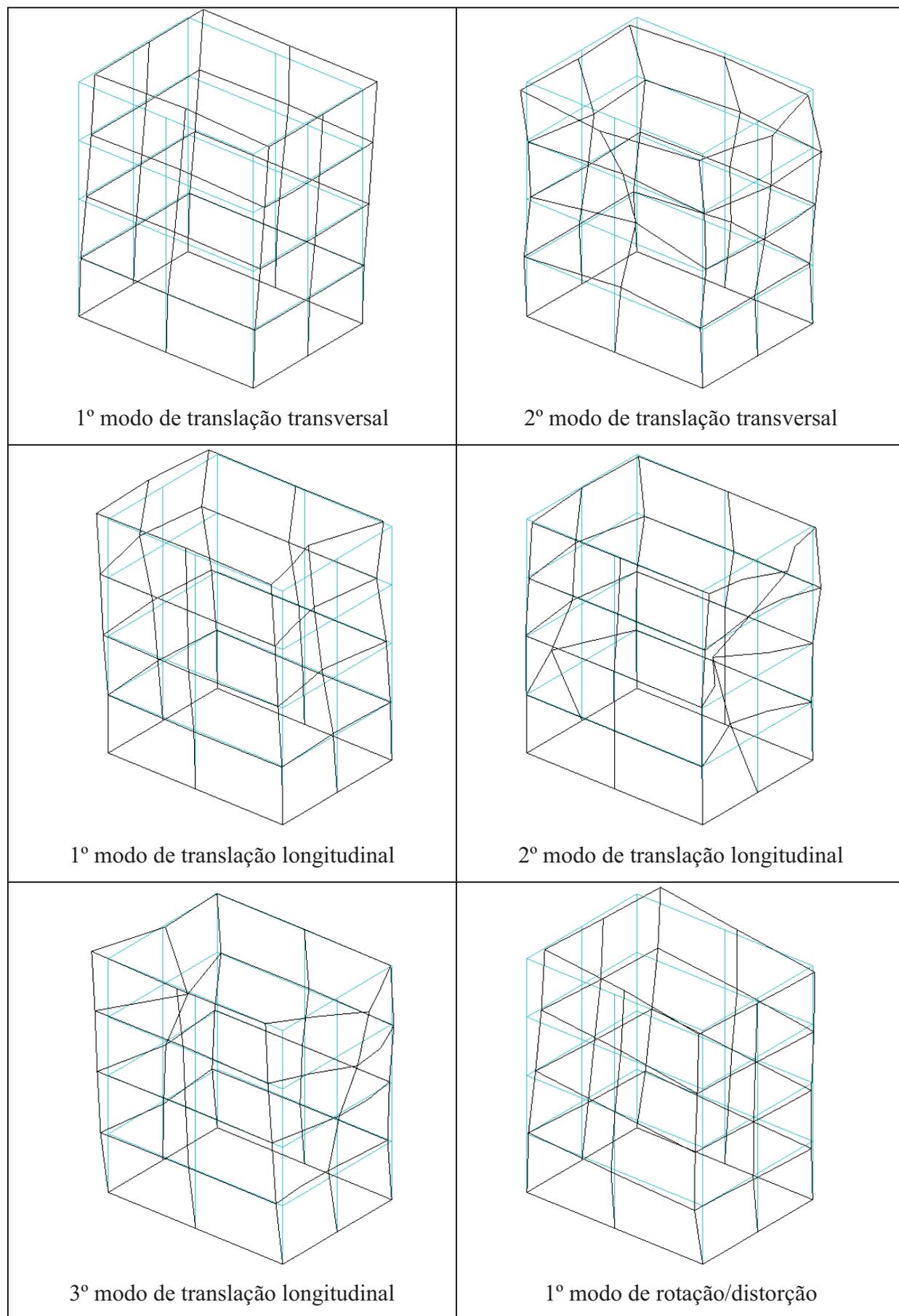


Figura 4.26 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 2

No Quadro 4.10 apresentam-se os coeficientes de amortecimento dos modos identificados no Modelo 2 onde se pode observar que, em geral, estes aumentam à medida que decorrem os ensaios. Os valores do coeficiente de amortecimento são variáveis, com valores compreendidos entre 1,5% e 7,9%, denotando uma certa tendência para aumentar ao longo dos ensaios nos modos de translação enquanto nos modos de rotação/distorção diminuem para depois aumentar.

Quadro 4.10 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 2

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3	Modal 4
1ºT(rans)	3,4%	6,4%	3,1%	1,5%	7,4%
2ºT(rans)	2,3%	2,7%	3,6%	3,8%	3,4%
1ºL(ong)	3,7%	3,8%	4,3%	4,4%	7,9%
2ºL(ong)	2,8%	5,1%	6,0%	4,4%	6,0%
3ºL(ong)	1,9%	3,4%	3,7%	4,2%	4,1%
1ºR(ot)/D(ist)	3,0%	3,2%	2,9%	4,3%	1,6%

Apresenta-se na Figura 4.27 a evolução da resposta modal dos dois primeiros modos em cada direcção sobreposta nos espectros de resposta calculados para um coeficiente de amortecimento de 5%. Constatou-se que, na direcção NS, o 2º modo atinge valores de pseudo-aceleração mais elevados do que o 1º modo mas a redução no valor das frequências nos últimos ensaios faz com que os dois modos aparentem oscilar em torno de um valor médio de cerca de 1,75g e 1,2g, respectivamente. Relativamente à direcção EW observa-se que o 1º modo esboça um patamar horizontal com uma pseudo-aceleração máxima inferior a 0,63g, e um deslocamento relativo máximo ligeiramente superior a 11,5mm, enquanto o 2º modo cresce acima de 1,62g.

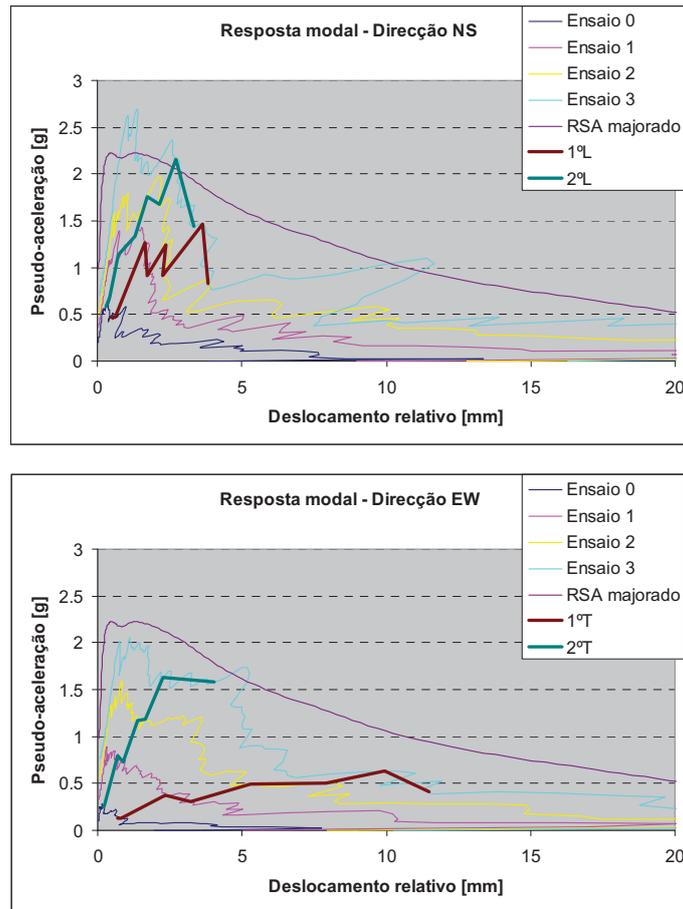


Figura 4.27 – Resposta modal do Modelo 2

#### 4.3.5. Modelo 3

No Modelo 3 foram realizados quatro ensaios de identificação modal, designados de Modal 0 a Modal 3, que permitiram avaliar o seu estado inicial bem como entre cada um dos ensaios de solicitação sísmica. O último destes ensaios deixou o modelo de tal modo danificado que não foi possível realizar um último ensaio de identificação modal para determinar o estado final do modelo. Foram identificados ao todo oito modos no ensaio Modal 0 entre os 2Hz e os 22Hz, dos quais foi possível acompanhar seis ao longo de todos os ensaios, designadamente, dois modos de translação transversal (1ºT e 2ºT), três modos de translação longitudinal (1ºL, 2ºL e 3ºL) e um modo de rotação/distorção (1ºR/D). Apresentam-se no Quadro 4.11 os valores das frequências correspondentes em cada ensaio onde se verifica que eles decrescem progressivamente indicando uma redução da rigidez dos modelos na sequência da solicitação sísmica crescente.

Quadro 4.11 – Frequências de vibração identificadas no Modelo 3

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3
1ºT(rans)	4,7	3,3	3,1	2,5
2ºT(rans)	13,5	12,1	11,3	9,9
1ºL(ong)	10,6	9,9	8,4	7,4
2ºL(ong)	15,4	14,2	12,7	11,2
3ºL(ong)	22,2	17,0	14,3	13,1
1ºR(ot)/D(ist)	7,6	6,7	6,2	5,6

A Figura 4.28 permite apreciar melhor a evolução das frequências de cada um dos modos ao longo dos ensaios. Aí observa-se que os modos, apesar da redução do valor das frequências, mantêm a posição relativa entre si. Considerando apenas o 1º modo transversal e o 1º modo longitudinal, observa-se uma redução na frequência de vibração do primeiro para cerca de 52% do valor original e para o segundo uma redução para cerca de 70%. A ordem de grandeza destes valores, precisamente por não corresponderem ao estado final do modelo após o último ensaio de solicitação sísmica, são já reveladores do elevado nível de dano causado pela solicitação sísmica. Em termos das maiores variações de frequência entre ensaios verifica-se que, no 1º modo transversal, estas ocorrem do ensaio Modal 0 para Modal 1 e que, no 1º modo longitudinal, são do ensaio Modal 1 para o ensaio Modal 2, sendo que para os restantes modos as variações entre ensaios são idênticas. As configurações dos diferentes modos de vibração são apresentadas na Figura 4.29 para o caso do ensaio Modal 0.

Os coeficientes de amortecimento obtidos através da metodologia definida para a análise modal são os apresentados no Quadro 4.12. Constata-se que os valores do coeficiente de amortecimento estão compreendidos entre 1,7% e 9,3% e não apresentam uma tendência bem definida ao longo dos ensaios dado que ora crescem ora decrescem.

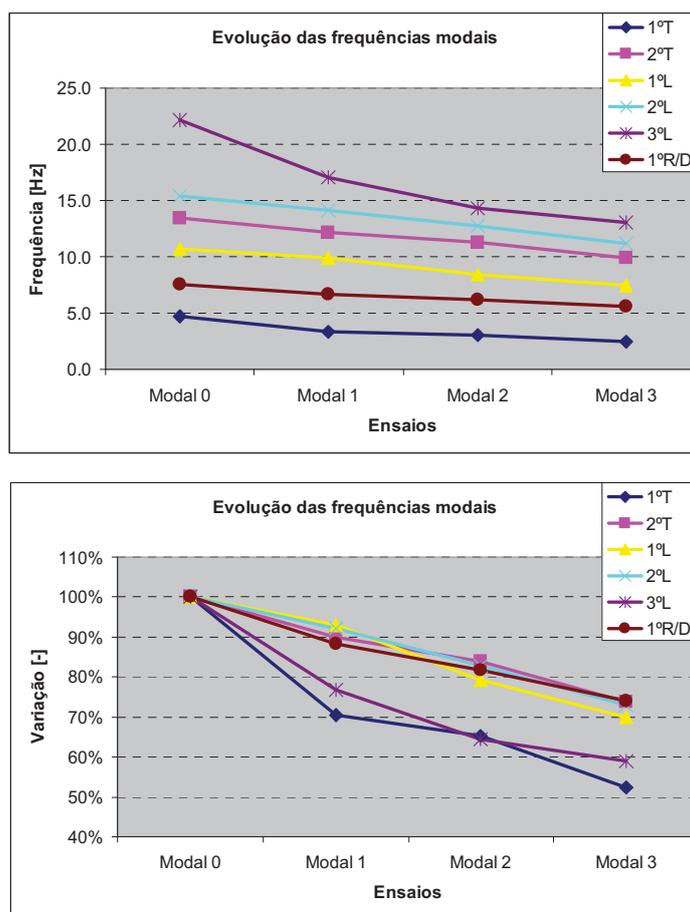


Figura 4.28 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 3

Quadro 4.12 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 3

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3
1ºT(rans)	9,3%	6,5%	5,4%	5,3%
2ºT(rans)	3,0%	4,2%	2,7%	3,0%
1ºL(ong)	3,1%	5,8%	8,9%	7,7%
2ºL(ong)	3,8%	5,8%	4,9%	5,2%
3ºL(ong)	4,2%	5,4%	2,4%	4,0%
1ºR(ot)/D(ist)	1,7%	2,5%	2,0%	4,0%

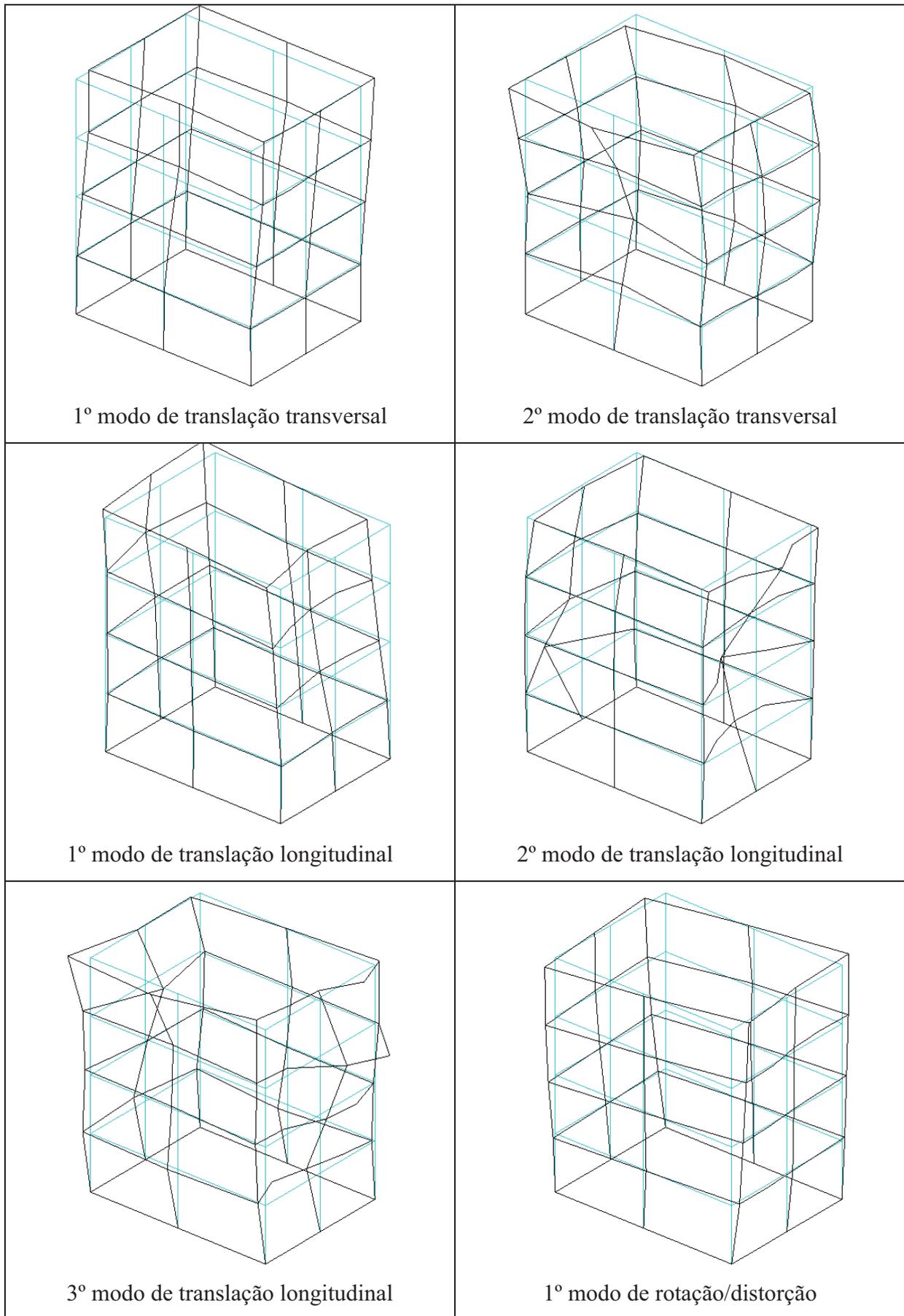


Figura 4.29 – Configurações dos modos identificados no ensaio Modal 0 do Modelo 3

Para terminar a análise dos ensaios de identificação modal, apresenta-se na Figura 4.30 a evolução das frequências de vibração dos dois primeiros modos identificados em cada direcção sobrepostos nos espectros de resposta dos ensaios de solicitação sísmica calculados com um coeficiente de amortecimento de 5%. Em ambas as direcções se verifica que o 1º modo se encontra sempre no ramo de velocidades do espectro e que o 2º modo começa no ramo de acelerações mas termina no ramo de velocidades pelo que se pode concluir que não é possível alcançar a força máxima contabilizando apenas a contribuição destes dois modos. Comparando uma direcção com a outra constata-se que os dois modos longitudinais apresentam valores de pseudo-aceleração mais elevados do que os correspondentes modos transversais e que, em contrapartida, estes têm maiores deslocamentos relativos do que aqueles. Concretizando, na direcção NS registam-se valores de pseudo-aceleração acima de 1,25g, e na direcção EW o 1º modo atinge um deslocamento relativo ligeiramente superior a 15,6mm mas com uma pseudo-aceleração de cerca de 0,38g. Estas diferenças entre as duas direcções têm reflexo no comportamento deste modelo conforme se verá mais adiante.

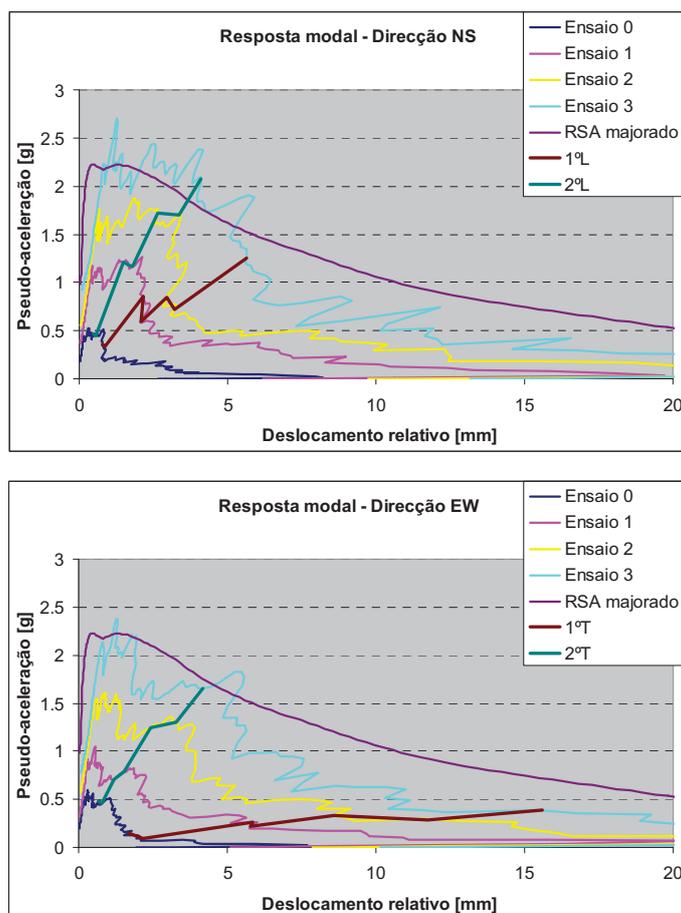


Figura 4.30 – Resposta modal do Modelo 3

#### 4.3.6. Comparação entre modelos

A Figura 4.31 resume a evolução, ao longo dos ensaios, da resposta do 1º modo de translação identificado em cada direcção com o intuito de realizar uma comparação entre todos os modelos. Começando mais uma vez pela direcção NS, verifica-se que a resposta modal dos vários modelos está compreendido entre a do Modelo 00 e a do Modelo 1. Estes constituem, respectivamente, o limite inferior e o limite superior em termos de pseudo-aceleração, embora o primeiro apresente um deslocamento relativo superior aos restantes. O Modelo 2 é, de entre todos eles, aquele que apresenta a resposta mais irregular, o que se deve não só à região do espectro de resposta onde se encontram as frequências de vibração identificadas – ramo de velocidades – como também aos decréscimos acentuados no valor da frequência verificados entre ensaios. Relativamente à direcção EW observa-se que os modelos 1 e 2 apresentam frequências de vibração mais elevadas que os demais modelos, o que se traduz, também, em valores de pseudo-aceleração maiores. Nesta direcção a resposta dos modelos tem um andamento relativamente regular, apresentando um crescimento dos valores de pseudo-aceleração progressivamente menor. Obviamente que as diferenças entre as duas direcções são as que foram apontadas anteriormente, nomeadamente, a direcção NS apresenta valores de pseudo-aceleração superiores enquanto a direcção EW apresenta valores de deslocamento relativo superiores.

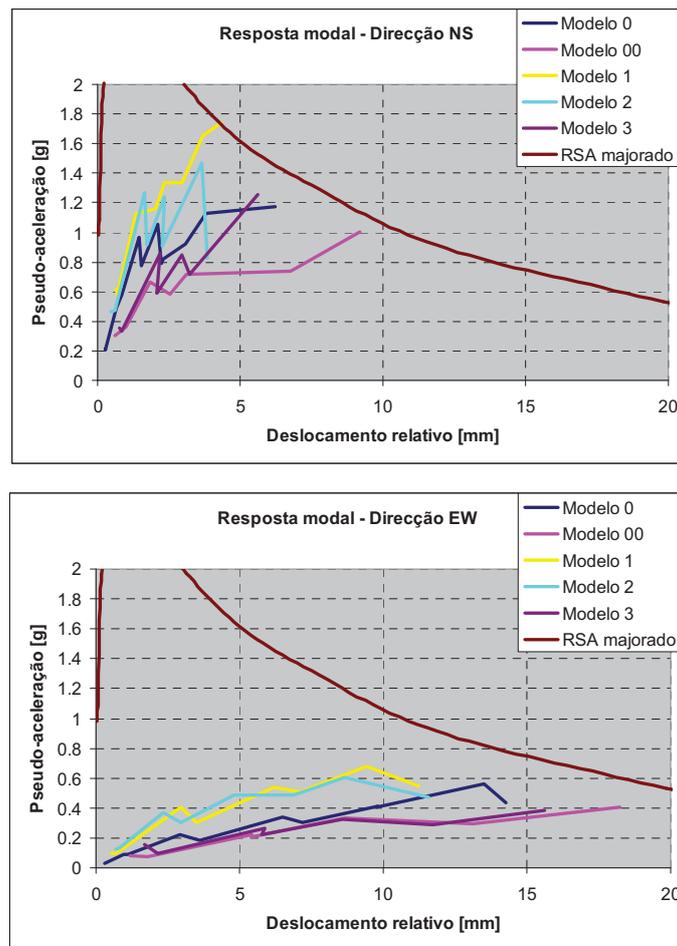


Figura 4.31 – Resposta do 1º modo de todos os modelos experimentais

Para concluir a análise dos resultados dos ensaios de identificação modal, apresentam-se na Figura 4.32, para cada um dos modelos, as frequências de vibração iniciais e a evolução do dano em função do valor de PGA, ambos referentes aos dois primeiros modos de vibração de translação identificados em cada direcção. Começando pelas frequências de vibração iniciais, constata-se que os vários modelos apresentam valores diferentes tanto na direcção longitudinal como na direcção transversal, sendo os modelos 1 e 2 aqueles que possuem os valores mais elevados. O Modelo 3, apesar de reforçado, apresenta alguns valores de frequências de vibração iniciais inferiores inclusivamente aos do Modelo 00, não reforçado. O Modelo 0, por sua vez, apresenta valores das frequências de vibração iniciais bastante próximos dos demais modelos, apesar das suas paredes terem sido construídas com um material diferente. Todos estes valores resultam de um conjunto de factores, nomeadamente da geometria dos modelos, das propriedades mecânicas dos materiais, das soluções de reforço e dos danos iniciais, que se torna difícil, neste ponto, afirmar qual a influência de cada um deles. De qualquer das formas, atendendo a que se procurou que os dois primeiros factores

fossem idênticos em todos os modelos (com a devida salvaguarda para os modelos 0 e 00), os dois últimos serão então os principais responsáveis pelas diferenças apontadas. Passando para a evolução do dano, recorda-se que a forma como este é calculado pressupõe que os modelos experimentais, no seu estado inicial, não apresentam quaisquer danos, o que, de acordo com a descrição da construção dos modelos apresentada no Capítulo anterior, é questionável. Por este motivo, a avaliação do dano é realizada atendendo à sua evolução incremental em cada modelo, isoladamente. Nos gráficos com a evolução do dano cada ponto representa o dano, calculado de acordo com a Equação (4.24), após cada um dos ensaios de solicitação sísmica, com excepção do 1º ponto que representa o estado inicial do modelo. Nos modelos 00 e 3 não foi possível realizar o ensaio de identificação modal após o último ensaio de solicitação sísmica, motivo pelo qual a evolução do dano está incompleta embora deva apresentar, seguramente, valores superiores aos últimos indicados. Apesar de se apresentarem os dois primeiros modos de translação em cada direcção, os comentários centrar-se-ão na evolução do dano no primeiro modo apenas.

Geralmente observa-se que, na direcção transversal, o valor do dano atinge rapidamente os 50%, para valores de PGA até cerca de 0,3g, enquanto na direcção longitudinal a progressão é geralmente mais lenta. Em termos de valores finais, assiste-se a um valor do dano sistematicamente superior a 50%, chegando mesmo a atingir máximos próximos dos 80%, valor este considerado já muito elevado até porque, conforme já se disse, não é possível alcançar o valor numérico de 100% utilizado a definição de dano adoptada. Comparando as duas direcções entre si, constata-se que o valor do dano final nos modelos 1 e 3 é geralmente maior na direcção transversal do que na direcção longitudinal. Estas diferenças são atribuíveis, naturalmente, às características dos modelos numa e noutra direcção, não só em termos de rigidez como também de resistência, visto que ambas influenciam as propriedades dinâmicas da estrutura. Posto isto, é chegada a altura de passar à análise dos resultados dos ensaios de solicitação sísmica, a que se dedica a próxima secção.

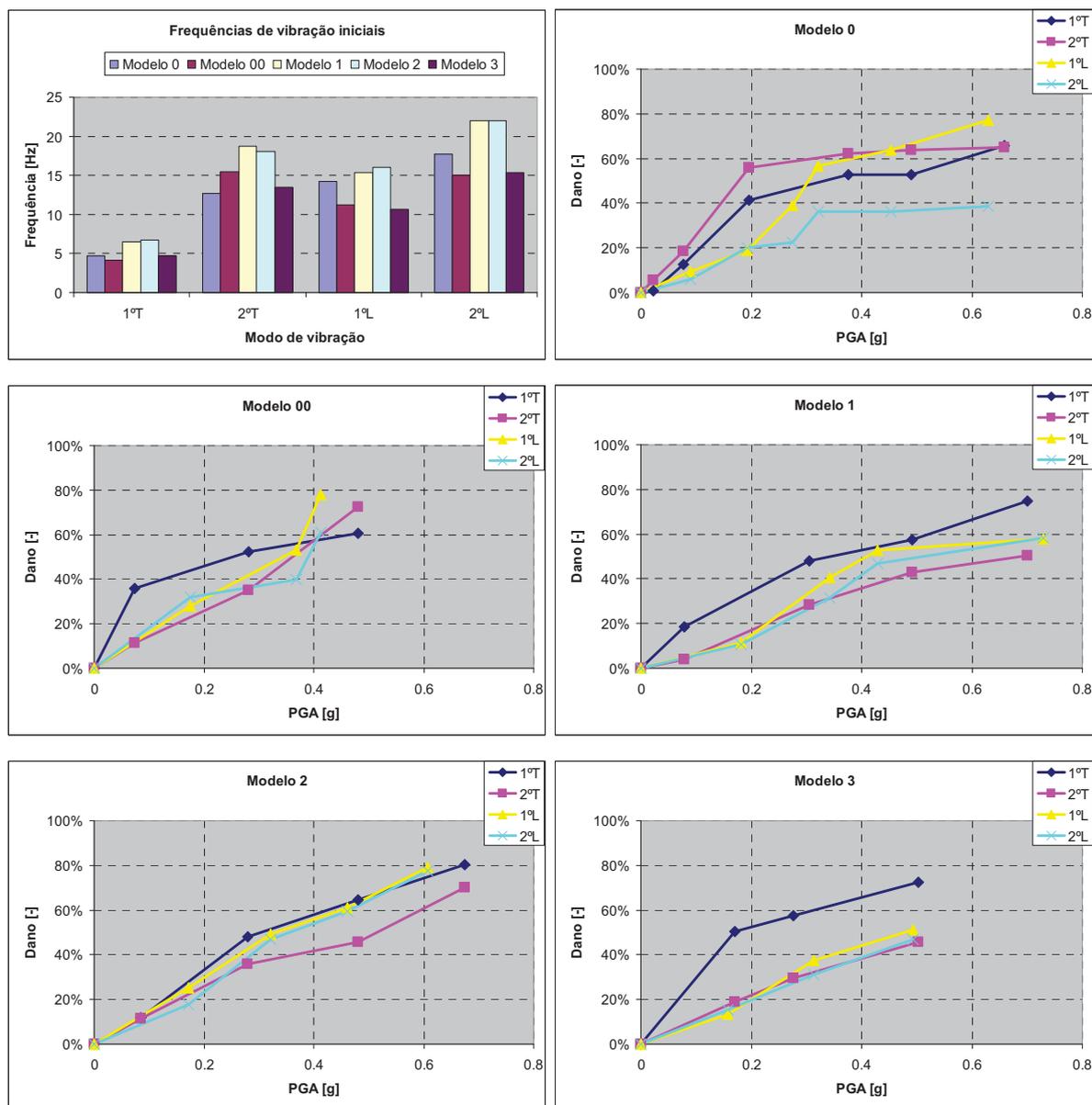


Figura 4.32 – Frequências de vibração iniciais e evolução do dano nos modelos experimentais

#### 4.4. Ensaios de solicitação sísmica

Os ensaios de solicitação sísmica simularam a acção de sismos de magnitude crescente nos modelos, causando os danos e a alteração das propriedades dinâmicas apresentados nas duas secções anteriores, mas cujo comportamento falta ainda quantificar em termos de parâmetros de resposta sísmica. A análise dos resultados tem por objectivo a identificação de comportamentos locais, associados às várias características da resposta das paredes (no plano e para fora do plano) bem como dos pavimentos, mas, sobretudo, globais, associados ao modelo completo. Dar-se-á, no entanto, preferência aos resultados globais em detrimento de alguns resultados locais mais detalhados, apresentando-se nesta secção uma selecção dos

aspectos que são considerados mais importantes para a avaliação do comportamento sísmico global dos modelos. Os resultados apresentados procuram, por um lado, ilustrar a evolução, ao longo dos ensaios, dos parâmetros formulados no início do presente Capítulo e, por outro lado, estabelecer comparações entre os vários modelos. Em virtude dos ensaios terem sido realizados com modelos em escala reduzida, houve a preocupação de, na medida do possível, utilizar grandezas adimensionais nos resultados de modo a tornar a análise independente do factor de escala utilizado.

Começa-se por apresentar na Figura 4.33 a evolução, com o valor de PGA, do efeito de amplificação, em termos globais, das acelerações de pico nos modelos, normalizadas à massa, calculado de acordo com a Equação (4.45a, b). Este efeito permite apreciar a capacidade do modelo em amplificar as acelerações impostas na base, medidas em termos absolutos nos dois sentidos de cada direcção, e, um pouco à semelhança da transmissibilidade de acções harmónicas em sistemas lineares com 1 grau de liberdade [Clough & Penzien, 1993] [Chopra, 1995], é indicativo da rigidez do modelo. Uma primeira constatação, olhando para as duas direcções e comparando-as entre si, é a de que os modelos têm comportamentos semelhantes em cada direcção. Enquanto na direcção EW há uma tendência bem definida no sentido da redução do efeito de amplificação global à medida que o valor de PGA cresce em módulo, na direcção NS há um ramo ascendente até um valor de PGA de cerca de +/-0,3g e decrescente a partir daí. O comportamento na direcção EW, cujos valores notáveis são apresentados no Quadro 4.13, revela, assim, uma diminuição progressiva da rigidez, à medida que os ensaios vão sendo realizados, e que se associa, fundamentalmente, ao dano nas fachadas. Na direcção NS os modelos revelam inicialmente uma amplificação baixa, consentânea com uma elevada rigidez, que cresce gradualmente, até atingir valores compreendidos entre 1,29 e 1,69, e depois decresce até atingir os valores mínimos no último ensaio, comportamento este revelador de uma progressiva diminuição da rigidez associada à fendilhação das empenas.

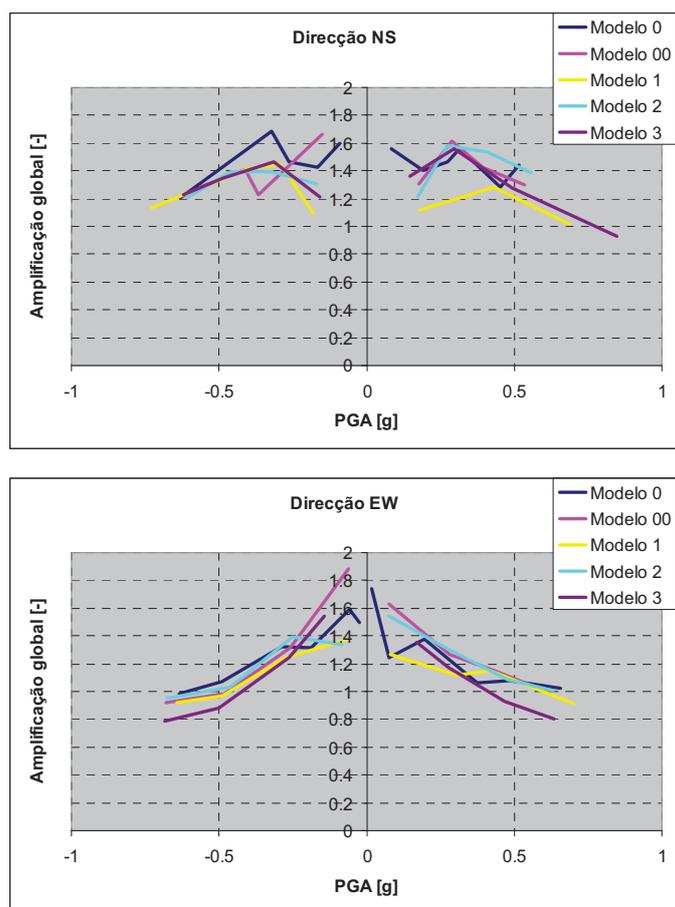


Figura 4.33 – Amplificação global das acelerações de pico

Quadro 4.13 – Amplificação global das acelerações de pico na direcção EW

Modelo	Máximo	Mínimo	Variação
Modelo 0	1,74	0,99	-43%
Modelo 00	1,88	0,92	-51%
Modelo 1	1,37	0,91	-34%
Modelo 2	1,54	0,95	-38%
Modelo 3	1,54	0,79	-49%

A evolução do coeficiente sísmico, calculado de acordo com a Equação (4.47a, b) e a Equação (4.48a, b) com o valor de PGA, apresentado na Figura 4.34, permite obter informação adicional sobre o comportamento dos modelos, desta feita baseada nas forças de inércia máximas geradas nos modelos em consequência da acção sísmica. Estas forças,

medidas nos dois sentidos de cada direcção, estão relacionadas não só com a magnitude da solicitação, que é crescente de ensaio para ensaio, como também com a resposta dos modelos. Mais adiante o coeficiente sísmico será utilizado para obter as curvas de capacidade experimentais dos modelos, mas para já é utilizado para acompanhar a evolução da resposta dos modelos com a solicitação. Novamente se observa que os modelos possuem comportamentos muito semelhantes em cada direcção, com o coeficiente sísmico a variar de uma forma não linear com o valor de PGA, mas apresentando valores do coeficiente sísmico na direcção NS superiores aos da direcção EW. Na direcção NS o coeficiente sísmico cresce rapidamente até valores de PGA de cerca de +/-0,4g e depois aparenta estabilizar. Quanto à direcção EW, o coeficiente sísmico tem um crescimento mais rápido até um valor de PGA de cerca de +/-0,2g e mais lento a partir daí. Uma primeira indicação da existência de um limite à capacidade resistente máxima dos modelos está precisamente patente nestes gráficos dado que, em ambas as direcções, existe um patamar, mais ou menos definido, no coeficiente sísmico. O Quadro 4.14 resume os valores máximos do coeficiente sísmico observados em cada sentido e direcção. A diferença de valores entre a direcção NS e a direcção EW revela a diferença de resistência dos modelos nas duas direcções, tanto mais que o patamar horizontal que se adivinha na figura sugere ter sido alcançada a resistência dos modelos em ambas as direcções. De notar particularmente o facto de, na direcção EW, os valores máximos serem muito próximos entre os vários modelos, dando indicação de que as soluções de reforço não tiveram grande influência. Este é um assunto que será debatido mais adiante.

Quadro 4.14 – Valores máximos do coeficiente sísmico

Modelo	Direcção NS	Direcção EW	Diferença entre direcções
Modelo 0	+0,36 / -0,31	+0,19 / -0,23	1,35 a 1,89 vezes
Modelo 00	+0,39 / -0,35	+0,19 / -0,23	1,52 a 2,05 vezes
Modelo 1	+0,38 / -0,52	+0,19 / -0,26	1,46 a 2,74 vezes
Modelo 2	+0,45 / -0,37	+0,16 / -0,25	1,48 a 2,81 vezes
Modelo 3	+0,33 / -0,33	+0,17 / -0,25	1,32 a 1,94 vezes

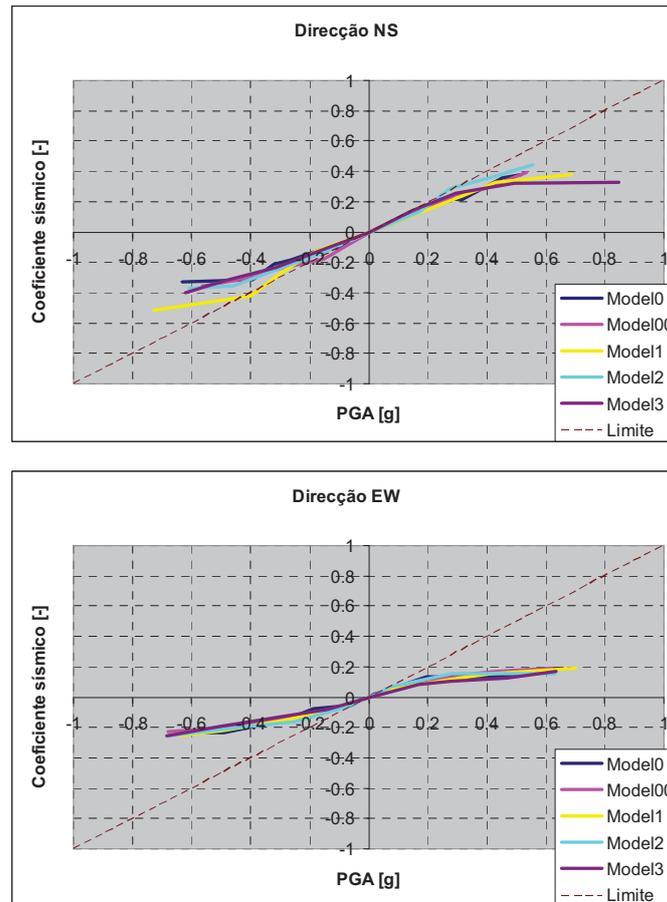


Figura 4.34 – Evolução do coeficiente sísmico com o valor de PGA

Passando para o domínio dos deslocamentos, a Figura 4.35 ilustra a evolução, não linear com o valor de PGA, do deslocamento horizontal máximo do piso 4 relativamente ao nível de referência considerado que, recorda-se, na direcção NS é o piso 1 e na direcção EW é a base do modelo, normalizado pela altura do piso 4, Equação (4.58a, b) e Equação (4.60a, b) respectivamente. Os deslocamentos utilizados foram obtidos por via indirecta através da dupla integração, em ordem ao tempo, dos sinais de aceleração registados em vários pontos do modelo e da plataforma sísmica, motivo pelo qual se analisam apenas as paredes N e E dado que são as mais instrumentadas com acelerómetros. Estes deslocamentos estão sujeitos às limitações decorrentes do próprio processo de cálculo, nomeadamente a dificuldade na integração das componentes de baixa frequência, o que impede a correcta quantificação dos deslocamentos permanentes no final de cada ensaio. Em contrapartida, não só a ordem de grandeza dos valores calculados é pequena como também os modelos não apresentaram, ao longo dos ensaios, deformações permanentes significativas, detectáveis a olho nu, pelo que os deslocamentos assim determinados, à falta de medições realizadas nos modelos, são utilizados

na análise. O deslocamento do piso 4 corresponde, na parede N, ao alinhamento 3, ou seja para fora do plano da parede (na direcção NS), e na direcção EW é dado pela média aritmética dos deslocamentos daquele piso nos alinhamentos 1, 2 e 3 da parede E. Comparando primeiro as duas direcções entre si, observa-se que, à excepção do Modelo 00, os deslocamentos relativos são maiores na direcção EW do que na direcção NS, naquilo que pode ser considerado uma clara manifestação da diferença de rigidez no plano das empenas (direcção NS) e das fachadas (direcção EW), alcançando-se, em todos os casos, o valor máximo no último ensaio. Na parede N para fora do seu plano, o Modelo 00 destaca-se por apresentar valores de deslocamento relativo muito superiores aos dos demais modelos, comportamento este seguramente relacionado com o dano observado no topo da fachada deste modelo mas também favorecido pela ausência de soluções de reforço que impeçam o deslocamento para fora do plano da parede. Na direcção EW, a evolução dos deslocamentos dos vários modelos é bastante semelhante, constatando-se que, embora o Modelo 3 apresente maiores deslocamentos no final do ensaio, os modelos reforçados têm geralmente menores deslocamentos do que os modelos não reforçados. Os valores dos deslocamentos relativos no último ensaio de cada modelo, simultaneamente máximos, são apresentados no Quadro 4.15 normalizados quer à altura, correspondentes à figura, quer à espessura da parede, assinalando-se a negrito os valores que excedem a dimensão do núcleo central da parede, isto é, 1/6 da espessura.

Quadro 4.15 – Deslocamento horizontal relativo do piso 4 no último ensaio de cada modelo

Modelo	Parede N fora plano normalizado à ...		Direcção EW normalizado à ...	
	... altura do piso 4	... espessura da parede	... altura do piso 4	... espessura da parede
Modelo 0	0,13%	4,10%	0,63%	<b>20,14%</b>
Modelo 00	0,60%	<b>19,11%</b>	0,57%	<b>18,25%</b>
Modelo 1	0,16%	5,06%	0,49%	15,79%
Modelo 2	0,11%	3,56%	0,53%	<b>16,85%</b>
Modelo 3	0,11%	3,52%	0,74%	<b>23,68%</b>

Nota: valores a negrito indicam um deslocamento superior a 1/6 da espessura da parede

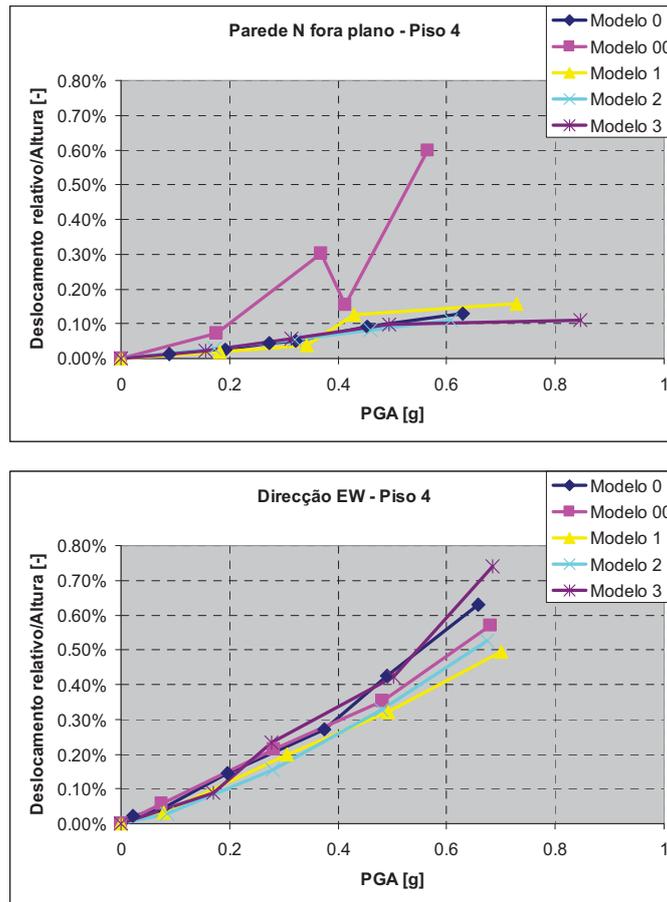


Figura 4.35 – Evolução do deslocamento, normalizado à altura, do piso 4 relativamente ao nível de referência

Para complementar as observações anteriores, apresenta-se na Figura 4.36 a evolução, com o valor de PGA, dos deslocamentos horizontais máximos para fora do plano das paredes N e E ao nível do piso 4 relativamente à corda que une os cunhais de cada uma delas, Equação (4.62a, b) e Equação (4.63a, b), e normalizados à largura da parede medida no seu plano médio. Estes deslocamentos dão uma indicação da deformação das paredes para fora do seu plano ao nível do piso 4, a qual está fundamentalmente relacionada com a ligação da parede ao pavimento, e com a rigidez do pavimento no seu plano, dado que a rigidez para fora do plano das paredes é baixa. Observa-se, na direcção NS, que os deslocamentos para fora do plano da parede N no final dos ensaios dos modelos 0 e 00 são bastante superiores aos dos restantes modelos, mais do triplo em valor. Já na direcção EW os deslocamentos relativos para fora do plano da parede E nos vários modelos são bastante próximos uns dos outros, e inferiores aos da direcção NS, notando-se novamente que o Modelo 00 apresenta os maiores valores no final do ensaio. Ambas as situações denotam, sobretudo, a ausência de ligações

adequadas entre a parede e os pavimentos nos modelos 0 e 00, visto que as soluções de reforço utilizadas nos modelos 1, 2 e 3 não contribuem para aumentar a rigidez dos pavimentos. Este efeito é particularmente acentuado na direcção NS, onde o facto das paredes de empena terem uma grande rigidez no seu plano se traduz na dependência da deformação para fora do plano da parede N da ligação desta aos pavimentos, enquanto na direcção EW se torna menos evidente em virtude da orientação das vigas de madeira dos pavimentos e da flexibilidade das fachadas no seu plano influenciarem conjuntamente os deslocamentos nesta direcção e, em particular, para fora do plano da parede E. O Quadro 4.16 resume os valores máximos atingidos nos vários modelos e os ensaios onde eles ocorreram.

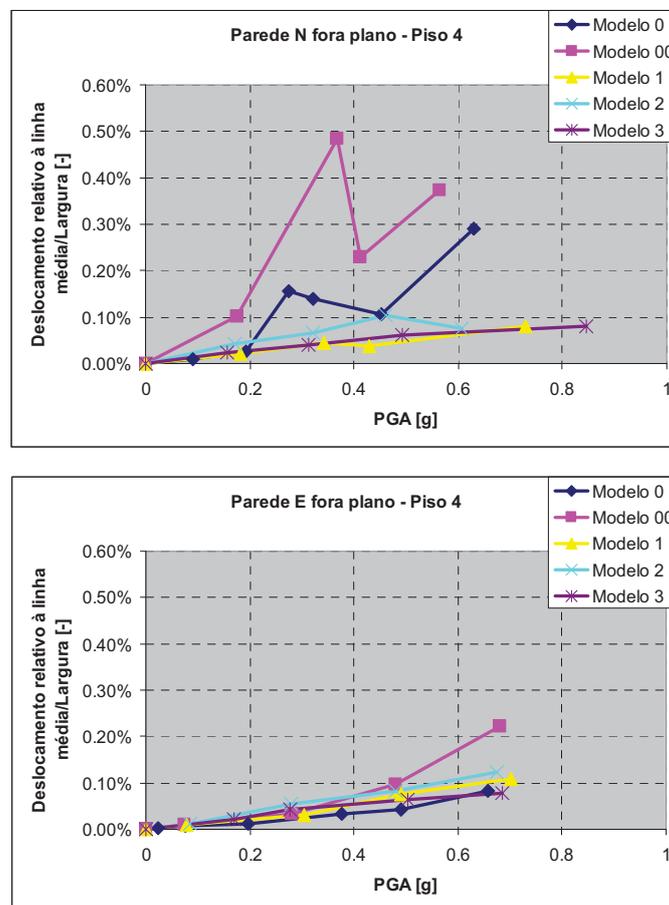


Figura 4.36 – Evolução do deslocamento, normalizado à largura, no piso 4 relativamente à linha média

Quadro 4.16 – Deslocamentos horizontais relativos máximos e ensaios onde ocorreram

Modelo	Parede N fora plano	Parede E fora plano
Modelo 0	0,29% (Ensaio 5)	0,08% (Ensaio 5)
Modelo 00	0,48% (Ensaio 1)	0,22% (Ensaio 3)
Modelo 1	0,08% (Ensaio 3)	0,11% (Ensaio 3)
Modelo 2	0,10% (Ensaio 2)	0,12% (Ensaio 3)
Modelo 3	0,08% (Ensaio 3)	0,08% (Ensaio 3)

Para concluir a análise dos deslocamentos, apresenta-se na Figura 4.37 e na Figura 4.38 a deformação horizontal relativa medida entre paredes opostas nas direcções NS e EW, nos alinhamentos centrais (3 e 2 respectivamente), ao nível dos pisos 1 (à esquerda) e 3 (à direita), ver Equação (4.64a, b) e Equação (4.65a, b). Constata-se, através da observação destas figuras, que as deformações têm uma amplitude geralmente crescente ao longo dos ensaios. Por outro lado, verifica-se que a amplitude das deformações é normalmente maior no piso 3 do que no piso 1, tanto no sentido positivo como no negativo. Estes dois aspectos conjugados revelam que os pavimentos, e as suas ligações às paredes, não impedem estes movimentos relativos verificando-se, inclusivamente, que, com base nos valores indicados na figura, a deformação máxima, admitindo que há deslizamento horizontal nas ligações entre os pavimentos e as paredes, não é suficiente para que aqueles percam o seu apoio vertical. Há que abrir aqui uma excepção na interpretação destes resultados pois, conforme se referiu na secção onde foram descritos os danos, no Modelo 00 as vigas de madeira do piso 4 acabaram mesmo por perder o apoio vertical, após a conclusão do último ensaio, o que provocou a queda desse pavimento. Comparando as duas direcções entre si, observa-se que a deformação dos pisos é habitualmente maior na direcção NS do que na EW, fenómeno este que pode estar associado, entre outros aspectos, ao facto dos barrotes que suportam os pavimentos estarem colocados na direcção EW e, como tal, garantirem uma melhor ligação entre o pavimento e as paredes nessa direcção. Na direcção NS, pelo contrário, apenas os painéis de MDF contribuem para a ligação do pavimento às paredes pelo que é compreensível que as deformações horizontais sejam maiores.

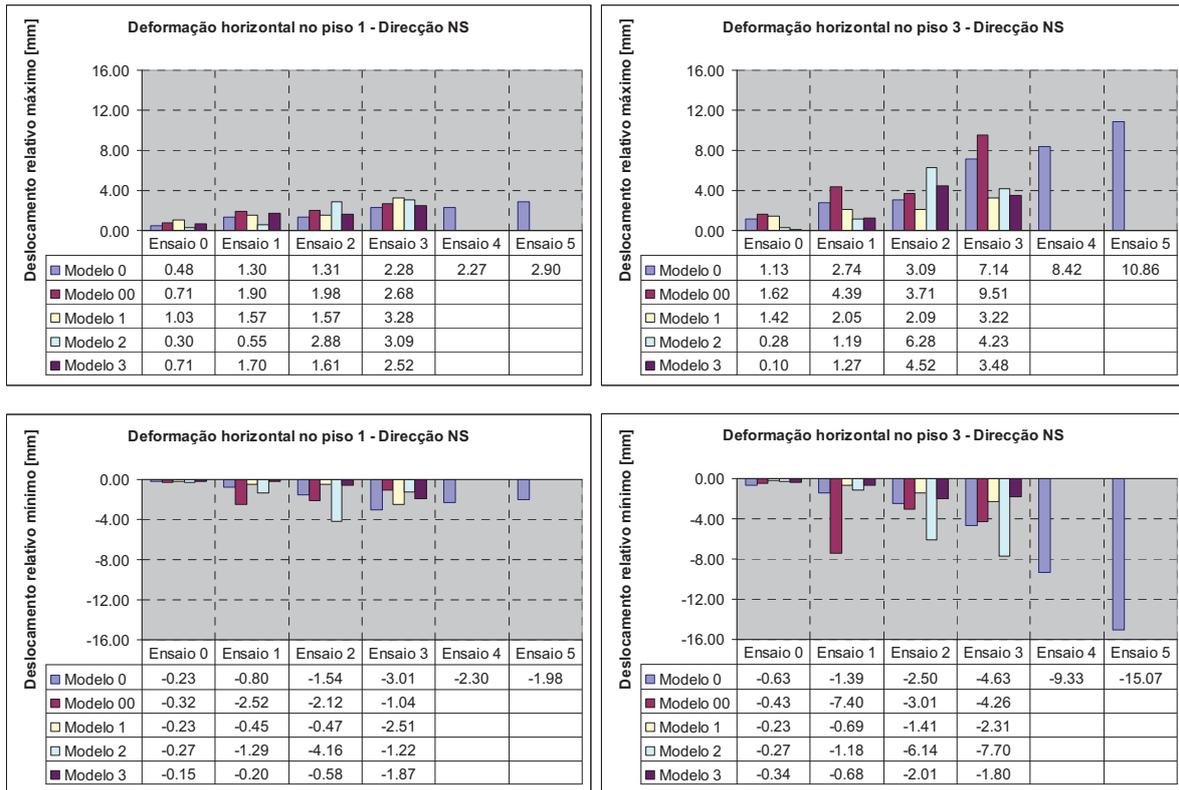


Figura 4.37 – Deslocamentos horizontais relativos entre as paredes N e S nos pisos 1 e 3

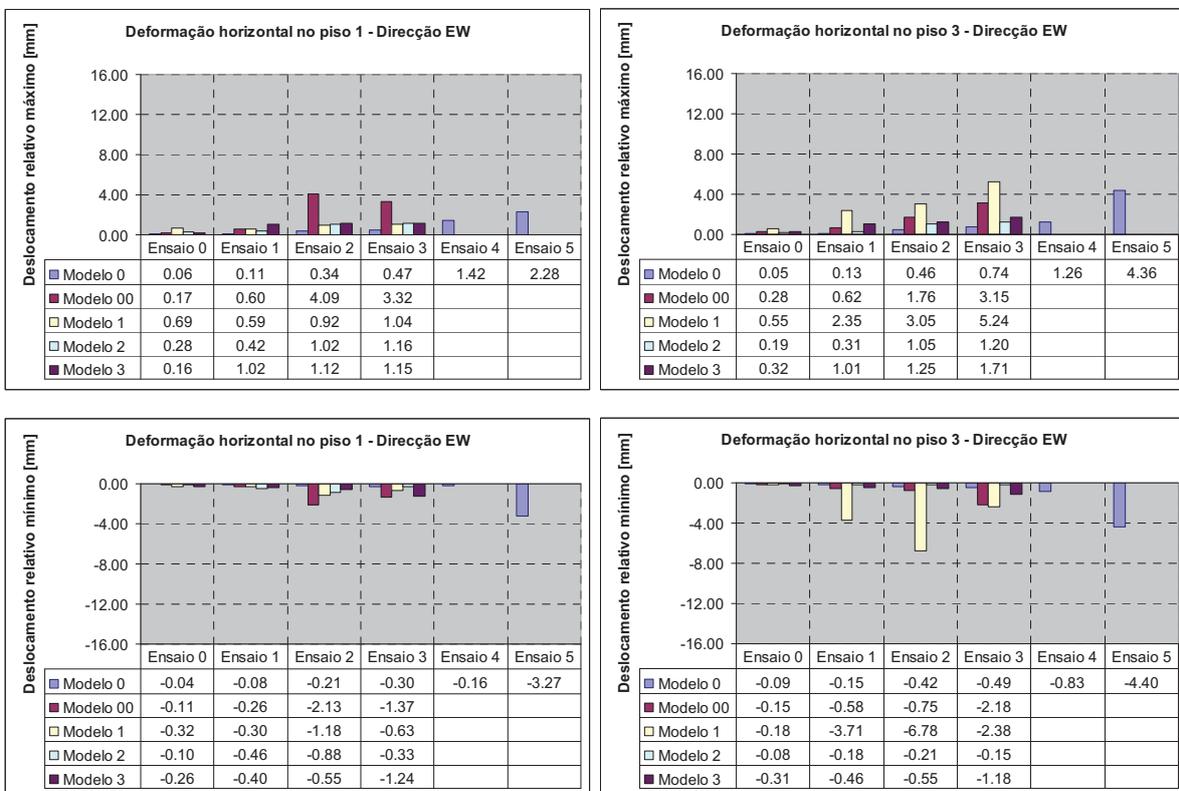


Figura 4.38 – Deslocamentos horizontais relativos entre as paredes E e W nos pisos 1 e 3

Conforme foi referido no Capítulo 3, nos modelos 2 e 3 a solução de reforço contemplou a utilização de tirantes pré-esforçados nos quais foram medidas as forças instaladas. No Modelo 2 foram medidas as forças instaladas em 9 dos 14 tirantes, identificados na Figura 4.39, cuja evolução ao longo dos ensaios se apresenta na Figura 4.40. A força de pré-esforço inicial preconizada para os tirantes foi de cerca de 1000 N, valor este que foi superado em todos os tirantes excepto no tirante N1 onde o valor inicial foi de apenas 801 N. Observa-se que o valor da força nos tirantes foi diminuindo gradualmente, registando-se as quedas mais acentuadas logo nos dois primeiros ensaios, terminando, na generalidade, com menos de metade do valor inicial. Assinalam-se, em particular, os tirantes H1, L4 e N1 cujas forças instaladas no final do Ensaio 3 são inferiores a 46 N, um valor manifestamente insuficiente para garantir um adequado confinamento das paredes. Nos restantes tirantes a força mínima atingida no final do Ensaio 3 foi de 311 N no tirante H2. Constatam-se igualmente a ocorrência de grandes oscilações no valor da força nos tirantes, particularmente a partir do Ensaio 1, as quais deverão estar relacionadas com a vibração das paredes confinadas para fora do seu plano, particularmente dos blocos que resultam das fendas entretanto abertas. As forças registadas nestas circunstâncias chegam a ser superiores ao pré-esforço instalado inicialmente nos tirantes, o que revela que eles garantiram o confinamento das paredes mesmo apesar da redução no valor da força instalada. Este último aspecto merece um comentário especial e que, aliás, é também válido para o Modelo 3. É natural que a redução no valor da força instalada retire alguma eficácia aos tirantes enquanto elementos de confinamento de paredes opostas, dando origem a que se perca, em parte, o seu efeito favorável. Porém, esta é uma consequência da forma como foram realizados os ensaios pois, conforme se referiu no Capítulo 3, optou-se por não repor o pré-esforço inicial, tanto no Modelo 2 como no Modelo 3. Sendo esta uma opção criticável, ela deveu-se ao facto do modelo também se modificar de ensaio para ensaio, devido à acumulação de dano, pelo que as condições iniciais de cada ensaio se alteram de forma irreversível.

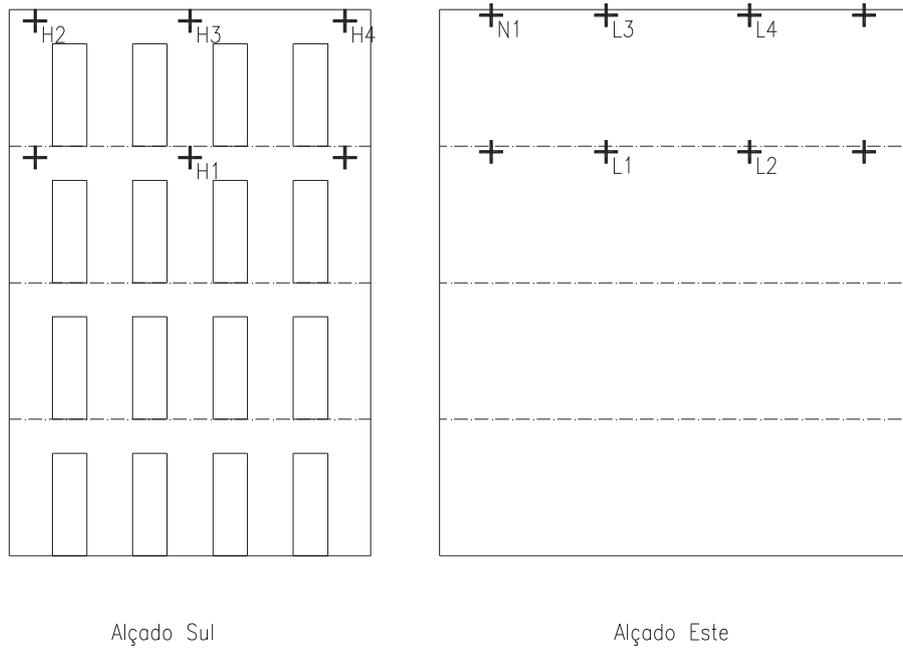


Figura 4.39 – Localização dos tirantes instrumentados no Modelo 2

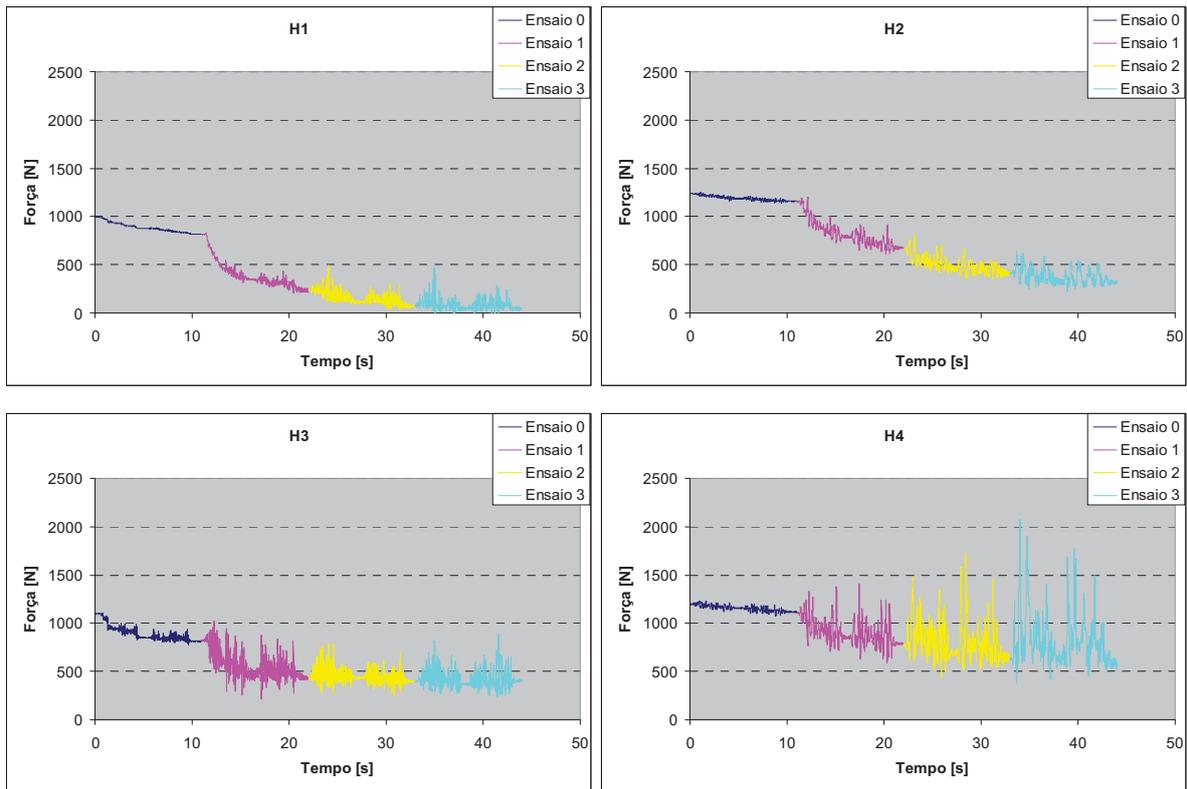


Figura 4.40 – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 2

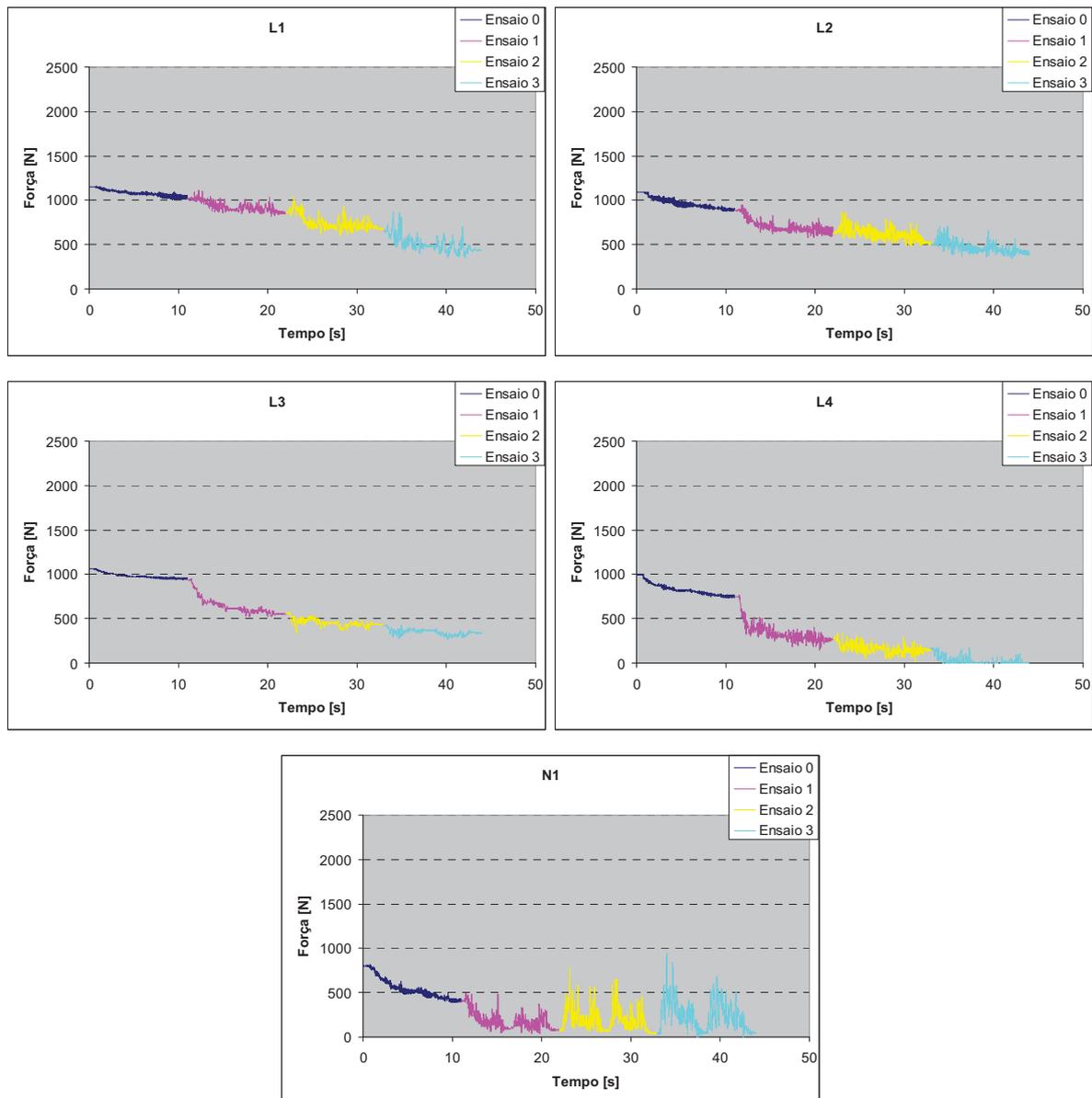


Figura 4.40 (continuação) – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 2

No Modelo 3 foram utilizados 10 tirantes nos pisos 3 e 4, em 7 dos quais, identificados na Figura 4.41, foram medidas as forças instaladas que são apresentadas na Figura 4.42. Para uma melhor compreensão em termos dos efeitos sobre o modelo, indicam-se igualmente as localizações dos tirantes em cada uma das paredes. O valor do pré-esforço inicial preconizado para os tirantes foi novamente de 1000 N o que, conforme se pode observar, não ocorreu nos tirantes H1, H3 e, com uma menor margem de erro, L2. A figura mostra que, ao longo dos ensaios, o valor da força nos tirantes na direcção EW foi sistematicamente mais elevada do que na direcção NS, pelo que terão sido mais eficazes em garantir o efeito de confinamento das paredes naquela direcção. Na direcção NS as maiores quedas no valor da força

registaram-se no Ensaio 1 nos tirantes H2 e H4, e a maior força no final do Ensaio 3 foi de 116 N no tirante H1. Na direcção EW o valor da força foi reduzindo gradualmente desde o valor máximo inicial de 1320 N no tirante L1 até ao valor mínimo final de 104 N no tirante L4, cerca de 10% do valor inicial preconizado. É precisamente nestes dois tirantes, L1 e L4, que se registaram as maiores oscilações na força instalada. Em geral, assiste-se, tal como no Modelo 2, a uma redução bastante grande no valor da tensão instalada nalguns tirantes, com consequências para a sua capacidade de confinamento de paredes opostas, mas que se optou por não repor no nível inicial pelos motivos que já foram apresentados.

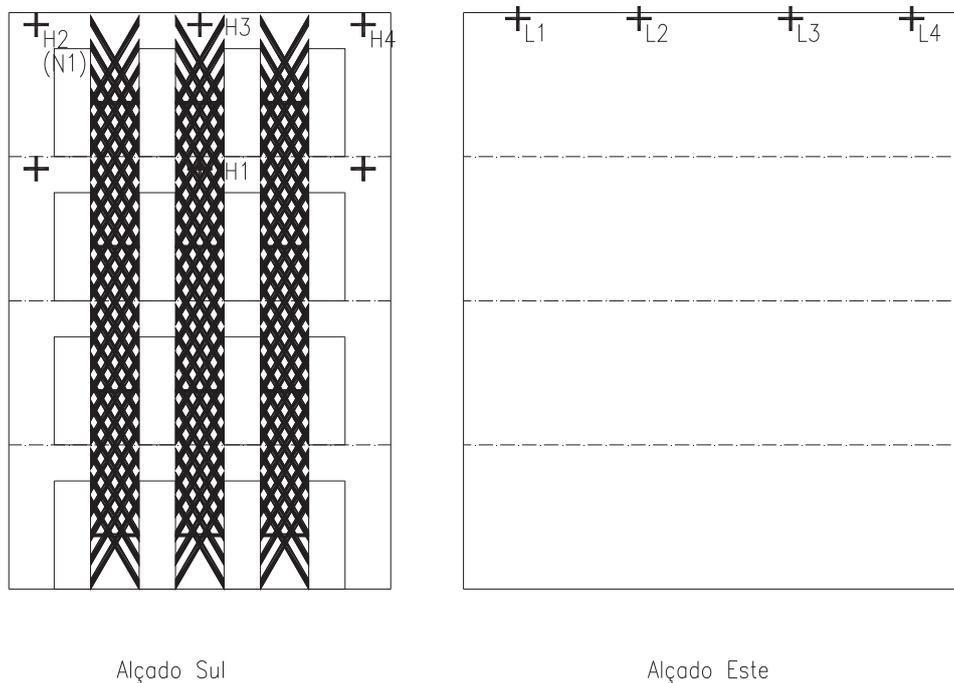


Figura 4.41 – Localização dos tirantes instrumentados no Modelo 3

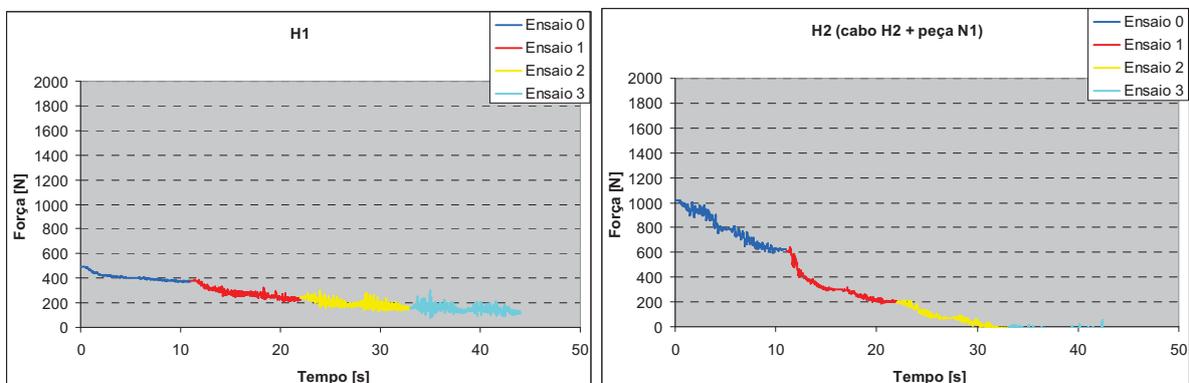


Figura 4.42 – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 3

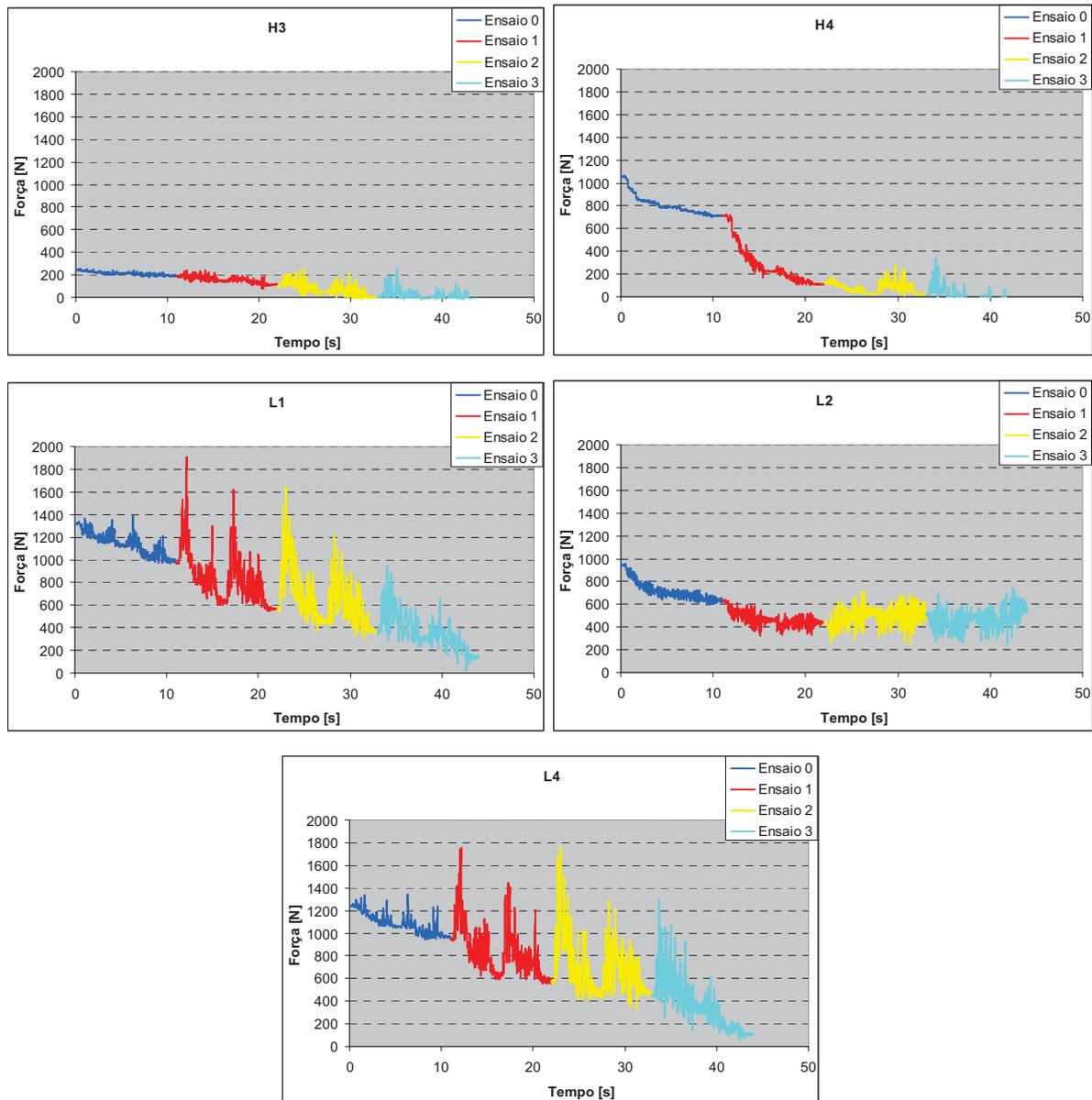


Figura 4.42 (continuação) – Forças nos tirantes nos pisos 3 e 4 no Modelo 3

Passando a analisar a evolução conjunta das forças de inércia nos modelos, calculadas de acordo com a Equação (4.47a, b) ou a Equação (4.48a, b), e dos deslocamentos relativos, calculados de acordo com as Equações (4.50) a (4.55), apresentam-se na Figura 4.43 à Figura 4.47 as curvas de capacidade experimentais dos vários modelos. Dada a sua importância para a compreensão do comportamento global de cada modelo, são apresentadas nestas figuras as curvas de capacidade de três paredes distintas em cada direcção, de modo a apreciar o comportamento no plano e para fora do plano de cada uma delas. Começando pelo Modelo 0 (ver Figura 4.43), a contribuição, em termos de força, das paredes cujo plano está alinhado com cada uma das direcções, caso das empenas na direcção NS e caso das fachadas

na direcção EW, é superior à das outras duas paredes perpendiculares, diferencial este que é maior na direcção NS. Em contrapartida, a deformação horizontal no topo do modelo é substancialmente maior na direcção EW do que na direcção NS o que se deve à diferença de rigidez, no plano das paredes, entre as fachadas e as empenas. Comparando as paredes alinhadas com cada direcção constata-se que a parede O tem forças de inércia superiores às da parede E enquanto as das paredes S e N são praticamente iguais.

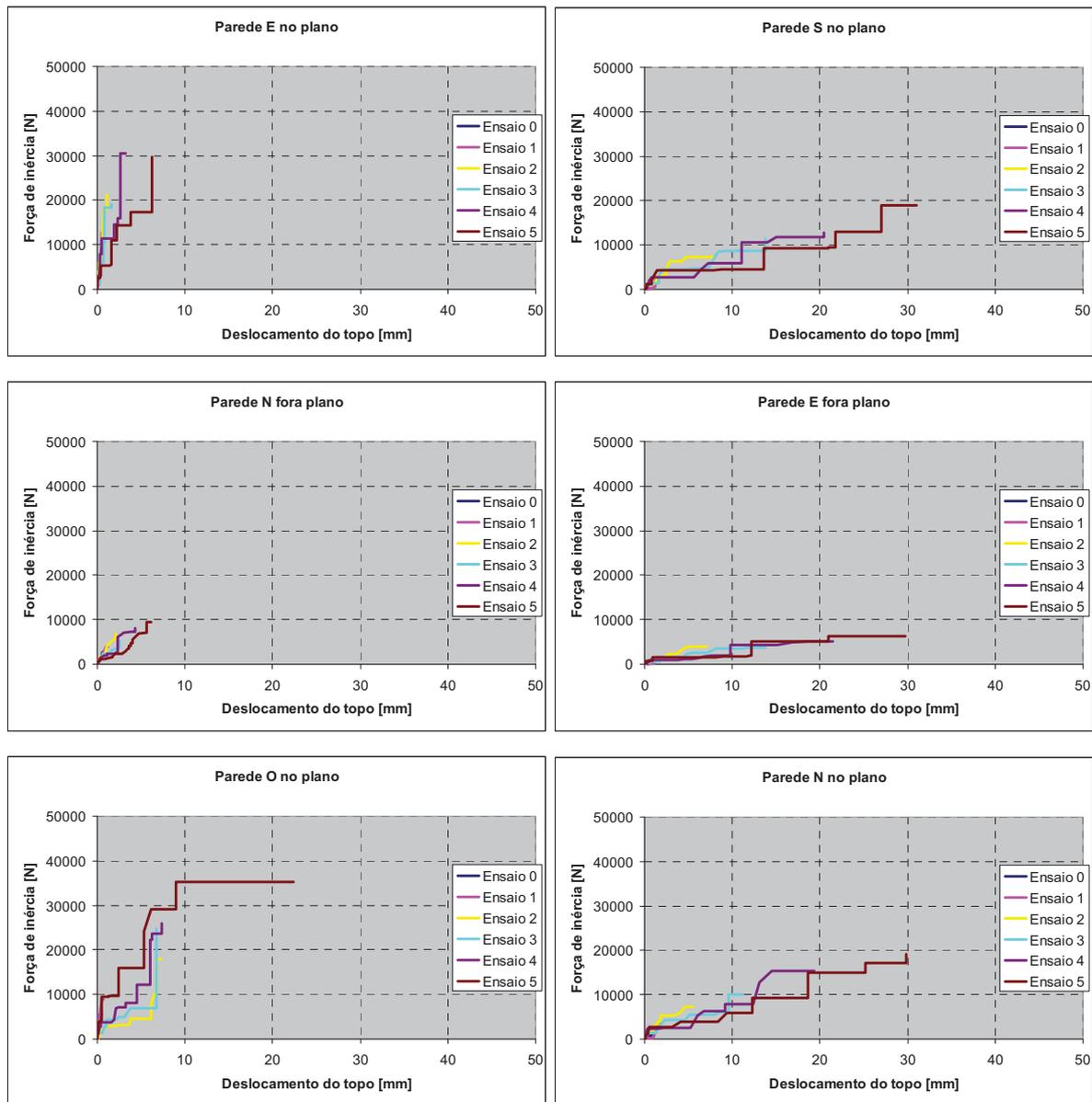


Figura 4.43 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 0

No Modelo 00 (ver Figura 4.44) constata-se que, tanto na direcção NS como na direcção EW, as forças no plano das paredes são consideravelmente superiores às forças para

fora do plano das paredes, embora a diferença seja maior na direcção NS. Comparando as duas direcções entre si constata-se que as forças são geralmente maiores na direcção NS do que na direcção EW e que, ao invés, os deslocamentos na direcção EW são geralmente maiores do que na direcção NS. Em cada uma destas situações o comportamento resulta fundamentalmente das paredes cujo plano está alinhado com a direcção em causa, o que terá seguramente reflexo no comportamento global do modelo. Comparando as paredes alinhadas com cada direcção constata-se que as paredes E e O têm forças de inércia praticamente iguais enquanto na parede S são superiores às da parede N.

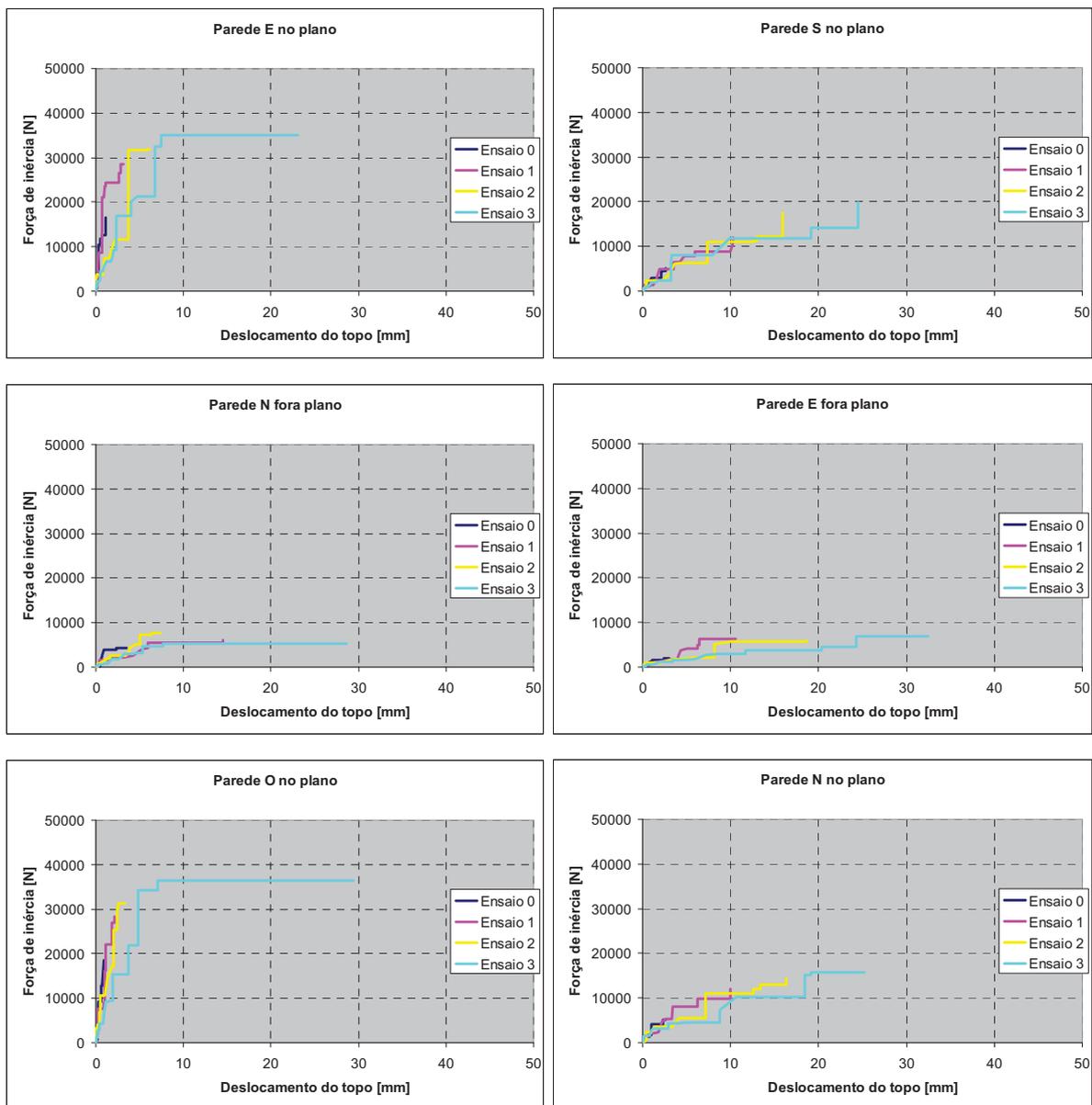


Figura 4.44 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 00

No Modelo 1 (ver Figura 4.45) pode-se observar que as paredes cujo plano está alinhado com a direcção considerada, empenas Este e Oeste na direcção NS e fachadas Sul e Norte na direcção EW, apresentam sempre forças mais elevadas do que as outras duas paredes para fora do plano. Na direcção NS as forças são maiores do que na direcção EW mas, em contrapartida, os deslocamentos são menores. Na direcção NS observa-se ainda que a parede E tem forças de inércia maiores do que a parede O tal como na direcção EW a parede N tem forças de inércia maiores do que a parede S.

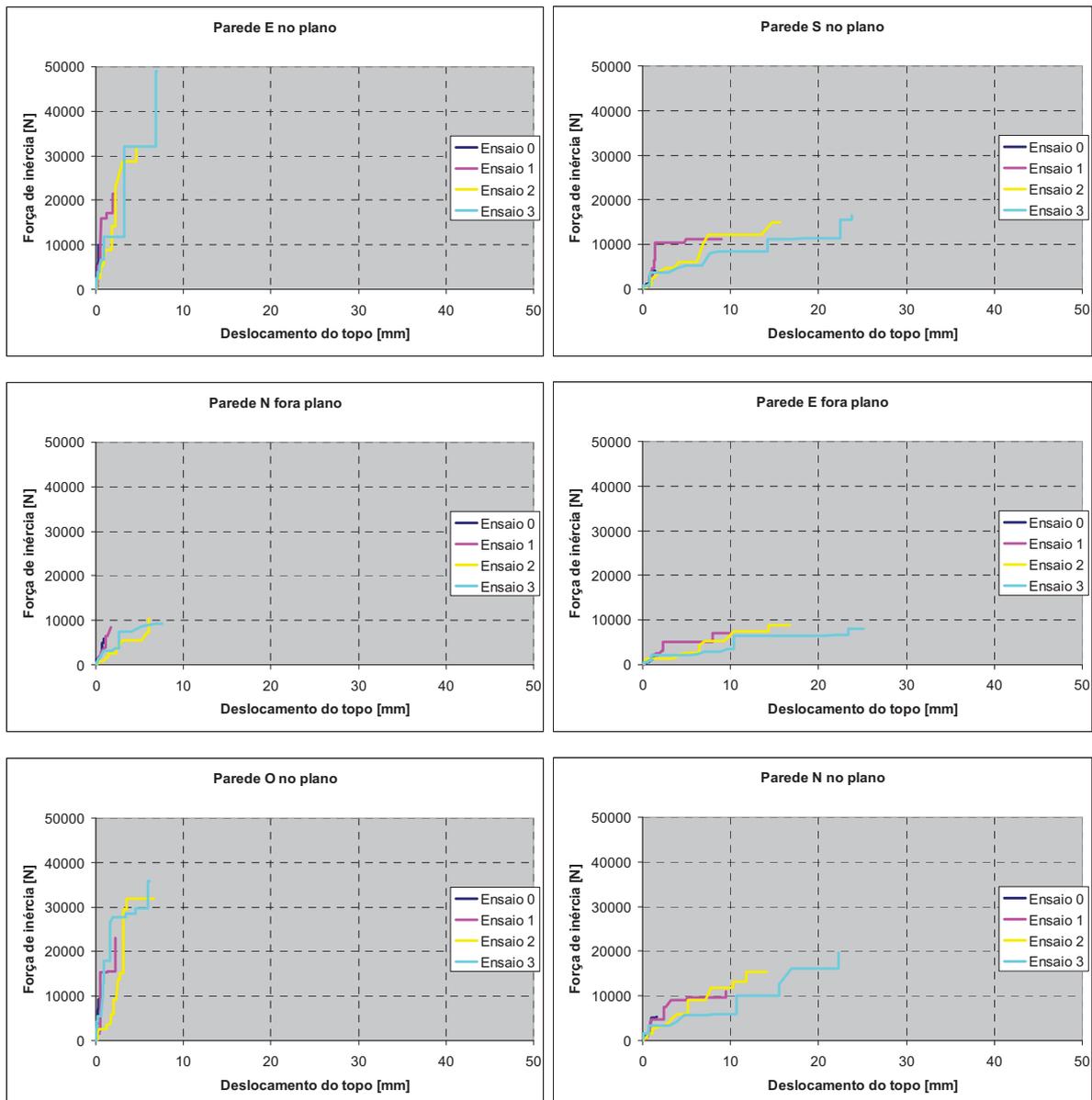


Figura 4.45 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 1

No Modelo 2 (ver Figura 4.46), comparando as duas direcções entre si, observa-se que as forças na direcção NS são maiores e que, em contrapartida, os deslocamentos na direcção EW são maiores. Em qualquer uma das direcções as forças são máximas nas duas paredes alinhadas com a direcção dado que na outra parede o valor da força para fora do plano é menor, particularmente na direcção NS. Analisando cada uma das direcções constata-se que neste modelo as forças de inércia máximas nas paredes E e O são bastante idênticas e que o mesmo sucede na direcção EW relativamente às paredes N e S.

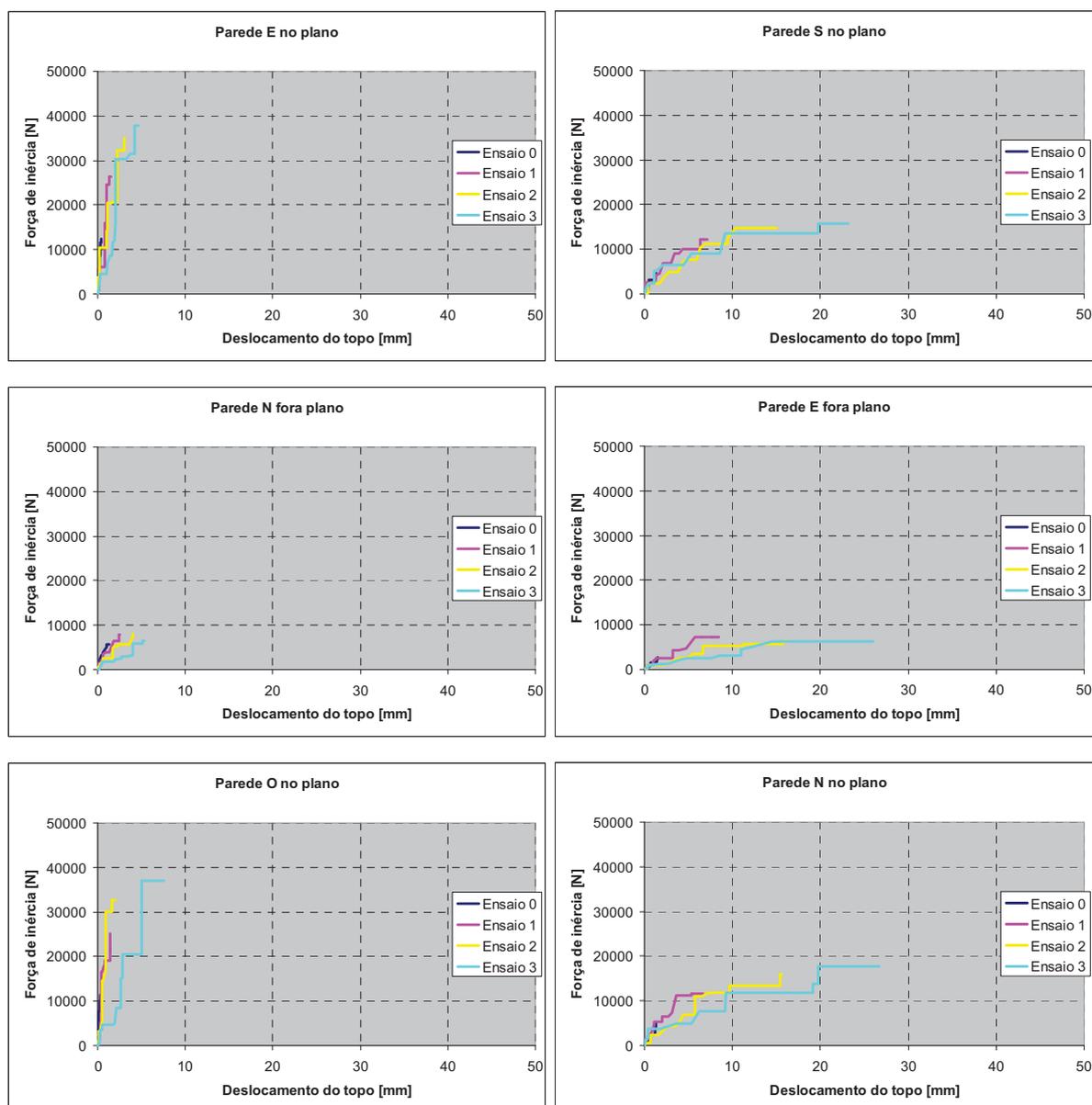


Figura 4.46 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 2

No Modelo 3 (ver Figura 4.47) observa-se, em cada uma das direcções, que a força nas duas paredes cujo plano está alinhado é superior à força para fora do plano da outra parede. Adicionalmente, verifica-se que as forças na direcção NS são maiores do que na direcção EW e que, pelo contrário, os deslocamentos são menores. Estes dois aspectos indicam que o modelo terá maior capacidade resistente na direcção NS e maior capacidade de deformação na direcção EW. Comparando as paredes alinhadas com cada direcção observa-se que na direcção NS as forças de inércia são maiores na parede E do que na parede O e que na direcção EW as forças de inércia máximas são praticamente iguais nas paredes N e S.

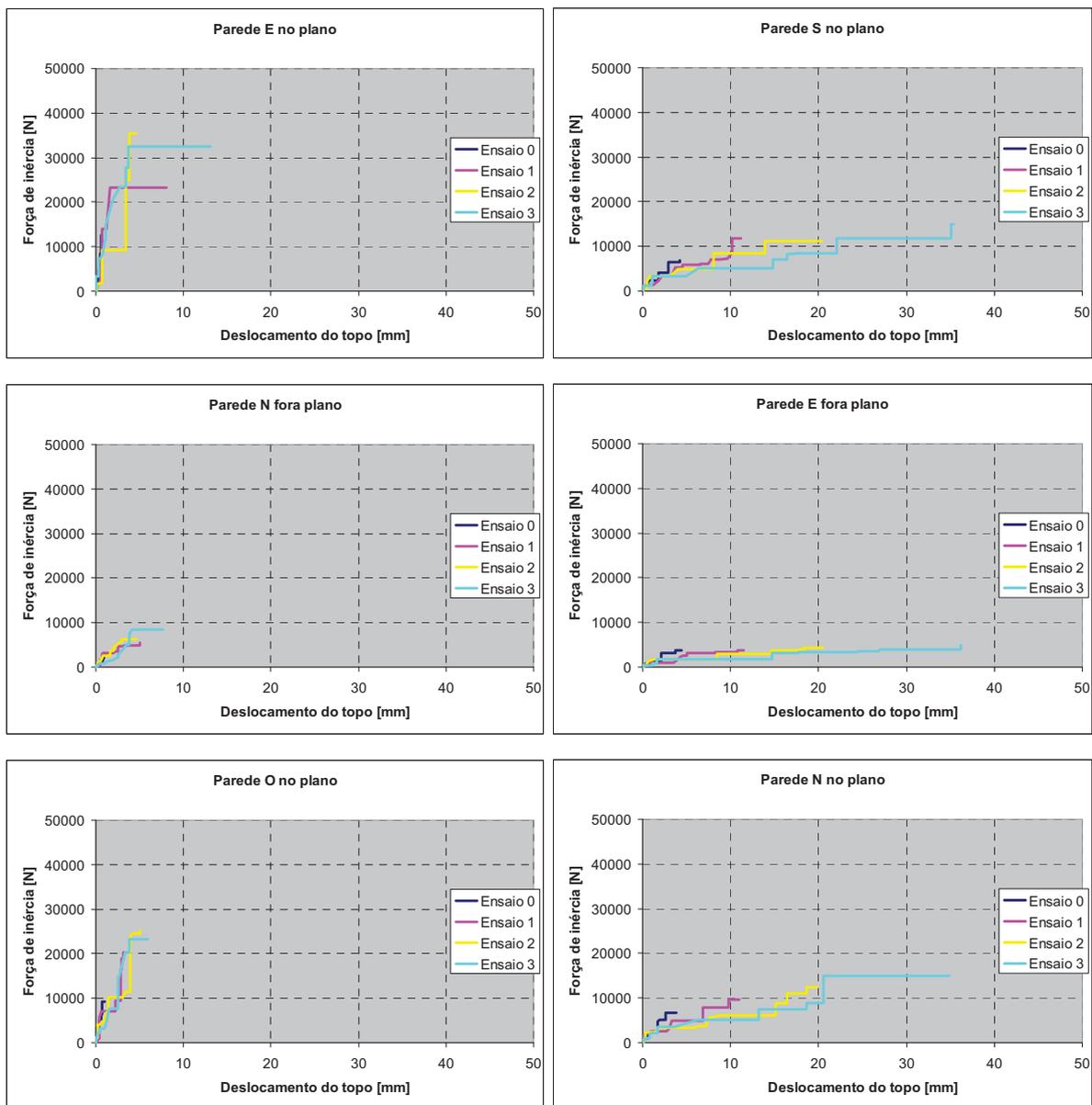


Figura 4.47 – Força de inércia em função do deslocamento do topo no Modelo 3

Observando as figuras Figura 4.43 a Figura 4.47 em conjunto constata-se que os comportamentos observados nas duas direcções não são muito diferentes entre modelos. De facto, na direcção NS os modelos apresentam sempre maiores forças e menores deslocamentos do que na direcção EW. Por outro lado, as paredes cujo plano está alinhado com cada uma das direcções têm maiores forças de inércia do que as paredes que são perpendiculares. Considerando o conjunto dos gráficos constata-se que, em geral, a força de inércia máxima aumenta ao longo dos ensaios pelo que se pode afirmar que o modelo não revela enfraquecimento apesar da acção sísmica crescente. Este acréscimo de força é, no entanto, limitado, particularmente na direcção EW, e cada vez menor à medida que os ensaios vão sendo realizados.

Para concluir a análise das forças e dos deslocamentos, a Figura 4.48 resume as curvas de capacidade experimentais dos vários modelos nas duas direcções ( $F_{iL}/W$  e  $F_{iT}/W$ ). Estas curvas representam o coeficiente sísmico como função do deslocamento no topo relativamente aos níveis de referência normalizado pela altura do piso 4 e são obtidas, para cada modelo, traçando a envolvente das curvas de capacidade dos vários ensaios realizados. Esta construção justifica-se com base na sequência observada nas curvas de capacidade dos vários ensaios que revelaram uma rigidez inicial progressivamente menor e um prolongamento do anterior patamar de cedência. O primeiro aspecto que salta à vista é o de que o comportamento em cada direcção é bastante semelhante em todos os modelos, dando a indicação de que as soluções de reforço terão tido pouca influência pelo menos no que diz respeito à capacidade resistente. Na direcção NS pode-se observar que os modelos apresentam uma maior rigidez inicial e uma maior resistência do que na direcção EW, efeitos estes que se julgam estar associados às características das paredes alinhadas com cada direcção, empenas no primeiro caso e fachadas no segundo. Em contrapartida, na direcção EW os modelos apresentam maior deformação, efeito este que é pouco explorado na direcção NS, novamente pelos mesmos motivos. Aparentemente, a capacidade resistente dos modelos 0 e 00 na direcção NS é esgotada enquanto na direcção EW o Modelo 3 é o que apresenta a maior exploração da capacidade de deformação, atribuindo-se o primeiro à ausência de reforço, principalmente nas empenas, e o segundo à presença de reforço precisamente nas fachadas.

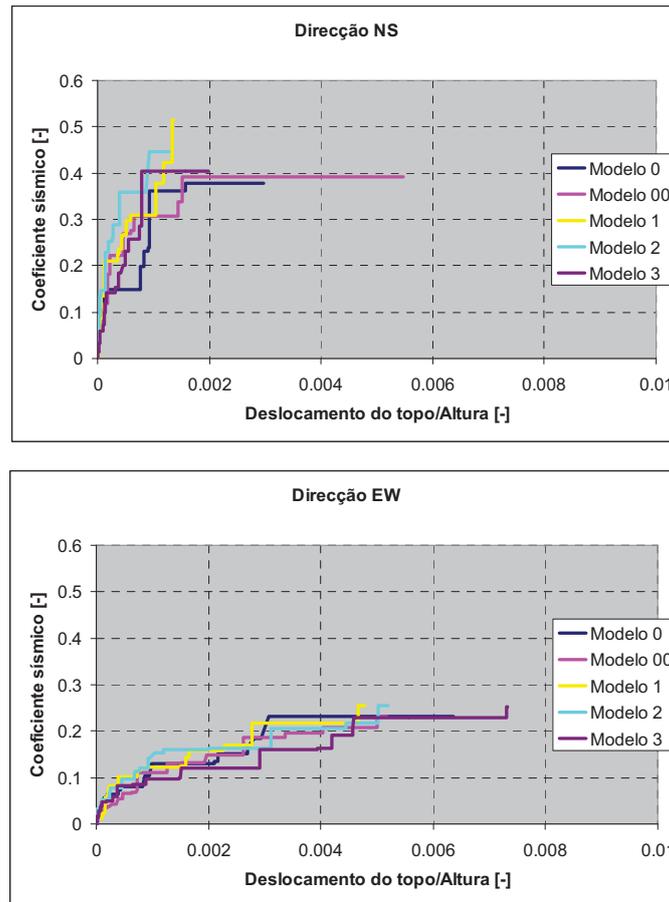


Figura 4.48 – Curvas de capacidade experimentais

Dada a proximidade entre as várias curvas de capacidade, particularmente em termos de resistência máxima e na direcção EW, apresenta-se na Figura 4.48 a variação, relativamente aos modelos 0 e 00, dos coeficientes sísmicos máximos alcançados nas duas direcções para ajudar a quantificar eventuais acréscimos da capacidade resistente dos modelos devidos às soluções de reforço. Para começar observa-se que os modelos não reforçados, modelos 0 e 00, apresentam níveis de capacidade resistente bastante semelhantes, tanto na direcção NS como EW, apesar das diferenças que os caracterizam em termos de geometria, materiais e estado inicial. Comparativamente, nos modelos reforçados, modelos 1, 2 e 3, foram alcançados níveis de capacidade resistente superiores aos dos modelos não reforçados. Na direcção NS, estes acréscimos são mais notórios nos modelos 1 e 2, superiores a 31% e 13% respectivamente, enquanto, na direcção EW, os incrementos nos três modelos reforçados são bastante idênticos, cerca de 10% face aos modelos não reforçados. Confirma-se, assim, que as soluções de reforço utilizadas contribuíram para aumentar a capacidade resistente dos

modelos e também, de certa forma, para melhorar o comportamento em deformação dos modelos.

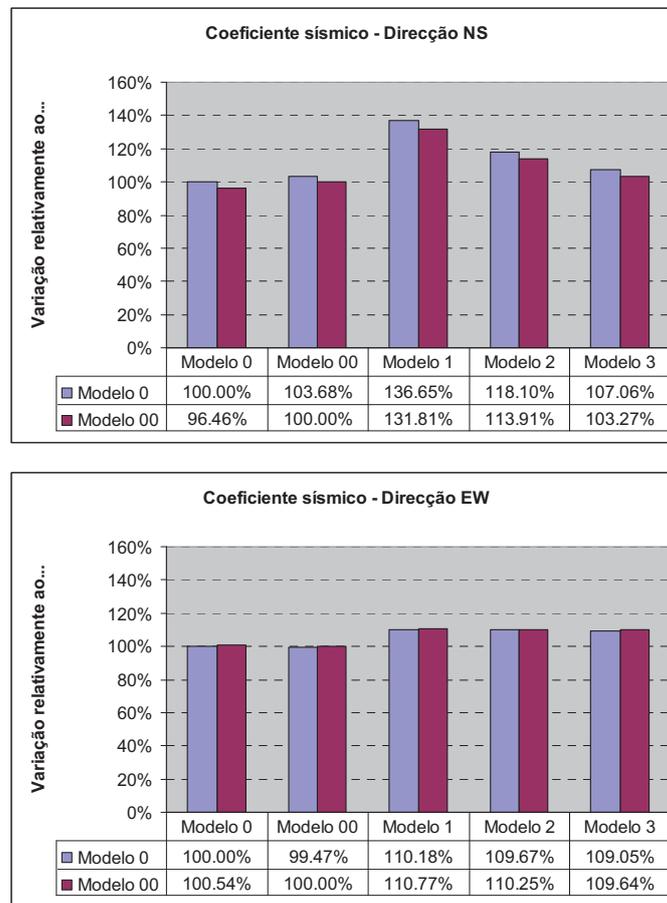


Figura 4.49 – Variação dos coeficientes sísmicos máximos relativamente aos modelos 0 e 00

Passando para a análise do comportamento dos modelos em termos de energia, a Figura 4.50 mostra a evolução da energia introduzida em cada modelo, Equação (4.70a, b, c), com a energia de referência, Equação (3.2), quer em total cumulativo quer em total por ensaio. Em ambos os casos confirma-se que o Modelo 0, para além de ter menor energia de referência em virtude do sinal utilizado, tem também menor energia introduzida e, como tal, dissipada. Excluindo este modelo da comparação, pode afirmar-se que nos restantes modelos a evolução da energia introduzida cumulativamente nos ensaios com a energia de referência revela que os modelos 1, 2 e 3 tiveram uma maior capacidade de dissipação de energia do que o Modelo 00, registando-se o máximo no Modelo 2. Olhando para a evolução ensaio a ensaio constata-se que os modelos 00 e 3 apresentam uma quebra no último ensaio enquanto os modelos 1 e 2 mantiveram a sua capacidade de dissipação de energia praticamente constante.

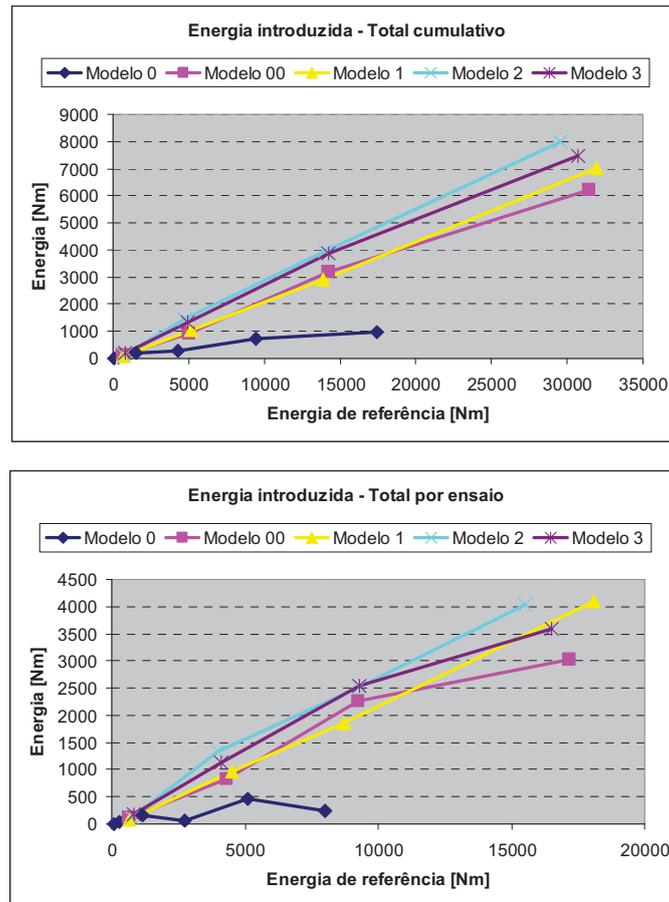


Figura 4.50 – Evolução da energia introduzida com a energia de referência

Para concluir esta análise, apresenta-se na Figura 4.51 a evolução do índice de energia, em termos cumulativos e por ensaio, para cada um dos modelos. Este índice, que pretende dar uma indicação da capacidade do modelo para dissipar a energia que lhe é introduzida em cada ensaio, apresenta uma evolução que, tipicamente, cresce nos primeiros ensaios para depois decrescer até ao último ensaio. Excluem-se deste padrão os modelos 0 e 1, o primeiro porque apresenta um comportamento completamente diferente e o segundo porque o índice não decresce até ao final dos ensaios. Os modelos 2 e 3 estão claramente acima de todos os outros, revelando uma maior capacidade de dissipação de energia face à energia introduzida. Mais uma vez é possível constatar aqui o efeito benéfico das soluções de reforço relativamente aos modelos não reforçados.

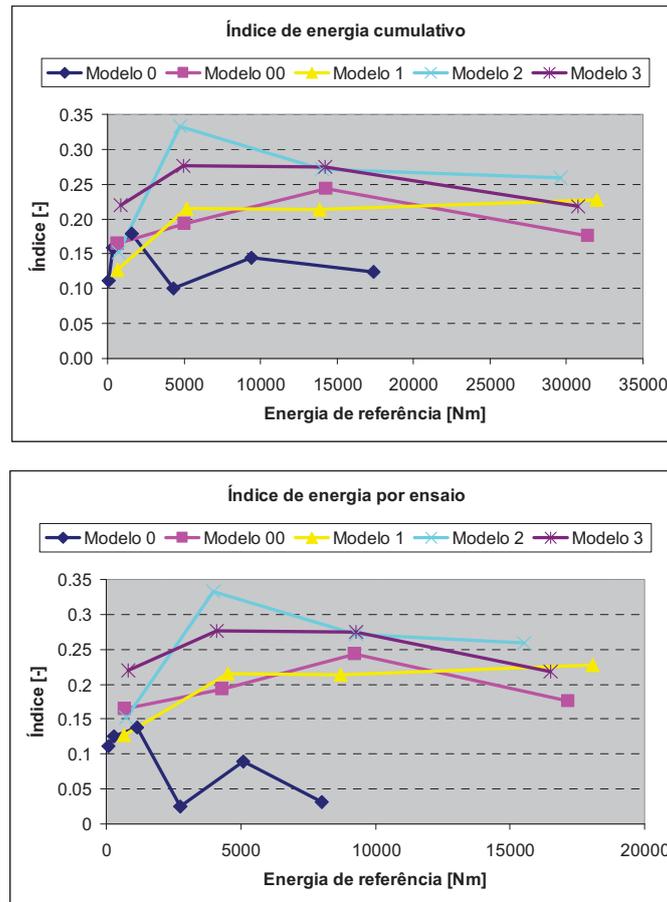


Figura 4.51 – Evolução do índice de energia

#### 4.5. Notas finais do Capítulo 4

Os resultados experimentais foram analisados no presente Capítulo de modo a extrair o máximo de informações sobre o comportamento sísmico dos modelos ao longo dos ensaios. Com este propósito foi definida uma metodologia de análise comum a todos os modelos que envolve os padrões de danos observados, a identificação das propriedades dinâmicas e diversas medidas indicativas do comportamento sísmico global e local. Foi possível, desta forma, constatar que os modelos apresentam padrões de dano distintos, embora o dano final seja sempre elevado, e que o comportamento sísmico global é completamente diferente nas direcções longitudinal e transversal do modelo, respectivamente direcções NS e EW. Igualmente importante é a comparação de resultados entre modelos de modo a identificar eventuais benefícios associados às soluções de reforço, tendo-se constatado que há uma ligeira melhoria no comportamento dos modelos reforçados em relação aos modelos não reforçados. São exemplo destas melhorias a redução dos deslocamentos para fora do plano

das paredes, o ligeiro aumento em termos de coeficiente sísmico, de deformação horizontal e de dissipação de energia. A análise dos resultados experimentais não se esgota, no entanto, na aqui apresentada, embora esta amostra sirva para ilustrar o comportamento dos modelos durante os ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC. Ficam assim estabelecidas as bases para a modelação numérica que será apresentada no Capítulo seguinte.

#### **4.6. Referências bibliográficas**

[Bendat & Piersol, 2000] Julius S. Bendat, Allan G. Piersol, “Random Data: Analysis and Measurement Procedures”, Wiley Interscience, ISBN: 0471317330

[Benedetti *et al.*, 1998] D. Benedetti, P. Carydis, P. Pezzoli, “Shaking table tests on 24 simple masonry houses”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27:67-90

[Benedetti *et al.*, 2001] D. Benedetti, P. Carydis, M. P. Limongelli, “Evaluation of the seismic response of masonry buildings based on energy functions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30:1061-1081

[Carvalho *et al.*, 1989] F. J. Carvalho, C. de Oliveira Costa, F. Schiappa de Azevedo, “Elementos de sistemas e de análise e processamento de sinais”, Curso LNEC

[Chopra, 1995] Anil K. Chopra, “Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering”, Prentice Hall, ISBN: 0138552142

[Clough & Penzien, 1993] Ray W. Clough, Joseph Penzien, “Dynamics of Structures”, McGraw-Hill, ISBN: 0071132414

[DM-NB, 2003] Comunicação particular

[Harris, 1996] Cyril M. Harris (editor in chief), “Shock and Vibration Handbook”, McGraw-Hill, ISBN: 0070269203

[Lemaitre & Desmorat, 2005] Jean Lemaitre, Rodrigue Desmorat, “Engineering Damage Mechanics”, Springer, ISBN: 3540215034

[LNEC, 2006] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/equipamentos/ptriaxial.html> (sítio consultado em 2006-08-16)

[LNEC, 2007] [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/espectros\\_RSA1.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/espectros_RSA1.html) (sítio consultado em 2007-02-14)

[Newmark & Hall, 1982] N. M. Newmark, W. J. Hall, “Earthquake Spectra and Design”, “Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records”, Vol 3, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, EUA

[NI, 2007] <http://zone.ni.com/devzone/cda/tut/p/id/3642> (sítio consultado em 2007-03-07)

[Richardson & Formenti, 1982] Mark H. Richardson, David L. Formenti, “Parameter estimation from frequency response measurements using rational fraction polynomials”, Proceedings of the 1<sup>st</sup> IMAC, Orlando

[Rodrigues, 2005] Jorge Rodrigues, “Identificação modal estocástica – Métodos de análise e aplicações em estruturas de Engenharia Civil”, Tese e Programas de Investigação LNEC, Lisboa

[STAP, 2003] Comunicação particular

[Scilab, 2007] *Scilab is a trademark of INRIA. Copyright © 1989-2007. INRIA, ENPC*

[Sólves, 1997] Júlíus Sólves, “Stochastic Processes and Random Vibrations – Theory and Practice”, John Wiley & Sons, ISBN: 0471971928

[Uang & Bertero, 1988] Chia-Ming Uang, Vitelmo V. Bertero, “Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design”, Report UCB/EERC-88/18, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, EUA.

## 5. MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 5.1. Nota introdutória

Apresentam-se neste Capítulo várias análises realizadas com objectivos distintos e utilizando diferentes modelos numéricos. Estes tiveram por base os modelos físicos utilizados nos ensaios experimentais, quer em termos de geometria, quer em termos de elementos construtivos, quer ainda em termos das propriedades dos materiais, enquanto as análises efectuadas, lineares e não lineares, procuraram reproduzir diferentes aspectos do seu comportamento, recorrendo a modelos de comportamento dos materiais e das estruturas diferentes consoante o tipo de análise efectuada.

As análises lineares, apesar das suas limitações inerentes [Lourenço, 2002], constituem um ponto de partida natural, dada a simplicidade de que se revestem, para simular, em primeira aproximação, o comportamento de uma estrutura, fornecendo indicações valiosas para posteriores análises não lineares, e o presente trabalho não foi excepção. Foram realizados dois tipos de análises lineares, uma estática e outra dinâmica, com objectivos distintos mas recorrendo a modelos numéricos semelhantes e a um conjunto de hipóteses de cálculo comuns, como se explicará mais adiante. A análise estática tem por objectivo estimar o estado inicial do modelo, ainda antes da realização dos ensaios na plataforma sísmica, devido à actuação apenas das cargas permanentes. Partindo dos esforços calculados, que constituem uma aproximação em virtude do comportamento não linear dos materiais, procura-se aferir em que situação se encontra a estrutura em termos da capacidade resistente e do grau de exploração do referido comportamento não linear. Apesar de todos os elementos construtivos contribuírem para o comportamento global dos modelos, será sobre as paredes que recairão as maiores atenções dado que estas são consideradas os principais elementos resistentes dos modelos, às acções tanto verticais como horizontais. A análise dinâmica, por sua vez, tem por objectivo investigar a influência dos vários elementos construtivos, e das suas propriedades dinâmicas, sobre os modos de vibração, assumindo, obviamente, um comportamento linear da estrutura e dos materiais. A massa da estrutura está quase toda localizada nas paredes, podendo-se considerar uniformemente distribuída pelo seu volume, mas, no que toca à rigidez global, os pavimentos, e a sua rigidez no plano, têm uma influência determinante nos modos de vibração da estrutura, conforme já referido em [Kappos *et al.*, 2002], e que se sobrepõe, por exemplo, à das molduras de madeira nas aberturas das fachadas. Consideram-se, para o efeito, diversas hipóteses de cálculo que, variando as propriedades dos

elementos construtivos e as condições de fronteira da estrutura, permitem tirar ilações sobre os efeitos respectivos, novamente com referência ao estado inicial dos modelos, que serão úteis, posteriormente, nas análises não lineares.

As análises não lineares são geralmente consideradas as mais adequadas para avaliar o comportamento sísmico, e não só, dos edifícios de alvenaria [Lourenço, 2002]. Destas, as análises dinâmicas revestem-se de grande complexidade, embora sejam as que, em princípio, melhor reproduzem a resposta das estruturas sujeitas à acção dos sismos, enquanto as análises estáticas procuram estimar a resposta global da estrutura, para uma solicitação equivalente à acção dos sismos, obtendo-se curvas de capacidade com aplicação na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios [Freeman, 2004]. No âmbito do presente trabalho optou-se pelas segundas, tendo sido realizadas duas análises com modelos planos diferentes, correspondentes a uma fachada, onde a não linearidade do comportamento é atribuída exclusivamente à argamassa utilizada na construção das paredes. Na primeira destas análises foi utilizado um modelo contínuo, em que a argamassa é simulada com um comportamento não linear adaptado ao betão [Mazars, 1994] e, na segunda, um modelo de macroelementos baseados em [Magenes *et al.*, 2000] e seguindo as indicações de [Pasticier *et al.*, 2007]. Estas análises foram realizadas com o objectivo de comparar as curvas de capacidade e os padrões de danos não só entre si, como também com os ensaios experimentais. Por este motivo, os resultados obtidos nos ensaios experimentais servem de base às análises não lineares em vários aspectos que vão desde o modelo estrutural a utilizar até ao comportamento dos diferentes materiais.

### 5.1.1. Modelos de comportamento da alvenaria

Conforme se descreveu no Capítulo 2, a alvenaria é um material composto por unidades de alvenaria e argamassa (ver Figura 5.1) com propriedades diferentes (ver Figura 5.2) que, quando combinadas, resultam numa reduzida capacidade resistente à tracção do material [Lourenço, 1996] [Lemos, 1998]. O comportamento da alvenaria, enquanto material estrutural, é relativamente complexo, exibindo propriedades distintas em várias direcções devido à presença das juntas de argamassa que funcionam como planos de fragilidade [Lourenço, 2002]. Se no caso da alvenaria de tijolos/blocos, ou de pedra regular, é possível utilizar a regularidade da sua distribuição para definir as propriedades de um material compósito equivalente (ver Figura 5.3), já no caso da alvenaria de pedra irregular, utilizada nos edifícios “gaioleiros”, o arranjo das unidades é muito variável pelo que o seu comportamento pode ser considerado, praticamente, isotrópico. A argamassa utilizada na

construção das paredes reproduz estas hipóteses pelo, nas análises efectuadas, considerou-se também um comportamento isotrópico, caracterizado por uma baixa tensão de rotura à tracção, nunca superior a 10% da tensão de rotura à compressão.

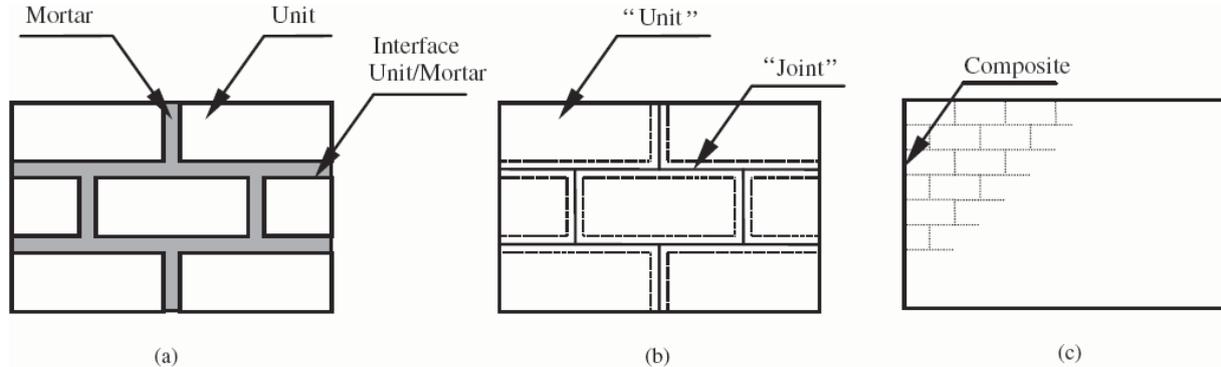


Figura 5.1 – Estratégias de modelação da alvenaria: (a) micro modelo detalhado, (b) micro modelo simplificado e (c) macro modelo (original de [Lourenço, 2002])

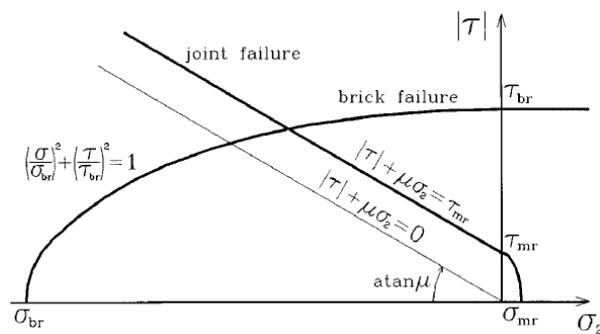


Figura 5.2 – Domínios de rotura dos tijolos e da argamassa das juntas (original de [Gambarotta & Lagomarsino, 1997])

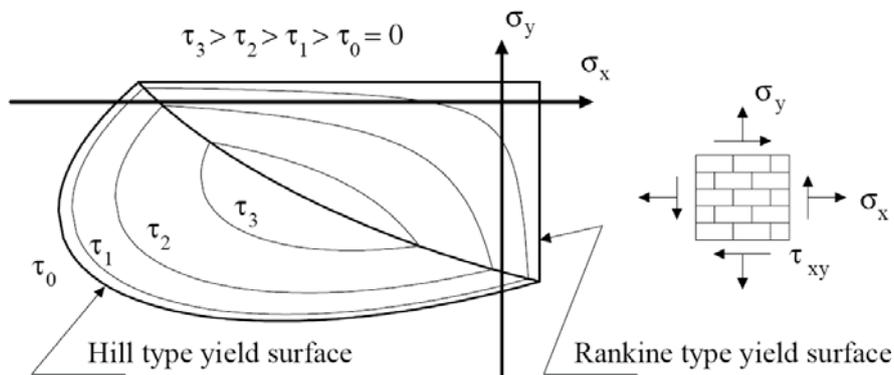


Figura 5.3 – Superfície de rotura do material composto (original de [Lourenço, 1996])

### 5.1.2. Modelos estruturais de macroelementos

Os macromodelos são modelos simplificados que procuram reproduzir as principais características do comportamento da estrutura com um número reduzido de graus de liberdade [Lemos, 1998] [Lourenço, 2002]. Estes modelos simulam a alvenaria como um meio homogêneo anisotrópico contínuo, eliminando a necessidade de modelar separadamente os seus componentes, as unidades de alvenaria e a argamassa. Relativamente à sua aplicação, os macroelementos constituem a abordagem mais simples de modelação, utilizando as técnicas habituais da análise estrutural. As paredes de alvenaria são modeladas como estruturas planas compostas por macroelementos que simulam o comportamento dos vários componentes nos quais pode, conceptualmente, ser subdividida: nembos, lintéis e nós. Posteriormente as várias paredes de um edifício podem ser combinadas, e adicionados os pavimentos, formando um modelo tridimensional da estrutura. Estes modelos simulam adequadamente o comportamento não linear das paredes no seu próprio plano mas, para fora do plano, esse comportamento não é habitualmente considerado, motivo pelo qual, numa estrutura tridimensional, o comportamento não linear depende da disposição de paredes perpendiculares entre si.

Há uma grande diversidade de modelos pospostos deste tipo, dos quais se seleccionam apenas dois exemplos que se ilustram a seguir. Na Figura 5.4 apresenta-se o modelo SAM proposto em [Magenes, 2000], no qual as paredes são simuladas através de pórticos equivalentes com nós rígidos, de dimensão não desprezável, e peças lineares com deformação por corte e por flexão correspondentes aos nembos e aos lintéis. O comportamento não linear é simulado através de rótulas plásticas colocadas nos nembos e nos lintéis com curvas de comportamento como as apresentadas na Figura 5.5 e na Figura 5.6 para o caso do corte apenas. Estas curvas são ajustadas em função de vários parâmetros como sejam as dimensões dos elementos representados e o nível de esforço axial, entre outros. Para além das curvas de comportamento ao corte indicadas nas figuras são também utilizadas curvas de comportamento à flexão idênticas àquelas. As rótulas plásticas de flexão são colocadas nas extremidades dos nembos e dos lintéis, enquanto as rótulas plásticas de corte são colocadas a meia altura ou meio vão consoante sejam nembos ou lintéis. Conseguem-se desta forma simular os vários tipos de comportamentos observados em ensaios experimentais realizados em elementos isolados.

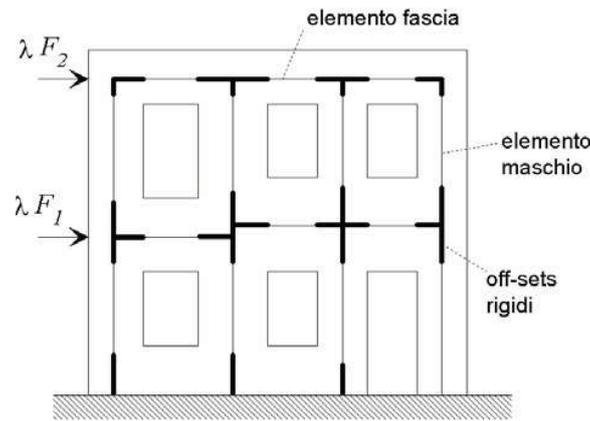
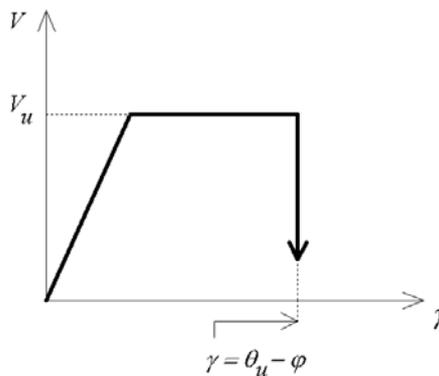
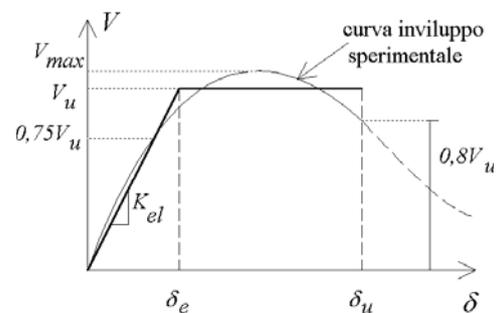


Figura 5.4– Idealização em pórtico equivalente numa parede de alvenaria no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes *et al.*, 2000])

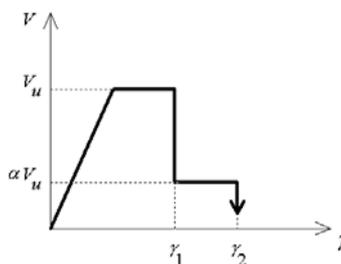


a) Comportamento elasto-plástico de um nembro no caso de rotura por corte

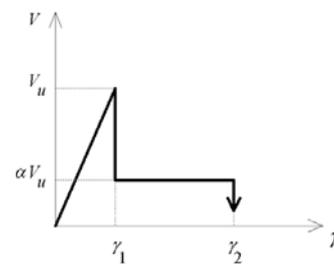


b) Curva bi-linear deduzida a partir da envolvente experimental de corte-deformação de um nembro

Figura 5.5– Curvas de comportamento ao corte dos nembros utilizadas no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes *et al.*, 2000])



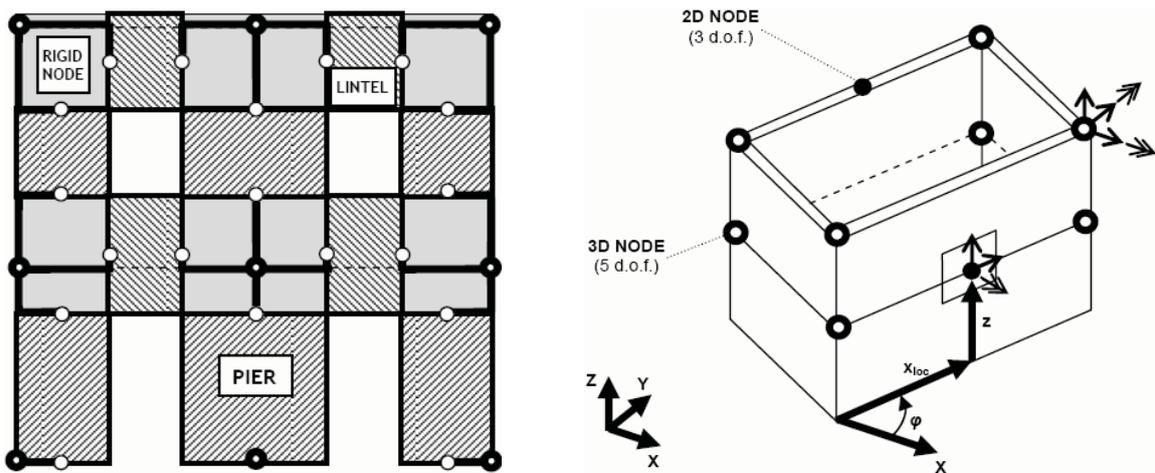
a) Comportamento elasto-plástico frágil



b) Comportamento elástico frágil

Figura 5.6– Curvas de comportamento ao corte em lintéis no modelo SAM (original de [Magenes & Braggio, 2000] [Magenes *et al.*, 2000])

Na Figura 5.7 apresenta-se o segundo exemplo, no qual as paredes são modeladas através de elementos planos como o ilustrado na Figura 5.8. Este elemento, que possui deformabilidade por corte e por flexão, é formado por três zonas distintas, indicadas na figura, com comportamentos não lineares associados diferentes: nas zonas 1 e 3 é simulado o comportamento à flexão enquanto na zona 2 é simulado o comportamento ao corte. Qualquer um deles permite, à semelhança do modelo SAM, simular diversos tipos de comportamento não linear.



a) Modelação de uma parede de alvenaria com macroelementos

b) Montagem do modelo tridimensional do edifício

Figura 5.7 – Modelação das paredes e da estrutura no programa TREMURI (original de [Galasco *et al.*, 2006])

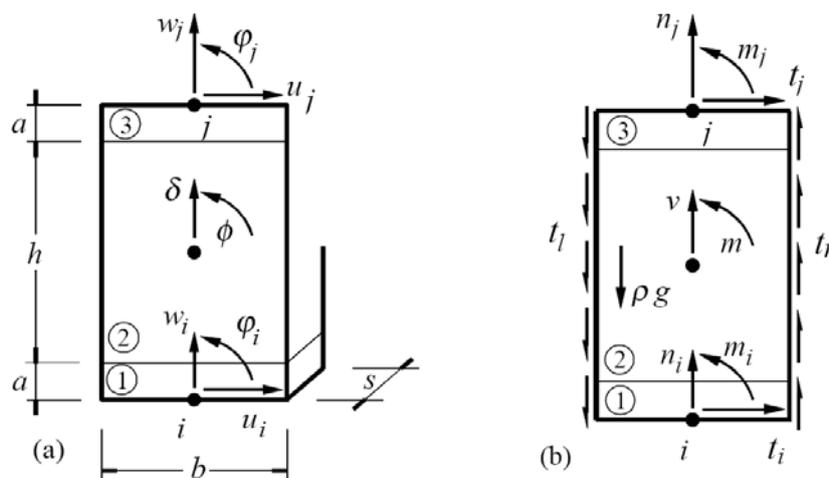


Figura 5.8 – Variáveis cinemáticas (a) e estáticas (b) do macroelemento utilizado no programa TREMURI (original de [Brencich *et al.*, 1998])

## 5.2. *Análises lineares*

### 5.2.1. Descrição dos modelos numéricos

Os modelos físicos, recorda-se, foram construídos com os elementos considerados fundamentais para simular adequadamente o comportamento sísmico dos protótipos. Os modelos numéricos, por sua vez, devem incluir os mesmos elementos construtivos de modo a simular, o mais aproximadamente possível, o comportamento dos modelos físicos. Esta aproximação resulta não só da possibilidade de existirem fenómenos nos modelos físicos que não estejam simulados adequadamente nos modelos numéricos, tais como a ligação entre os vários elementos construtivos, mas também do facto de se tratarem de análises lineares de estruturas cujo comportamento é não linear. Cientes destas limitações, é possível, ainda assim, estimar o comportamento inicial dos modelos físicos e, nomeadamente, apreciar os efeitos que algumas hipóteses de cálculo têm sobre ele, estudo este que se dará conta mais adiante. Começando por descrever o modelo numérico, este foi desenvolvido em Cast3M2005 [CEA, 2005], na mesma escala reduzida 1:3 dos modelos físicos. Apesar das diferenças existentes entre os vários modelos físicos, apontadas no Capítulo 3, optou-se por criar apenas um modelo numérico, baseado no Modelo 0, o qual serve de referência em termos de geometria, de elementos construtivos, e ainda de propriedades mecânicas dos materiais constituintes. As diferenças existentes, de facto, entre este modelo e os restantes não invalidam as conclusões retiradas destas análises pois, conforme se verá adiante, a influência dos parâmetros considerados, e que dão origem às várias hipóteses de cálculo, é condicionante sobre os demais. A única exceção vai para a referida comparação, realizada com base nos resultados da análise estática, entre as tensões actuantes nas paredes, devidas às cargas permanentes, e a tensão de rotura da argamassa, onde as diferenças entre os vários modelos são maiores, pelo que se procurará extrapolar as conclusões obtidas para ter em atenção essas diferenças.

Na modelação adoptaram-se as hipóteses habituais de representar os elementos lineares pelos seus eixos e os elementos laminares pelo seu plano médio, sendo as dimensões nominais indicadas no Capítulo 3 utilizadas para definir as propriedades geométricas das secções de cada um deles. Os modelos numéricos, tridimensionais, têm dimensões globais de 3m×4m×4,8m, com uma altura entre pisos de 1,20m, sendo conferida, em geral, continuidade aos deslocamentos, translações e rotações, entre todos os elementos. Na modelação dos pavimentos teve-se em consideração o facto de, por um lado, estes estarem apoiados na face interior da parede, e não no seu plano médio, e de, por outro lado, essa ligação ser articulada.

Para além disso, a excentricidade do eixo das vigas relativamente ao plano médio do pavimento foi desprezada dado que esta condiciona, sobretudo, a rigidez para fora do plano do pavimento, o que tem um reduzido impacto nas análises realizadas. A formulação do comportamento adoptada para todos os elementos foi ‘MECANIQUE’ ‘ELASTIQUE’ ‘ISOTROPE’ (mecânica, elástica, isotrópica) e as características da discretização são as apresentadas no Quadro 5.1. Conforme se pode observar, os suportes geométricos são de 2 tipos, segmentos de 2 nós (‘SEG2’) e triângulos de 3 nós (‘TRI3’), e os elementos finitos são de 3 tipos, a saber: ‘POUT’, viga sem deformação por corte (Euler-Bernoulli); ‘DKT’, casca sem deformação por corte (Kirchhoff); ‘DST’, casca com deformação por corte (Reissner–Mindlin). Os elementos construtivos identificados como interfaces correspondem às vigas de madeira que foram colocadas ao longo das fachadas e das empenas, para ligar os pavimentos às paredes, e os restantes correspondem às descrições indicadas.

Quadro 5.1 – Características da discretização do modelo 3D em Cast3M

Elementos construtivos	Suporte geométrico	Elemento finito
Vigas de pavimento	‘SEG2’	‘POUT’
Paredes	‘TRI3’	‘DST’
Pavimentos	‘TRI3’	‘DKT’
Interfaces	‘SEG2’	‘POUT’
Molduras nas aberturas das fachadas	‘SEG2’	‘POUT’

Os valores das propriedades físicas e mecânicas dos materiais adoptados nos modelos numéricos, indicados no Quadro 5.2, correspondem a valores médios obtidos por via experimental ou recomendados na bibliografia técnica. Para a madeira de pinho bravo, utilizada nas vigas de pavimento e nas interfaces, adoptaram-se os valores médios do módulo de elasticidade e da massa volúmica da classe de qualidade E [Cruz *et al.*, 1997] e desprezou-se o coeficiente de Poisson por se tratarem, essencialmente, de peças lineares com deformação por flexão. Para a argamassa utilizada na construção das paredes foram adoptados os valores do módulo de elasticidade e da massa volúmica obtidos nos ensaios de caracterização do material. O coeficiente de Poisson, neste caso, resulta da relação entre o módulo de

elasticidade ( $E$ ) e o módulo de distorção ( $G$ ) recomendada no Eurocódigo 6 (EC6) [EC6-1, 2005] para as situações em que não há informação disponível, o que é o caso,

$$G = 0,4 \times E \quad (1)$$

e da relação entre aquelas grandezas na teoria da elasticidade

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (2)$$

Por fim, para os painéis de MDF adoptaram-se valores correntes do módulo de elasticidade e da massa volúmica e desprezou-se, mais uma vez, o valor do coeficiente de Poisson, agora por se tratarem de elementos laminares finos onde o efeito da deformação por corte não é significativo.

Quadro 5.2 – Propriedades médias dos materiais adoptadas nos modelos numéricos

Material	Módulo de Elasticidade ( $E$ ) [GPa]	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ ) [-]	Massa volúmica ( $\rho$ ) [kg/m <sup>3</sup> ]
Madeira de pinho bravo	12	0	580
Argamassa	0,75	0,25	1909,5
Painéis de MDF	4	0	760

Os modelos numéricos utilizados nas duas análises lineares, estática e modal, não são iguais apesar de partilharem todos os aspectos anteriormente mencionados. Tal deve-se ao facto de, no primeiro caso, se pretender conhecer a distribuição de esforços causados pelas cargas permanentes, pelo que a malha deve ser mais refinada de modo a captar eventuais gradientes, enquanto, no segundo caso, se pretende apenas conhecer os modos de vibração, pelo que a malha pode ser mais grosseira desde que simule, adequadamente, o comportamento dinâmico. A Figura 5.9a) ilustra o modelo numérico utilizado na análise estática, cuja máxima dimensão da malha não excede 0,35m nos pavimentos, 0,20m nas paredes e 0,10m nas singularidades tais como vértices e arestas. O modelo numérico utilizado na análise modal, ilustrado na Figura 5.9b), tem, em contrapartida, uma malha de elementos

finitos cuja máxima dimensão da malha não excede 0,35m nos pavimentos e 0,40m nas paredes. Em ambos os casos, as dimensões adoptadas para a malha constituem um compromisso entre precisão e esforço de cálculo, considerando-se que permitem conhecer, com o detalhe adequado, a resposta dos modelos.

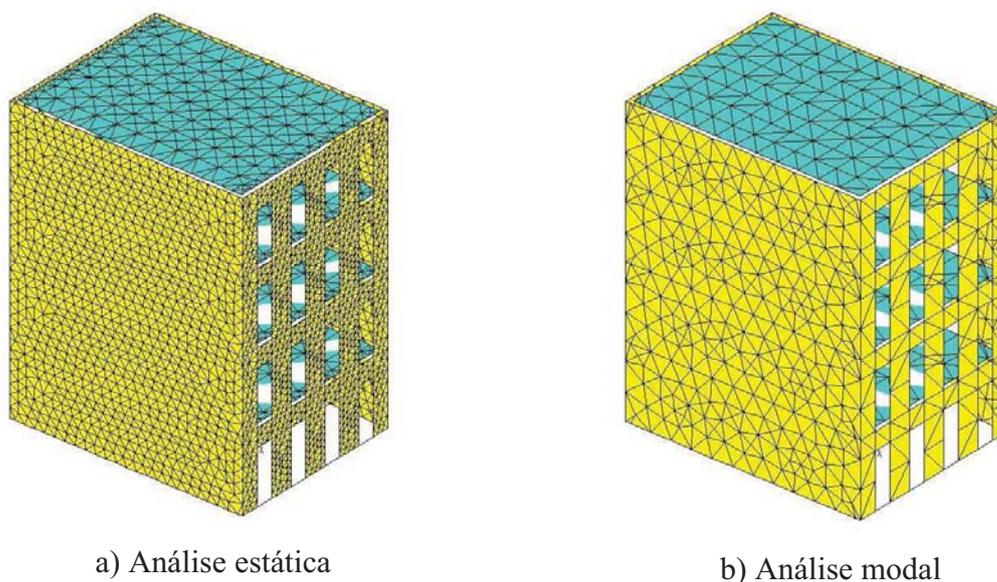


Figura 5.9 – Vista dos modelos numéricos

É chegada a altura de descrever as hipóteses de cálculo utilizadas no estudo realizado, cujos princípios subjacentes se expõem, igualmente, agora de forma mais detalhada. Em primeiro lugar, considerou-se que a geometria e as dimensões globais dos modelos se mantinham constantes e iguais aos do Modelo 0, o que resulta, naturalmente, da anterior descrição do modelo numérico. Em segundo lugar, os vários elementos construtivos são introduzidos no modelo numérico de forma progressiva, isto é, começando pelas paredes e adicionando, sucessivamente, as molduras nas aberturas das fachadas, as vigas de pavimento e os próprios pavimentos. Em relação a estes últimos, a sua rigidez é considerada variável, através de um factor multiplicativo aplicado ao módulo de elasticidade dos painéis de MDF, até que, no limite, o pavimento é considerado como indeformável. Estes princípios são reproduzidos no seguinte conjunto de hipóteses, consideradas de base:

1. “Par” – Paredes apenas (hipótese 1);
2. “Par + Jan” – Paredes e molduras nas aberturas das fachadas (hipótese 2);
3. “Par + Jan + Vig” – Paredes, molduras nas aberturas das fachadas e vigas de pavimento (hipótese 3);

4. “Par + Jan + Vig + Pis× $k$ ” – Paredes, molduras nas aberturas das fachadas, vigas de pavimento e pavimentos com rigidez no plano variável em função do factor  $k$ , indicado na Figura 5.10, que multiplica o módulo de elasticidade dos painéis de MDF indicado no Quadro 5.2 (hipóteses 4 a 15);
5. “Par + Jan + Vig + PisRig” – Paredes, molduras nas aberturas das fachadas, vigas de pavimento e pavimentos rígidos no seu plano (hipótese 16).

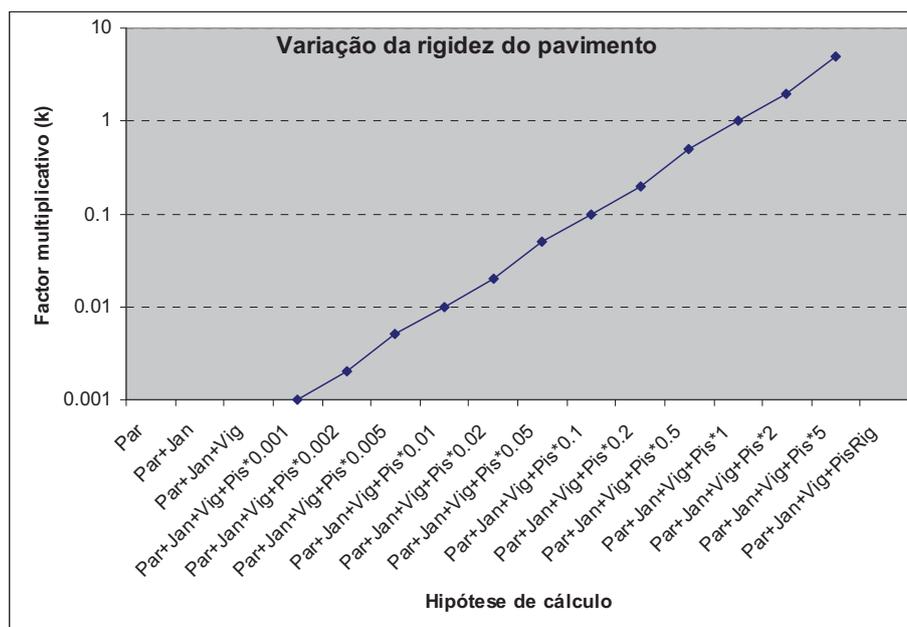


Figura 5.10 – Factor multiplicativo da rigidez do pavimento considerado nas 16 hipóteses de base

O factor multiplicativo  $k$ , cujo dígito significativo segue a sequência 1-2-5 em várias ordens de grandeza desde 0,001 até 5, é utilizado para variar a rigidez dos pavimentos, tanto no plano como para fora dele embora interesse, particularmente, o primeiro destes efeitos, enquanto que o pavimento rígido, propriamente dito, é simulado através de restrições impostas directamente aos graus de liberdade associados ao comportamento de corpo rígido. Os valores de  $k$  foram seleccionados de modo a introduzir variações sensíveis na rigidez do pavimento entre hipóteses de cálculo. Obtém-se, assim, um conjunto de 16 (=3+12+1) hipóteses distintas em função dos elementos construtivos incluídos no modelo numérico e da rigidez atribuída aos pavimentos.

Em terceiro lugar na sequência dos princípios subjacentes às hipóteses de cálculo utilizadas, considerou-se a variação do módulo de elasticidade da argamassa utilizada na

construção das paredes, limitada a apenas 3 valores possíveis. Os valores adoptados correspondem, um deles, ao valor apresentado no Quadro 5.2 e, os restantes dois, a  $\pm 0,5$  GPa relativamente àquele, variação esta que é, assumidamente, reduzida mas que, conforme se verá, não é restritiva em relação às conclusões a retirar deste estudo. Em quarto, e último, lugar, são testadas as condições de fronteira da estrutura, mais propriamente, são utilizados dois tipos distintos de ligação das paredes à fundação. Os modelos físicos foram construídos da forma descrita no Capítulo 3, sem qualquer ligação especial à fundação para além da que é proporcionada pela aderência e atrito entre os dois materiais, pelo que há todo o interesse em verificar qual seria a influência do grau de encastramento das paredes na fundação. Estes princípios definem, assim, um conjunto de hipóteses complementares que se enumera da seguinte forma:

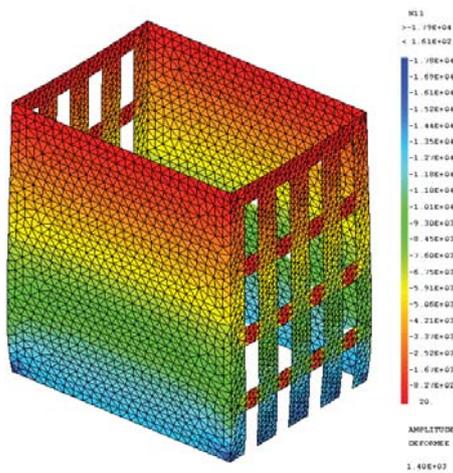
1. Valores do módulo de elasticidade da argamassa – 0,70 GPa, 0,75 GPa e 0,80 GPa;
2. Tipo de ligação das paredes à fundação – restrição apenas das translações (fixo) e restrição das translações e das rotações (encastramento).

A conjugação de todos estes princípios faz com que o número total de hipóteses de cálculo, contemplado no modelo numérico e utilizado nas análises lineares realizadas, ascenda a 96 ( $=16 \times 3 \times 2$ ). Os resultados obtidos, e que se apresentam já de seguida, permitem apreciar diferenças no comportamento do modelo e, mais importante ainda, relacioná-lo com as respectivas hipóteses de cálculo.

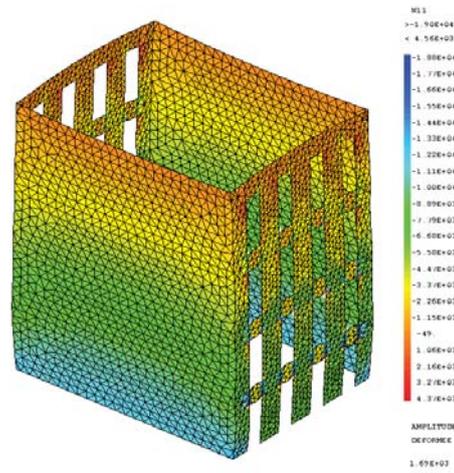
### 5.2.2. Análise estática

Começando pela análise estática, apresentam-se na Figura 5.11 e na Figura 5.12 os resultados em termos de esforços normais nas paredes medidos em facetas horizontais, com orientação vertical portanto, obtidos para 6 hipóteses de base distintas (1, 2, 3, 4, 13 e 16), nas duas situações extremas de módulo de elasticidade da argamassa e da ligação das paredes à fundação em simultâneo, e que ajudam a ilustrar a variação da resposta do modelo com as hipóteses de cálculo. Comparando as duas figuras entre si constata-se que as distribuições de esforços são não só semelhantes na mesma hipótese de base, como também os valores máximo e mínimo são bastante próximos, com diferenças da segunda figura relativamente à primeira, para menos, inferiores a 14,1%. Este facto revela que, para as cargas permanentes, as diferenças devidas à variação do módulo de elasticidade da argamassa e das condições de fronteira da estrutura são mínimas, algo que, pode-se afirmar, era expectável logo à partida. Comparando as hipóteses de base entre si, observa-se que a introdução das molduras nas aberturas das fachadas na 2ª hipótese de base provoca uma considerável concentração de

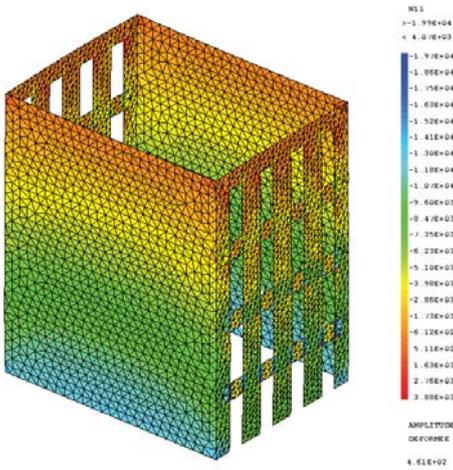
esforços nos vértices respectivos, o que é natural. Nas restantes hipóteses de base constata-se que as variações são mínimas pelo que a introdução das vigas de pavimento e a variação da rigidez no plano dos próprios pavimentos tem reduzida influência sobre a distribuição dos esforços normais verticais. Os restantes esforços nas paredes – normais na direcção horizontal, corte e flexão – causados pelas cargas permanentes foram também calculados mas, como são, comparativamente, menos importantes do que estes, a sua situação não é analisada aqui.



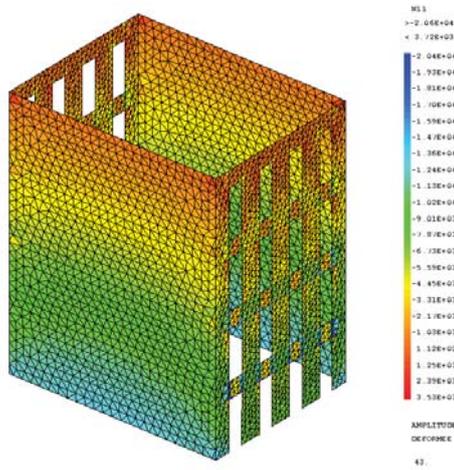
Modelo “Par” (1)



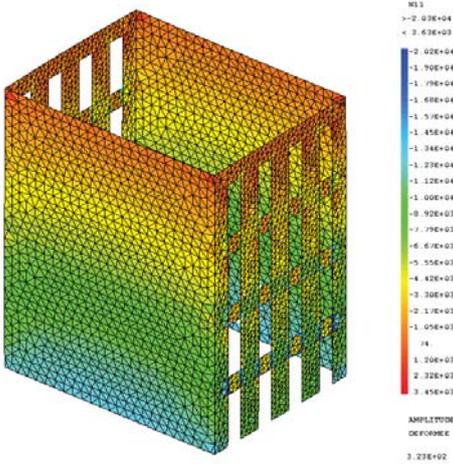
Modelo “Par + Jan” (2)



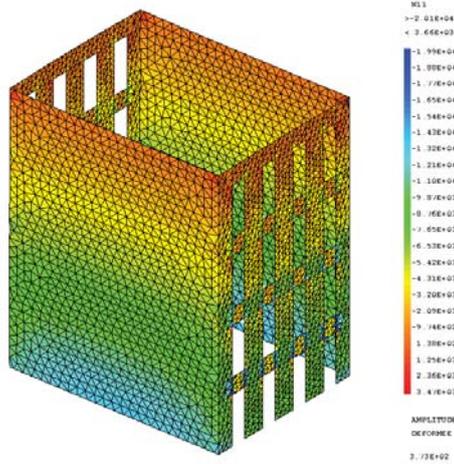
Modelo “Par + Jan + Vig” (3)



Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,001” (4)

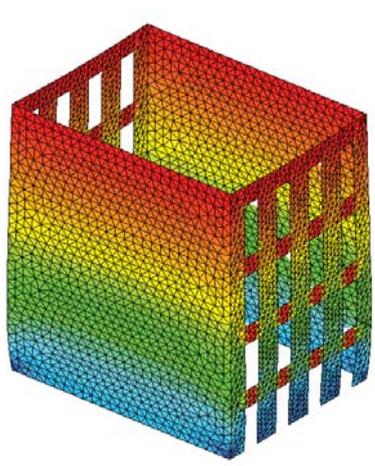


Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×1” (13)

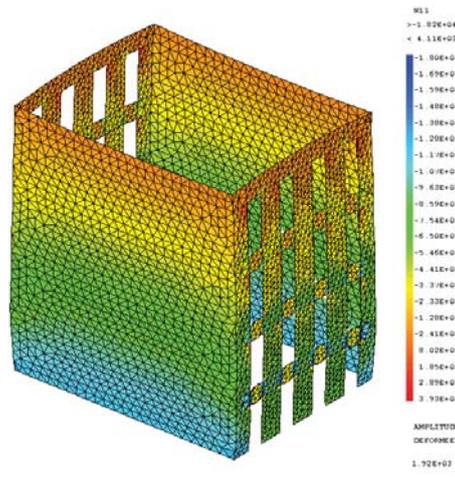


Modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16)

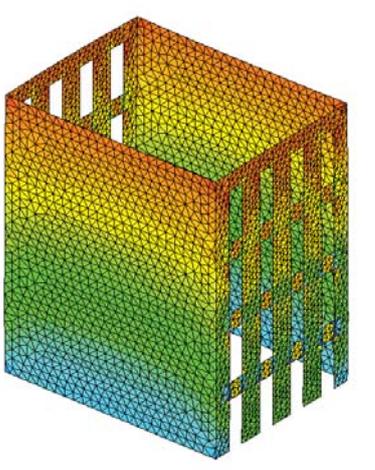
Figura 5.11 – Distribuição de esforços normais verticais nas paredes do modelo (E = 0,70GPa, fixo na base)



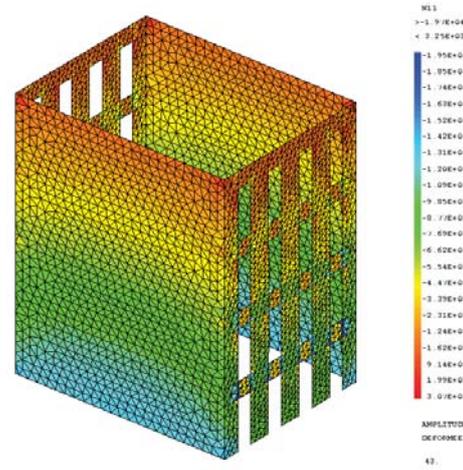
Modelo “Par” (1)



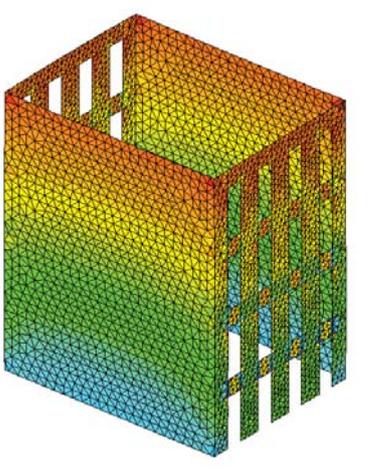
Modelo “Par + Jan” (2)



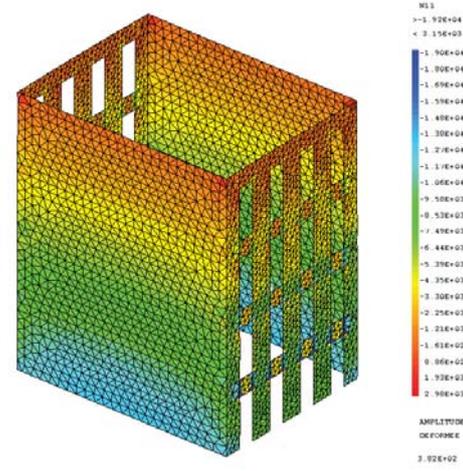
Modelo “Par + Jan + Vig” (3)



Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,001” (4)



Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×1” (13)



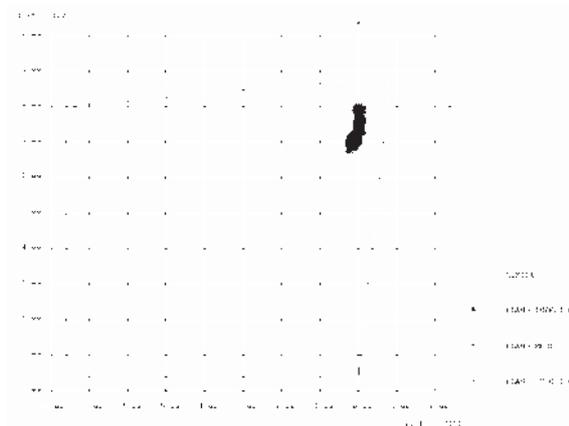
Modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16)

Figura 5.12 – Distribuição de esforços normais verticais nas paredes do modelo  
( $E = 0,80\text{GPa}$ , encastrado na base)

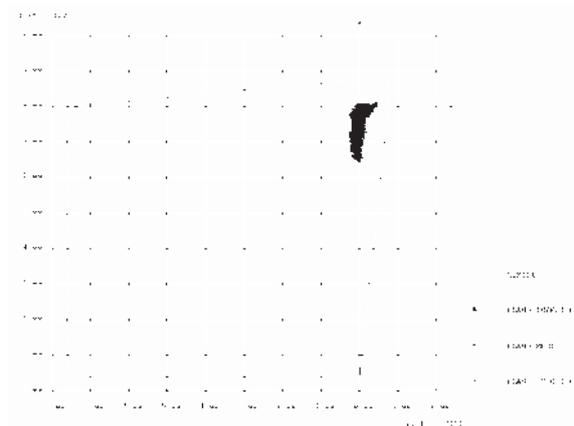
Mais importante do que visualizar as distribuições de esforços normais verticais nas paredes do modelo é comparar as tensões principais com as tensões de rotura da argamassa utilizada na sua construção para avaliar a capacidade resistente das paredes. Continuando a utilizar o Modelo 0 como referência, agora em termos de propriedades mecânicas dos materiais constituintes, considera-se que a tensão de rotura à compressão da argamassa é de 0,76MPa, valor médio obtido nos ensaios de caracterização, e que a tensão de rotura à tracção, à falta de evidência experimental, é estimada em 10% daquele valor, isto é, 0,076MPa. Adicionalmente, é adoptado um critério de Mohr-Coulomb para verificar a resistência da argamassa sob a acção de esforços combinados o qual, embora simplificado, é aceitável face ao pretendido e ao tipo de material que é. Na Figura 5.13 e Figura 5.14 ilustra-se o resultado obtido para as mesmas 6 hipóteses de base e para as mesmas situações extremas de módulo de elasticidade da argamassa e de condições de fronteira do modelo utilizadas anteriormente. As tensões principais são calculadas, em cada elemento, no plano médio e nas faces inferior e superior, dada a interacção entre os esforços normais e de flexão, pelo que, tratando-se de elementos triangulares de deformação constante, o número de pontos assinalados é exactamente o triplo do número de elementos utilizados na discretização das paredes. Por definição, o Cast3M2005 ordena as tensões principais, designadas SI11 e SI22, de modo a que a primeira seja sempre maior ou igual à segunda, motivo pelo qual os pontos assinalados se encontram, principalmente, ao longo do eixo vertical. Comparando as duas figuras entre si verifica-se que, também aqui, as diferenças, para a mesma hipótese de base, são mínimas. Analisando cada uma das figuras constata-se que os pontos assinalados estão todos localizados bem no interior do limite traçado de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, pelo que se pode afirmar que a capacidade resistente da argamassa utilizada na construção das paredes não está esgotada. Para além disso, dado o baixo nível de tensões actantes, a exploração do comportamento não linear do material é reduzida, pelo que a distribuição de esforços obtida na análise linear constitui uma boa aproximação da solução real. Por último, não é expectável, nestas condições, a presença de danos iniciais nas paredes do Modelo 0, pelo que é lícito questionar-se sobre as causas dos danos nos lintéis observados no modelo físico e relatados no Capítulo 3. Duas respostas distintas, qualquer uma delas válida, podem ser apontadas sem que se possa garantir, peremptoriamente, qual delas, ou inclusivamente se ambas, corresponde ao que aconteceu de facto. A primeira delas é a de que as fendas se desenvolveram numa fase bastante inicial, ainda durante o endurecimento da argamassa, pelo que esta não teria atingido ainda a capacidade resistente máxima considerada aqui. A segunda relaciona-se com o valor utilizado para a tensão de rotura à tracção, o qual, recorda-se, foi

estimado e que poderá, porventura ser elevado relativamente ao real. Este é um assunto que voltará a ser abordado mais tarde, aquando das análises não lineares. Para já, e resumindo os resultados até ao momento, pode-se afirmar que o Modelo 0 não esgotou a sua capacidade resistente para as cargas permanentes, actantes antes do ensaio na plataforma sísmica, e que as várias hipóteses de cálculo têm uma influência bastante limitada nos resultados obtidos.

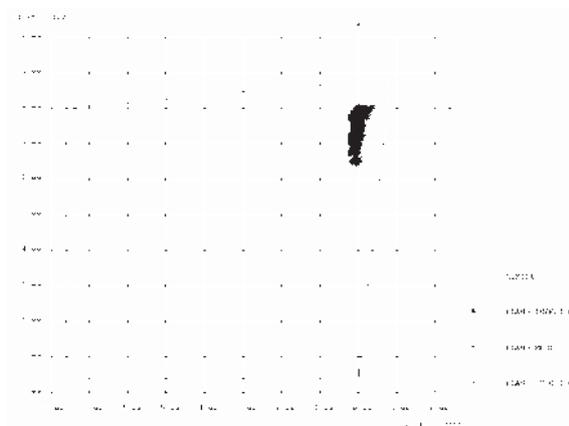
Avaliado o Modelo 0, coloca-se agora a questão de saber qual a situação relativamente aos outros modelos físicos. Os modelos 00, 1, 2, e 3 apresentam algumas diferenças entre si, e relativamente ao Modelo 0, que foram descritas no Capítulo 3 mas que se resumem, por conveniência, de seguida. A geometria dos modelos é a mesma, com excepção apenas para o Modelo 00 cujas paredes possuem mais 0,40m de altura acima do piso 4, o que origina um ligeiro acréscimo nos esforços normais verticais. Os elementos construtivos também são os mesmos, com a diferença de que nos modelos 1, 2 e 3 não foram colocadas molduras nas aberturas das fachadas, pelo que a concentração de esforços será ligeiramente inferior. Já a argamassa utilizada na construção das paredes mudou, passando a ter, nos modelos 00, 1, 2 e 3, uma massa volúmica maior, respectivamente  $2081,2 \text{ kg/m}^3$ ,  $2067,3 \text{ kg/m}^3$ ,  $2119,7 \text{ kg/m}^3$ ,  $2081,0 \text{ kg/m}^3$ , e uma tensão de rotura à compressão que é de, respectivamente, 0,88 MPa, 1,36 MPa, 1,17 MPa e 0,67 MPa. No primeiro caso, há um acréscimo na massa volúmica, relativamente ao Modelo 0, de cerca de 9,0%, 8,3%, 11,0% e 9,0%, respectivamente para os modelos 00, 1, 2 e 3. No segundo caso, as variações na tensão de rotura à compressão, dos modelos 00, 1, 2 e 3 relativamente ao Modelo 0, são de cerca de +15,8%, +78,9%, +53,9% e -11,8%, respectivamente. Em consequência das relações admitidas entre as tensões de rotura à compressão e à tracção e daquela com o módulo de elasticidade, qualquer uma destas quantidades sofre as mesmas variações relativamente ao Modelo 0. Tudo visto e ponderado, face aos resultados obtidos no Modelo 0, considera-se que estes últimos factores, derivados da mudança da argamassa utilizada na construção das paredes, sejam os que mais influência terão nos modelos 00, 1, 2 e 3. Dado que as cargas permanentes são acções verticais associadas ao peso próprio da estrutura, e que a massa está fundamentalmente concentrada nas paredes, as tensões principais deverão sofrer um ligeiro acréscimo, o qual, à partida, é largamente superado pelo aumento da capacidade resistente da argamassa, com excepção do Modelo 3. Neste modelo, a folga existente em termos de tensões de rotura, aplicando o critério de Mohr-Coulomb, deverá, mesmo assim, ser mais do que suficiente para garantir uma reserva da capacidade resistente. Assim sendo, pode-se considerar que as anteriores conclusões sobre o Modelo 0 são válidas também para os restantes modelos físicos.



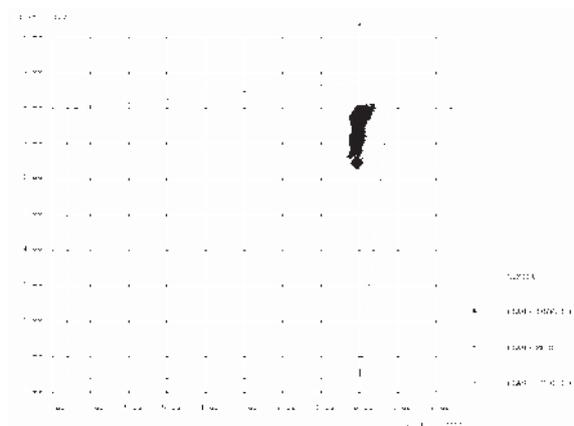
Modelo "Par" (1)



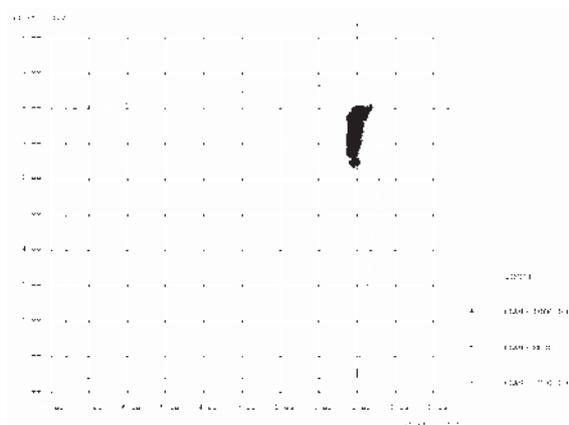
Modelo "Par + Jan" (2)



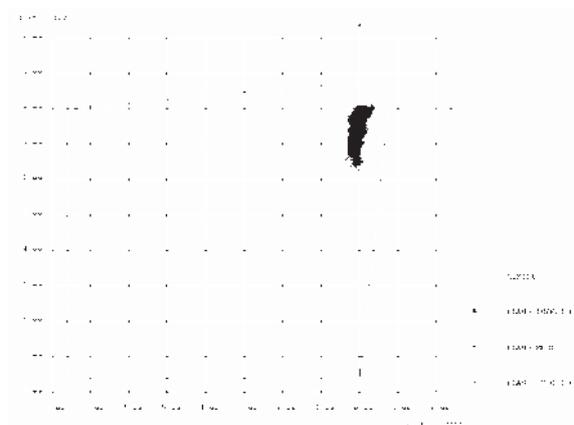
Modelo "Par + Jan + Vig" (3)



Modelo "Par + Jan + Vig + Pis $\times$ 0,001" (4)

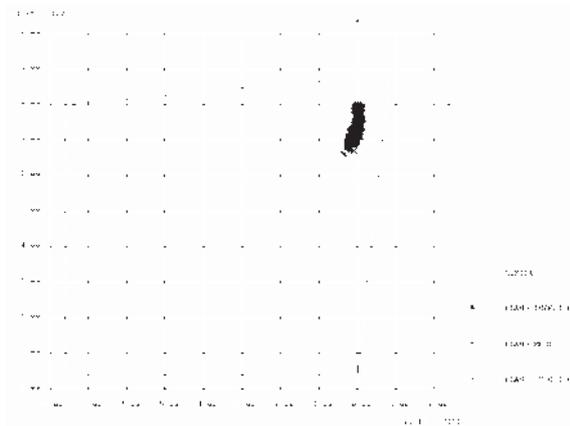


Modelo "Par + Jan + Vig + Pis $\times$ 1" (13)

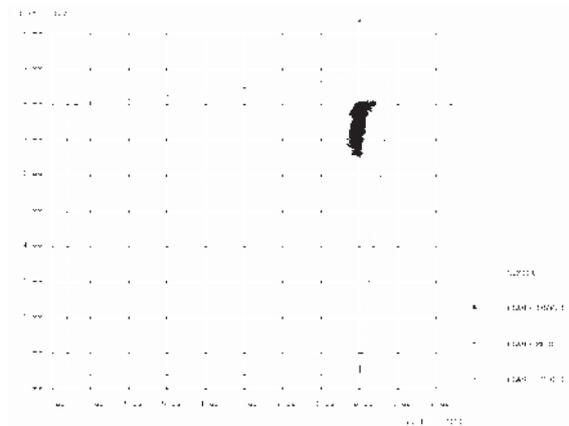


Modelo "Par + Jan + Vig + PisRig" (16)

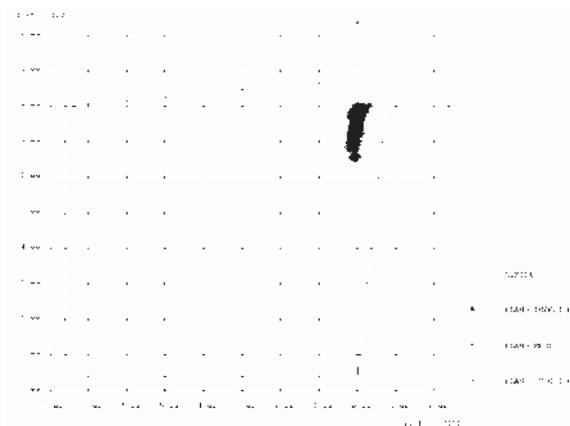
Figura 5.13 – Tensões principais nas paredes do modelo ( $E = 0,70\text{GPa}$ , fixo na base)



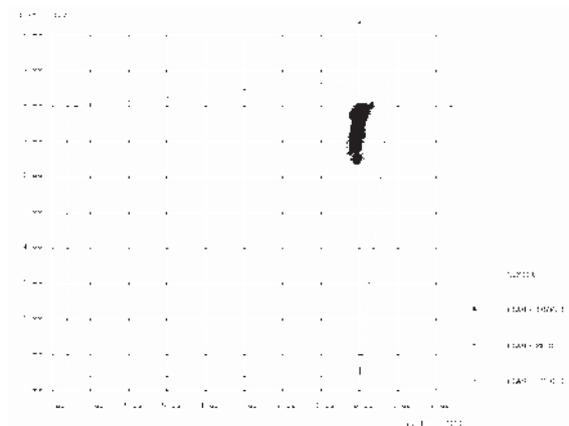
Modelo “Par” (1)



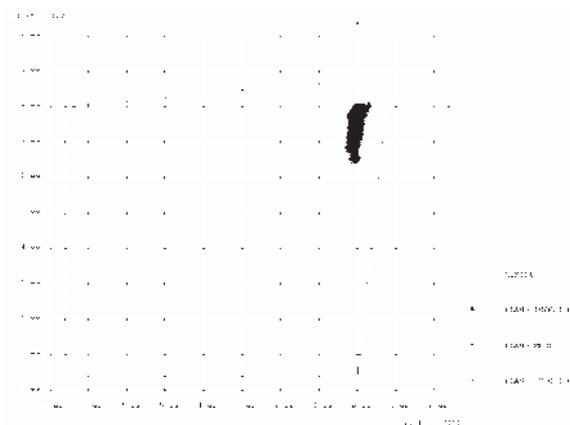
Modelo “Par + Jan” (2)



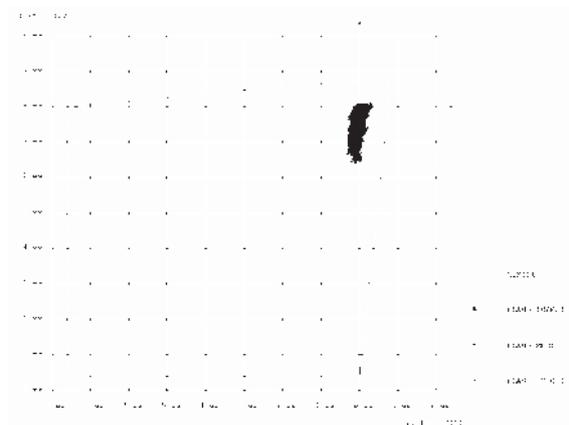
Modelo “Par + Jan + Vig” (3)



Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,001” (4)



Modelo “Par + Jan + Vig + Pis×1” (13)



Modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16)

Figura 5.14 – Tensões principais nas paredes do modelo ( $E = 0,80\text{GPa}$ , encastrado na base)

### 5.2.3. Análise modal

Passando agora para a análise modal, refere-se, antes de mais, que o comportamento dos modelos numéricos, ao contrário do que sucede na análise estática, é grandemente

influenciado pelas 16 hipóteses de base. Numa antevisão dos resultados que serão apresentados já de seguida, destaca-se o facto das molduras nas aberturas das fachadas e das vigas de pavimento terem um impacto reduzido, ainda mais no primeiro caso do que no segundo, enquanto que a rigidez dos pavimentos é determinante em todos os aspectos, desde as frequências de vibração e massas modais até à configuração dos modos. Relativamente às hipóteses complementares, isto é, à variação do módulo de elasticidade da argamassa utilizada na construção das paredes e das condições de fronteira do modelo, estas traduzem-se em pequenas variações nos modos de vibração, de tal forma que podem ser agrupadas e representadas em termos médios. A análise dos resultados revela que, para a geometria e elementos construtivos considerados no modelo numérico, o aumento da rigidez dos pavimentos, representado por valores crescentes do factor multiplicativo  $k$ , desempenha um papel fundamental no comportamento dinâmico global da estrutura, favorecendo os modos globais em detrimento dos modos locais, no intervalo de frequências analisadas, e contribuindo para uma resposta verdadeiramente global da estrutura. Esta é, porventura, a conclusão mais importante da análise modal efectuada apesar de, pelo facto de se tratar de uma análise linear baseada em condições iniciais, o seu âmbito poder ser considerado limitado. Não obstante, e embora diferentes geometrias ou elementos construtivos possam alterar os valores particulares aqui apresentados, julga-se que, dentro das variações existentes neste tipo de edifícios de alvenaria, as conclusões manter-se-ão, na sua essência, inalteradas.

Utilizando o modelo numérico descrito anteriormente, foram determinados, para cada uma das hipóteses de cálculo, todos os modos de vibração com frequências compreendidas entre 1 Hz e 40 Hz, intervalo de frequências considerado com interesse para o estudo e que será justificado no final desta secção, obtendo-se, assim, um número variável de modos, desde os 17 até aos 116, muitos dos quais verticais, particularmente nas hipóteses de cálculo onde os pavimentos são simulados com menor rigidez. Destes, foram seleccionados, para posterior identificação, os modos de vibração cuja massa modal fosse superior a 3% e/ou o factor de participação de massa fosse superior a 1% em qualquer uma das direcções horizontais e, simultaneamente, inferior a 0,3% na direcção vertical. Consegue-se, assim, extrair os modos de vibração predominantemente horizontais, considerados os mais relevantes para a resposta sísmica da estrutura, reduzindo-se, desta forma, o número inicial de modos para entre 7 e 30. A partir desta selecção foram identificados, ao todo, 12 modos de vibração – 3 de translação transversal, 3 de translação longitudinal, 4 de distorção e 2 de rotação – com base nos factores de participação de massa e nas configurações modais, e numerados por ordem crescente da frequência de vibração. Estes são, conforme se verá, os principais modos de vibração da

estrutura, cujas designações estão relacionadas com as características predominantes das respectivas configurações modais, algo que é fácil de interpretar nos modos de translação e de rotação mas que nos modos de distorção se torna mais difícil. Para além destes modos de vibração foram identificados ainda outros, designados por modos de “membrana”, associados à vibração das paredes nas hipóteses de base em que o modelo não possui pavimentos e cuja configuração será apresentada mais adiante.

Começando pelos modos de translação, apresenta-se na Figura 5.15 e Figura 5.16 a evolução do valor da frequência dos 3 primeiros modos de vibração transversais e longitudinais, em função das 16 hipóteses de base, onde cada uma das curvas representam uma dada combinação das hipóteses complementares, ou seja, um dado valor do módulo de elasticidade da argamassa utilizada na construção das paredes e uma dada condição de fronteira do modelo. Mais importante do que estabelecer a correspondência destes dois parâmetros com cada uma das 6 curvas representativas dos modos é o reconhecimento de que a cada modo de vibração corresponde um feixe das ditas curvas, donde se deduz que os seus efeitos sobre as frequências de vibração destes modos é reduzido. A dispersão de cada feixe de curvas, apresentada no Quadro 5.3 e medida como o máximo quociente entre as frequências máxima e mínima de cada feixe em cada uma das 16 hipóteses de base, é da mesma ordem de grandeza da máxima variação do módulo de elasticidade da argamassa considerada ( $0,8 \text{ GPa} / 0,7 \text{ GPa} = 1,14$ ). Este facto mostra que, por um lado, a reduzida dispersão do feixe se deve, fundamentalmente, àquela, também pequena, variação e que, por outro lado, o tipo de ligação das paredes à fundação não tem grande influência sobre o valor da frequência de vibração do modelo. É de admitir que, caso a variação do módulo de elasticidade da argamassa seja ligeiramente superior, a dispersão aumente na mesma proporção mas, mesmo assim, as curvas para cada modo de vibração continuarão a desenhar feixes independentes uns dos outros. Este aspecto aponta para a possibilidade de se adoptarem curvas médias para cada modo de vibração, conceito este que será explorado um pouco mais adiante.

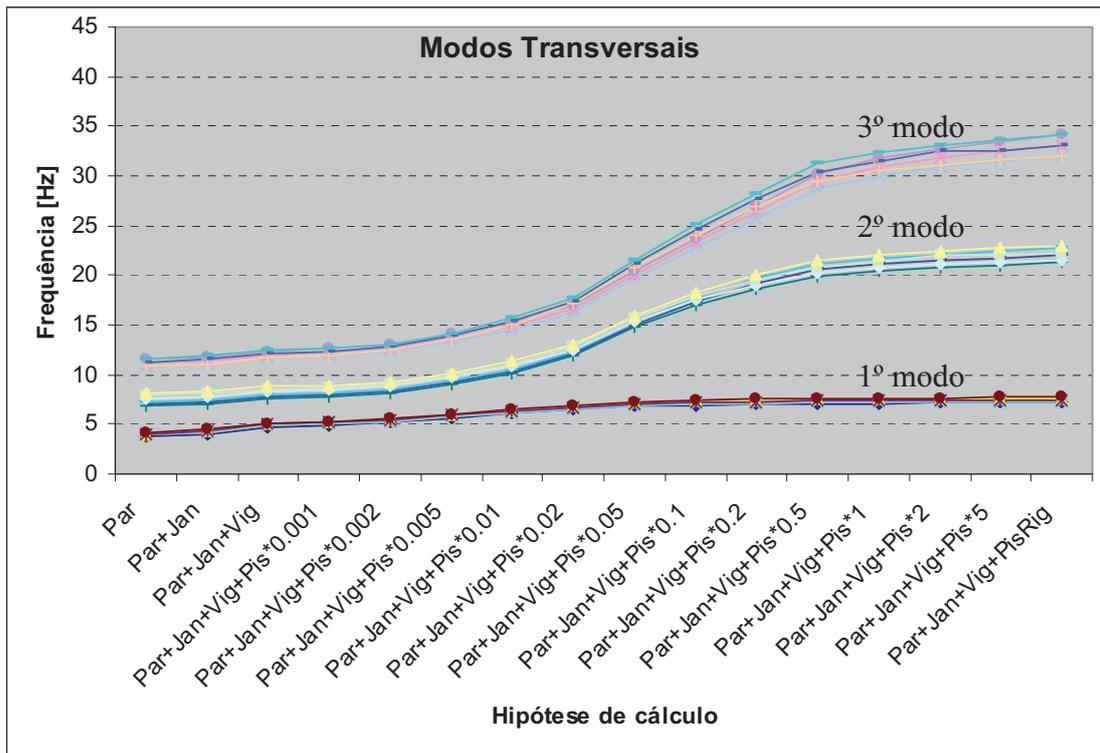


Figura 5.15 – Frequências de vibração dos primeiros modos transversais

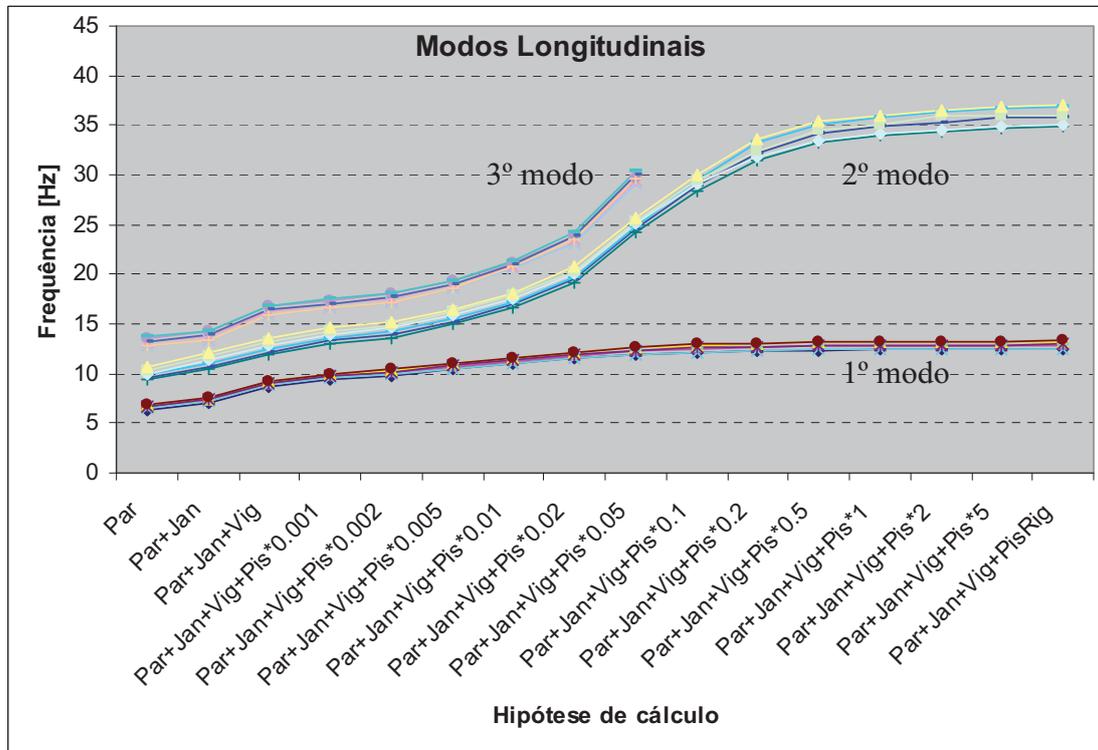


Figura 5.16 – Frequências de vibração dos primeiros modos longitudinais

Quadro 5.3 – Dispersão máxima dos valores das frequências de vibração dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais nas 16 hipóteses de base

Modo	1ºTrans	2ºTrans	3ºTrans	1ºLong	2ºLong	3ºLong
Dispersão	1,11	1,20	1,10	1,09	1,17	1,07

De regresso à Figura 5.15 e Figura 5.16, observa-se que os modos de vibração mantêm as posições relativas entre si e que estão quase todos contidos no intervalo de frequências seleccionado. A única excepção vai para o 3º modo longitudinal cujo valor da frequência de vibração, para valores de  $k$  superiores a 0,05, sobe acima do limite dos 40 Hz e, por esse motivo, não é determinado. Analisando cada um dos modos verifica-se que a frequência de vibração é mais baixa no modelo só com paredes e mais alta no modelo com pisos rígidos, o que é interpretado como um aumento da rigidez global do modelo. Aliás, a variação do valor das frequências de vibração de cada modo, medida em cada curva ao longo das 16 hipóteses de base, é gradual entre aqueles valores extremos, o que atesta a influência da variação da rigidez dos pavimentos. Resume-se, no Quadro 5.4, essa variação para cada modo, expressa através do máximo quociente entre os valores das frequências de vibração de cada hipótese de base relativamente à primeira, onde se verifica que aquela é maior nos modos longitudinais do que nos modos transversais, com excepção do 3º modo longitudinal. Esta situação particular resulta do facto, já apontado, deste modo não ter sido determinado em todas as hipóteses de base, caso contrário a variação seria largamente superior às demais a julgar pela tendência mostrada na figura. Comparando as duas direcções entre si, observa-se que os modos transversais apresentam frequências de vibração inferiores às dos correspondentes modos longitudinais, o que é uma consequência natural da diferença de rigidez do modelo naquelas duas direcções, embora a diferença entre frequências seja menor quando o valor de  $k$  é inferior a 0,05. Para além disso, nota-se que a introdução, no modelo numérico, das janelas, primeiro, e das vigas de pavimento, depois, traduz-se numa maior variação das frequências de vibração longitudinais do que transversais relativamente ao modelo só com paredes.

Quadro 5.4 – Variação máxima dos valores das frequências de vibração dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais relativamente à 1ª hipótese de base

Modo	1ºTrans	2ºTrans	3ºTrans	1ºLong	2ºLong	3ºLong
Variação	1,91	3,12	2,96	3,31	5,12	2,74

Um comportamento semelhante pode ser observado na Figura 5.17 e Figura 5.18 que mostra a evolução do valor das frequências dos modos de vibração identificados como sendo de distorção ou de rotação, dentro do intervalo de frequências analisadas, com as hipóteses de cálculo. Verifica-se, mais uma vez, que as 6 curvas que representam cada um destes modos em função das 16 hipóteses de base podem ser agrupadas em feixes cuja dispersão, devida à variação do módulo de elasticidade da argamassa e do tipo de ligação da parede à fundação, é ainda mais baixa do que nos modos de translação, conforme se apresenta no Quadro 5.5. De facto, estes modos de vibração são mais influenciados, e de diversas formas, pela rigidez dos pavimentos do que os modos de translação. Em primeiro lugar, os modos de distorção transversal e longitudinal só ocorrem quando o valor de  $k$  é inferior a 0,5, enquanto os modos de rotação e de distorção global, pelo contrário, só ocorrem quando o valor de  $k$  é superior a 0,02. No caso particular do 1º modo de distorção global, a sua frequência de vibração sobe acima dos 40 Hz e, por esse motivo, não é determinada quando o valor de  $k$  é superior a 0,1. Em segundo lugar, a rigidez dos pavimentos condiciona os modos de distorção que podem ocorrer – transversal, longitudinal ou global – e que correspondem, na prática, a outras tantas formas de distorcer os pavimentos, respectivamente na direcção da largura, do comprimento ou das diagonais. A distinção entre estes 3 tipos de modos de distorção será apreciada, qualitativamente, mais adiante quando forem apresentadas as respectivas configurações modais. Por último, os dois aspectos anteriores estão relacionados pois, na prática, assiste-se a uma transição gradual entre os vários modos de distorção e de rotação à medida que a rigidez dos pavimentos aumenta, nomeadamente do 1º e 2º modos de distorção para os correspondentes modos de rotação e do 1º modo de distorção longitudinal para o 1º modo de distorção global. Este fenómeno tornar-se-á mais evidente já a seguir quando se representarem estas curvas todas no mesmo gráfico.

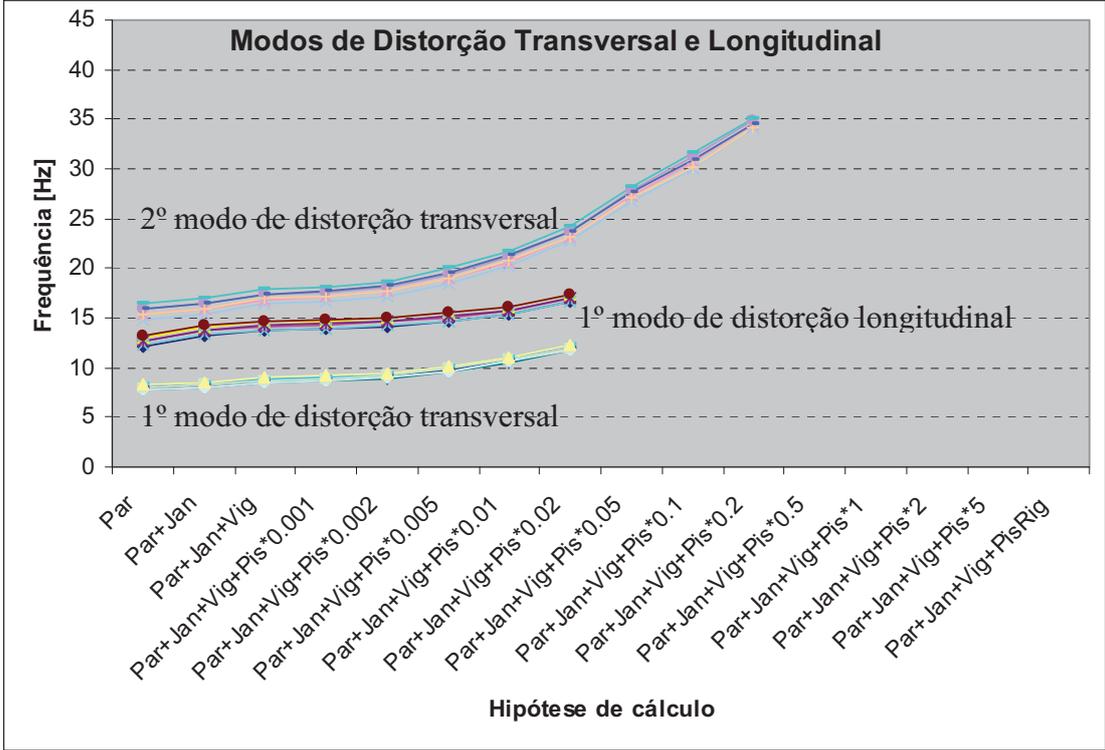


Figura 5.17 – Frequência de vibração dos primeiros modos de distorção

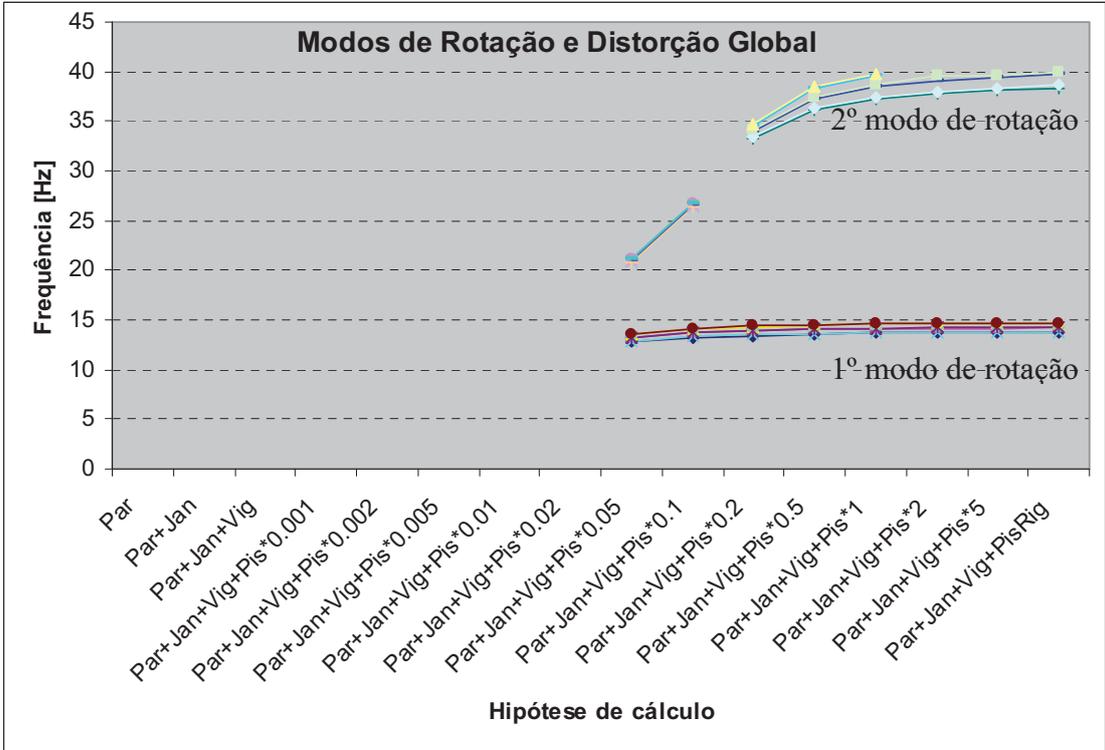


Figura 5.18 – Frequência de vibração dos primeiros modos de distorção e rotação

Quadro 5.5 – Dispersão dos valores das frequências de vibração dos primeiros modos de rotação e distorção

Modo	1°Rot	2°Rot	1°Dist	1°Dist Trans	2°Dist Trans	1°Dist Long
Dispersão	1,07	1,07	1,02	1,08	1,08	1,08

Aproveitando o facto da dispersão de todos os feixes de curvas ser reduzida, apresentam-se na Figura 5.19 as curvas médias, em termos dos valores do módulo de elasticidade da argamassa e do tipo de ligação das paredes à fundação considerados na análise modal, representativas dos 12 modos de vibração identificados em função das 16 hipóteses de base. Verifica-se que as frequências de vibração não só aumentam, nuns modos mais do que noutros, à medida que a rigidez dos pavimentos aumenta, como também a diferença entre elas aumenta. Notável é a situação que se observa para valores de  $k$  inferiores a 0,05: os modos têm frequências de vibração muito próximas umas das outras, todas abaixo dos 25 Hz, chegando inclusivamente a trocar as posições relativas entre si. O modelo numérico revela que, naquelas hipóteses de base, o número de modos de vibração até aos 40 Hz é elevado e cuja identificação – Translação? Distorção? Rotação? “Membrana”? – é particularmente difícil, pelo que não serão ilustrados aqui. Há mais dois aspectos nesta figura que merecem referência: i) o 1º modo transversal é o que apresenta sempre a frequência de vibração mais baixa; e ii) à medida que a rigidez dos pavimentos aumenta, há uma transição gradual dos modos de distorção transversal e longitudinal para os modos de rotação e distorção global, algo que só acontece nestes modos.

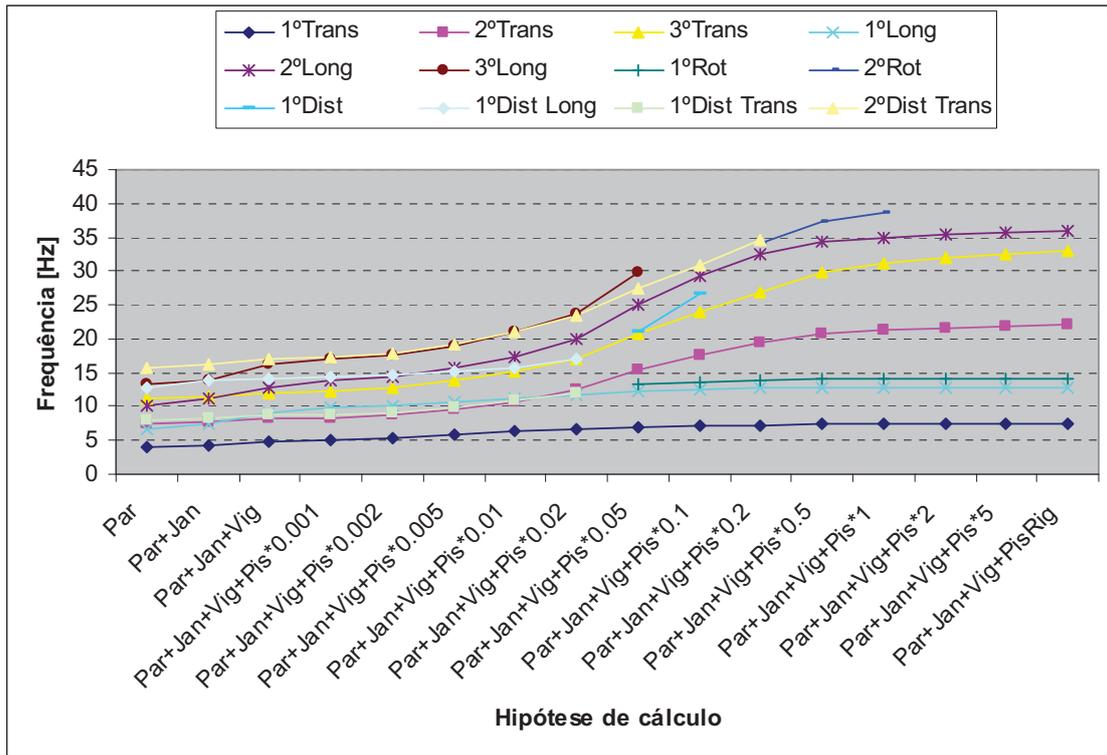


Figura 5.19 – Variação das frequências de vibração médias com as hipóteses de cálculo

A Figura 5.20 permite tecer algumas considerações adicionais em relação ao comportamento dos vários modos em termos da relação entre as frequências de vibração. Aqui é representado, em cada uma das 16 hipóteses de base, o quociente entre a frequência de vibração de cada modo relativamente à frequência mais baixa que, conforme se referiu, é sempre a do 1º modo transversal. Observa-se, particularmente, que a relação entre os primeiros modos de vibração longitudinal e transversal está compreendida entre 1,67 e 1,90, apresentando, por isso, uma pequena variação ao longo das 16 hipóteses de base. A estes dois modos junta-se o 1º modo de rotação, para valores de  $k$  superiores a 0,02, pelo que se pode afirmar que a relação entre estes 3 modos é, sobretudo, função da geometria e dos elementos construtivos considerados no modelo. Nos modos de translação superiores, bem como nos modos de distorção e rotação, verifica-se um aumento considerável das respectivas frequências de vibração em relação à frequência do 1º modo transversal quando o valor de  $k$  é superior a 0,02, pelo que a relação entre estes modos é particularmente influenciada pela rigidez dos pavimentos.

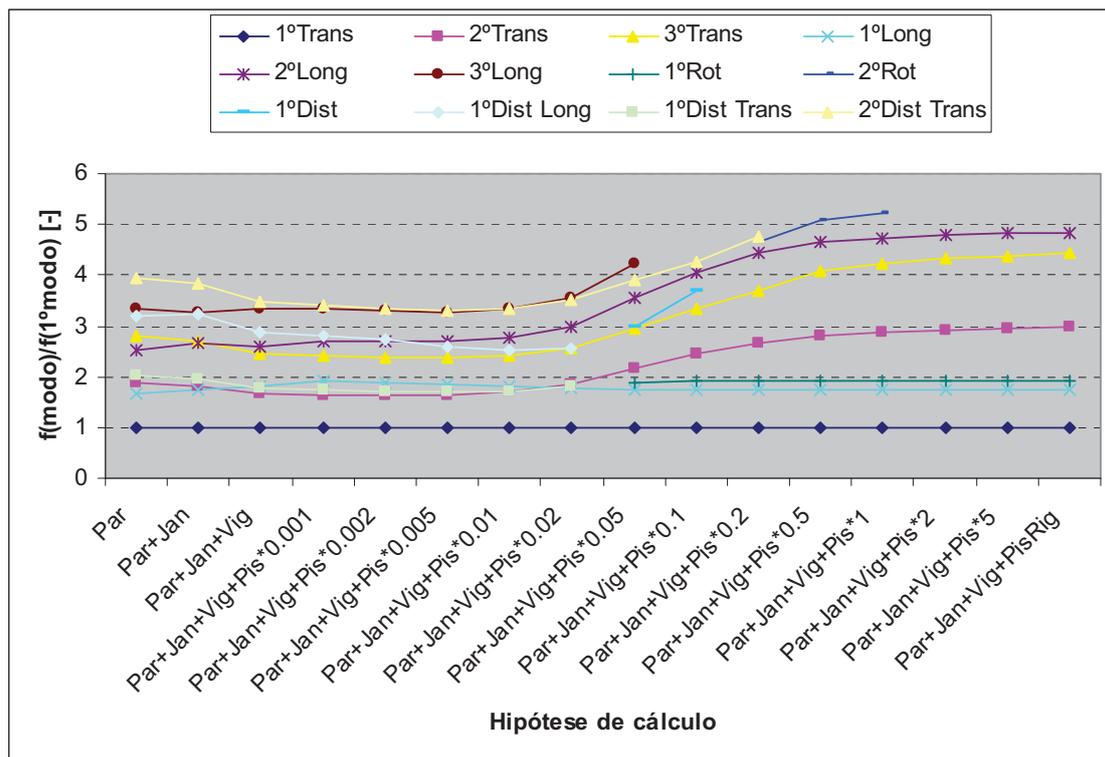


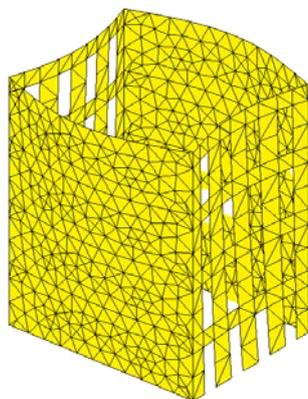
Figura 5.20 – Variação das frequências de vibração médias relativamente à frequência do 1º modo

Na posse destes resultados, é importante compará-los com os resultados experimentais obtidos no Modelo 0, o modelo físico que se pretende simular através deste modelo numérico. Recordar-se que o modelo físico apresenta frequências de vibração do 1º modo transversal e do 1º modo longitudinal de, respectivamente, 4,7 Hz e 14,3 Hz, o que corresponde a uma relação entre modos de cerca de 3,0. Estes valores combinados não permitem enquadrar o modelo experimental dentro das hipóteses de cálculo adoptadas dado que apenas na hipótese “Par+Jan+Vig” é possível encontrar uma frequência de vibração do 1º modo transversal tão baixa enquanto que para a frequência de vibração do 1º modo longitudinal não há qualquer correspondência pois o seu valor é superior ao máximo determinado no modelo numérico (13,3 Hz). Por outro lado, verifica-se que a relação entre as frequências de vibração do 1º modo longitudinal e do 1º modo transversal é sempre inferior a 1,9, valor este que fica longe da relação obtida entre as frequências de vibração experimentais. Depreende-se assim que as diferenças existentes entre o modelo numérico e o modelo experimental vão para além da simples selecção de uma das hipóteses de cálculo adoptadas, do módulo de elasticidade da argamassa utilizada na construção das paredes ou do tipo de ligação das paredes à fundação,

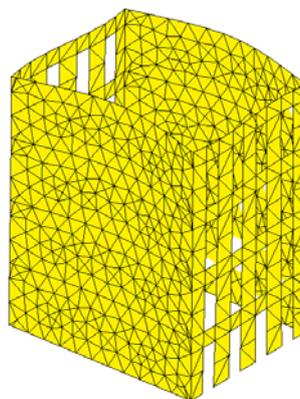
havendo pois que adicionar mais alguns parâmetros ao modelo numérico que não foram contemplados.

É chegada a altura de apresentar as configurações modais para poder apreciar as diferenças, qualitativas, introduzidas pelas hipóteses de cálculo. Dada a influência relativa das hipóteses de base e complementares, seleccionaram-se, por um lado, algumas hipóteses de base que permitem ilustrar os 12 modos de vibração identificados e acompanhar as diferenças que ocorrem nalguns deles, e, por outro lado, considerou-se que o módulo de elasticidade da argamassa utilizada na construção das paredes é de 0,70GPa e que as paredes estão fixas, e não encastradas, na fundação. Na Figura 5.21 à Figura 5.24 são apresentados os modos de vibração ordenados pelo número sequencial do modo, atribuído pelo Cast3M por ordem crescente da frequência de vibração, e pela sua identificação atribuída de acordo com as regras enumeradas anteriormente. Antes de mais, aproveita-se para, numa primeira passagem por estas figuras, visualizar os vários modos identificados. Na Figura 5.21 estão patentes alguns exemplos dos designados modos de “membrana” que correspondem, na realidade, à vibração das paredes nos modelos que não incluem pavimentos. Os modos de distorção transversal e longitudinal, visíveis na Figura 5.21 e na Figura 5.22, correspondem à distorção do pavimento segundo cada uma daquelas direcções, enquanto que o modo de distorção global, visível na Figura 5.23, está fundamentalmente relacionado com a distorção segundo a diagonal do pavimento. Os modos de rotação estão presentes na Figura 5.23 e na Figura 5.24 e correspondem à habitual torção em torno do eixo vertical. A transição entre estes modos é gradual, em função da rigidez dos pavimentos, tornando-se difícil decidir quando acabam uns e começam outros. Por fim, os modos de translação estão presentes em todas as figuras embora as suas configurações sejam consideravelmente diferentes, umas vezes mobilizando apenas as paredes de empena ou de fachada e outras vezes mobilizando o modelo completo, dependendo da rigidez dos pavimentos. Observando as figuras, agora em sequência, confirma-se que a progressiva introdução dos elementos construtivos no modelo numérico, particularmente das vigas de pavimento e dos pavimentos com rigidez crescente, faz com que todos os modos de vibração se modifiquem significativamente. Em primeiro lugar são suprimidos os modos designados por “membrana”, depois os modos de distorção transversal e longitudinal transformam-se em modos de rotação e de distorção global. Os modos de translação, por sua vez, são inicialmente locais, passando posteriormente a serem modos globais. Face aos exemplos apresentados nestas figuras, pode afirmar-se que, à medida que a rigidez dos pavimentos aumenta, os modos tornam-se mais globais e menos locais, ou seja, implicam cada vez mais a vibração da estrutura como um todo e não de partes da estrutura,

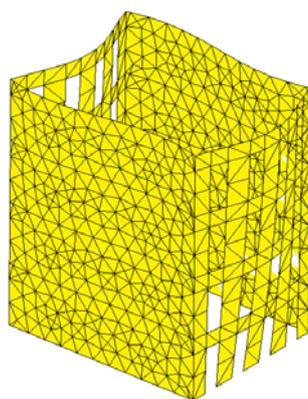
como sejam as empenas, as fachadas, ou os nembos. No limite, quando o piso é rígido, os modos dependem, fundamentalmente, do comportamento das várias paredes no seu plano, embora essa dependência se possa manifestar mais cedo para pavimentos com alguma flexibilidade.



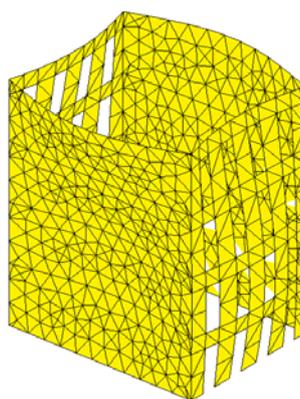
Modo 1 – 1º modo de “membrana”



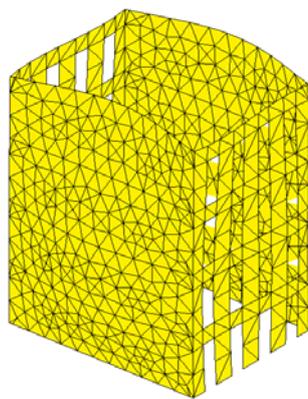
Modo 2 – 1º modo transversal



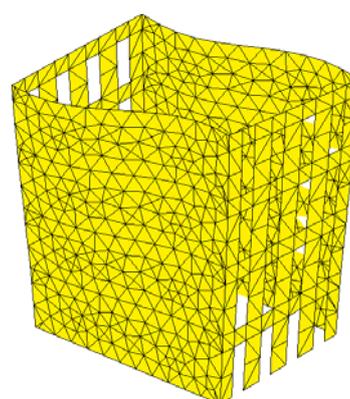
Modo 3 – 1º modo longitudinal



Modo 4 – 2º modo de “membrana”

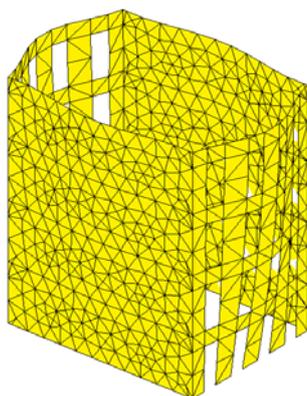


Modo 5 – 2º modo transversal

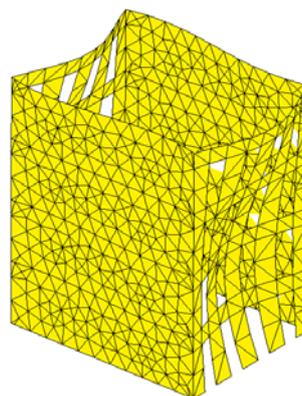


Modo 6 – 1º modo de distorção transversal

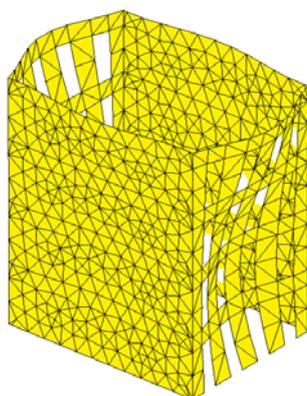
Figura 5.21 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par” (1)



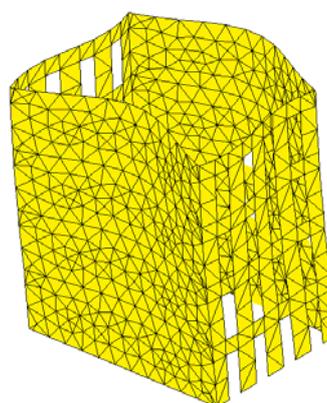
Modo 7 – 3º modo de “membrana”



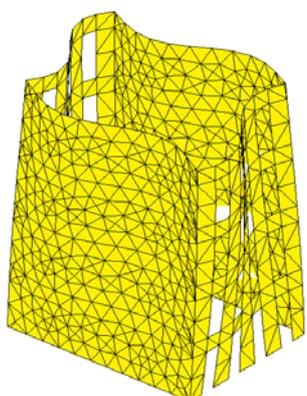
Modo 8 – 2º modo longitudinal



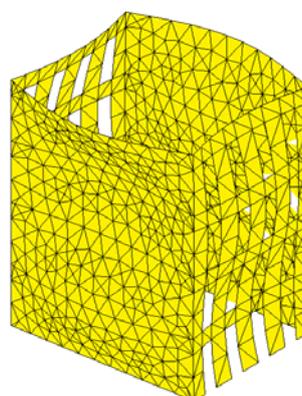
Modo 9 – 4º modo de “membrana”



Modo 10 – 3º modo transversal

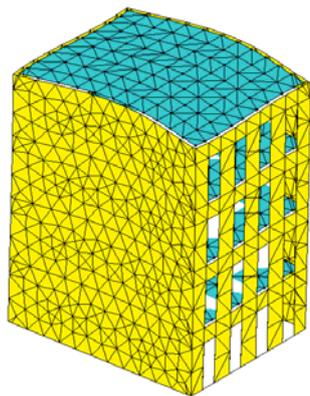


Modo 11 – 1º modo de distorção longitudinal

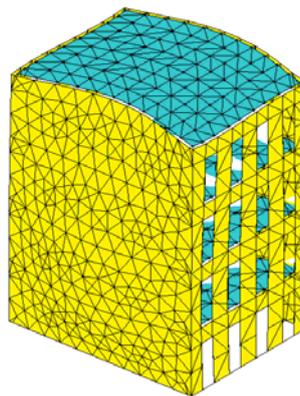


Modo 12 – 5º modo de “membrana”

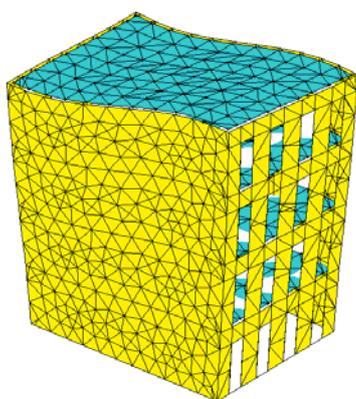
Figura 5.21 (continuação) – Primeiros modos de vibração do modelo “Par” (1)



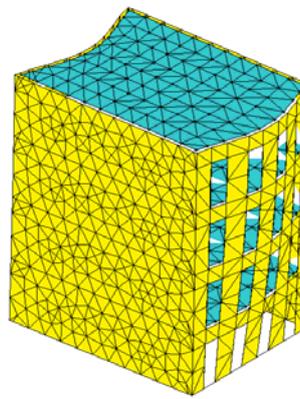
Modo 1 – 1º modo transversal



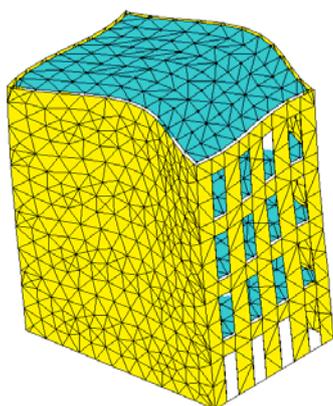
Modo 2 – 2º modo transversal



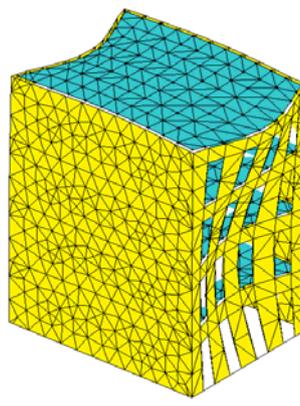
Modo 3 – 1º modo de distorção transversal



Modo 4 – 1º modo longitudinal

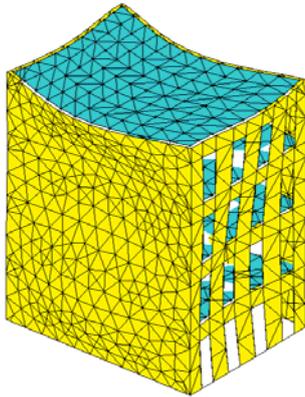


Modo 6 – 3º modo transversal

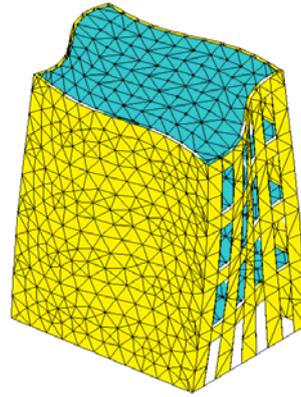


Modo 7 – 2º modo longitudinal

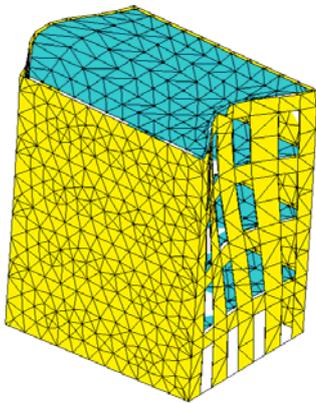
Figura 5.22 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,001” (4)



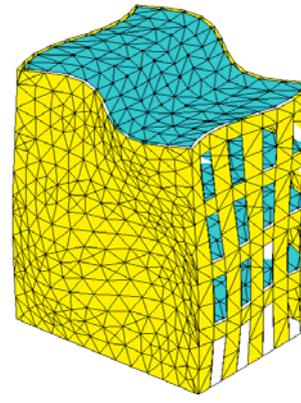
Modo 8 – 4º modo transversal



Modo 10 – 1º modo de distorção longitudinal

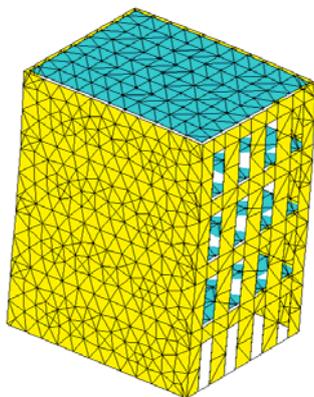


Modo 15 – 3º modo longitudinal

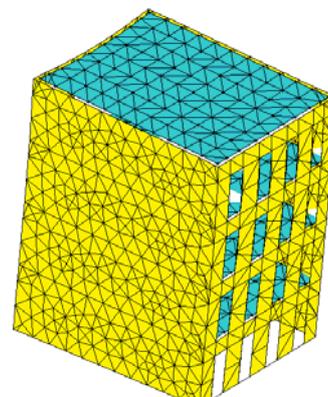


Modo 16 – 2º modo de distorção transversal

Figura 5.22 (continuação) – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,001” (4)

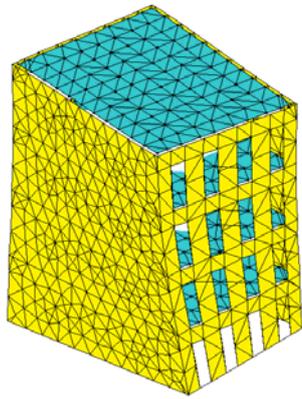


Modo 1 – 1º modo transversal

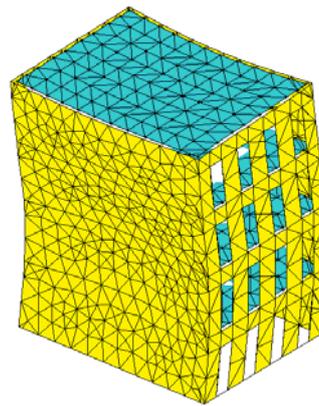


Modo 2 – 1º modo longitudinal

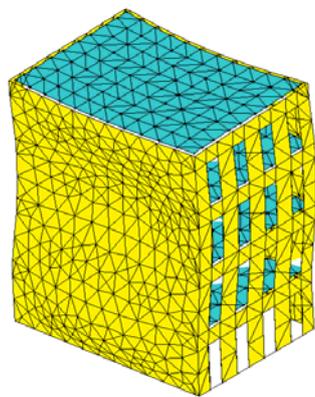
Figura 5.23 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,1” (10)



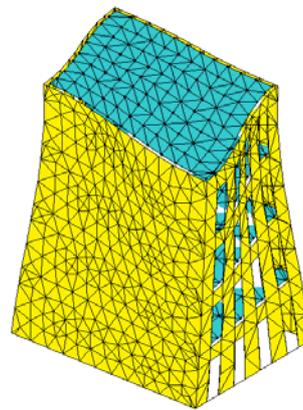
Modo 3 – 1º modo de rotação



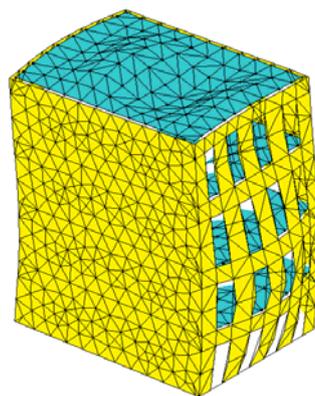
Modo 8 – 2º modo transversal



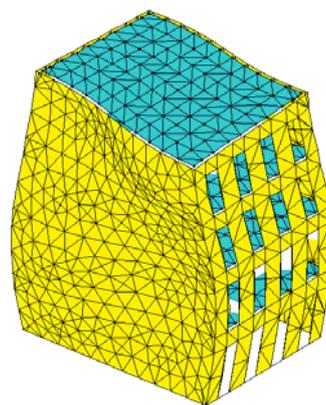
Modo 13 – 3º modo transversal



Modo 18 – 1º modo de distorção global

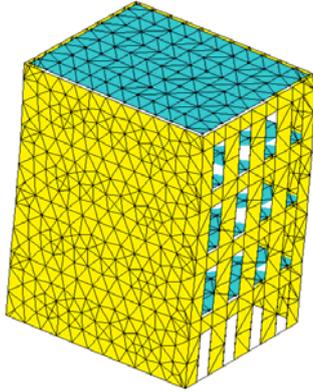


Modo 19 – 2º modo longitudinal

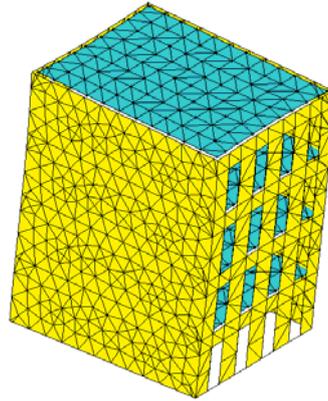


Modo 21 – 2º modo de distorção transversal

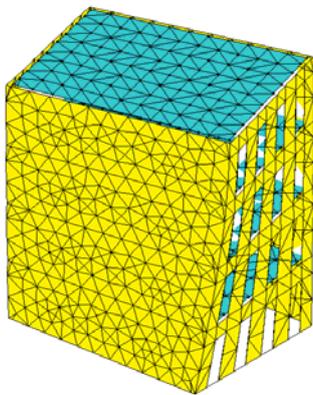
Figura 5.23 (continuação) – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + Pis×0,1” (10)



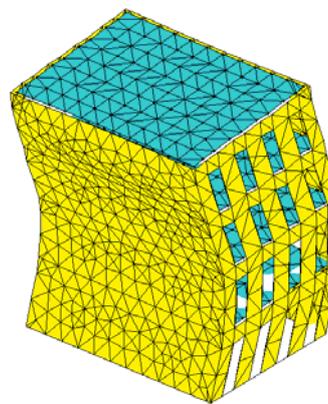
Modo 1 – 1º modo transversal



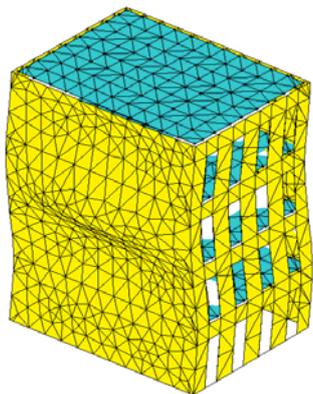
Modo 2 – 1º modo longitudinal



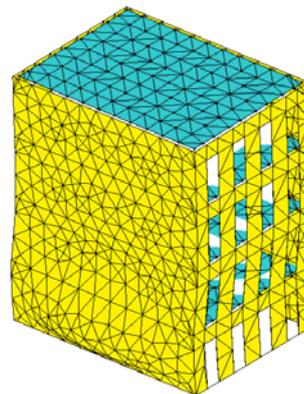
Modo 3 – 1º modo de rotação



Modo 8 – 2º modo transversal

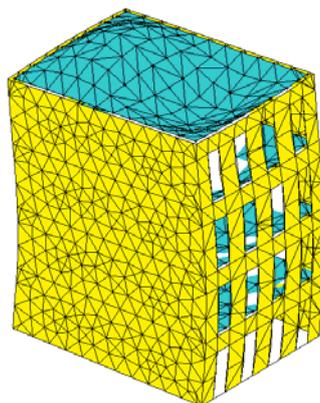


Modo 10 – 3º modo transversal

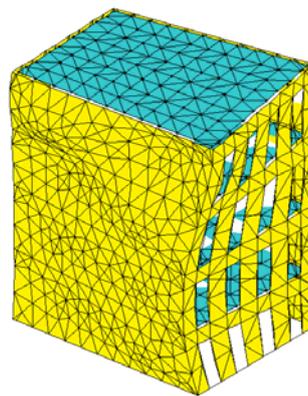


Modo 15 – 4º modo transversal

Figura 5.24 – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16)



Modo 16 – 2º modo longitudinal



Modo 20 – 2º modo de rotação

Figura 5.24 (continuação) – Primeiros modos de vibração do modelo “Par + Jan + Vig + PisRig” (16)

Para concluir a apresentação dos resultados da análise modal, falta ainda analisar as contribuições de cada modo para a massa total, medidas em termos de factores de participação de massa, e a sua evolução com as hipóteses de cálculo. Os modos de distorção, rotação e até de “membrana” têm, neste aspecto, uma importância bastante reduzida, dadas as características das suas configurações modais, pelo que as atenções se concentram apenas nos modos de translação. Em primeiro lugar, apresenta-se na Figura 5.25 e Figura 5.26 a evolução, ao longo das 16 hipóteses de base, das contribuições dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais, respectivamente, para a massa total. Constata-se, mais uma vez, que as curvas estão agrupadas em feixes com reduzida dispersão, o que confirma a reduzida importância das hipóteses complementares. Comparando os vários modos entre si, observa-se que o 1º modo em cada direcção é aquele que tem a maior contribuição para a massa total, com valores que variam entre cerca de 50% e 75% na direcção transversal e entre cerca de 25% e 75% na direcção longitudinal. As contribuições dos 2º e 3º modos em cada direcção são inferiores à do correspondente 1º modo, sendo as do 2º modo sempre inferiores a cerca de 15% e as do 3º modo superiores às do 2º modo para valores de  $k$  inferiores a 0,05. Comparando as duas direcções entre si, verifica-se que o andamento das contribuições dos modos são bastante semelhantes embora, quando a rigidez dos pavimentos é baixa, a contribuição do 1º modo longitudinal seja inferior à do 1º modo transversal, sucedendo o inverso no 3º modo.

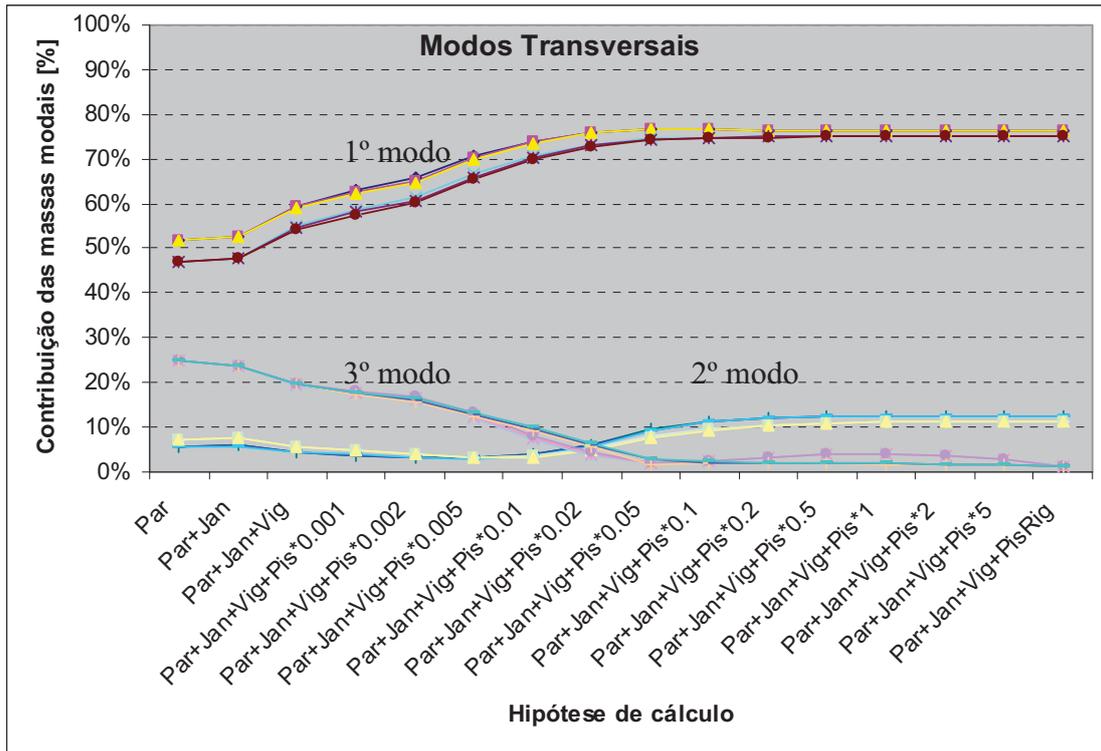


Figura 5.25 – Contribuição das massas dos primeiros modos transversais

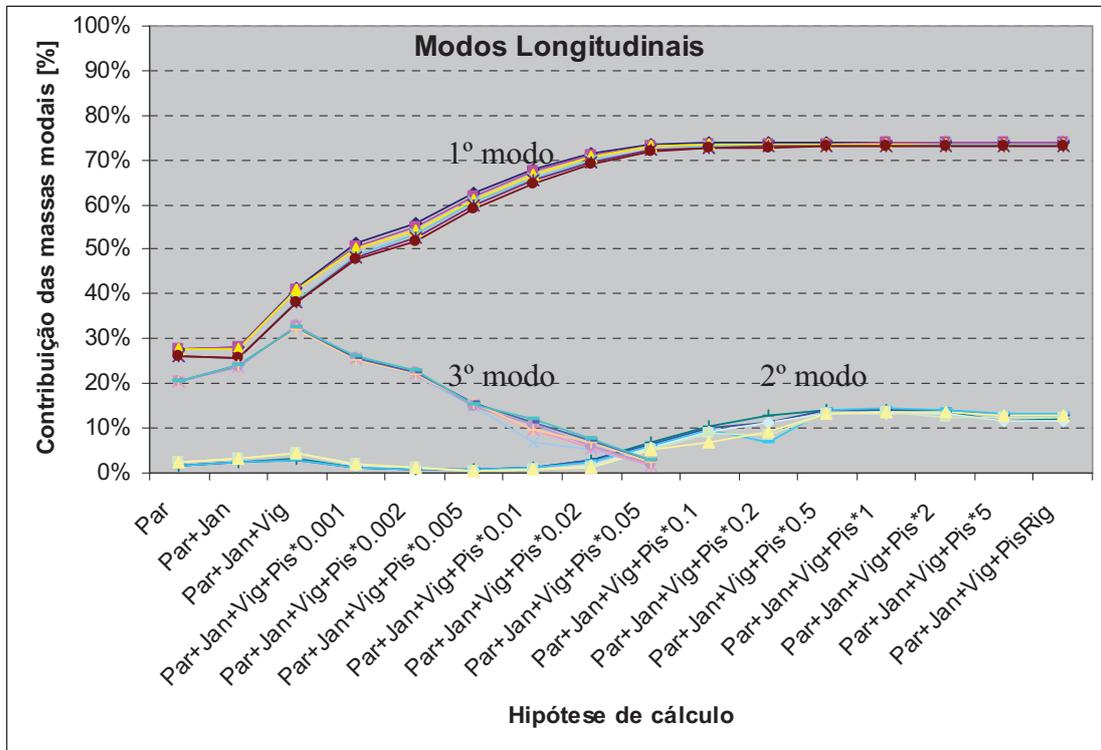


Figura 5.26 – Contribuição das massas dos primeiros modos longitudinais

Para ajudar a perceber a importância destes modos relativamente aos demais, e tirando partido da reduzida dispersão dos feixes de curvas, apresenta-se novamente na Figura 5.27 as contribuições dos 3 primeiros modos transversais e longitudinais, onde se observa que o 1º modo de translação em cada direcção atinge o valor máximo para valores de  $k$  superiores a 0,02. Para além disso, a contribuição do 1º modo transversal é sempre superior à do 1º modo longitudinal, pelo que aquele modo é mais representativo do comportamento dinâmico do modelo do que este, nas direcções respectivas.

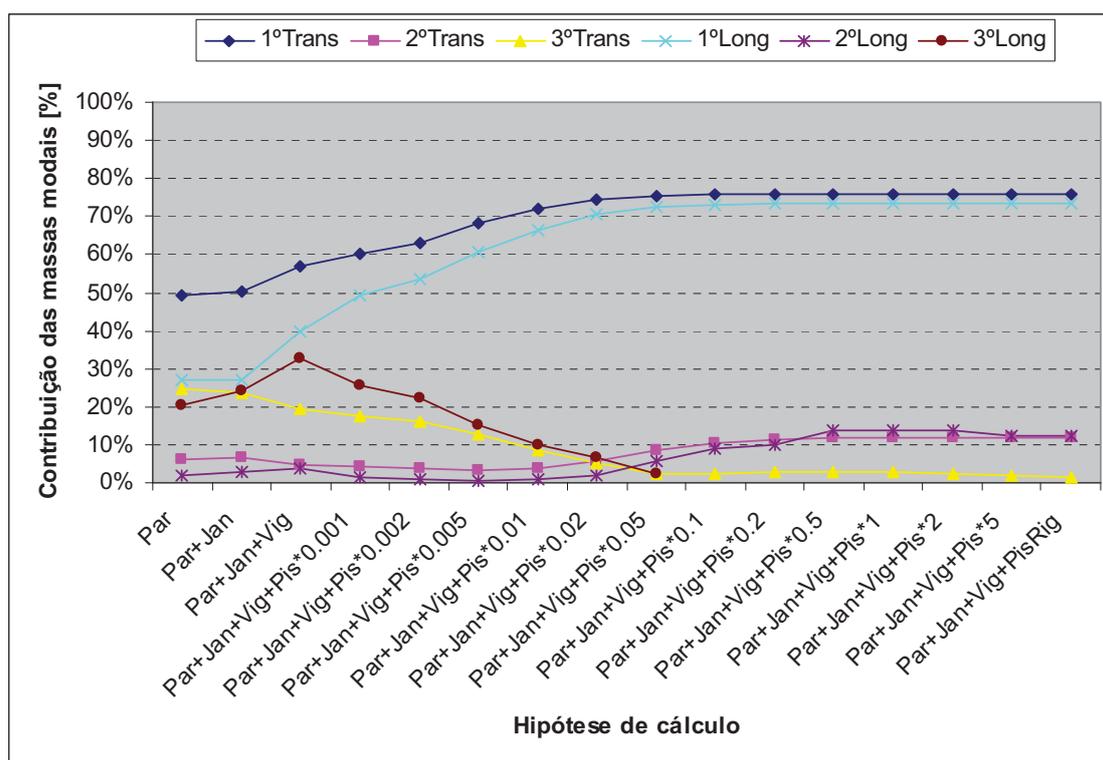


Figura 5.27 – Contribuição dos primeiros modos de translação em cada direcção para as massas modais médias

A Figura 5.28 mostra, por fim, as contribuições acumuladas, em cada direcção, de todos os modos determinados no intervalo de frequências considerado e, também, dos 3 primeiros modos de translação, com o objectivo de aferir a relevância dos resultados da análise dinâmica apresentados. Verifica-se que a totalidade dos modos determinados no intervalo de frequências considerado tem uma contribuição superior a 90%, na direcção transversal, e entre 80% e 90%, na direcção longitudinal, da massa total do modelo. Pode-se afirmar, portanto, que a análise modal efectuada incluiu, mais na direcção longitudinal do que na direcção transversal, os modos de vibração que mais contribuem para o comportamento

dinâmico do modelo. Destes, os 3 primeiros modos de translação constituem a quase totalidade das contribuições, com excepção apenas da direcção longitudinal onde essa contribuição, nos modelos só com paredes ou com paredes e janelas, ronda apenas os 50%. Mais importante ainda, comparando os dois gráficos, é a constatação de que os primeiros modos transversal e longitudinal constituem, na direcção respectiva, a maior contribuição individual para a massa total, mesmo para valores baixos da rigidez dos pavimentos ( $k > 0,02$ ). Nestas condições é possível afirmar que, do ponto de vista da resposta dinâmica, uma análise estática não linear baseada apenas no 1º modo de vibração é representativa do comportamento dinâmico do modelo, assunto ao qual se dedica a próxima secção.

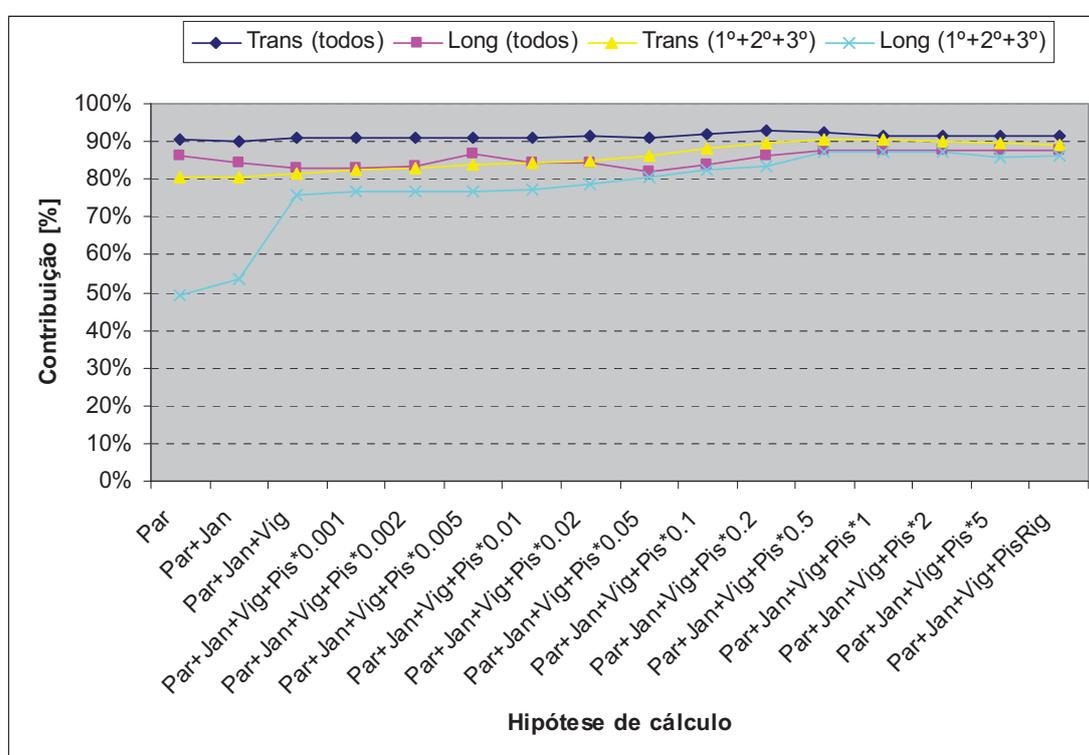


Figura 5.28 – Contribuição acumuladas em cada direcção para as massas modais médias

### 5.3. Análises não lineares

#### 5.3.1. Dados iniciais

A análise dos resultados experimentais, realizada no Capítulo 4, mostrou que os modelos físicos apresentaram comportamentos distintos nas direcções longitudinal e transversal, fundamentalmente relacionados com o comportamento no plano das paredes alinhadas com

cada direcção. De facto, na direcção longitudinal, as empenas contribuem com uma grande rigidez e resistência para o comportamento do modelo, enquanto, na direcção transversal, as fachadas possuem uma menor resistência e rigidez mas uma maior capacidade de deformação. O comportamento para fora do plano das paredes é, comparativamente, menos relevante no que diz respeito à capacidade resistente da estrutura, tratando-se, sobretudo, de um problema de controlo de deslocamentos que as soluções de reforço utilizadas procuram resolver em primeira instância. Por estes motivos, optou-se por estudar o comportamento dos modelos apenas na direcção transversal, tendo sido, por isso, elaborados modelos numéricos planos representativos das fachadas.

O comportamento não linear exibido pelos modelos físicos, expresso nas curvas de capacidade, é devido, fundamentalmente, à não linearidade física dos materiais, dado que o baixo valor dos deslocamentos, relativamente às dimensões globais dos modelos, não faz antever a existência de comportamentos geometricamente não lineares relevantes. Os danos observados nos elementos estruturais constituem, assim, um bom indicador dos materiais que apresentaram um comportamento fisicamente não linear, tanto mais que, nos modelos físicos, cada elemento era composto por um e um só tipo de material. Dado que os danos se concentraram sobretudo nas paredes, a argamassa utilizada na sua construção tem de ser modelada como material com comportamento não linear. Nos restantes elementos estruturais, molduras nas aberturas, interfaces, vigas de pavimento e pavimentos, podem ser utilizadas as mesmas propriedades que foram utilizadas nas análises lineares para simular o comportamento dos materiais constituintes, a madeira de pinho bravo e os painéis de MDF.

As propriedades físicas e mecânicas da argamassa foram apresentadas no Capítulo 3, e são reproduzidas no Quadro 5.6 por conveniência, às quais se adicionam, agora, os valores estimados para o módulo de elasticidade e para a tensão de rotura à tracção. O módulo de elasticidade é estimado com base no estipulado no EC6 para a relação entre o módulo de elasticidade secante  $E$  e a tensão de rotura à compressão da alvenaria ( $f_c$ ) na verificação dos estados limites últimos ( $E = 1000 \times f_c$ ) [EC6-1, 2005]. A tensão de rotura à tracção é considerada como sendo 10% da tensão de rotura à compressão. Estas são consideradas as propriedades iniciais da argamassa dado que, conforme se explica já a seguir, elas foram ajustadas à medida que as análises eram realizadas de modo a corrigir os resultados obtidos.

Quadro 5.6 – Propriedades mecânicas iniciais adoptadas para a argamassa

Modelo	Massa volúmica ( $m_{vol}$ )	Tensão de rotura à compressão ( $f_{c,inicial}$ )	Módulo de elasticidade ( $E$ )	Tensão de rotura à tracção ( $f_{t,inicial}$ )
0	1909,5 kg/m <sup>3</sup>	0,76 MPa	0,75 GPa	0,076 MPa
00	2081,2 kg/m <sup>3</sup>	0,88 MPa	0,88 GPa	0,088 MPa
1	2067,3 kg/m <sup>3</sup>	1,36 MPa	1,36 GPa	0,136 MPa
2	2119,7 kg/m <sup>3</sup>	1,17 MPa	1,17 GPa	0,117 MPa
3	2081,0 kg/m <sup>3</sup>	0,67 MPa	0,67 GPa	0,067 MPa

As curvas de capacidade experimentais representam o esforço transversal na base, calculado a partir das forças de inércia geradas durante o ensaio devido às acelerações impostas na base, em função do deslocamento no topo do modelo, isto para cada um dos ensaios. O facto da solicitação sísmica aumentar de ensaio para ensaio, e de o modelo acumular danos em cada ensaio, traduz-se numa sequência de curvas de capacidade que reflectem realidades distintas em cada ensaio. Por este motivo, as curvas experimentais permitem identificar a rigidez inicial e a resistência final do modelo físico embora, particularmente na direcção transversal, a evolução da cedência e, conseqüentemente, a ductilidade sejam mascaradas. Por sua vez, as curvas de capacidade obtidas nos modelos numéricos pressupõem a aplicação incremental de um conjunto de forças horizontais, que representam a solicitação sísmica, num modelo que se degrada progressivamente, em rigidez e/ou resistência, até atingir uma determinada condição limite imposta em deslocamento ou em força. Quer isto dizer que as curvas de capacidade numéricas, representando à mesma o esforço transversal na base e o deslocamento no topo, terão um andamento diferente do das curvas experimentais embora devam ser semelhantes em termos de rigidez inicial e resistência final. Justifica-se por isso testar diversos perfis de forças horizontais – uniformes, triangulares, proporcionais ao 1º modo de vibração – e variar as propriedades não lineares dos materiais, dentro de certos limites, de modo a conseguir reproduzir estes dois aspectos nas curvas de capacidade numéricas.

Os modelos numéricos permitem obter não só as curvas de capacidade para determinadas combinações de carregamento, como também estimar o dano resultante dessas acções. A exploração do comportamento não linear dos materiais implica um determinado dano, que nos

modelos físicos se manifesta, por exemplo, através da abertura de fendas, mas que nos modelos numéricos é quantificado, seja através de uma variável de dano, seja através da superação de determinados patamares predefinidos, por exemplo, de deformação. Este é mais um resultado, para além das curvas de capacidade, que pode ser utilizado para comparar os modelos físicos e numéricos e, nomeadamente, ajudar a interpretar os mecanismos de colapso.

### 5.3.2. Análise estática com modelo estrutural contínuo

Na primeira análise estática não linear que se apresenta aqui, a fachada de alvenaria foi modelada como um contínuo bidimensional cujas propriedades não lineares do material constituinte, a argamassa, determinam o comportamento não linear da estrutura para o carregamento actuante, vertical e horizontal. O modelo plano utilizado contempla outros elementos construtivos para além da fachada, dado que ele corresponde, grosso modo, a metade do modelo tridimensional utilizado nas análises lineares. De facto, foram incluídas no modelo plano não só as molduras nas aberturas e as interfaces de ligação dos pavimentos às paredes, como também metade das vigas de pavimento e dos pavimentos que lhe são atribuíveis por área de influência. Desta forma, e apesar de ser um modelo plano, é possível tirar partido de algum efeito de confinamento que estes elementos possam desempenhar dado estarem localizados ao nível da face superior dos lintéis. Do modelo tridimensional apenas as empenas não foram incluídas, por se tratarem de paredes perpendiculares à direcção analisada, embora tenha sido considerada metade da sua massa para efeitos das acções horizontais. Perdeu-se, assim, a possibilidade de estudar a influência da rigidez e resistência destas paredes, bem como da variação da rigidez do pavimento, no comportamento do modelo na direcção transversal, apesar destes aspectos poderem ter alguma relevância.

O modelo numérico, desenvolvido em Cast3M na mesma escala reduzida do modelo físico, tem uma largura de 3,0m e uma altura de 4,8m. Na discretização, apresentada na Figura 5.29, foram utilizados elementos rectangulares de 4 nós ('QUA4') na parede, e elementos lineares de 2 nós ('SEG2') nos restantes elementos estruturais. A máxima dimensão da malha é de 0,10m nas duas direcções enquanto os elementos lineares têm os seus comprimentos determinados pela geometria do modelo e pela dimensão da malha: as molduras nas aberturas e as interfaces estão ligadas à malha em todos os nós, enquanto as vigas de pavimento e os pavimentos estão ligados à fachada apenas nas extremidades esquerda e direita, ao nível dos pisos. Em termos da formulação de elementos finitos, foram utilizados elementos de barra biarticulada ('BARR'), de viga sem deformação por corte

(‘POUT’) e de elementos lineares de 4 nós (‘QUA4’), tal como se apresenta no Quadro 5.7 a par das dimensões das secções transversais. Os esforços na parede, como estrutura plana que é, foram calculados admitindo um estado plano de tensão.

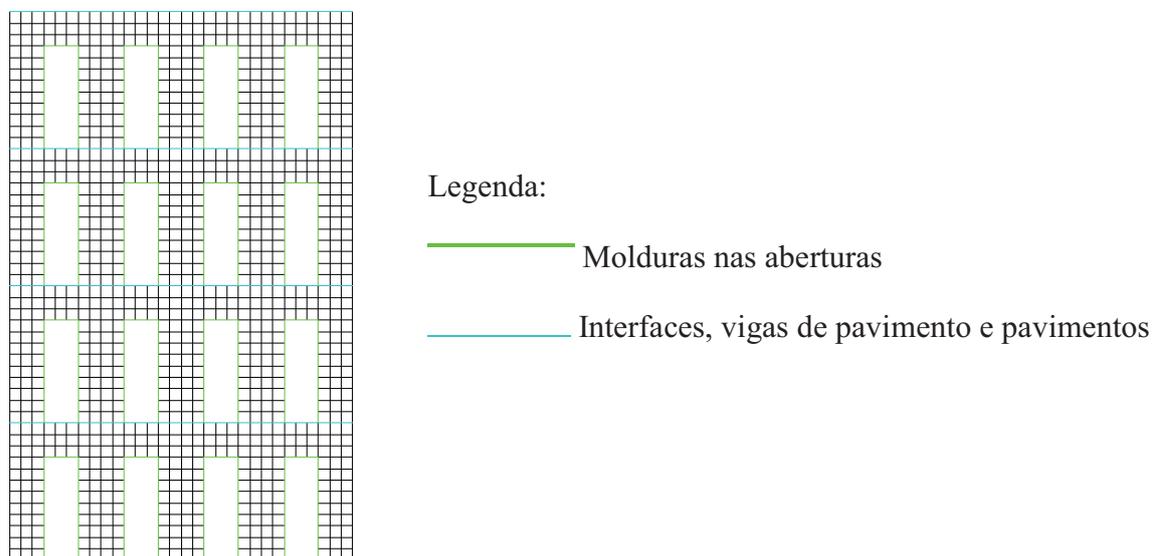


Figura 5.29 – Modelo plano contínuo utilizado na análise não linear

Quadro 5.7 – Características da discretização do modelo 2D em Cast3M

Elementos construtivos	Suporte geométrico	Elemento finito	Dimensões
Vigas de pavimento	‘SEG2’	‘BARR’	$5 \times 0,10\text{m} \times 0,075\text{m}$
Paredes	‘QUA4’	‘QUA4’	$0,15\text{m} (\times 1\text{m})$
Pavimentos	‘SEG2’	‘BARR’	$2\text{m} \times 0,012\text{m}$
Interfaces	‘SEG2’	‘POUT’	$0,03\text{m} \times 0,075\text{m}$
Molduras nas aberturas	‘SEG2’	‘POUT’	$0,15\text{m} \times 0,02\text{m}$

O comportamento adoptado para a generalidade dos materiais foi ‘MECANIQUE’ ‘ELASTIQUE’ ‘ISOTROPE’, com excepção da argamassa na qual foi utilizado o modelo de dano ‘ENDOMMAGEMENT’ ‘MAZARS’ disponível no programa Cast3M. Este modelo [Mazars, 1994], embora tenha sido ajustado para simular o comportamento do betão quando sujeito a cargas monotónicas [Combescure, 2001], é considerado também um modelo possível para simular o comportamento da alvenaria [Salonikios *et al.*, 2003]. Ainda para mais, no

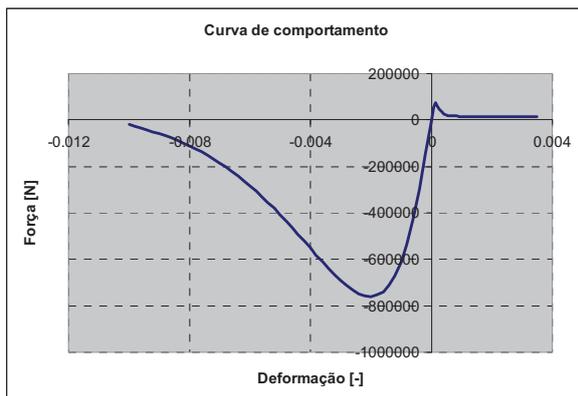
caso presente a alvenaria de pedra foi substituída, nos modelos físicos, por uma argamassa com fraca resistência à compressão, pelo que se considera aceitável utilizá-lo para modelar, aqui também, o comportamento não linear da argamassa. No decurso das análises as propriedades da argamassa utilizada na construção das paredes foram sendo modificadas em função dos resultados obtidos. Ao todo foram utilizados 4 materiais diferentes para simular o comportamento dos nembos, nós e lintéis nos quais se pode considerar subdividida a parede:

- M1 – as paredes são simuladas com o material considerado inicial, cujas propriedades foram indicadas no Quadro 5.6;
- M2 – os lintéis são enfraquecidos, considerando que a sua tensão de rotura à tracção é 1% da inicial e que a sua resistência residual à tracção é nula;
- M3 – os lintéis são novamente enfraquecidos, reduzindo agora a tensão de rotura à compressão para 50% da inicial;
- M4 – os nós e nembos são enfraquecidos relativamente ao material inicial, através da anulação da sua resistência residual.

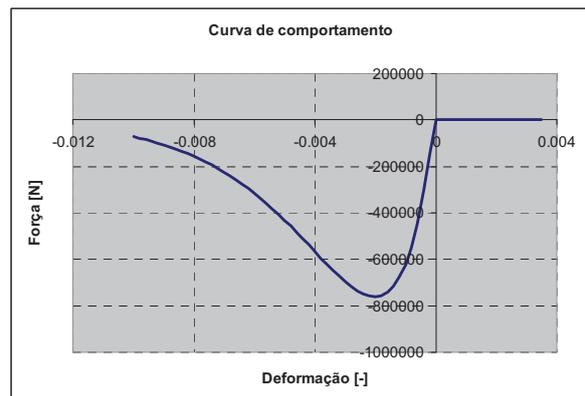
A selecção destes valores baseou-se, conforme já se disse, nos resultados das várias análises. Um dos primeiros aspectos detectados foi o de, após a aplicação das cargas verticais (o processo de aplicação das cargas será descrito mais adiante), os lintéis não apresentarem qualquer dano ao contrário das observações efectuadas nos modelos físicos, o que deu origem ao material M2. A partir daí prosseguiu-se com o enfraquecimento do material, na procura de uma melhor concordância entre as curvas experimentais e numéricas, o que levou aos materiais M3 e M4, até que este último se revelou ser já demasiado fraco para se continuar com o processo. Apresenta-se no Quadro 5.8 um resumo das propriedades adoptadas em cada um dos casos para a argamassa utilizada na construção das paredes utilizadas no modelo numérico utilizado na análise estática não linear e na Figura 5.30 um exemplo para os materiais do Modelo 0. O parâmetro *fragilidade*, cujo valor varia entre 0 e 1, controla a rapidez com que a resistência à tracção reduz após o pico, sendo tanto maior quanto mais próximo de 1 for aquele parâmetro.

Quadro 5.8 – Propriedades adoptadas para a argamassa utilizada na construção das paredes

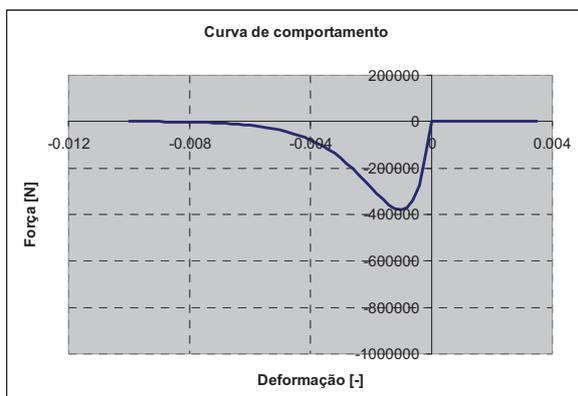
Material	Elemento	$f_c$	$f_t$	$f_{t,residual}$	fragilidade
M1	Nembos e nós	$f_{c, inicial}$	$0,1 \times f_{c, inicial}$	$0,2 \times f_t$	0
	Lintéis	$f_{c, inicial}$	$0,1 \times f_{c, inicial}$	$0,2 \times f_t$	0
M2	Nembos e nós	$f_{c, inicial}$	$0,1 \times f_{c, inicial}$	$0,2 \times f_t$	0
	Lintéis	$f_{c, inicial}$	$0,001 \times f_{c, inicial}$	0	1
M3	Nembos e nós	$f_{c, inicial}$	$0,1 \times f_{c, inicial}$	$0,2 \times f_t$	0
	Lintéis	$0,5 \times f_{c, inicial}$	$0,001 \times f_{c, inicial}$	0	1
M4	Nembos e nós	$f_{c, inicial}$	$0,1 \times f_{c, inicial}$	0	1
	Lintéis	$0,5 \times f_{c, inicial}$	$0,001 \times f_{c, inicial}$	0	1



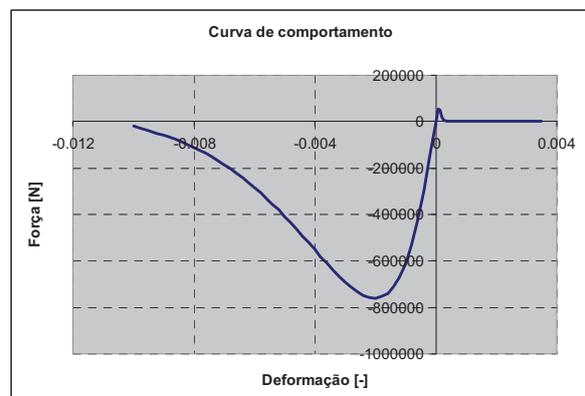
a) Material inicial M1



b) Lintéis do material M2



c) Lintéis do material M3



d) Nembos e nós do material M4

Figura 5.30 – Modelação do comportamento da argamassa do Modelo 0

As acções a considerar no modelo numérico, tanto horizontais como verticais, resultam directamente da massa da estrutura. Apresentam-se no Quadro 5.9 as massas de cada um dos modelos, onde se pode observar que a componente horizontal da massa,  $M_x$ , responsável pelas acções horizontais é superior à componente vertical,  $M_y$ , associada às cargas verticais actuantes na fachada. Tal diferença deve-se à simulação da massa das empenas que pertence ao modelo plano, por área de influência, através de massas concentradas atribuídas aos graus de liberdade horizontais dos nós da malha que estão nos lados esquerdo e direito da fachada.

Quadro 5.9 – Massas do modelo plano

Modelo	Massa dinâmica ( $M_x$ )	Massa estática ( $M_y$ )
0	8948,9 kg	2969,6 kg
00	9703,0 kg	3229,3 kg
1	9641,9 kg	3208,2 kg
2	9872,1 kg	3287,5 kg
3	9702,1 kg	3228,9 kg

Antes de realizar a análise estática não linear procedeu-se a uma análise modal linear do modelo plano com o objectivo de determinar o 1º modo de vibração necessário à quantificação de um dos carregamentos que se apresentam já a seguir. O Quadro 5.10 resume os resultados dessa análise para os 5 modelos em termos da frequência de vibração ( $f$ ), da massa generalizada ( $M_n$ ) e do factor de participação de massa horizontal ( $\Gamma_x$ ). Por conveniência, estes dois últimos valores são apresentados também normalizados relativamente à massa da estrutura. Constata-se que o valor da frequência de vibração do 1º modo do Modelo 0 está contido no intervalo de frequências determinadas na análise modal tridimensional, mais propriamente na proximidade do valor de  $k$  igual a 0,005.

Quadro 5.10 – Resultados do 1º modo de vibração na análise modal linear do modelo plano

Modelo	$f$ [Hz]	$M_n$ [kg]	$\Gamma_x$ [kg]	$M_n/M_x$ [-]	$\Gamma_x/M_x$ [-]
0	5,65	3318,61	6467,75	37,1%	72,3%
00	5,77	3591,71	7011,93	37,0%	72,3%
1	6,86	3564,93	6977,54	37,0%	72,4%
2	6,39	3649,78	7139,22	37,0%	72,3%
3	5,20	3598,12	7008,50	37,1%	72,2%

Na análise estática não linear foram utilizados três tipos de distribuições de forças, nomeadamente:

- L2 – o modelo é sujeito a uma aceleração horizontal uniforme pelo que as forças em cada ponto são proporcionais ao valor da massa atribuída;
- L3 – o modelo é sujeito a uma aceleração horizontal crescente em altura, com o valor 0 na base e 1 no topo, pelo que as forças em cada nó são não só proporcionais à massa que lhe é atribuída, como também à altura do modelo;
- L4 – o modelo é sujeito a uma aceleração proporcional à configuração do 1º modo de translação.

As distribuições de forças L2 e L4 são as indicadas no [EC8-3, 2005], a L3 foi utilizada adicionalmente para comparação de resultados com a L4 [Salonikios *et al.*, 2003]. Estes três carregamentos estão ilustrados na Figura 5.31, onde se destacam 2 aspectos que têm particular influência no comportamento dos modelos. Em primeiro lugar, os carregamentos L2 e L3 são exclusivamente horizontais enquanto o carregamento L4 tem componentes tanto horizontais como verticais em consequência da configuração modal. Quer isto dizer que o carregamento L4 irá introduzir compressão/tracção na parede para além daquela que resulta do simples derrubamento para acções horizontais. Em segundo lugar, a distribuição das forças horizontais nos carregamentos L3 e L4 é bastante idêntica e completamente distinta da do carregamento L2. É, por isso, expectável que os carregamentos L3 e L4 produzam resultados próximos, comparativamente ao carregamento L2, apesar do efeito atrás mencionado associado ao carregamento L4.

Tratando-se de uma análise não linear com carregamentos não proporcionais, as acções verticais e horizontais são aplicadas em duas fases distintas, conforme se ilustra na

Figura 5.32. Numa primeira fase as cargas verticais, devidas ao peso próprio da estrutura, são aplicadas progressivamente em incrementos de 10% até atingir o seu valor total, após o que, numa segunda fase, são mantidas constantes enquanto as cargas horizontais são aplicadas com valor crescente até se atingir o limite máximo de deslocamento no topo, considerado como 1% da altura total do modelo, ou seja, 0,048m. Em ambas as fases o carregamento foi aplicado utilizando controlo em força, obtendo-se, assim, curvas de capacidade que reproduzem a capacidade resistente máxima dos modelos. Por fim, refere-se que, para evitar os fenómenos de localização típicos neste tipo de análises, foi utilizado um modelo não local para homogeneizar o campo de danos nos elementos.

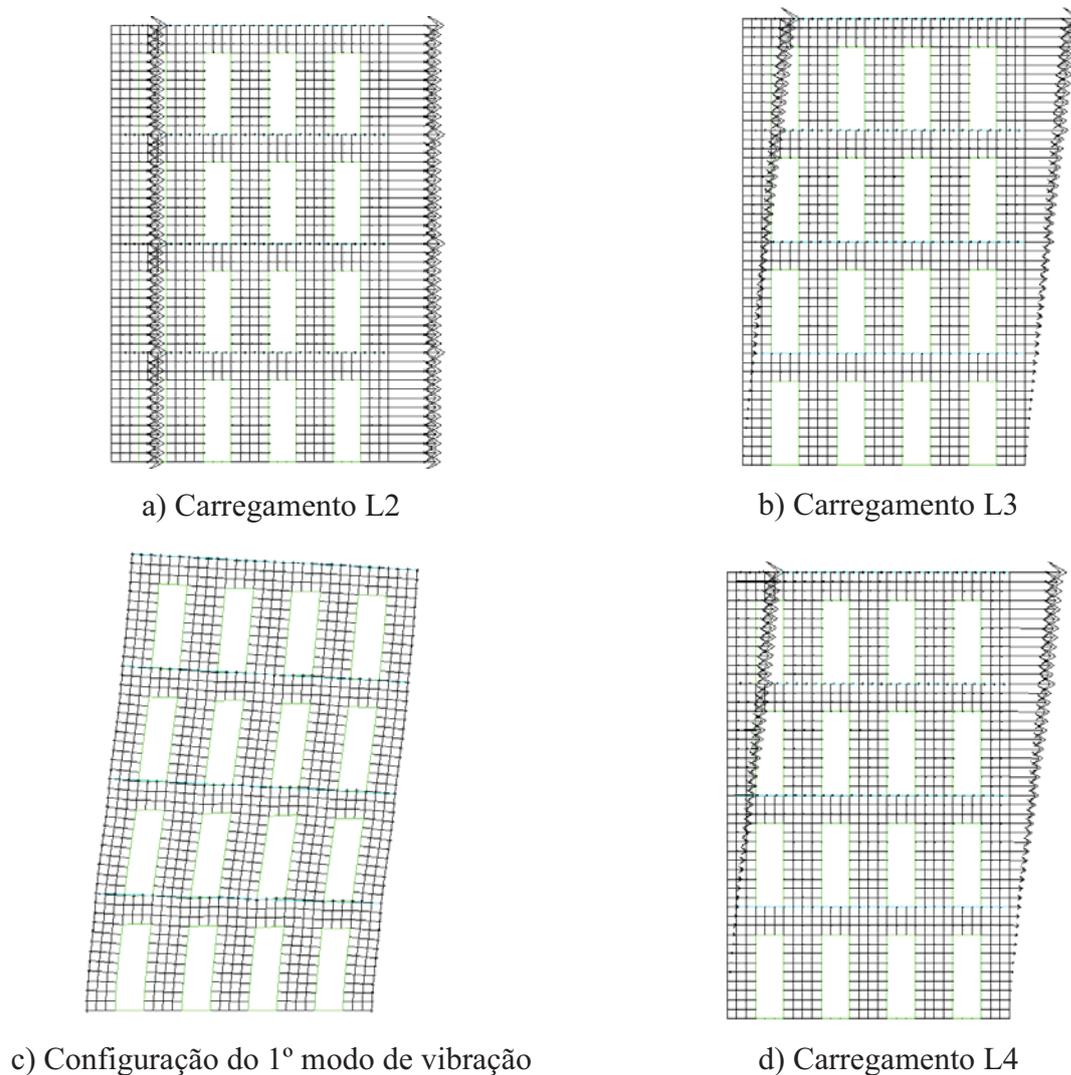


Figura 5.31 – Distribuições de forças horizontais utilizadas nas análises não lineares e configuração do 1º modo de vibração exemplificadas para o Modelo 0

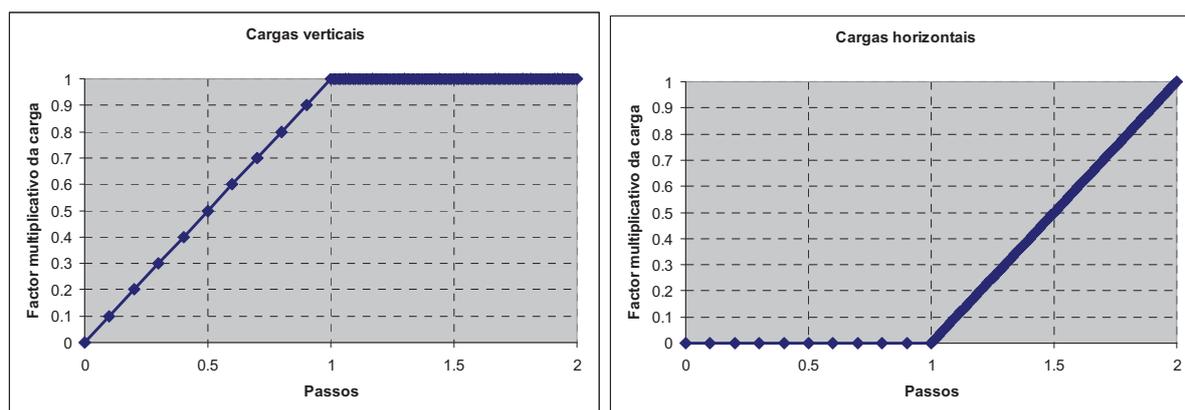


Figura 5.32 – Sequência de aplicação do carregamento

Os resultados obtidos nas análises estáticas não lineares, realizadas nas condições enumeradas, são apresentados de seguida. Começa-se, em primeiro lugar, por mostrar as curvas de capacidade numéricas, obtidas para as várias combinações de acções e materiais, e comparar com as curvas de capacidade experimentais das fachadas Norte e Sul obtidas nos vários ensaios. Na Figura 5.33 à Figura 5.37 são apresentadas as curvas de capacidade dos vários modelos, correspondentes a uma dada combinação de carregamento e material, por exemplo L2\_F\_M1 significa carregamento L2 e material M1, ou então a um dado ensaio experimental, por exemplo Ensaio 0. Consta-se que o carregamento L2 apresenta sempre a curva de capacidade com maior resistência e também que as curvas de capacidade dos carregamentos L3 e L4 são muito semelhantes. Por outro lado, o material M1 é aquele que apresenta a maior capacidade resistente e o material M4 a menor, o que não é de estranhar atendendo a que o material M4 resulta da progressiva fragilização do material M1. O Quadro 5.11 resume, para cada modelo, as combinações de material e de carregamento para as quais as curvas de capacidade numéricas mais se aproximam das curvas experimentais. Esta selecção baseia-se, essencialmente, na comparação entre as capacidades resistentes máximas experimental e numérica dado que, conforme já se referiu, não é possível interpretar a cedência e a ductilidade nas curvas de capacidade experimentais. Verifica-se que, na generalidade dos casos, o material M2 combinado com os carregamentos L3 e L4 é aquele que produz as curvas de capacidade que melhor se aproximam das curvas de capacidade experimentais.

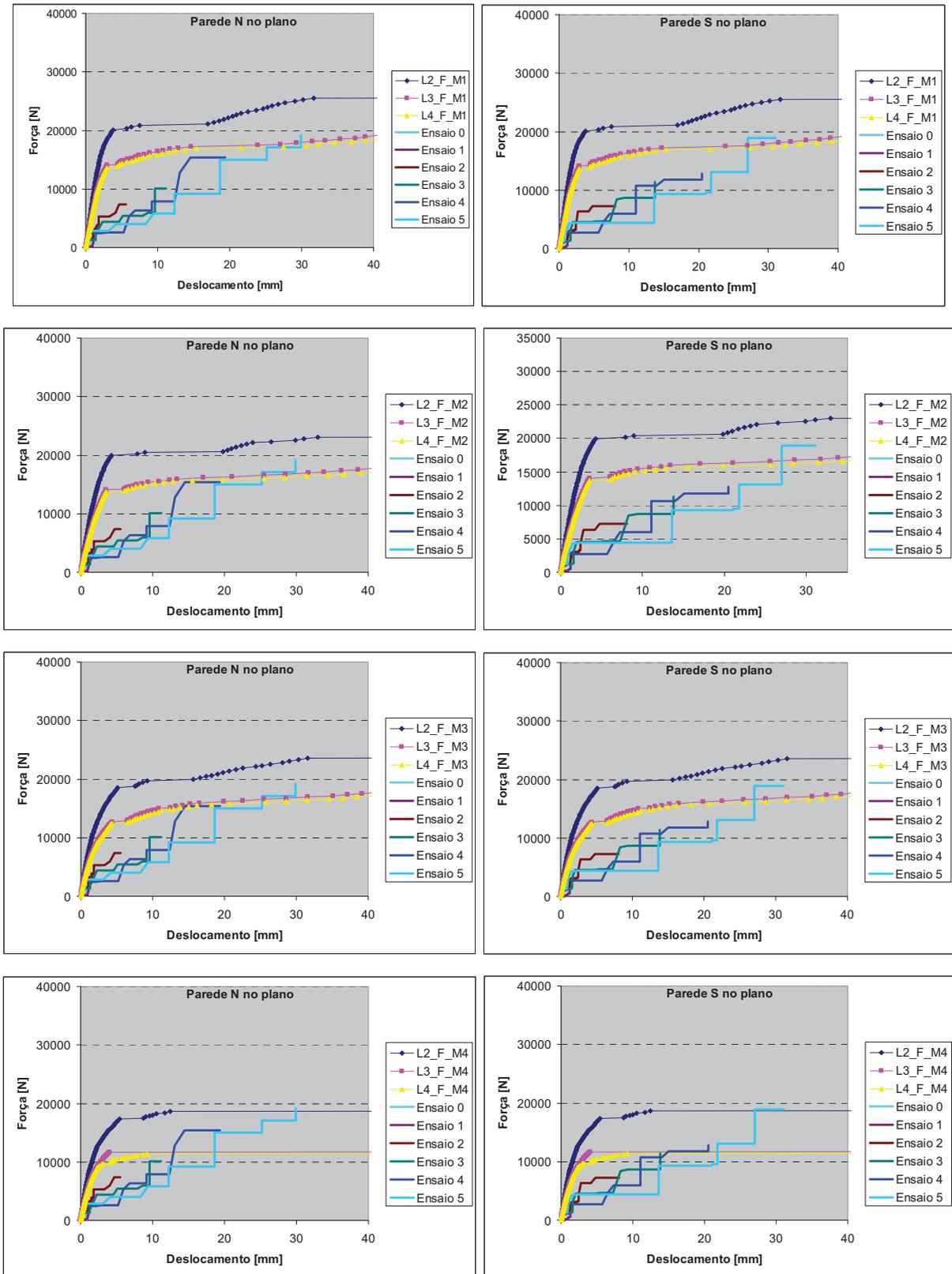


Figura 5.33 – Curvas de capacidade do Modelo 0

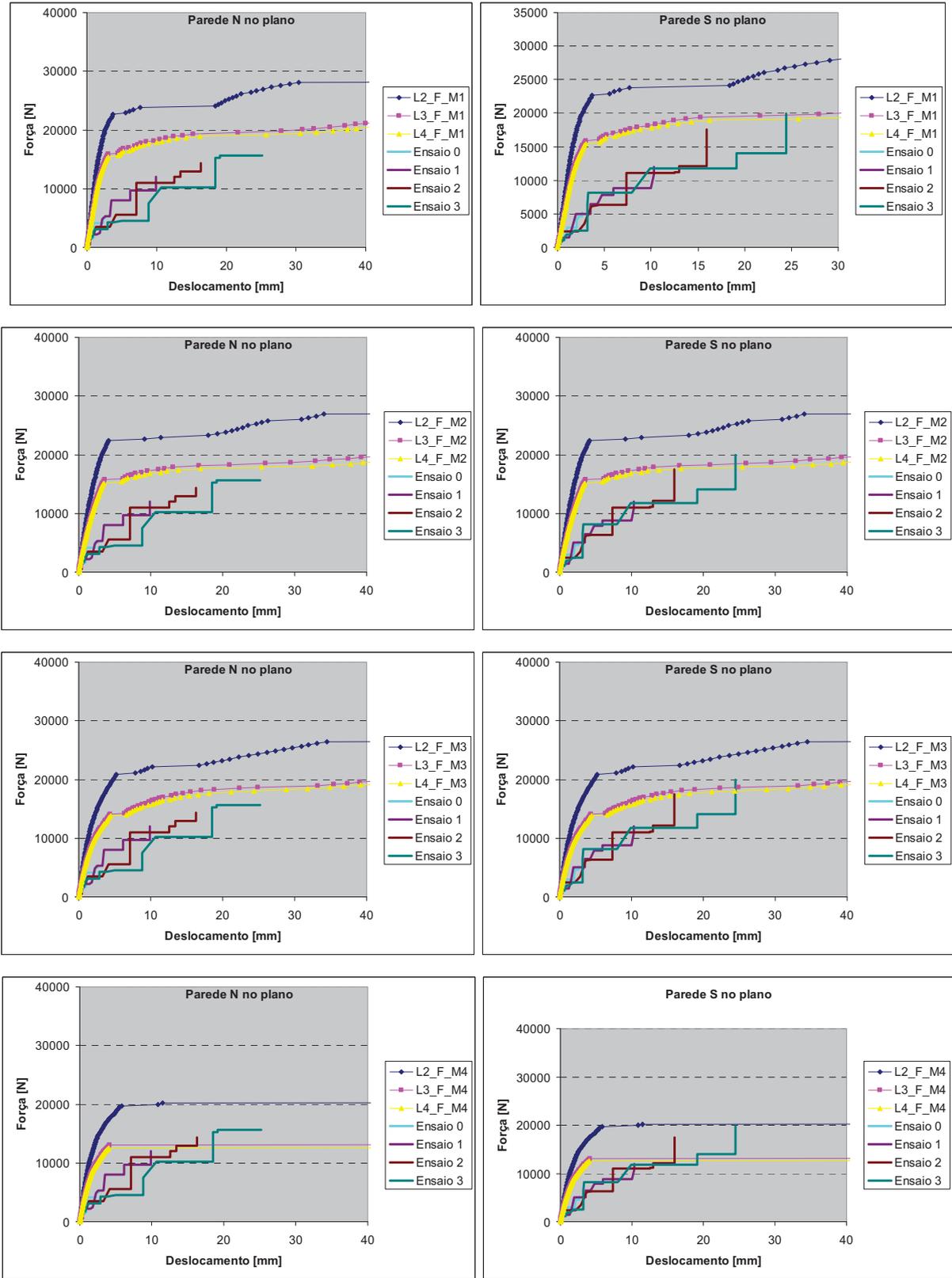


Figura 5.34 – Curvas de capacidade do Modelo 00

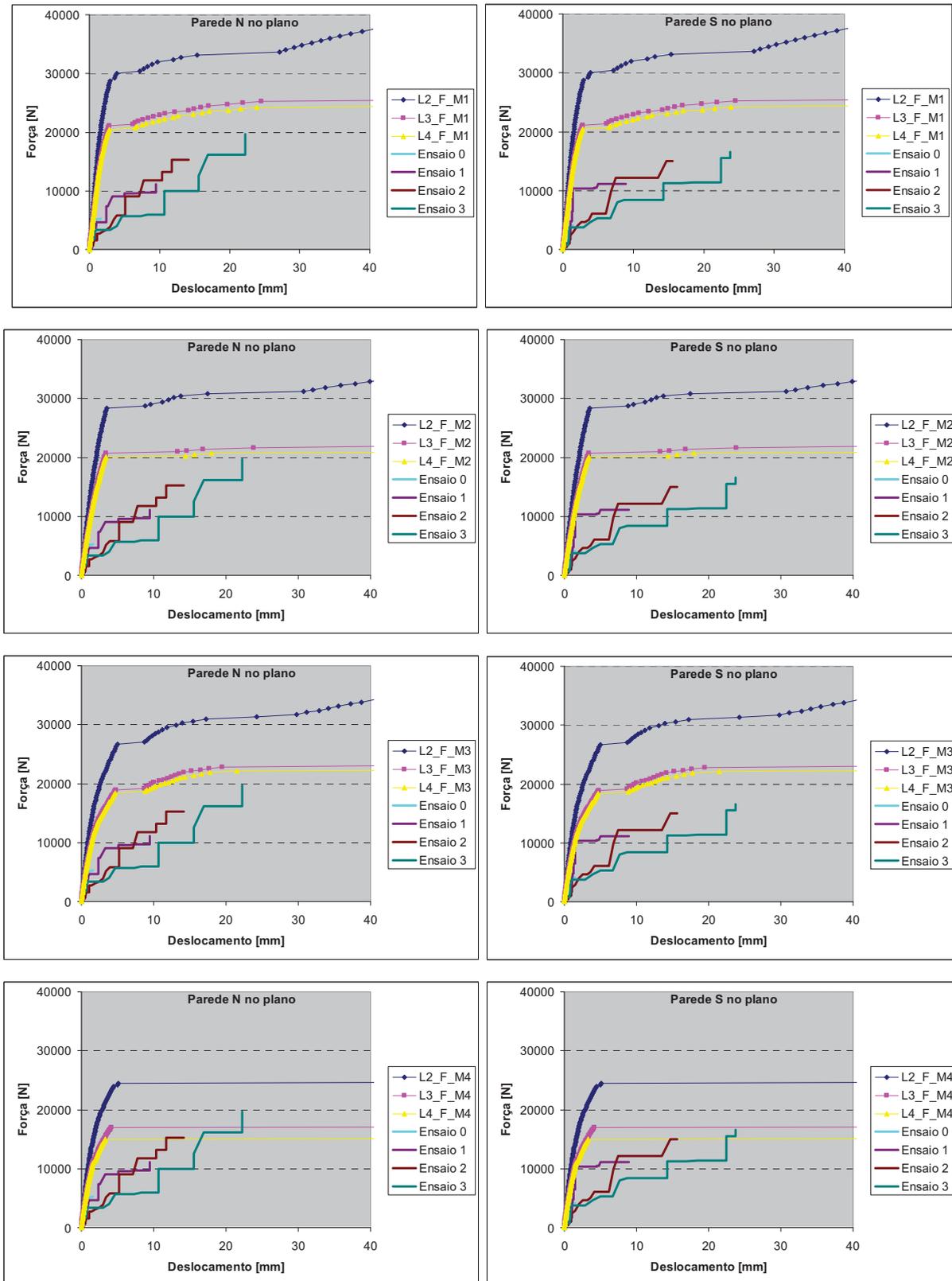


Figura 5.35 – Curvas de capacidade do Modelo 1

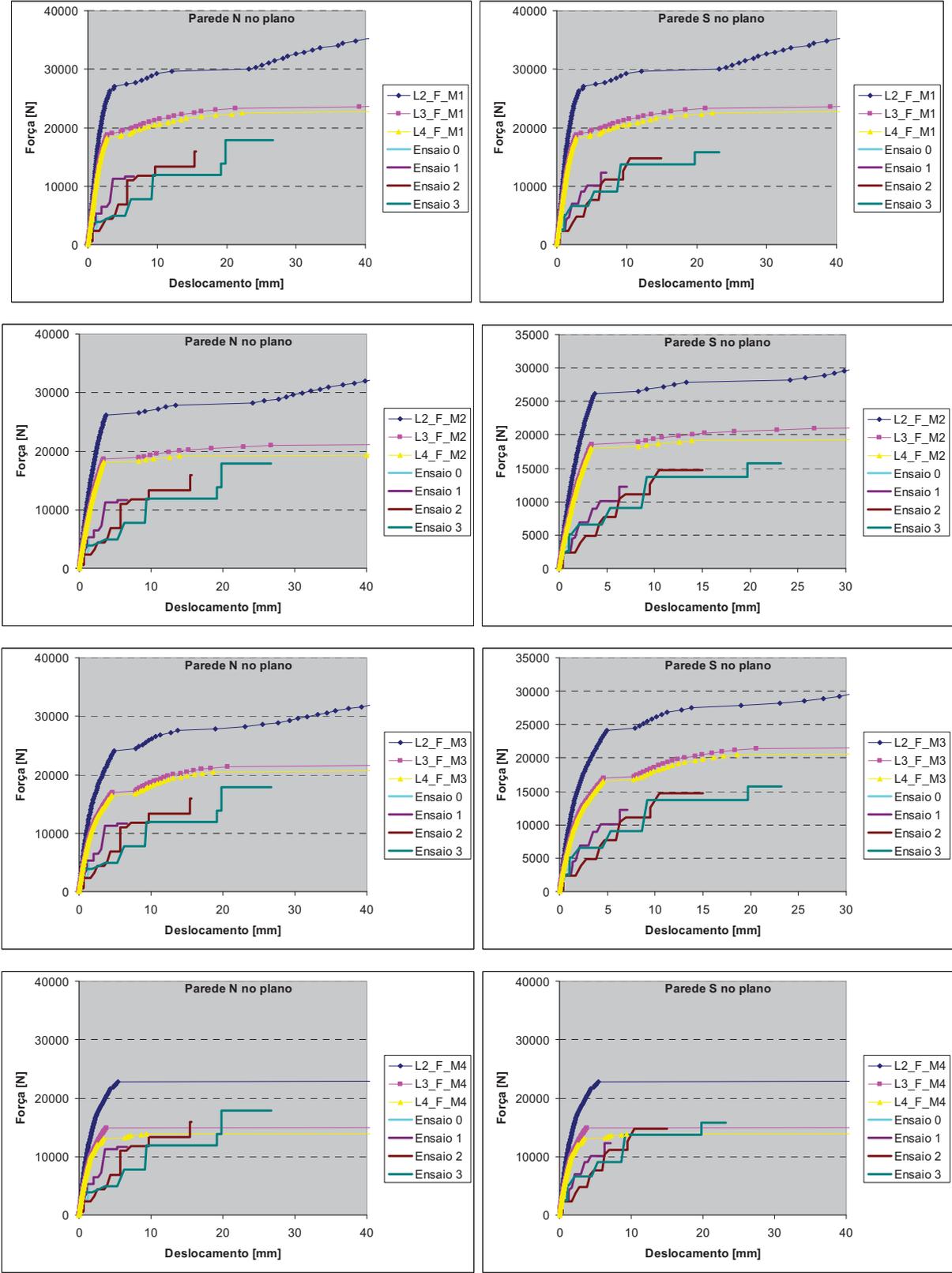


Figura 5.36 – Curvas de capacidade do Modelo 2

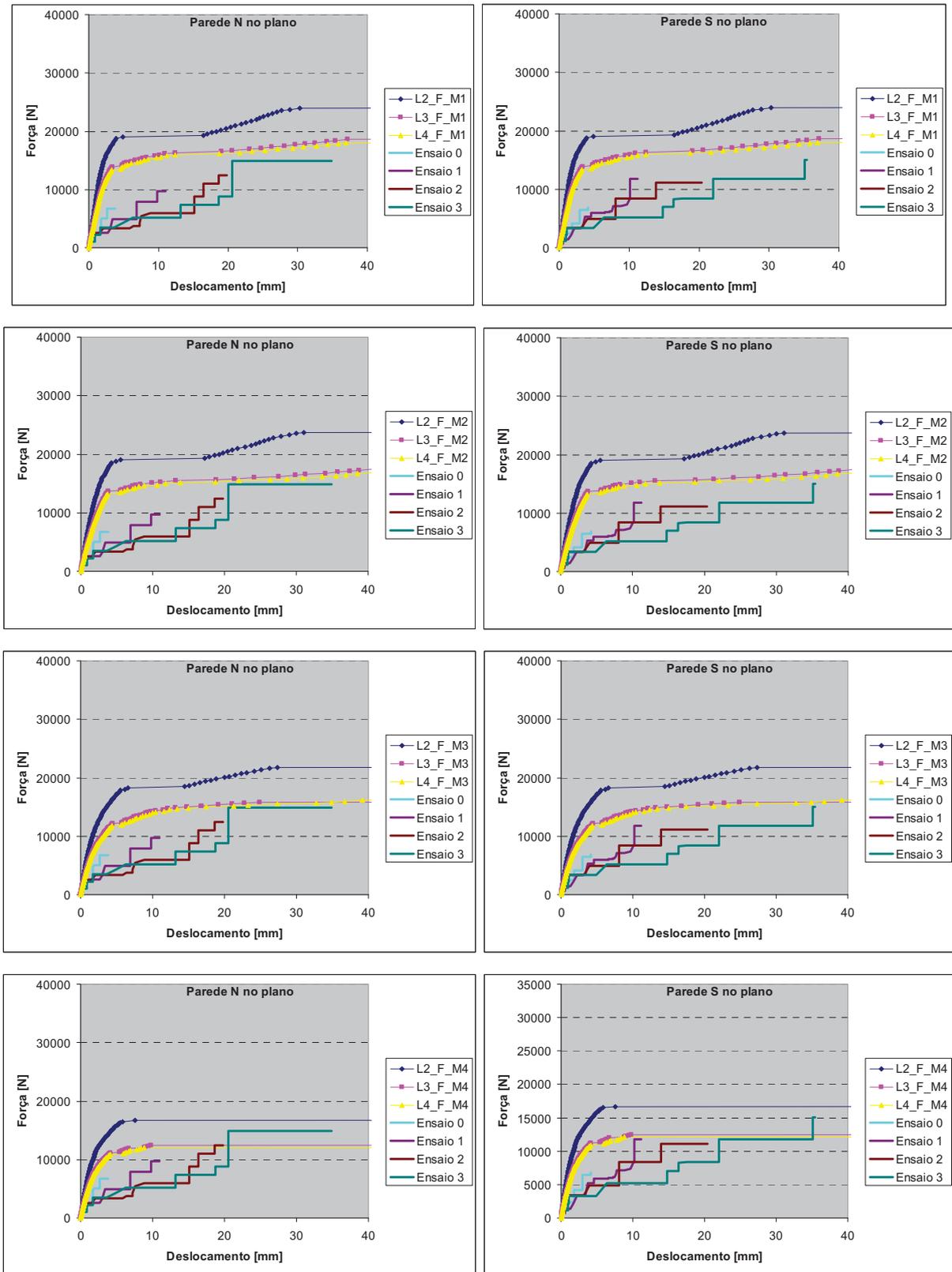


Figura 5.37 – Curvas de capacidade do Modelo 3

Quadro 5.11 – Melhores concordâncias entre as curvas de capacidade numéricas e experimentais

Modelo	Material	Carregamento
0	M1	L3, L4
	M4	L2
00	M2, M3	L3, L4
	M4	L2
1	M2	L3, L4
2	M2, M4	L3, L4
3	M2, M3	L3, L4

É interessante ilustrar a evolução do campo de danos nos modelos numéricos para algumas das combinações indicadas no Quadro 5.11 de modo a observar os mecanismos de rotura. Optou-se por apresentar na Figura 5.38 à Figura 5.42 sobretudo a combinação do material M2 com o carregamento L4 por se entender que esta é a que, globalmente, melhor reproduz as curvas de capacidade experimentais. A evolução do dano é ilustrada nalguns instantes chave: no final da aplicação das cargas permanentes, quando se regista o primeiro dano nos nembos, no início da cedência e quando o deslocamento do topo atinge cerca de 0,5% e 1% da altura. Considera-se ponto cedência aquele onde, na Figura 5.33 à Figura 5.37, se observa uma brusca diminuição da rigidez na curva de capacidade, por analogia com uma curva bilinear idealizada, dado que, na generalidade, aquelas curvas demonstram que há uma cedência gradual da estrutura. O modelo 0 (ver Figura 5.38) constitui um bom exemplo da necessidade de fragilizar o material M1: os lintéis não apresentam qualquer dano antes dos nembos começarem a danificar e mesmo no início da cedência o seu dano é reduzido. Nos restantes modelos o material M2 permite não só simular danos nos lintéis no final da aplicação das cargas permanentes, como também obter mecanismos de colapso nos quais os lintéis estão todos substancialmente danificados.

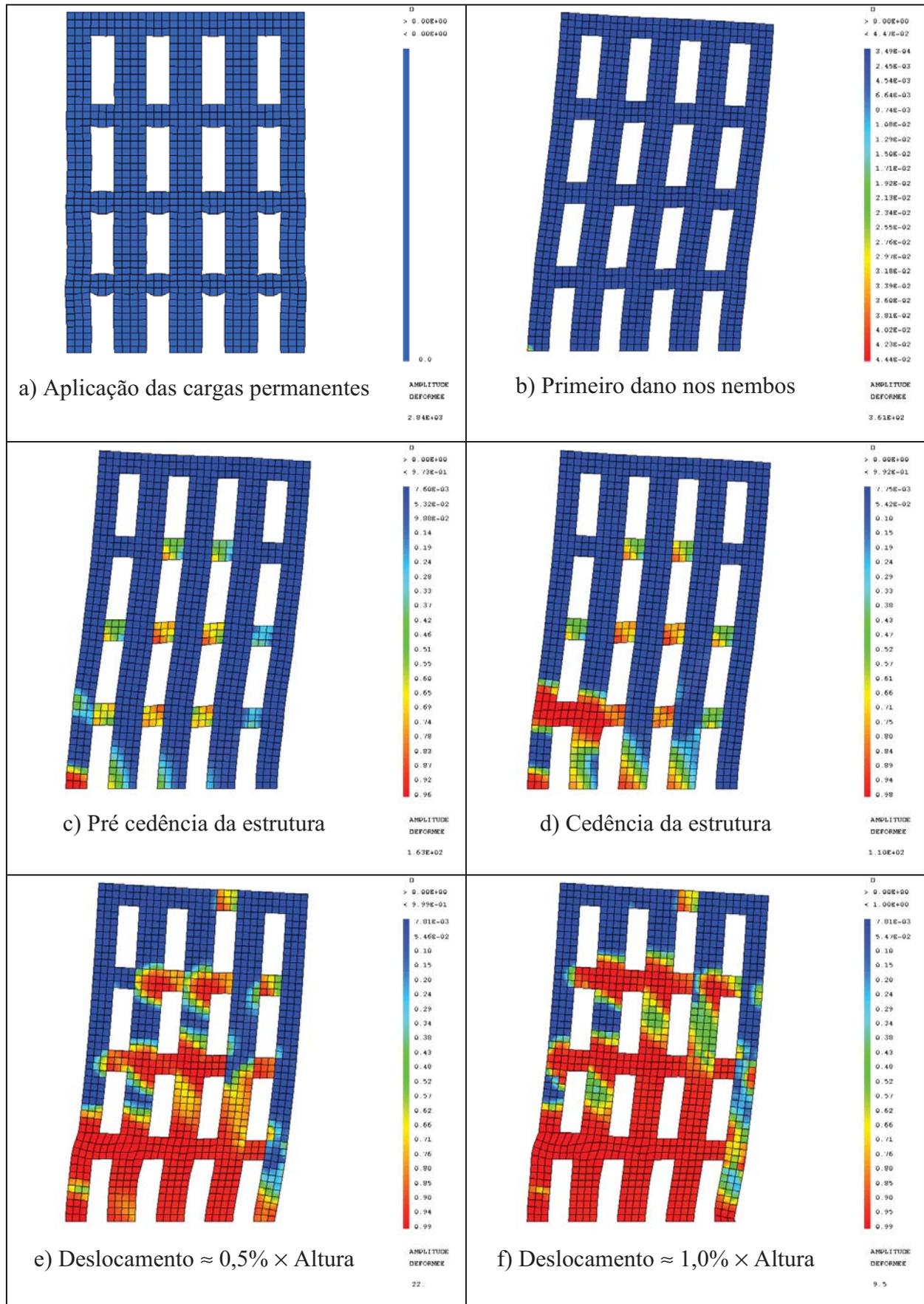


Figura 5.38 – Evolução da resposta do modelo 0 com o material M1 e carregamento L4

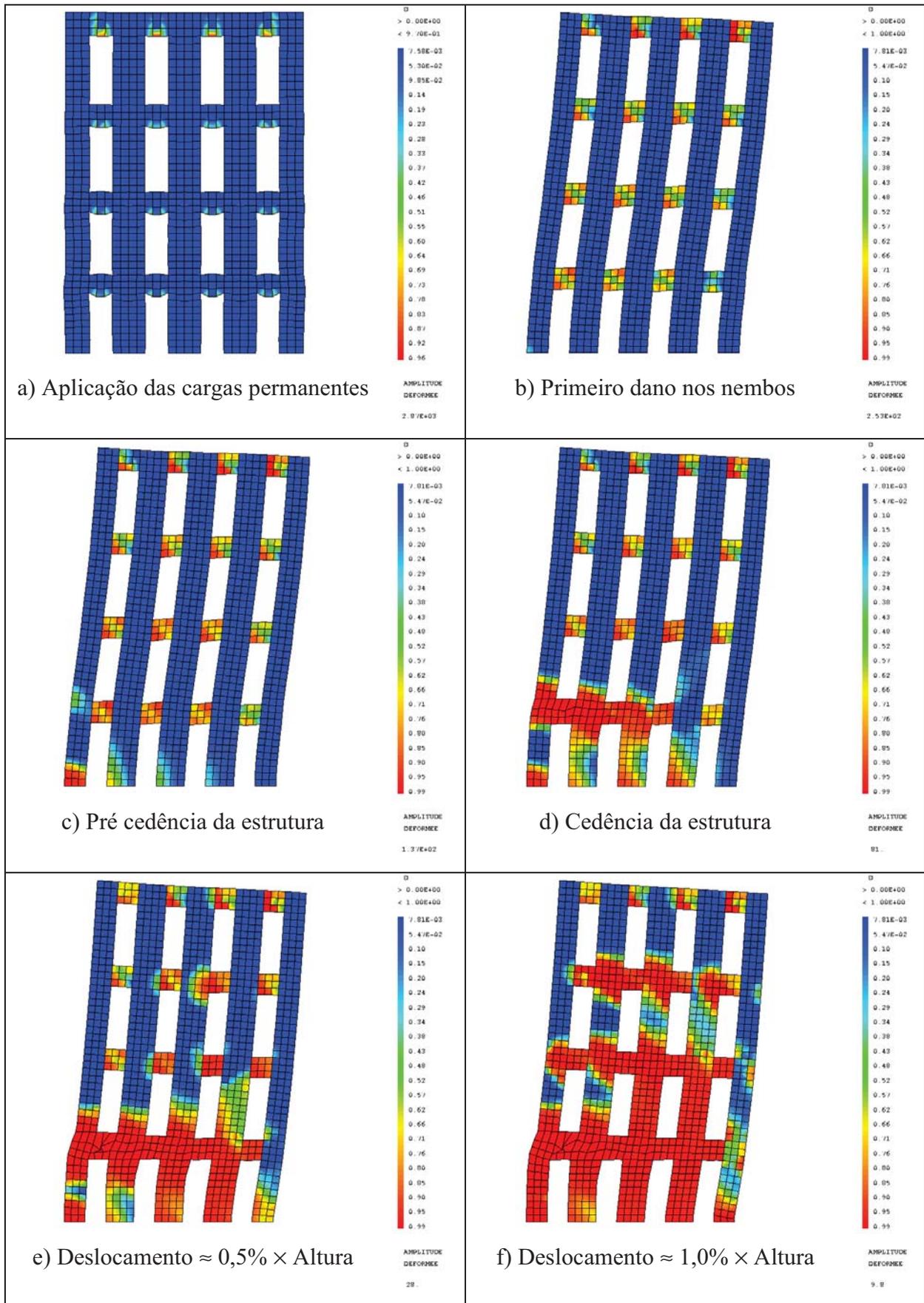


Figura 5.39 – Evolução da resposta do modelo 00 com o material M2 e carregamento L4

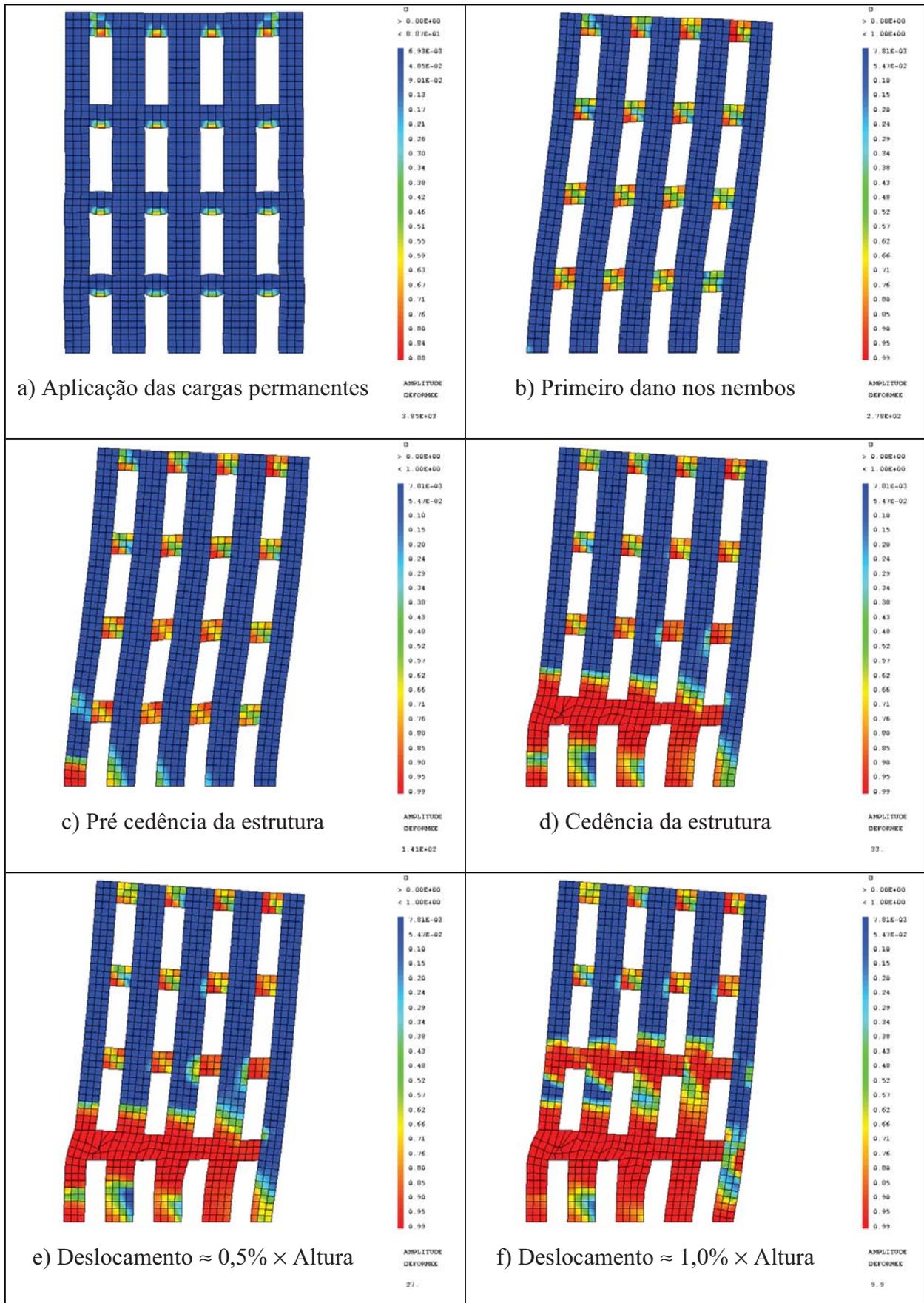


Figura 5.40 – Evolução da resposta do modelo 1 com o material M2 e carregamento L4

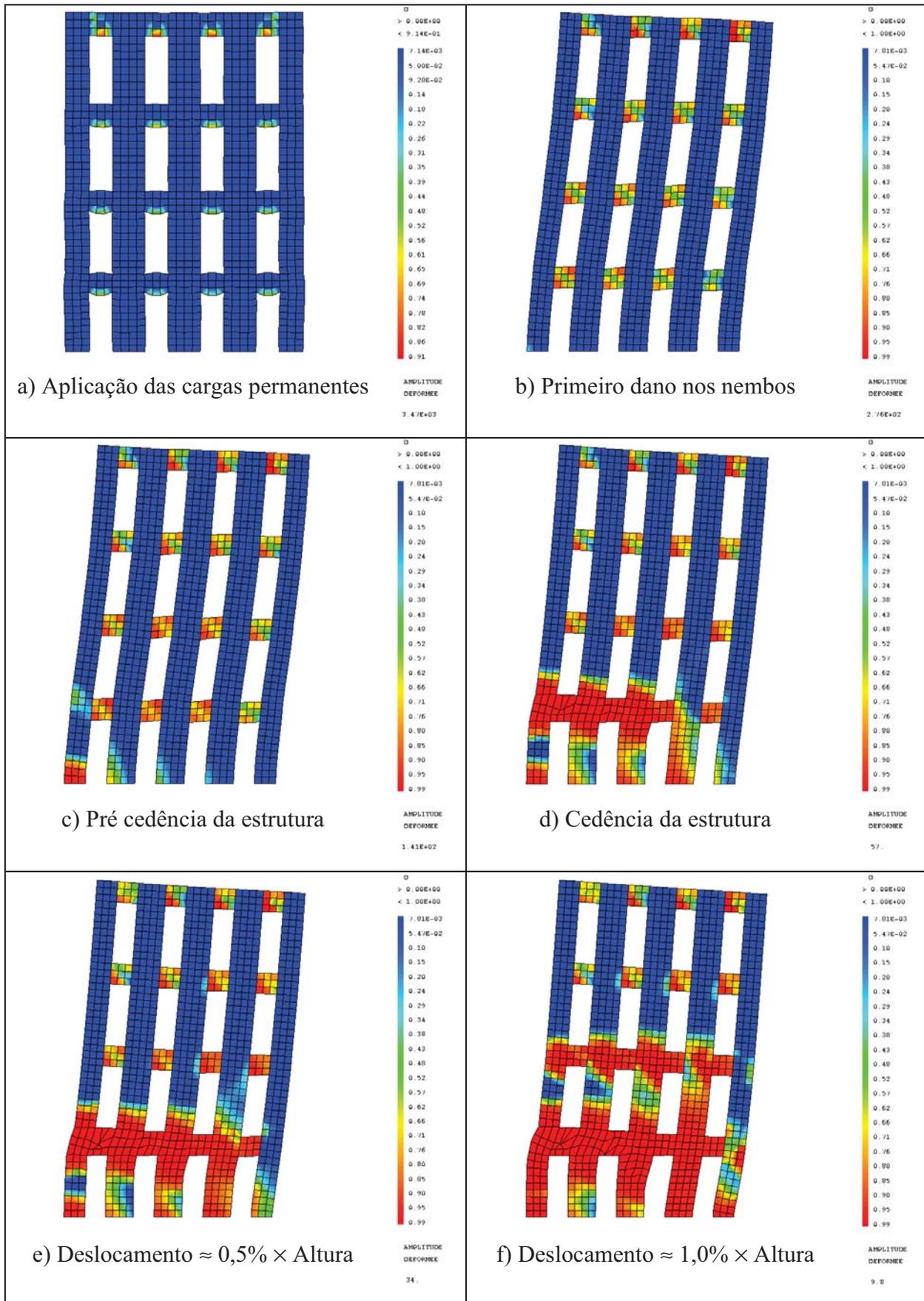


Figura 5.41 – Evolução da resposta do modelo 2 com o material M2 e carregamento L4

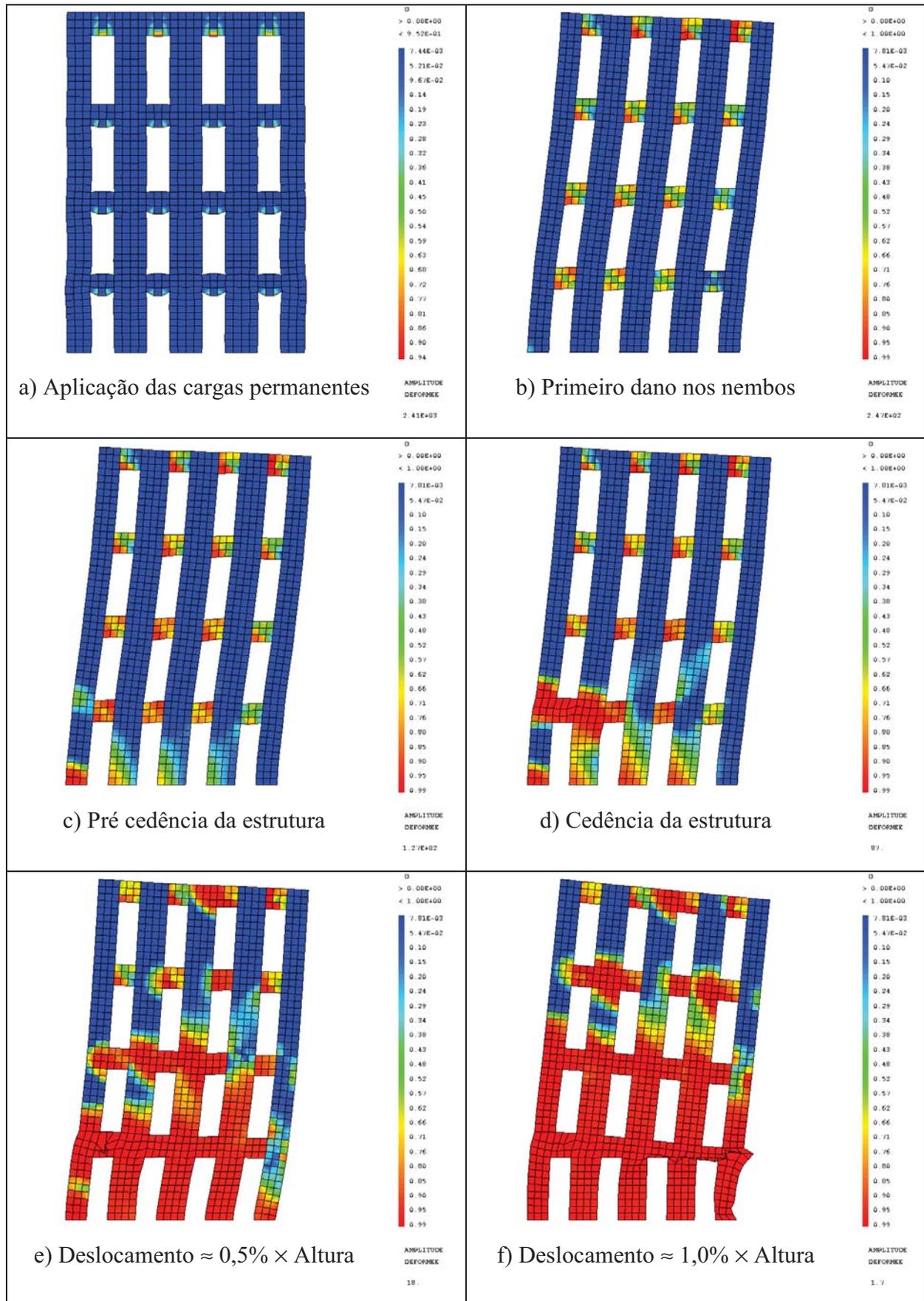


Figura 5.42 – Evolução da resposta do modelo 3 com o material M2 e carregamento L4

### 5.3.3. Análise estática com modelo estrutural de macroelementos

Para além do modelo estrutural contínuo, foi realizada uma outra análise estática mas, desta feita, utilizando macroelementos para modelar a fachada de alvenaria. Foi utilizado um modelo do tipo SAM [Magenes, 2000] [Magenes *et al.*, 2000], pelo que os nós são considerados rígidos, com dimensões não desprezáveis, e os nembos e lintéis possuem um comportamento elástico linear com deformabilidade por corte e por flexão. O comportamento não linear da estrutura é simulado através de rótulas plásticas de dois tipos, corte ou flexão, localizadas em diferentes pontos dos nembos e dos lintéis para corresponder aos mecanismos de dano observados em cada um destes: as de corte a meia altura ou a meio vão, consoante se trate de nembos ou de lintéis, para simular a rotura por tracção diagonal ou deslizamento, e as de flexão nas extremidades, para simular a rotura por flexão composta. O comportamento não linear destas rótulas plásticas é definido com base na curva padrão que se ilustra na Figura 5.43, cujos pontos B, C, D e E são determinados a partir da geometria dos componentes a que pertencem, as propriedades mecânicas da alvenaria e o estado de tensão inicial, entre outros. No seu conjunto, os pontos B, C, D, e E permitem simular diferentes tipos de comportamento, desde o dúctil até ao frágil e com ou sem resistência residual, como se ilustra na Figura 5.44.

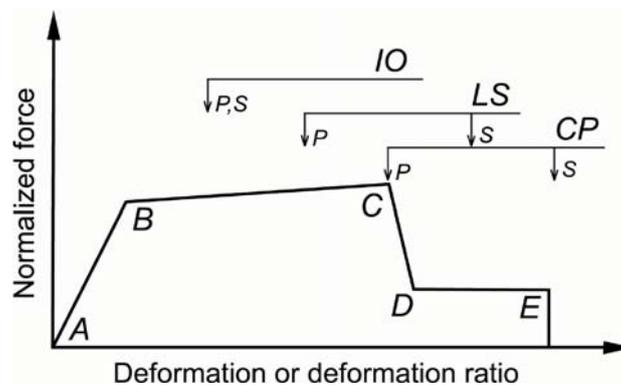


Figura 5.43 – Curva padrão de comportamento não linear das rótulas plásticas (original de [FEMA & ASCE, 2000])

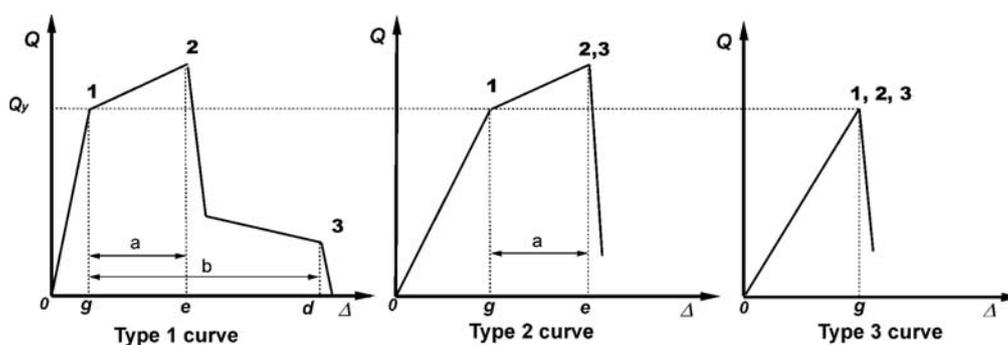


Figura 5.44 – Ajuste das curvas padrão a vários tipos de comportamento não linear (original de [FEMA & ASCE, 2000])

O modelo numérico [Salvado, 2009], desenvolvido em SAP2000 [CSI, 2005], segue as indicações de [Pasticier *et al.*, 2007] no que diz respeito às opções de modelação e à definição das rótulas plásticas. Considerou-se, novamente, um modelo plano composto, neste caso, apenas pela parede de alvenaria, sem quaisquer outros elementos construtivos – molduras nas aberturas, interfaces de ligação, vigas de pavimento e pavimentos – embora as suas massas sejam contabilizadas para efeitos da acção horizontal. Nos cunhais, as fiadas verticais de nós mais à esquerda e mais à direita, desprezou-se a ligação às paredes de empena. Apresenta-se na Figura 5.45 a discretização da fachada onde os nós são simulados por meio de um conjunto de 3 ou 4 barras rígidas, consoante sejam nós de cunhal ou nós interiores, de modo a simular um movimento de corpo rígido e a garantir a compatibilidade dos deslocamentos entre nembos e lintéis. Cada um destes, por sua vez, é definido por uma barra com deformação por corte e por flexão, simulando o eixo longitudinal do componente, ligada às extremidades mais próximas das barras rígidas dos nós que unem ou, no caso particular dos nembos, à fundação onde são encastrados. As dimensões da secção transversal das barras são as apresentadas no Quadro 5.12 e resultam das dimensões nominais do modelo físico apresentadas no Capítulo 3.

Quadro 5.12 – Dimensões das secções transversais das barras

Componente	Largura [m]	Altura [m]
Nembo de cunhal	0,15	0,375
Nembo interior	0,15	0,40
Lintel	0,15	0,30

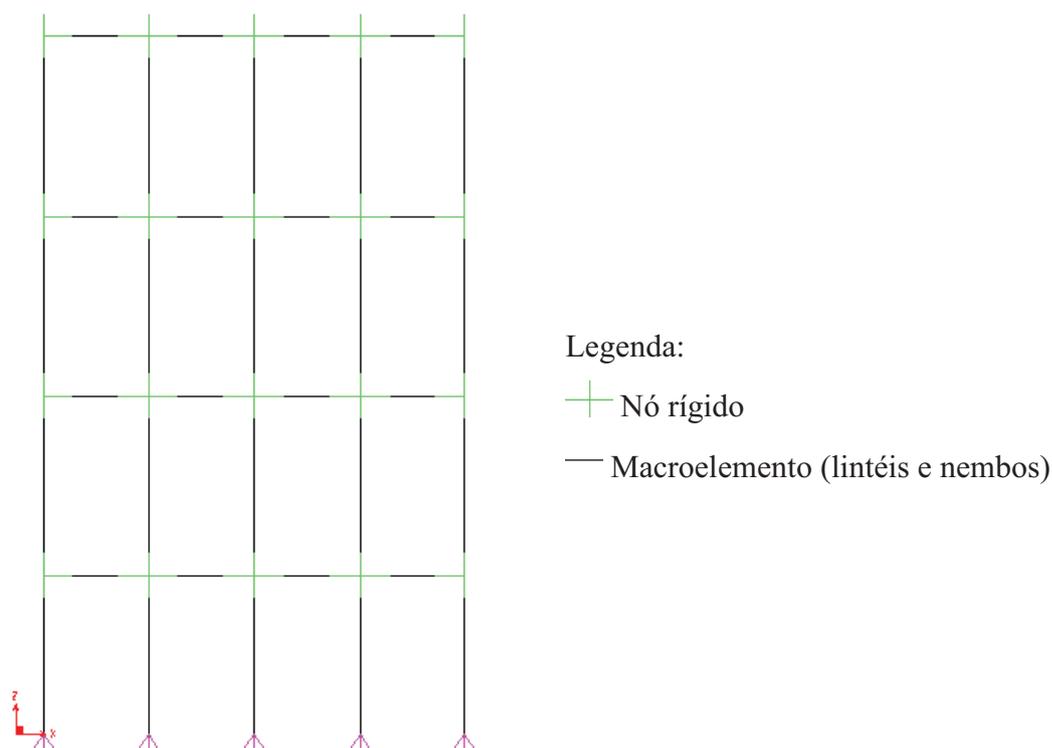


Figura 5.45 – Modelo plano de macroelementos utilizado na análise não linear

O modelo numérico tem por objectivo simular o comportamento do Modelo 0, pelo que foram utilizadas as correspondentes propriedades físicas e mecânicas iniciais apresentadas no Quadro 5.6. Tomando o modelo ainda sem rótulas plásticas, foram realizadas duas análises lineares, uma estática, para determinar as distribuições de esforços devidos às cargas permanentes necessárias ao cálculo das rótulas plásticas, e outra modal, necessária para definir um dos carregamentos horizontais utilizados na análise estática não linear que se apresenta mais adiante.

O passo seguinte consiste em adicionar as rótulas plásticas aos nembos e lintéis do modelo numérico. A Figura 5.46 ilustra, na coluna da esquerda, as curvas de comportamento das rótulas de corte e, na coluna da direita, as curvas de comportamento dos nembos e lintéis quando combinados com as rótulas. Conforme se pode observar, as rótulas dos nembos e dos lintéis são completamente diferentes, as primeiras possuindo maior resistência e ductilidade do que as segundas. Os nembos interiores, pelo facto de terem dimensões diferentes e estarem mais carregados do que os nembos de cumhal, têm uma capacidade resistente ligeiramente superior a estes. Verifica-se também na figura que as rótulas dos lintéis, apesar do comportamento frágil, apresentam alguma resistência residual ao corte.

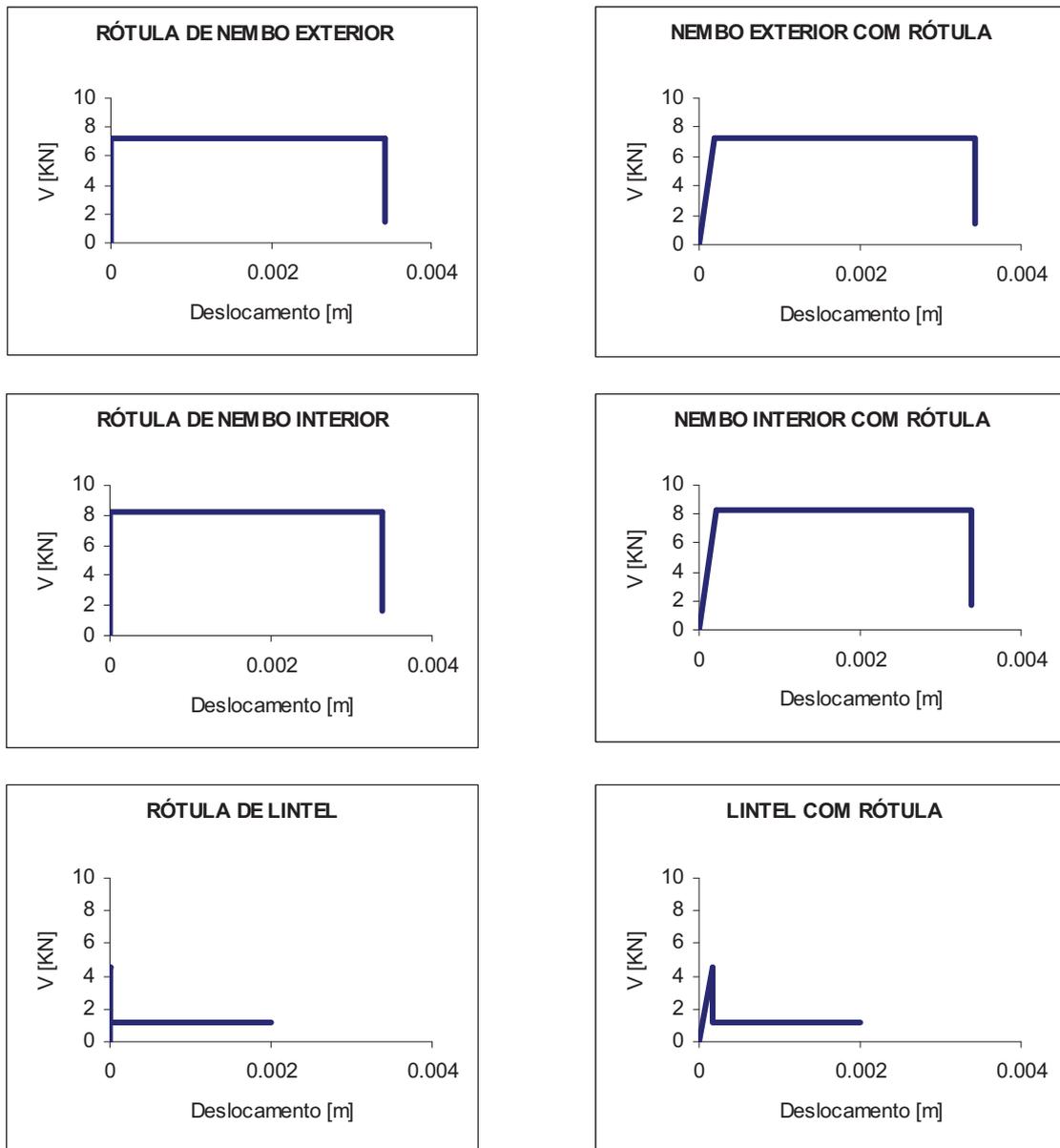


Figura 5.46 – Curvas de comportamento ao corte

A Figura 5.47 ilustra as curvas equivalentes representando o comportamento à flexão das rótulas plásticas atribuídas aos nembos interiores e exteriores. Aqui, tal como no caso anterior, verifica-se que os nembos interiores têm uma capacidade resistente ligeiramente superior à dos nembos de cumhal embora tenham o mesmo nível de ductilidade.

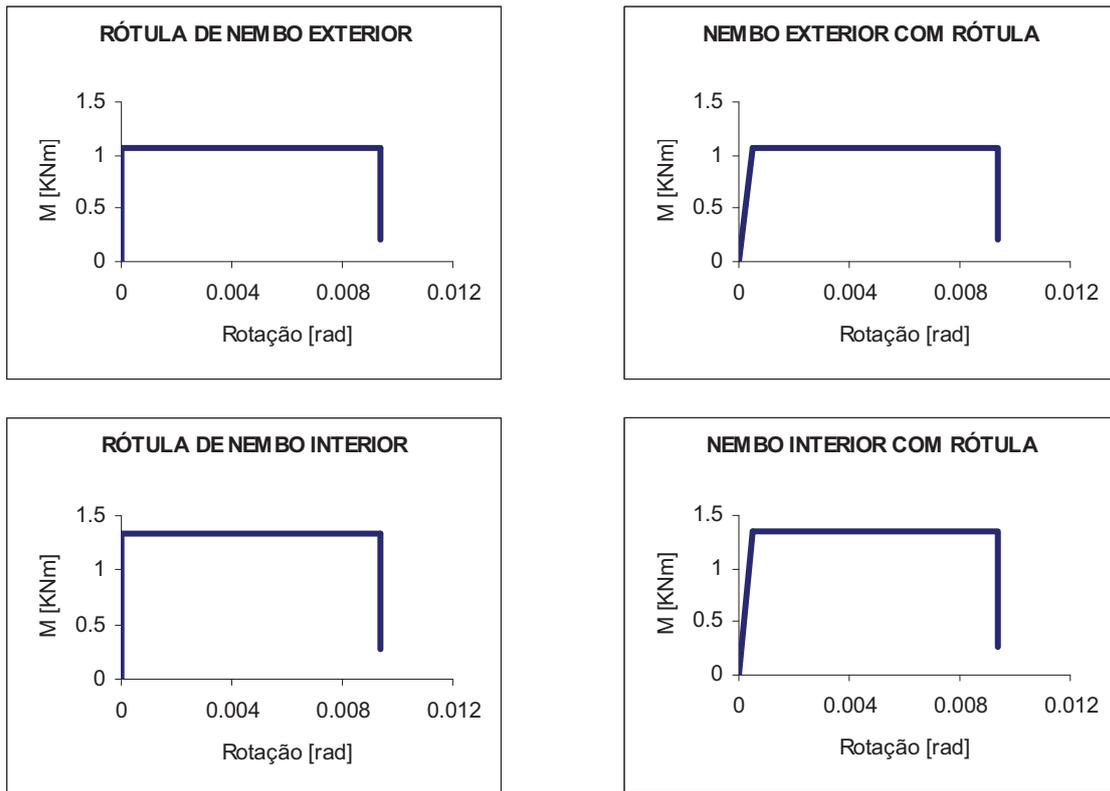


Figura 5.47 – Curvas de comportamento à flexão

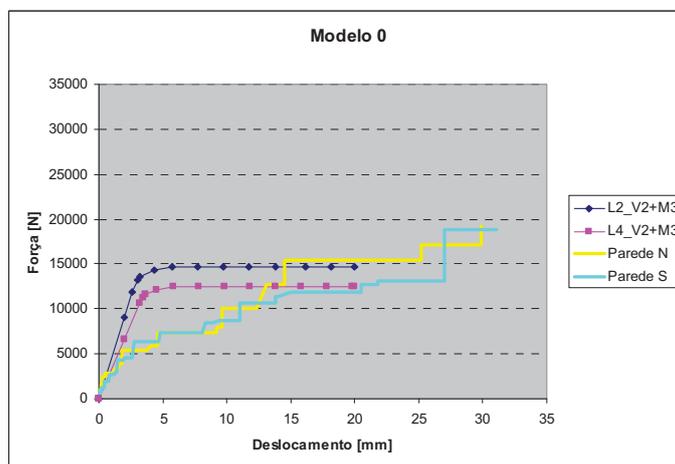
Na realidade foram utilizados não um mas sim dois modelos de macroelementos para simular outros tantos níveis de capacidade resistente da estrutura, à semelhança do que aconteceu no modelo contínuo, com a diferença que aqui essa mudança é simulada através do tipo de rótulas consideradas e não das propriedades do material:

- Modelo V2+M3 – foram colocadas rótulas de corte a meia altura dos nembos e a meio vão dos lintéis, bem como rótulas de flexão nas extremidades de todos os nembos;
- Modelo V2 – foram colocadas rótulas de corte a meia altura dos nembos e a meio vão dos lintéis e rótulas de flexão apenas na base da estrutura.

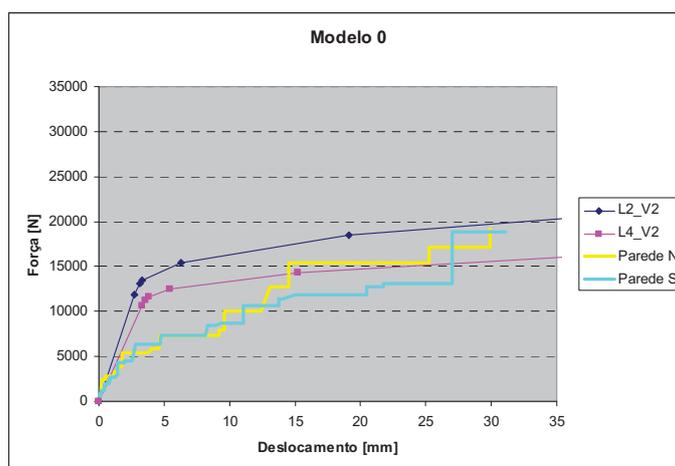
Na estrutura são aplicados dois tipos de acções, as cargas verticais que correspondem às cargas permanentes actuantes na fachada, e as cargas horizontais que simulam a acção dos sismos e que são de dois tipos [EC8-3, 2005], uma carga uniforme (L2) e uma carga proporcional ao primeiro modo de vibração (L4), em correspondência directa com as utilizadas no modelo contínuo. A sequência de carregamento também foi a mesma, isto é, primeiro foram aplicadas gradualmente as cargas verticais devidas ao peso próprio, até atingir o seu valor total, e, posteriormente, foram aplicadas as cargas horizontais incrementalmente

até atingir um determinado deslocamento objectivo. O controlo das cargas verticais foi em força enquanto o das cargas horizontais foi em deslocamento.

Apresentam-se, finalmente, na Figura 5.48 as curvas de capacidade obtidas nos dois modelos de macroelementos, V2+M3 e V2, e para os dois tipos de carregamentos, L2 e L4, conjuntamente com as envolventes das curvas de capacidade experimentais para permitir uma fácil comparação. Constata-se em ambos os gráficos que, à semelhança do que sucedeu no modelo contínuo, o carregamento uniforme (L2) aponta para uma maior capacidade resistente do modelo do que a carga proporcional ao 1º modo de vibração (L4). Quando se comparam os dois modelos entre si verifica-se que o modelo V2 é o que mais se aproxima das curvas experimentais, o que indica que o comportamento dos modelos experimentais é condicionado, sobretudo, pela capacidade resistente ao corte dos lintéis.



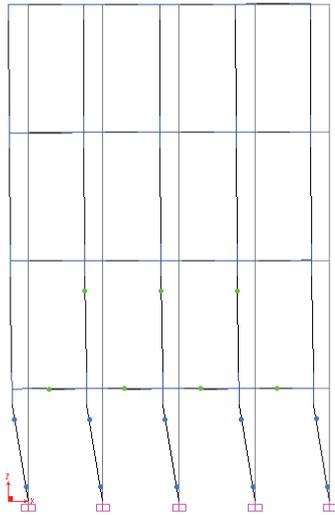
a) Modelo V2+M3



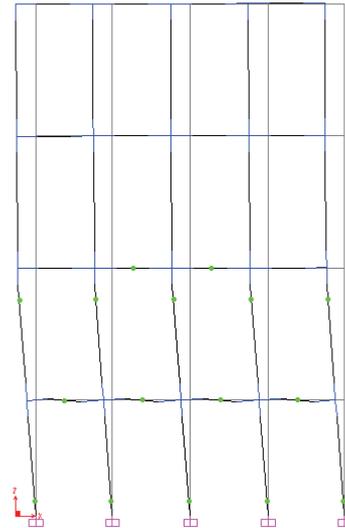
b) Modelo V2

Figura 5.48 – Curvas de capacidade dos modelos de macroelementos

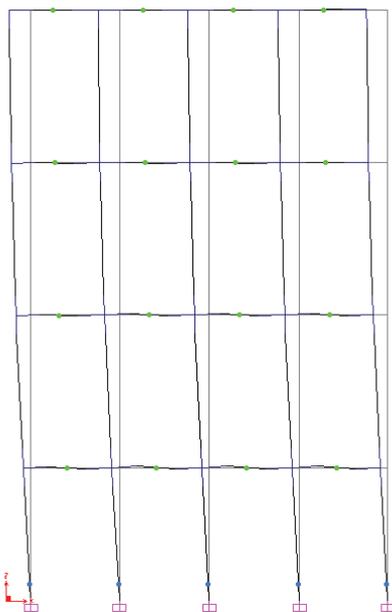
Para terminar, apresenta-se na Figura 5.49 os mecanismos observados nos modelos de macroelementos durante a aplicação das cargas horizontais e que servem para mostrar que, como não podia deixar de ser, há diferenças qualitativas entre eles. No caso do modelo V2+M3, assiste-se à formação de um mecanismo de piso, com rótulas nas duas extremidades dos nembos do 1º piso para a carga uniforme, enquanto que para a carga proporcional ao 1º modo de vibração o mecanismo de colapso envolve a activação das rótulas plásticas dos nembos mas no 1º e 2º pisos. No modelo V2 os mecanismos de colapso são globais e idênticos para ambos os carregamentos, envolvendo a activação de todas as rótulas nos lintéis e na base dos nembos. Este é um mecanismo substancialmente diferente do obtido no modelo V2+M3 mas mais próximo do observado no modelo experimental. Refere-se ainda o facto, não ilustrado, da primeira rótula se formar sempre na base do nembo central.



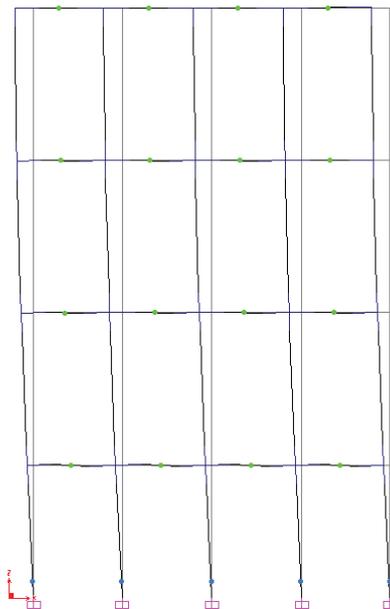
a) Mecanismo de colapso no Modelo V2+M3 e acção L2 (Passo 13)



b) Mecanismo de colapso no Modelo V2+M3 e acção L4 (Passo 14)



c) Deslocamento  $\approx 1,0\% \times$  Altura no Modelo V2 e acção L2 (Passo 6)



d) Deslocamento  $\approx 1,0\% \times$  Altura no Modelo V2 e acção L4 (Passo 6)

Figura 5.49 – Mecanismos nos modelos V2+M3 e V2 e para as acções L2 e L4

#### 5.4. Comparação de resultados

Para concluir, é interessante efectuar uma comparação entre os resultados das análises estáticas não lineares utilizando os dois modelos numéricos, o modelo contínuo e o modelo de

macroelementos. Apresentam-se na Figura 5.50 as curvas de capacidade que, em cada caso, melhor se ajustam às curvas experimentais obtidas no ensaio do Modelo 0, o único para o qual realizadas em simultâneo as análises com modelo estrutural contínuo e de macroelementos. Observa-se que a rigidez inicial do modelo contínuo aparenta ser maior, enquanto a sua capacidade resistente máxima está compreendida entre as dos dois modelos de macroelementos. Tirando isto, pode-se afirmar que o andamento das três curvas é bastante idêntico, até na identificação do ponto de cedência onde a rigidez do modelo cai abruptamente.

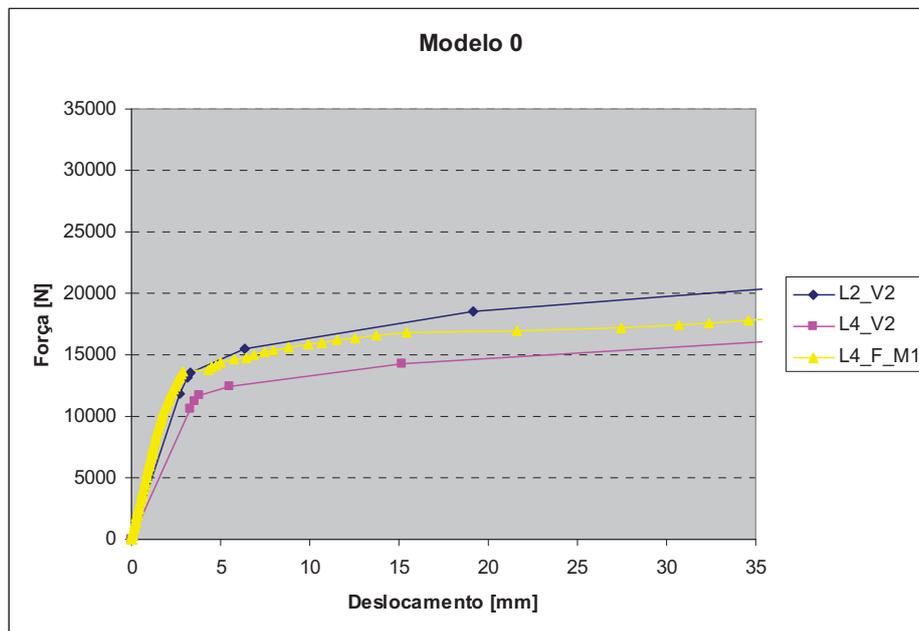


Figura 5.50 – Curvas de capacidade dos modelos de macroelementos

Uma das ilações que pode ser retirada desta comparação entre as curvas de capacidade obtidas com os modelos numéricos é a de que ambos os modelos estruturais, contínuo e de macroelementos, permitem alcançar resultados comparáveis embora o segundo modelo seja mais fácil de definir e utilizar, nomeadamente num programa de cálculo automático comercial. Contudo, a anterior comparação com as curvas de capacidade experimentais revelou que apenas é possível reproduzir adequadamente o comportamento não linear da estrutura quando as propriedades dos materiais ou os mecanismos de colapso são devidamente reproduzidos nos modelos numéricos.

### **5.5. Notas finais do Capítulo 5**

Neste Capítulo foram apresentadas várias análises realizadas com base em modelos numéricos. As análises estáticas lineares permitiram avaliar o estado inicial dos modelos, antes da realização dos ensaios, tendo-se concluído que quer o nível de esforços instalados nas paredes quer o grau de exploração do comportamento não linear da argamassa utilizada na sua construção são baixos. As análises modais foram utilizadas para avaliar a influência de várias hipóteses de cálculo, de entre as quais se destaca a variação da rigidez no plano dos pavimentos, tendo-se concluído não só que as variações introduzidas por este parâmetro são bastante grandes, como também que não foi possível estabelecer uma relação directa entre os resultados experimentais do Modelo 0 e os resultados do modelo numérico, isto apesar deste pretender simular aquele. Foram ainda realizadas análises estáticas lineares com modelos planos, o primeiro com um modelo estrutural contínuo e o outro com um modelo estrutural de macroelementos. As curvas de capacidade obtidas com estes modelos foram comparadas entre si e com as curvas de capacidade experimentais obtidas nos ensaios na plataforma sísmica, tendo-se obtido boas concordâncias mas apenas quando as propriedades dos materiais ou os mecanismos de colapso são devidamente reproduzidos nos modelos numéricos.

### **5.6. Referências bibliográficas**

[Brencich *et al.*, 1998] A. Brencich, L. Gambarotta, S. Lagomarsino, “A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings”, 11ECEE

[CEA, 2005] Commissariat à l'Energie Atomique, Cast3M Education-Research Licence, CEA - DEN/DM2S/SEMT

[Combescure, 2001] D. Combescure, “Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique a l'aide de castem 2000”, RAPPORT DM2S, CEA, France

[Cruz *et al.*, 1997] H. Cruz, S. Machado, M. Rodrigues, G. Monteiro, “Madeira para construção – Pinho bravo para estruturas”, LNEC

[CSI, 2005] *Computers and Structures Inc.*, “SAP2000 v11.04”

[EC6-1, 2005] “Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry”, Brussels

[EC8-1, 2004] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Brussels

[EC8-3, 2005] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Strengthening and repair of buildings”, Brussels

[FEMA & ASCE, 2000] Federal Emergency Management Agency, American Society of Civil Engineers, “FEMA 356 – Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, EUA

[Freeman, 2004] Sigmund A. Freeman, “Review of the development of the capacity spectrum method”, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, March 2004, pp. 1-13

[Galasco *et al.*, 2006] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, “On the use of pushover analysis for existing masonry buildings”, 1ECEES, Paper 1080

[Kappos *et al.*, 2002] Andreas J. Kappos; Gregory G. Penelis; Christos G. Drakopoulos, “Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings”, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, July 1, 2002

[Lemos, 1998] J. V. Lemos, “Numerical models for seismic analysis of monuments”, Monument98 - Workshop on Seismic Performance of Monuments, Lisbon

[Lourenço, 1996] P. B. Lourenço, “Computational strategies for masonry structures”, PhD Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, Delft University Press, ISBN: 9040712212

[Lourenço, 2002] Paulo B. Lourenço, “Computations on historic masonry structures”, Progress in Structural Engineering and Materials, 2002; 4:301–319

[Magenes, 2000] Guido Magenes, “A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings”, 12WCEE, paper 1866

[Magenes & Braggio, 2000] G. Magenes, C. Braggio, “Analisi dell’edificio in Via Martoglio – Università di Pavia”, D. Liberatore (A cura di), “Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000, 275 pp. + CD-ROM allegato

[Magenes *et al.*, 2000] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), “Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura”, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, Itália, 99 pp.

[Mazars, 1994] J. Mazars, “Damage models for reinforced concrete structures under seismic loading”, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, 1994

[Pasticier *et al.*, 2007] L. Pasticier, C. Amadio, M. Fragiacomò, “Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.770

[Salonikios *et al.*, 2003] T. Salonikios, C. Karakostas, V. Lekidis, A. Anthoine, “Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames”, *Engineering Structures* 25 (2003) 1515–1523

[Salvado, 2009] A. Salvado, “Análise sísmica de um edifício antigo em alvenaria de pedra”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico

## 6. CONCLUSÕES

No presente trabalho procedeu-se ao estudo do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria, nomeadamente dos edifícios “gaioleiros”, com vista à avaliação da sua vulnerabilidade, combinando resultados experimentais com modelos numéricos. Estima-se que estes edifícios, que constituem uma tipologia construtiva com alguma representatividade no parque habitacional de Portugal Continental, tenham uma elevada vulnerabilidade sísmica. Esta é de facto uma estimativa, baseada num conjunto de características que são reconhecidas por afectar a vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria e que estão também presentes nos edifícios “gaioleiros”, dado que as informações existentes sobre o seu comportamento sísmico real são escassas. Esta lacuna no conhecimento, a par do inegável interesse em procurar soluções de reforço que aplicadas em larga escala permitam reduzir a vulnerabilidade sísmica da tipologia, entre outros aspectos, constituiu a motivação para encetar o estudo realizado e que se resume de seguida.

No Capítulo 2 foi feita uma revisão de conhecimentos alargada cobrindo quatro áreas principais. A primeira delas incide precisamente sobre as características que definem os edifícios “gaioleiros” e que afectam a sua vulnerabilidade sísmica, destacando-se, desde logo, a fraca qualidade dos materiais de construção e das técnicas construtivas utilizadas. Para ajudar a compreender a importância destes factores, e na ausência de dados relevantes sobre o comportamento sísmico real dos edifícios “gaioleiros”, recorreu-se, numa primeira instância, à informação disponível sobre edifícios de alvenaria com características semelhantes existentes noutras regiões sísmicas. Tal só é possível porque o comportamento sísmico dos edifícios antigos de alvenaria é largamente influenciado pela qualidade dos materiais de construção e das técnicas construtivas, a que se seguem outros factores tais como as características geométricas do edifício ou o tipo de alvenaria. Conhecidos os principais mecanismos de colapso local e global em edifícios antigos de alvenaria, avançou-se para as soluções de reforço sísmico. Procurou-se ilustrar, por entre soluções genéricas e exemplos de aplicação, a forma de corrigir as principais deficiências existentes nos edifícios antigos de alvenaria e obter alguma orientação sobre quais as soluções de reforço mais adequadas para uma aplicação em larga escala. Por fim, foram revistos alguns ensaios realizados recentemente com modelos em alvenaria com o intuito de extrair informações úteis para a preparação dos ensaios e análise dos resultados efectuadas no âmbito da presente tese.

No Capítulo 3 foram descritos os ensaios analisados na presente tese, desde o planeamento inicial até à sua realização na plataforma sísmica triaxial do LNEC. Foram

seleccionados três protótipos correspondentes a edifícios “gaioleiros” com quatro pisos e diferentes localizações num conjunto edificado: i) edifício isolado com planta rectangular; ii) edifício em banda com planta rectangular e saguões; iii) edifício de esquina de planta rectangular e saguões. Dadas as dimensões dos protótipos e as limitações da plataforma sísmica, os modelos foram definidos em escala reduzida 1:3 e incluíram os elementos construtivos considerados mais importantes para a simulação do comportamento sísmico dos protótipos: as paredes de alvenaria exteriores e os pavimentos de madeira. Foram igualmente definidas três soluções de reforço com potencial de aplicação aos edifícios “gaioleiros” em larga escala: i) reforço das ligações das paredes aos pavimentos, por meio de conectores metálicos e faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy; ii) ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos; iii) reforço dos nembos existentes nas fachadas por meio de faixas de fibras de vidro coladas com resinas epoxy e conectores metálicos [Silva, 2001]. Ao todo, foram construídos e ensaiados cinco modelos experimentais, correspondentes ao primeiro dos protótipos acima descritos, sem e com reforços sísmicos. Os modelos, cuja construção foi ilustrada, procuraram reproduzir os principais factores que influenciam o comportamento sísmico dos protótipos, tais como a fraca resistência das paredes de alvenaria, a flexibilidade dos pavimentos e a deficiente ligação destes às paredes, bem como a diferenciação entre paredes de fachada e de empena, as primeiras fragilizadas pela presença de aberturas e as segundas com uma elevada rigidez inicial dadas as suas dimensões apreciáveis. Foram ainda discutidos os aspectos relacionados com o dispositivo de ensaio, a instrumentação e aquisição de dados e o procedimento de ensaio, e realizada uma análise preliminar da solicitação imposta tendo em vista confirmar a equivalência dos ensaios entre modelos.

No Capítulo 4 foram analisados os resultados dos ensaios experimentais realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC, que deram um valioso contributo para a compreensão do comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros” sem e com reforço. Os padrões de danos observados nos ensaios revelaram que o comportamento sísmico dos modelos é afectado pelas soluções de reforço utilizadas, alterando-se substancialmente e em conformidade com as diferentes características de cada uma das soluções. Ao nível do comportamento dinâmico foi acompanhada a evolução dos vários modos de vibração e quantificado o dano através da redução das frequências de vibração, ou seja, da degradação da rigidez, atingindo-se sempre valores elevados, superiores a 50%, no final dos ensaios realizados em cada um dos modelos. O comportamento sísmico global, expresso através de curvas de capacidade, revelou uma ligeira melhoria, quer em força, quer em deformação, nos modelos reforçados relativamente

aos não reforçados, tal como a capacidade de dissipação da energia introduzida. Foi, no entanto, ao nível das repostas locais que se registaram as melhorias mais significativas, tendo-se verificado uma redução dos deslocamentos para fora do plano das paredes e, portanto, um melhor controlo dos mecanismos de colapso locais.

No Capítulo 5 foram realizadas análises com vários modelos numéricos baseados nos modelos experimentais. A primeira delas tinha por objectivo avaliar o estado inicial dos modelos experimentais ainda antes da realização dos ensaios na plataforma sísmica. Tratou-se de uma simples análise estática linear da estrutura tridimensional sujeita às cargas permanentes mas que permitiu obter indicações sobre o nível de esforços actuantes nas paredes e o grau de exploração do comportamento não linear do material. Das comparações efectuadas com as tensões de rotura da argamassa utilizada na construção das paredes, e aplicando o critério de Mohr-Coulomb, concluiu-se que a capacidade resistente do material não estava esgotada. A segunda análise efectuada tinha por objectivo estudar a influência de vários parâmetros no comportamento dinâmico dos modelos. Para este efeito foi realizada uma análise modal com um modelo da estrutura tridimensional, com comportamento elástico linear, no qual se fizeram variar, entre outros, a rigidez dos pavimentos, o módulo de elasticidade das paredes e o grau de encastramento destas na fundação. Os resultados obtidos, apesar de não ter sido possível estabelecer uma correspondência exacta com os resultados experimentais, permitiram observar, dentro dos parâmetros seleccionados e das variações adoptadas, a grande influência que a rigidez dos pavimentos tem sobre o comportamento sísmico dos modelos. De facto, os pavimentos não só alteram o valor das frequências de vibração, modificando a posição relativa dos vários modos em termos da frequência, como também determinam quais os modos de vibração que existem. Foram ainda realizadas duas análises estáticas não lineares que tomaram como ponto de partida os resultados experimentais e que tinham por objectivo simular o comportamento do modelo experimental. Pretendia-se, assim, complementar a informação contida nas curvas de capacidade experimentais, testando, simultaneamente, diferentes modelos numéricos e hipóteses de cálculo. Nestas análises foram utilizadas estruturas planas representando apenas a fachada, uma com um modelo contínuo e outra com um modelo de macroelementos, e admitidas várias hipóteses no que diz respeito ao comportamento dos materiais e ao tipo de solicitação. Obtiveram-se, desta forma, resultados que são comparáveis não só entre modelos numéricos como também com os modelos experimentais. Este último aspecto sugere a utilização dos modelos de macroelementos na avaliação do comportamento sísmico de edifícios antigos de

alvenaria na actividade de projecto dada a vantagem que estes apresentam, em termos de simplicidade, comparativamente aos modelos contínuos.

No final, afigura-se que os resultados alcançados no presente trabalho abrem novas perspectivas em termos de investigação futura sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria e que se apresentam de seguida.

### **6.1. *Necessidades de investigação futura***

No parque habitacional de Portugal Continental são várias as tipologias de edifícios de alvenaria que existem e não apenas os edifícios “gaioleiros” estudados no presente trabalho. A razão por trás da sua escolha teve a ver, conforme indicado no Capítulo 1, com a sua elevada vulnerabilidade sísmica e com a sua representatividade no parque habitacional, justificando-se, por isso mesmo, que se dedique mais atenção a eles. Embora se possa argumentar que a renovação do parque habitacional conduz, naturalmente, ao desaparecimento progressivo dos edifícios mais antigos, entre os quais se encontram os “gaioleiros”, a verdade é que eles continuam a existir e o risco a eles associado exige a tomada de medidas para reduzir a sua vulnerabilidade.

Nesse sentido, a realização de programas experimentais de modo a aprofundar o estudo do comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros” perspectiva-se como uma possibilidade bastante real. O primeiro, que se coloca desde logo, é o da substituição da argamassa utilizada na construção das paredes dos modelos por verdadeira alvenaria de pedra. A opção tomada nos modelos ensaiados corresponde, na prática, a uma homogeneização forçada da alvenaria de pedra que pode ter, ou não, uma influência decisiva nos resultados obtidos dado que se perde o comportamento claramente anisotrópico daquela. Por outro lado, a influência de pisos adicionais, coberturas, saguões, são tudo aspectos que merecem ser estudados, perspectivando-se até que este último venha a revelar alterações consideráveis no comportamento sísmico dos edifícios “gaioleiros”. Esgotados todos estes aspectos fica ainda por aprofundar a influência da flexibilidade dos pavimentos, a qual pode ser utilizada como ponto de ligação para os denominados edifícios de “placa” mencionados no Capítulo 1, edifícios muito semelhantes aos “gaioleiros” mas em que se assiste à introdução de elementos de betão armado na sua estrutura, nomeadamente nas lajes.

A procura de novas soluções de reforço sísmico que permitam, nomeadamente, aumentar a rigidez ou a capacidade resistente dos modelos é, naturalmente, outra das actividades a realizar. A capacidade dos edifícios sobreviverem aos sismos não depende exclusivamente destes factores mas poderá haver necessidade de os tomar em consideração, combinando-os

entre si e com a ductilidade da estrutura, para alcançar uma solução de reforço óptima. Mesmo considerando apenas as três soluções de reforço utilizadas no presente trabalho, há aspectos que merecem ser revistos tais como o nível de pré-esforço inicial nos tirantes dos modelos 2 e 3 ou o reforço dos lintéis do Modelo 3 com o mesmo sistema que foi utilizado nos nembos.

Do lado dos protótipos que servem de referência aos modelos há também questões que se levantam. Interessa saber, por exemplo, qual é a importância do efeito de quarteirão no comportamento sísmico dos edifícios individuais dado que a reconhecida deficiência das ligações entre elementos estruturais e não estruturais existente nestes edifícios também se deverá repercutir no conjunto. Para esse efeito é necessária realizar campanhas de medição de vibrações *in situ* à semelhança do que tem sido realizado noutras tipologias, nomeadamente, dos edifícios Pombalinos [Silva *et al.*, 2001] [Ramos & Lourenço, 2004] [Monteiro *et al.*, 2006]. A caracterização mecânica dos materiais, particularmente da alvenaria de pedra, é outro aspecto essencial para a calibração de modelos numéricos utilizados na avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Finalmente, a avaliação da vulnerabilidade de estruturas desempenha um papel fundamental em estudos de risco sísmico, de avaliação probabilística da segurança e de reabilitação sísmica de estruturas [Coelho, 2004]. Se o risco das estruturas a construir ou já construídas de acordo com os regulamentos sísmicos actuais é possível ser inferido dos mesmos, o mesmo não acontece com edifícios não projectados de acordo com esses regulamentos ou, sequer, com qualquer regulamento. Para estes últimos, normalmente construídos sem a resistência sísmica adequada, a avaliação da vulnerabilidade é essencial para o estabelecimento de prioridades de intervenção e reabilitação sísmica

A utilização de abordagens experimentais para a obtenção de curvas de vulnerabilidade envolve o ensaio sísmico de diversos modelos idênticos tendo por isso custos incontroláveis. Por outro lado, o acumular de danos num modelo único sujeito a ensaios sucessivos poderia conduzir a respostas distintas das obtidas num modelo virgem submetido ao mesmo nível de acção sísmica. Torna-se por isso necessário, dado que o número de ensaios realizados até ao momento, apesar do seu inegável interesse, é bastante limitativo, aplicar métodos de inferência bayesiana para actualização da vulnerabilidade sísmica da tipologia [Coelho *et al.*, 1999].

## **6.2. Referências bibliográficas**

[Coelho *et al.*, 1999] E. Coelho, A. Campos Costa, M. L. Sousa, E. C. Carvalho, “Avaliação da vulnerabilidade de estruturas e ensaios sísmicos”, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro

[Coelho, 2004] E. Coelho, “Seismic testing and vulnerability assessment”, Invited paper, International Workshop “Masonry walls and earthquakes”, P.B. Lourenço, J. O. Barros, D. V. Oliveira (editors), Guimarães

[Monteiro *et al.*, 2006] M. Monteiro, M. Lopes, R. Bento, “Study of Lisbon anti-seismic downtown quarters”, Paper 1307, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1ECEES), Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

[Ramos & Lourenço, 2004] Luís F. Ramos, Paulo B. Lourenço, “Modelling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon”, *Engineering Structures* 26 (2004) 1295–1310

[Silva, 2001] V. C. Silva, “Preserving “Baixa Pombalina” through low intrusive seismic rehabilitation methods. The COMREHAB project”, *Archi2000 International Millennium Congress, UNESCO* (<http://www.unesco.org/archi2000/>)

[Silva *et al.*, 2001] V. C. Silva, Paulo B. Lourenço, Luís F. Ramos, Carlos G. Mesquita, “Accounting for the block effect in structural interventions in Lisbon’s old Pombaline downtown buildings” em “Historical Constructions – Possibilities and experimental techniques”, editado por P. B. Lourenço e P. Roca, Universidade do Minho, Guimarães

