

Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico

Maria Teresa de Brito Rações Franco Frazão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof^a Doutora Rita Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Prof. Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Outubro 2013

Resumo

Os edifícios “Gaioleiros” surgiram em Lisboa entre a segunda metade do séc. XIX e o princípio do séc. XX para alojar a crescente população lisboeta. Estes são apelidados depreciativamente de “Gaioleiros” dada a sua fraca qualidade construtiva e estrutural, apresentando consequentemente uma elevada vulnerabilidade sísmica. As razões pelas quais é importante estudar o seu comportamento sísmico e investigar soluções de reforço que permitam reduzir a sua vulnerabilidade sísmica prendem-se com os factos de existirem em grande abundância na cidade de Lisboa, de terem elevado valor patrimonial e de, apesar de apresentarem deficiências estruturais, se encontrarem ocupados ou em função. Neste contexto, procedeu-se ao estudo de um edifício “Gaioleiro” de modo a avaliar a sua vulnerabilidade sísmica e a propor soluções de reforço estrutural.

Em primeiro lugar, caracterizou-se a tipologia construtiva e estrutural destes edifícios, à qual se seguiu a apresentação do caso de estudo, um edifício “Gaioleiro” habitado característico de uma das tipologias de “Gaioleiros” existentes, bem como o levantamento das características geométricas e construtivas para definição dos modelos numéricos e posterior avaliação da vulnerabilidade sísmica. Esta avaliação sísmica foi feita através de uma análise dinâmica linear por espectro de resposta do edifício, tendo-se feito a verificação da segurança de acordo com dois regulamentos em vigor, o Eurocódigo 8 e a norma italiana – *Italian Technical Code*. Para aferição do modelo utilizado na análise linear por espectro de resposta foram realizados ensaios dinâmicos *in situ*. Recorreu-se também a análises estáticas não lineares – *Pushover* – considerando diferentes modelos e dois programas de cálculo diferentes – SAP2000 e 3Muri. Com estas diferentes análises e modelos, pretendeu-se comparar os resultados e aferir a razoabilidade e adequabilidade dos diferentes tipos de modelação e análise que se tem para as estruturas de alvenaria, bem como do valor do coeficiente de comportamento utilizado na análise dinâmica linear.

Com o intuito de avaliar o efeito da fendilhação existente nas paredes de alvenarias, fez-se uma análise de sensibilidade à variação do valor do módulo de elasticidade das alvenarias das paredes resistentes, no caso da análise dinâmica linear por espectro de resposta. Também para o mesmo tipo de análise, agora no sentido de avaliar a influência das ligações entre as paredes das fachadas e empenas, avaliaram-se as hipóteses de ligações fortes e fracas entre estes tipos de paredes.

Por fim, foram apresentadas técnicas de Reforço Estrutural, cuja eficiência foi analisada em termos de tensões e deslocamentos em determinadas zonas de referência do edifício.

Palavras Chave:

Edifícios “Gaioleiros”; Vulnerabilidade Sísmica; Reforço; Análise Linear; Análise Não Linear.

Abstract

On this work, the seismic vulnerability of a "Gaioleiro" building was evaluated and solutions for structural strengthen were proposed. The "Gaioleiro" buildings first came up in Lisbon between the second half of the XIX century and the beginning of the XX century to accommodate the growing population. The term "Gaioleiro" is a derogatory term and the buildings are so called due to their weak structural and construction quality.

These buildings have as their main resistance elements the masonry walls, which are particularly susceptible to the shear stresses that appear due to the horizontal forces caused by the seismic activity. The seismic vulnerability, together with the structural deficiencies on these buildings, the patrimonial value they have and the fact that many of these buildings are still on use, justifies this study, i.e. the assessment of their seismic performance.

This study starts with the description of the structural and construction typology of these buildings and then a case study was presented. It has been chosen an inhabited "Gaioleiro" building, characteristic of one of the existing "Gaioleiro" typologies, and a survey on the geometrical and building characteristics has been made. This was important to define the numeric models and then to evaluate the response and seismic vulnerability. This seismic evaluation was done by linear static response spectrum analysis and also by a non-linear static analyses - Pushover Analysis - of the façade and of the entire building, to which the security is verified in accordance with the two seismic codes: Eurocode 8 and the Italian Standard - Italian Technical Code. To calibrate the model used in the linear dynamic analysis experimental tests were performed in the building. On the other hand, the comparison between the results of linear dynamic analysis and the non-linear static one allows the assessment of the suitability of the behaviour coefficient value adopted at the linear dynamic analysis.

Aiming to assess the consequences of the cracking on the masonry walls, a sensibility analysis to the variation of the elasticity module of the brickwork on the resistance walls was performed by means of the linear dynamic response spectrum analysis. Moreover, for this type of analysis and in order to evaluate the influence of the connections between the façade walls and the lateral exterior walls, the hypothesis of strong and weak connections between the types of walls was assessed.

Finally, two Structural Reinforcement techniques were presented, whose efficiency was analyzed in terms of stresses and displacements in several reference points.

Key Words:

"Gaioleiro" building; Seismic Vulnerability; Masonry; Structural Reinforcement; Linear Analysis; Non-linear Analysis.

Agradecimentos

À Professora Rita Bento e à Ana Simões em especial. Agradeço também muito a todos os colegas da sala 2.18, ao Pai, à Mãe, aos manos e aos amigos.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objectivos.....	2
1.3	Organização	3
2	Edifícios “Gaioleiros”	5
2.1	Enquadramento histórico	5
2.2	Caracterização construtiva e arquitectónica	6
2.3	Deficiências estruturais e mecanismos de colapso	8
3	Caso de Estudo.....	11
3.1	Generalidades	11
3.2	Caracterização	11
3.3	Alterações estruturais	15
3.4	Elementos estruturais	16
3.4.1	Paredes resistentes	16
3.4.2	Fundações	17
3.4.3	Pavimentos e tectos.....	18
3.4.4	Cobertura	18
4	Modelo de Análise.....	19
4.1	Propriedades dos materiais	19
4.2	Massa dos elementos	20
4.3	Elementos utilizados no modelo	21
4.4	Modelo do edifício	24
5	Calibração do Modelo de análise.....	29
5.1	Ensaio de caracterização dinâmica	29
5.2	Tratamento de dados	30
5.3	Calibração do modelo	31
5.4	Caracterização modal do modelo	33
6	Análise Sísmica.....	37
6.1	Definição da acção sísmica	37
6.2	Definição dos valores de resistência para os elementos estruturais.....	40
6.3	Análise de sensibilidade ao módulo de elasticidade das alvenarias	40
6.3.1	Frequências	40
6.3.2	Deformada e deslocamentos relativos entre pisos.....	42
6.3.3	Tensões máximas	48
7	Vulnerabilidade Sísmica e Verificações de Segurança	55
7.1	Análise das tensões de compressão nas paredes	55

7.2	Análise de tensões de corte nas paredes	56
7.3	Análise das ligações entre fachadas e empenas	57
7.2.1	Frequências e modos de vibração	58
7.2.2	Deformada e deslocamentos nas fachadas	59
8	Análise Não Linear	61
8.1	Análise Estática Não Linear	61
8.2	Análise Estática Não Linear Bidimensional da Fachada Principal	62
8.2.1	Modelação de Pórtico equivalente	62
8.2.2	Análise Não Linear	66
8.3	Análise Estática Não Linear Tridimensional do Edifício – SAP2000	69
8.3.1	Modelação	69
8.3.2	Análise Não Linear	69
8.4	Análise Estática Não Linear Tridimensional do Edifício – 3Muri	71
8.4.1	Modelação no programa 3Muri	71
8.4.2	Análise Não Linear	72
8.4.3	Modelo com piso rígido	74
8.5	Análise comparativa de resultados	75
9	Reforço Sísmico	77
9.1	Diafragma rígido	77
9.1.1	Frequências e Principais Modos de Vibração	78
9.1.2	Análise de Deslocamentos	81
9.1.3	Reacções na base	82
9.1.4	Esforços – Comparação do piso flexível com o piso rígido	83
9.1.5	Conclusões e Implementação	86
9.2	Reforço com vigas de bordadura ao nível de todos os pisos	86
9.2.1	Análise de deslocamentos	87
9.2.2	Análise de Tensões	88
9.2.3	Conclusões e comentários	90
10	Considerações Finais	91
10.1	Conclusões	91
10.2	Desenvolvimentos Futuros	94
	Bibliografia	95
	ANEXOS	98
	Anexo 1 – Elementos do Projecto Original	98
	Anexo 2 – Propriedades dos Materiais	105
	Anexo 3 – Padrões de Danos	109
	Anexo 4 – Geometria dos pórticos equivalentes	110
	Anexo 5 – Método N2	111

Anexo 6 – Características geométricas dos elementos do pórtico equivalente	114
Anexo 7 – Influência do piso rígido nas forças de corte basal das paredes em x no modelo do programa 3MURI	115

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Vários tipos de paredes: frontais pombalinos e tabique (à direita) (Cardoso, 2002).....	5
Figura 2.2 – Efeitos da rigidez dos pavimentos: a) deformação para fora do plano da parede; b) redistribuição de esforços (Carvalho & Oliveira, 1997).....	8
Figura 2.3 – Efeitos da ligação entre paredes: a) fraca ligação entre paredes; b) forte ligação entre paredes (Candeias, 2008).....	9
Figura 2.4 – Mecanismo de rotura para fora do plano da parede (Pereira, 2009).....	9
Figura 2.5 – Mecanismo de derrubamento por flexão composta para fora do plano da parede (Pereira, 2009)	9
Figura 2.6 – Mecanismos de dano no plano das paredes: a) mecanismo global; b) mecanismo de piso (Candeias, 2008) ..	10
Figura 3.1 - Localização do edifício estudado (CML, 2013)	11
Figura 3.2 – Vistas do Edifício: a) Fachada principal actualmente; b) vista do corredor de circulação à esquerda e do edifício adjacente à direita.....	12
Figura 3.3 - Implantação do edifício (CML, 2013).....	12
Figura 3.4 - Projecto original do edifício: a) fachada principal; b) fachada posterior; c) planta do rés-do-chão do edifício (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012).....	13
Figura 3.5 - Projecto original: corte longitudinal (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)	13
Figura 3.6 – Entrada do edifício: a) elevação do primeiro patamar; b) vista de acesso ao exterior pelas escadas de serviço	14
Figura 3.7 - Evidências de degradação nas escadas de serviço: a) madeira do contorno das escadas; b) vista inferior de um patamar.....	14
Figura 3.8 – Evidências de degradação na zona da cobertura adjacente à claraboia: a) e b): escoramento	15
Figura 3.9 – Alterações em 1992: a) plantas do 4º piso; b) planta do sótão; c) pórticos de betão armado no tardo (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)	15
Figura 3.10 - Pórtico de betão armado e pavimento em abobadilhas cerâmicas nas varandas do tardo	16
Figura 3.11 - Alterações feitas ao apartamento do 1º piso em 1999.....	16
Figura 3.12 - Materiais constituintes das paredes	17
Figura 3.13 - Pormenor das fundações no projecto original (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012).....	17
Figura 3.14 – Materiais constituintes dos pavimentos e tectos: a) soalho numa zona comum do edifício; b) ripado de madeira aparente numa zona de tecto em mau estado de conservação no último piso, já sem reboco	18
Figura 4.1 - Secção do pavimento - eixos locais dos barrotes [m] (Branco, 2005).	21
Figura 4.2 - Elementos modelados ao nível de cada piso.....	22
Figura 4.3 - Modelação de tabiques (a cor de laranja), e vigas rígidas (a azul)	23
Figura 4.4 – Modelação do edifício adjacente ao “Gaioleiro”: a) elementos <i>area</i> ; b) ligação ao nível dos pisos	24
Figura 4.5 – Perspectivas do modelo: a) frente; b) tardo; c) topo.....	25
Figura 4.6 – Plantas do modelo: a) fundações; b) piso corrente	26
Figura 4.7 – Cortes do modelo: a) corte AA; b) corte BB	26

Figura 4.8 – Vistas parciais do modelo: a) corte vertical; b) corte horizontal	27
Figura 5.1 – Localização dos ensaios em planta (A, B e C): a) ensaio realizado no 5º piso; b) ensaios realizados no 4º piso	30
Figura 5.2 – Vista de topo do modelo na forma indeformada.....	33
Figura 5.3 – 1º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada.....	34
Figura 5.4 – 2º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada.....	34
Figura 5.5 – 3º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada.....	35
Figura 6.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional do EC8)	38
Figura 6.2 – Carta geológica de Lisboa (Carta Geológica de Lisboa, 2013): a) excerto da zona de implantação do “Gaioleiro” – assinalado a encarnado; b) legenda	38
Figura 6.3 – Configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1	43
Figura 6.4 – Pormenor da configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1	43
Figura 6.5 – Configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1 – vista da fachada (projeção no plano de uma vista tridimensional)	43
Figura 6.6 – Pormenor da empena esquerda da deformada da estrutura.....	44
Figura 6.7 – Localização em planta dos pontos para os quais se avaliou o deslocamento em altura	45
Figura 6.8 – Distribuição de tensões na parede da fachada principal (50% de E)	49
Figura 6.9 – Distribuição de tensões na parede da empena direita (50% de E)	50
Figura 6.10 - Distribuição de tensões na parede da fachada principal (75% de E).....	51
Figura 6.11 - Distribuição de tensões na parede da empena direita (75% de E)	52
Figura 7.1 – Mapa de Danos para tensões de compressão: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência à compressão da alvenaria.....	56
Figura 7.2 – Mapa de danos para tensões de corte: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência ao corte da alvenaria	57
Figura 7.3 – Pormenor da modelação das ligações fracas entre paredes	58
Figura 7.4 – Configuração deformada da estrutura para acção sísmica do tipo 1 considerando ligações fracas entre as paredes de empena e fachadas	59
Figura 7.1 – Mapa de Danos para tensões de compressão: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência à compressão da alvenaria.....	56
Figura 7.2 – Mapa de danos para tensões de corte: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência ao corte da alvenaria	57
Figura 7.3 – Pormenor da modelação das ligações fracas entre paredes	58
Figura 7.4 – Configuração deformada da estrutura para acção sísmica do tipo 1 considerando ligações fracas entre as paredes de empena e fachadas	59

Figura 8.1 - Mecanismos de rotura no plano de um macroelemento de alvenaria: a) colapso por flexão composta; b) deslizamento e c) colapso por esforço transversal com fendilhação diagonal (Magenes, Kingsley, & Calvi, 1995).....	63
Figura 8.2 – Mecanismos de rotura observados em paredes de alvenaria (Costa, 2007)	63
Figura 8.3 – Modelação da fachada principal através do método do pórtico equivalente	64
Figura 8.4 – Curva força-deformação tipo para definição do comportamento das rótulas	64
Figura 8.5 – Curvas momento-deformação ou força-deformação: a) colunas e b) rótulas plásticas das colunas (Pereira, 2009).....	65
Figura 8.6 – Curvas força-deformação: a) vigas e b) rótulas plásticas das vigas (Pereira, 2009)	65
Figura 8.7 – Relação deslocamento-rotação elástica adoptada.....	65
Figura 8.8 – Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10)	68
Figura 8.9 – Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10)	70
Figura 8.10 – Painéis de alvenaria para uma parede (Cattari, Curti, Galasco, & Resemini, 2005).....	71
Figura 8.11 – Vistas gerais dos modelos do 3Muri.....	72
Figura 8.12 - Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10).....	73
Figura 9.1 – Configuração em planta do primeiro modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flexível; b) Piso Rígido (f.e. 300).....	79
Figura 9.2 – Configuração do Segundo modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flexível; b) Piso Rígido (f.e. 200)	80
Figura 9.3 – Configuração do terceiro modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flexível; b) Piso Rígido (f.e. 200)	81
Figura 9.4 – Distribuição de tensões na fachada principal: comparação de piso rígido com flexível.....	84
Figura 9.5 – Distribuição de tensões na empena direita: comparação de piso rígido com flexível	85
Figura 9.6 – Distribuição de tensões na fachada principal: comparação de piso flexível com vigas IPE500 no contorno dos pisos.....	89
Figura A4.1 – Relações geométricas para determinação da altura eficaz das colunas (Pereira, 2009)	110
Figura A4.2 – Definição do comprimento eficaz das vigas: a) aberturas alinhadas entre pisos consecutivos e b) aberturas desalinhadas entre pisos consecutivos	110
Figura A5.1 – Bilinearização da curva de capacidade (Meireles, Seismic Vulnerability of "Pombalino" Buildings, 2012)	112
Figura A5.2 – Determinação do deslocamento objectivo para: a) períodos baixos e b) períodos médios ou longos	112

Índice de Gráficos e Tabelas

Gráfico 5.1 – Sobreposição dos espectros de Fourier para os sinais registados em x nos 3 ensaios realizados	31
Gráfico 5.2 - Sobreposição dos espectros de Fourier para os sinais registados em y nos 3 ensaios realizados	31
Gráfico 6.1 - Espectro elástico para sismos do tipo I e do tipo II.....	39

Gráfico 6.2 – Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para o valor de E inicial	41
Gráfico 6.3 – Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para 75% do valor de E	41
Gráfico 6.4 - Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para 50% do valor de E	41
Gráfico 6.5 – Forças de corte basal nas fachadas (Sismo1)	42
Gráfico 6.6 – Forças de corte basal nas empenas (Sismo 2)	42
Gráfico 6.7 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 100% E	45
Gráfico 6.8 – Deslocamento em x dos pontos A, D e E para 100% E	45
Gráfico 6.9 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 75% E	45
Gráfico 6.10 – Deslocamento em x dos pontos A, D e E para 75% E	45
Gráfico 6.11 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 50% E	45
Gráfico 6.12 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 50% E	45
Gráfico 6.13 – Deslocamento dos pontos do alinhamento B segundo x (no plano da fachada)	46
Gráfico 6.14 – Deslocamento dos pontos do alinhamento D segundo y (no plano da empena)	46
Gráfico 6.17 – Ponto B: deslocamentos relativos entre pisos segundo x (normalizados à altura dos pisos)	47
Gráfico 6.18 – Ponto B: deslocamentos relativos entre pisos segundo y (normalizados à altura dos pisos)	47
Gráfico 6.19 – Ponto D: deslocamentos relativos entre pisos segundo x (normalizados à altura dos pisos)	47
Gráfico 6.20 – Ponto D: deslocamentos relativos entre pisos segundo y (normalizados à altura dos pisos)	47
Gráfico 6.21 – Tensões máximas de compressão na base	48
Gráfico 6.22 – Tensões médias de corte na base	48
Gráfico 6.23 – Tensões máximas de tracção na base	48
 Gráfico 7.1 – Ponto B: Deslocamentos em altura para fora do plano da fachada	 59
 Gráfico 8.1 – Curvas de capacidade do pórtico equivalente à fachada principal para distribuição modal e uniforme de forças	 67
Gráfico 8.2 – Curva de capacidade bilinearizada e espectro de aceleração para a distribuição modal de forças	68
Gráfico 8.3 – Curvas de capacidade do pórtico equivalente à fachada principal para as distribuições modal e uniforme de forças	70
Gráfico 8.4 – Curvas de capacidade do edifício e fachada principal	72
O Gráfico 8.5 representa as curvas de capacidades resistentes para as diferentes paredes segundo x, assim como a curva global. Neste gráfico é evidente que a contribuição das paredes de tabique para a resistência global da estrutura é praticamente nula. Tudo indica que para avaliar o comportamento sísmico deste tipo de estruturas não há necessidade de considerar este tipo de paredes	73
Gráfico 8.6 – Curvas de capacidade das paredes em x para a distribuição modal	74
Gráfico 8.7 – Comparação de piso flexível e piso rígido: curvas de capacidade da estrutura completa e da fachada	74
Gráfico 8.8 – Comparação de piso flexível e piso rígido: curva de capacidade da fachada	74
Gráfico 8.9 – Curvas de capacidade globais do 3Muri para distribuição uniforme e modal de forças	75
Gráfico 8.10 – Curvas de capacidade da fachada dos vários modelos para a distribuição modal de forças	76
Gráfico 8.11 – Curvas de capacidade da fachada dos vários modelos para a distribuição uniforme de forças	76

Gráfico 9.1 – Primeiro modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível	79
Gráfico 9.2 – Segundo modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível	80
Gráfico 9.3 – Terceiro modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível	81
Gráfico 9.4 – Deslocamento do ponto médio da fachada principal segundo o eixo x (no plano da fachada) com piso rígido e flexível.....	82
Gráfico 9.5 – Deslocamento do ponto médio da fachada principal segundo o eixo y (para fora do plano da fachada) com piso rígido e flexível	82
Gráfico 9.6 – Deslocamento do ponto médio da empena esquerda segundo o eixo x (para fora do plano da empena) com piso rígido e flexível	82
Gráfico 9.7 – Deslocamento do ponto médio da empena esquerda segundo o eixo y (no plano da empena) com piso rígido e flexível.....	82
Gráfico 9.8 – Deslocamentos em altura sundo o eixo x no alinhamento vertical médio da fachada para os diferentes perfis metálicos no contorno	87
Gráfico 9.9 – Deslocamentos em altura segundo o eixo y no alinhamento vertical médio da fachada para os diferentes perfis metálicos no contorno.....	87
Gráfico 9.10 – Deslocamentos em altura segundo o eixo x no alinhamento vertical médio da empena esquerda para os diferentes perfis metálicos no contorno	88
Gráfico 9.11 – Deslocamentos em altura segundo o eixo y no alinhamento vertical médio da empena esquerda para os diferentes perfis metálicos no contorno	88
 Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais definidos no modelo numérico	20
Tabela 4.2 – Massas distribuídas consideradas.....	20
Tabela 4.3 - Correções de inércia, peso e massa para os barrotes do pavimento.....	23
 Tabela 5.1 - Ensaios realizados: designação, local e hora de início	30
Tabela 5.2 - Propriedades iniciais dos materiais	32
Tabela 5.3 - Ajuste do peso volúmico das alvenarias.....	32
Tabela 5.4 - Ajuste do módulo de elasticidade das alvenarias.....	32
Tabela 5.5 – Ajuste do módulo de elasticidade das paredes equivalentes	32
Tabela 5.6 – Propriedades finais dos materiais alterados na calibração do modelo.....	33
 Tabela 6.1 - Capacidade resistente dos materiais estruturais.....	40
 Tabela 7.1 – Atrito e coesão das alvenarias.....	56
Tabela 7.2 – Primeiros modos de vibração do modelo com ligações fracas entre fachadas e empenas: frequências e configuração	58

Tabela 8.1 – Esforços últimos dos diversos mecanismos de colapso no plano da parede (CEN, EC6-1, 2001), OPCM 3431 (2005), (Magenes & Calvi, 1997)	66
Tabela 8.2 – Deslocamentos relativos entre pisos (distribuição modal).....	69
 Tabela 9.1 – Influência do Piso Rígido nos primeiros modos de vibração: frequências, configurações e participações de massa	78
Tabela 9.2 – Forças de corte basal nas direções dos alinhamentos das paredes para piso rígido e flexível	83
Tabela 9.3 – Frequências dos primeiros modos de vibração para o reforço com vigas de bordadura	86
 Tabela A2.1 – Propriedades Alvenaria Pedra – Recolha Bibliográfica.....	106
Tabela A2.2 – Propriedades da Alvenaria de Tijolo – Recolha Bibliográfica.....	107
Tabela A2.3 – Valores da coesão e do coeficiente de atrito para as alvenarias de pedra e tijolo – Recolha Bibliográfica...	108
 Tabela A3.1 – Padrões de Danos esperados em paredes de alvenaria (Cardoso, 2002)	109

1 Introdução

1.1 Motivação

A história da cidade de Lisboa é muito marcada pelo grande terramoto de 1755 após o qual a cidade teve de ser reconstruída, segundo o plano do Marquês de Pombal, que deu origem aos edifícios “Pombalinos” cuja estrutura em gaiola consistia na primeira construção antissísmica do mundo. No entanto, com o passar dos anos, a memória do terramoto foi sendo apagada pelo tempo e a despreocupação com a qualidade construtiva, aliada à especulação imobiliária decorrente da necessidade de alojar a crescente população de Lisboa, levou a que os edifícios construídos em Lisboa entre meados do século XIX e o princípio do século XX tenham sido construídos de forma pouco controlada e sem qualquer preocupação com a qualidade da construção.

Estes edifícios são apelidados de “Gaioleiros” de forma depreciativa dada a sua fraca qualidade construtiva. No entanto, constituem grande parte parque habitacional de Lisboa estando muitos deles ainda ocupados, apesar de já terem ultrapassado largamente o período de vida útil para o qual foram projectados. São constituídos por paredes de alvenaria de pedra ou tijolo de fraca qualidade e apresentam deficiências estruturais ao nível das mesmas e das suas fundações, também de alvenaria. Importa então a correcção de anomalias que se conhecem derivadas do processo construtivo ou de intervenções de manutenção ou reabilitação desadequadas. Também os requisitos mínimos de conforto e segurança são hoje muito mais exigentes, o que leva à necessidade de adaptação das habitações às novas exigências regulamentares.

Paralelamente, a preservação do património edificado em Portugal e preocupação com o risco sísmico estão cada vez mais presentes na sociedade portuguesa dando-se especial atenção aos edifícios antigos. A alvenaria é um material heterógeno composto por unidades unidas entre si por argamassa e que pode apresentar diversas constituições consoante o arranjo e a composição destes dois elementos, o que depende muitíssimo da época construtiva, dos materiais existentes não só na época mas também na localização do edifício a construir e da técnica construtiva, o que torna muito difícil a sua caracterização. No entanto, há um aspecto comum a todos os tipos de alvenaria que influenciou toda a geometria das construções ao longo da história, que é a sua fraca resistência à tracção (Lourenço, 2002). A sua fraca resistência a tensões de tracção e corte faz com que os elementos de alvenaria sejam muito pouco resistentes às tensões de corte e tracção que surgem quando a estrutura é sujeita à acção sísmica.

Assim, é difícil medir e caracterizar a vulnerabilidade sísmica destes edifícios porque cada caso é um problema novo, apesar de ser óbvia a necessidade de reforço dos mesmos. A análise e a caracterização da vulnerabilidade são muito importantes para a mitigação do risco sísmico, pelo que este estudo recai sobre um edifício “Gaioleiro” representativo de uma determinada tipologia.

Outro aspecto importante a considerar é a ausência de legislação objectiva para o dimensionamento e fiscalização do reforço de estruturas existentes de alvenaria, o que implicará, mais uma vez, a análise caso a caso deste tipo de edifícios, o que acaba por ser um processo moroso e desadequado dada a já referida urgência de reforço destes edifícios.

1.2 Objectivos

Pretende-se aqui estudar o comportamento de um edifício “Gaioleiro” tipo, existente em Lisboa, e determinar a sua vulnerabilidade sísmica. Interessa aplicar o estudo a um caso real representativo de uma determinada tipologia de edifícios “Gaioleiros”, que apresentam grande variabilidade das suas dimensões e disposições, mas que podem ser agrupados em quatro tipologias, segundo *Appleton* (Appleton, A Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros", 2005). Este edifício insere-se no Tipo 1 – Edifícios de pequena a média dimensão com fachadas estreitas a médias, saguão lateral, escadas laterais e um apartamento por piso, apesar de o saguão ser central neste caso específico.

O estudo do comportamento e a análise da sua vulnerabilidade sísmica são feitos através de dois tipos de análises: em primeiro lugar, será feita uma análise dinâmica linear por espectro de resposta e, posteriormente, uma análise estática não linear (*pushover*). Para a análise dinâmica por espectro de resposta a caracterização dinâmica do edifício é fundamental pelo que se fizeram ensaios experimentais *in situ* que permitiram determinar as frequências fundamentais de vibração da estrutura e os respectivos modos de vibração.

É muito importante que os modelos sejam realistas e para tal este deve ser aferido com a realidade, para que o estudo seja fiável e o reforço seja adequado. Assim, também a correcta definição das características dos materiais tem elevada importância porque influencia o comportamento e resistência do edifício. Esta definição foi feita através de uma pesquisa exaustiva na bibliografia existente, sendo que parte desta assenta em ensaios experimentais realizados em elementos de parede constituídos por materiais que se assumem semelhantes aos que constituem o edifício.

Interessa aqui testar a eficácia da modelação associada à correcta caracterização estrutural e material, que permita ter uma noção do comportamento relativamente à acção sísmica. A análise dinâmica linear por espectro de resposta é uma análise simplificada que simula o edifício na totalidade e que é apropriada para verificações de segurança, ainda que possa ser um pouco conservativa, especialmente devido à imprecisão que se tem na definição do coeficiente de comportamento, i.e. à consideração da não linearidade do comportamento estrutural de uma forma muito simplificada. Já com a análise estática não linear, é possível identificar a evolução de danos na estrutura até que se atinja o colapso, bem como a localização e a tipologia dos mecanismos de rotura, que é importante para o projecto de reforço pois permite limitar a sua aplicação a zonas onde este seja necessário, o que se traduz em poupança e eficácia. Comparando os resultados obtidos com as análises estáticas não lineares com os da análise dinâmica linear por espectro de resposta é possível tirar conclusões acerca do valor assumido, nesta última análise, para o coeficiente de comportamento.

Interessa também avaliar a influência do valor do módulo de elasticidade na análise, que deverá sempre ter em conta o nível de fendilhação do edifício. Outro aspecto importante a aferir é a influência das ligações entre as paredes de fachada e empena porque estas são determinantes na avaliação do comportamento global do edifício e na definição do mecanismo de colapso a estrutura.

Por fim, pretende-se também avaliar a influência do reforço no desempenho sísmico, por alteração da distribuição de danos e dos mecanismos de colapso.

1.3 Organização

Este trabalho está organizado em 10 capítulos, conforme se dispõe em seguida, sendo que neste primeiro são introduzidos o tema, os objectivos do estudo e apresentado como o trabalho está organizado.

No *Capítulo 2* é feito um enquadramento histórico e são apresentados os edifícios “Gaioleiros”, com foco na sua caracterização construtiva. São explicadas e enquadradas as deficiências estruturais deste tipo de edifícios e os mecanismos de colapso típicos das paredes de alvenaria.

No *Capítulo 3* apresenta-se o edifício estudado, que é um edifício existente em Lisboa. É feita uma caracterização geral em termos da sua localização, dimensões e usos. Expõem-se as alterações que foram efectuadas no edifício ao longo do seu período de vida útil e avaliam-se os seus elementos construtivos e estruturais, com base em documentos existentes no Arquivo Municipal de Lisboa e em visitas realizadas ao edifício.

No *Capítulo 4* procede-se à definição do modelo numérico para a análise dinâmica linear por espectro de resposta. Definem-se as propriedades dos materiais constituintes do “Gaioleiro” em estudo, bem como as massas de todos os elementos da estrutura. Definem-se os elementos de análise numérica e faz-se uma exposição geral do modelo definido.

A validação e calibração do modelo são feitas no *Capítulo 5*. Para tal, realizaram-se ensaios de caracterização dinâmica aquando de uma das visitas realizadas ao edifício e, depois do posterior tratamento dos dados recolhidos, são introduzidas alterações ao modelo, ao nível do módulo de elasticidade dos elementos e são feitos pequenos ajustes à sua massa, para aproximação das frequências fundamentais retiradas do modelo às obtidas através dos ensaios referidos. Por fim, é feita ainda neste capítulo uma caracterização modal do modelo numérico.

No *Capítulo 6* é feita uma análise sísmica do “Gaioleiro”. Em primeiro lugar, é definida a acção sísmica regulamentar de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN, 2009), através de dois espectros de resposta, para os dois tipos de sismo considerados neste regulamento. Em seguida, definem-se os valores resistentes dos materiais estruturais da estrutura e posteriormente é feita uma análise de sensibilidade ao valor do módulo de elasticidade das alvenarias de pedra e tijolo, que pretende a avaliação da influência da fendilhação que se espera que ocorra na estrutura quando esta é submetida à acção sísmica, e que afectará a sua resposta. Esta análise é feita ao nível das frequências da estrutura, da sua deformada, deslocamentos relativos entre pisos e tensões.

No *Capítulo 7* avalia-se a vulnerabilidade sísmica da estrutura e fazem-se as necessárias verificações de segurança. São feitos mapas de danos para as tensões nas paredes de alvenaria e é analisada a influência das ligações entre as paredes das fachadas e das empenas.

No *Capítulo 8* são definidos novos modelos numéricos e procede-se a uma análise estática não linear do edifício global e da fachada principal isolada do edifício para posterior comparação de resultados entre as várias modelações. É feito um novo modelo tridimensional, num outro programa que permite a modelação rápida e simples do edifício e a realização de uma análise estática não linear. Define-se um modelo de pórtico equivalente da fachada e, também, um modelo tridimensional do edifício, igual ao definido para a análise linear anterior, mas desta vez com as fachadas modeladas através de pórticos equivalentes nos quais se considera o comportamento não linear.

No *Capítulo 9*, são feitas duas propostas de reforço que visam a limitação da deformação das paredes para fora do seu plano, sendo a primeira a hipótese de piso rígido e a segunda a colocação de vigas metálicas de bordadura ao nível dos vários pisos.

Finalmente, no *Capítulo 10*, apresentam-se algumas considerações finais acerca das modelações e análises efectuadas, apresentado as conclusões principais obtidas sobre o estudo efectuado sobre este edifício “Gaioleiro” assim como definindo alguns desenvolvimentos futuros.

2 Edifícios “Gaioleiros”

2.1 Enquadramento histórico

Os edifícios “Gaioleiros” pertencem a uma fase bem determinada da construção na cidade de Lisboa e surgem num contexto de expansão da cidade no final do século XIX, segundo um plano de Ressano Garcia. Este plano visava a abertura de grandes artérias que ligariam a cidade de Lisboa às zonas rurais, que se encontravam principalmente a Norte. Assim, foram rasgadas as Avenidas da Liberdade, da República, Duque de Loulé e Almirante Reis (antiga Rainha D. Amélia) entre outras, como a 24 de Julho. Junto a estas, foram definidos quarteirões de lotes para urbanização, que pretendiam acomodar a crescente população da classe média. Estes novos quarteirões do final do século XIX e princípio do século XX compõem as Avenidas Novas.

É importante comparar este plano de expansão da cidade com o anterior plano de urbanização de Marquês de Pombal para que melhor se perceba a génese dos “Gaioleiros”. O plano de urbanização proposto por Marquês de Pombal, que ainda hoje constitui a baixa lisboeta, surge num contexto de reconstrução da cidade depois de uma catástrofe, pelo que a construção dos quarteirões pombalinos é feita obedecendo a um conjunto de regras que visam manter a integridade das estruturas em caso de abalos sísmicos. A construção é controlada e observa-se que a cércea é a mesma em cada quarteirão, que os quarteirões têm dimensões muito semelhantes e são quase sempre rectangulares, e que não há muita liberdade arquitectónica no desenho das fachadas sendo todas muito semelhantes dentro dos quarteirões.

Estes edifícios apresentam uma estrutura tridimensional de madeira que contribui para a resistência, ductilidade e rigidez do edifício e que o ajudam a ter um bom desempenho às acções horizontais (Cardoso, 2002). Esta estrutura tridimensional é constituída por paredes de frontal em que elementos de madeira fortemente interligados entre si e em forma de cruz (cruz de Sto. André) confinam as alvenarias de pedra ou tijolo e resistem às acções horizontais.

Já no plano de Ressano Garcia, cuja principal preocupação era alojar a crescente população de classe média em Lisboa, a construção dos edifícios de habitação foi deixada a cargo dos construtores e entidades privadas, preocupados apenas em obter lucros elevados no contexto da especulação imobiliária da época, pelo que a qualidade da construção decresceu exponencialmente, havendo até casos de edifícios que ruíram aquando da construção (Pinho, 2000). Por esta altura, os efeitos do grande terramoto estavam já esquecidos e a preocupação com a estrutura antissísmica era praticamente nula. Os frontais foram substituídos por paredes simples de alvenaria, de pedra ou tijolo, no caso das paredes exteriores, e de tijolo ou tabique para as paredes interiores, com muito pouca ou nenhuma resistência às acções horizontais. Assim, por comparação com a anterior construção em “Gaiola Pombalina”, que se distinguiu por elevados padrões de qualidade para a época, estas novas construções vieram a apelar-se depreciativamente de “Gaioleiros”.

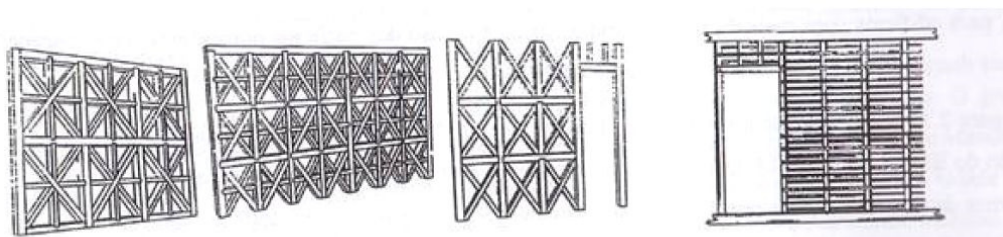


Figura 2.1 – Vários tipos de paredes: frontais pombalinos e tabique (à direita) (Cardoso, 2002)

Actualmente, dos edifícios “Gaioleiros” ainda presentes em Lisboa muitos apresentam intervenções estruturais, como a demolição de paredes de alvenaria, introdução de elevadores ou construção de elementos de betão armado, cuja influência na estrutura é difícil de determinar sem uma avaliação sísmica detalhada e adequada.

Os “Gaioleiros” merecem a preocupação da comunidade científica e técnica. A avaliação sísmica adequada e a proposta de soluções de reforço são fundamentais para estes tipos de edifícios de alvenaria, tendo em conta que ainda se encontram em elevado número em Lisboa e por serem graves as suas deficiências construtivas, que derivam da fraca qualidade construtiva e estrutural, sugerindo assim uma baixa resistência em caso de sismo.

2.2 Caracterização construtiva e arquitectónica

Como já referido, contrariamente ao plano definido por Marquês de Pombal para a baixa pombalina, o plano de Ressano Garcia não impunha regras muito restritas à construção dos novos edifícios pelo que se podem encontrar “Gaioleiros” das mais variadas dimensões no que respeita a altura, profundidade, largura e sistema estrutural dentro do mesmo quarteirão. Estes edifícios são construídos em quarteirões, normalmente de forma rectangular, apesar de se encontrarem também quarteirões de forma trapezoidal, numa tentativa de ajuste à orografia do terreno. A construção em quarteirão implica espaços interiores abertos onde se podem encontrar espaços ajardinados e pequenas hortas, mas que não são perceptíveis a partir das ruas.

Nas fachadas principais distinguem-se três zonas: o soko, a zona intermédia e o sistema platibanda/telhado. São normalmente decoradas por elementos de arte nova e as janelas, que variam de dimensões, entre janelas de peito e de sacada, no mesmo piso e de piso para piso, têm molduras de pedra com ou sem elementos decorativos. No telhado podem encontrar-se janelas em mansarda. Já as fachadas posteriores distinguem-se facilmente pelas varandas ou marquises em estrutura metálica aparente (Appleton, 2005) e (Gomes, 2011).

O número de fogos por piso depende da largura da fachada do edifício, que depende por sua vez da dimensão do lote, e da importância da avenida em que se insere, sendo que é possível encontrar edifícios de frente larga com apenas um fogo por piso. A disposição original dos compartimentos nos “Gaioleiros” obedece a um padrão típico: observa-se que a cozinha e a sala de jantar se localizam no tardo do edifício e que têm ligação entre si, sendo a última geralmente a maior divisão do fogo. As salas e escritórios encontram-se junto à fachada principal e os quartos de dormir em volta do saguão. Há um corredor que percorre o apartamento em toda a profundidade e que dá acesso a todos os compartimentos e que é uma das características marcantes deste tipo de edifícios.

Para caracterizar construtivamente este tipo de edifícios focar-se-á a atenção nos seus principais elementos: paredes resistentes, paredes de compartimentação, fundações, pavimentos, cobertura, saguões e varandas metálicas do tardo.

Paredes resistentes

As paredes são os principais elementos resistentes da estrutura de um “Gaioleiro”. Geralmente são constituídas por alvenaria ordinária de pedra calcária irregular ou tijolo maciço, assente em argamassa de cal aérea, e apresentam espessuras diferentes consoante a posição da parede em planta e a posição em altura. É comum as paredes diminuir de espessura progressivamente em altura para aliviar as cargas verticais. A espessura das paredes no rés-do-chão é, normalmente, da ordem dos 0,7m e no último piso de 0,5m, para as paredes das fachadas, e de 0,3m nas paredes de

empena. Quanto às paredes de tijolo, estas têm espessuras da ordem dos 0,3m no rés-do-chão e 0,15m nos pisos elevados.

As paredes exteriores são de alvenaria de pedra e as interiores de alvenaria de tijolo. Estas últimas são normalmente paralelas às fachadas, servindo de apoio às principais vigas do pavimento. Existem também no contorno das escadas. No caso de os edifícios contíguos é comum a parede de empena partilhada ou encostada ser de alvenaria de tijolo e apresentar uma menor espessura (Appleton, 2005).

Paredes de compartimentação

As paredes de compartimentação podem ser de dois tipos: i) alvenaria de tijolo furado com argamassa, que têm função portante, e ii) paredes de tabique de prancha ao alto fasquiado e rebocado. Os tabiques são uma composição de fasquiado de madeira assente em tábuas colocadas ao alto (Figura 2.1). Têm espessuras da ordem dos 0,10m e são revestidos por rebocos (Appleton, 2005).

Ao nível do piso térreo estas paredes podem ser de pedra ou tijolo furado e ter funções resistentes.

Fundações

As fundações dos “Gaioleiros” são geralmente uma continuação das suas paredes dado que estas são os seus principais elementos resistentes. Assim, estas são peças lineares e desenvolvem-se ao longo do comprimento da parede. Têm uma espessura maior na continuação das paredes da fachada (1,10 a 1,5m) e menor nas restantes paredes (0,6 a 0,7m) (Appleton, 2003) e (Simões & Bento, 2012). Encontram-se geralmente sapatas de pequena dimensão nestes edifícios e muitas vezes recorre-se a abóbadas e arcos de descarga para distribuição das cargas.

Pavimentos

O pavimento dos pisos correntes assenta num sistema de vigas de madeira que é perpendicular às fachadas e apoia nas paredes de alvenaria, em encaixes próprios existentes nas paredes. Estas vigas são travadas perpendicularmente por tarugos também de madeira, e sobre este sistema assenta o revestimento, que é normalmente de pinho marítimo.

No caso do piso térreo, o pavimento pode ser de dois tipos: de madeira ou de ladrilhos. No caso de ser de madeira, tem-se uma elevação do pavimento para criação de uma caixa-de-ar ventilada que impede o contacto da madeira com a humidade do terreno. No caso do pavimento de ladrilhos, estes são cerâmicos ou de pedra e assentam em massame.

Quanto às zonas húmidas, nas casas de banho e cozinhas os pavimentos são constituídos por abobadilhas, de tijolo maciço ou de burro, interligadas por argamassa e assentes em vigas metálicas.

Cobertura

A cobertura dos “Gaioleiros” é normalmente inclinada, a sua estrutura assenta directamente nas paredes de alvenaria e é composta por asnas de madeira de pinho revestidas por telhas cerâmicas do tipo Marselha, assentes num ripado de madeira.

Saguões

Os saguões são característicos deste tipo de edifícios e têm funções de ventilação e iluminação dos compartimentos interiores dos edifícios. As suas paredes têm espessuras da ordem dos 0,5m e são de alvenaria ordinária de pedra irregular, pelo que acrescentam alguma resistência à estrutura.

2.3 Deficiências estruturais e mecanismos de colapso

Como referido, a fraca qualidade da construção dos “Gaioleiros” implica grandes deficiências estruturais nestes edifícios (Candeias, 2008). Como principais deficiências construtivas tem-se: i) fraca qualidade dos materiais, ii) paredes de espessura reduzida, iii) fraca ligação entre paredes ortogonais entre si e entre pavimentos e paredes, o que indicia pouca redundância estrutural, iv) comportamento flexível dos pavimentos no plano, e v) vãos excessivamente largos.

Os mecanismos de colapso que se esperam neste tipo de edifícios no caso de um sismo dão-se geralmente ao nível das paredes resistentes e podem ocorrer segundo dois modos principais: para fora do plano da parede ou no próprio plano da parede tendo-se, respectivamente, o primeiro modo de colapso e segundo modo de colapso (Giuffré, 1993). No caso do colapso para fora do plano da parede, este pode ser provocado por dois tipos de deficiências estruturais, comumente presentes neste tipo de edifícios: deficientes ligações entre paredes ou entre paredes e pisos, já referidas. Em primeiro lugar, a falta de rigidez no plano dos pisos e a fraca ligação dos pisos e das paredes interiores às paredes exteriores podem levar à deformação destas para fora do seu plano quando a estrutura é sujeita a acções horizontais (Figura 2.2). A distorção dos pisos no seu plano implica também que a distribuição das forças horizontais pelos elementos resistentes verticais não seja proporcional à sua rigidez, o que os torna estas estruturas mais vulneráveis a este tipo de acções. Por outro lado, as deficientes ligações entre paredes ortogonais entre si e entre pavimentos e paredes tornam também a estrutura globalmente menos rígida, o que não é adequado em termos de resistência ao sismo, como se mostra na Figura 2.3.

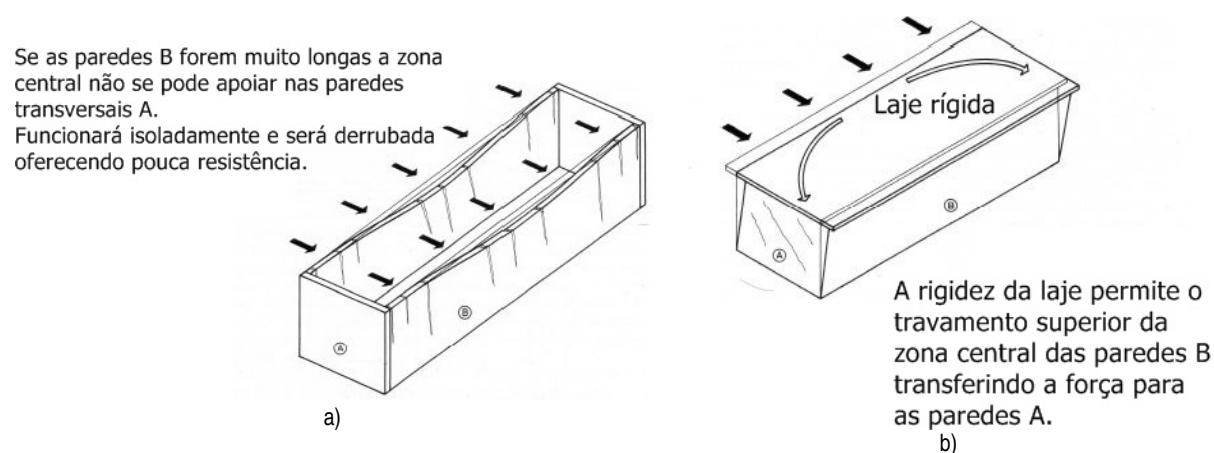


Figura 2.2 – Efeitos da rigidez dos pavimentos: a) deformação para fora do plano da parede; b) redistribuição de esforços (Carvalho & Oliveira, 1997)

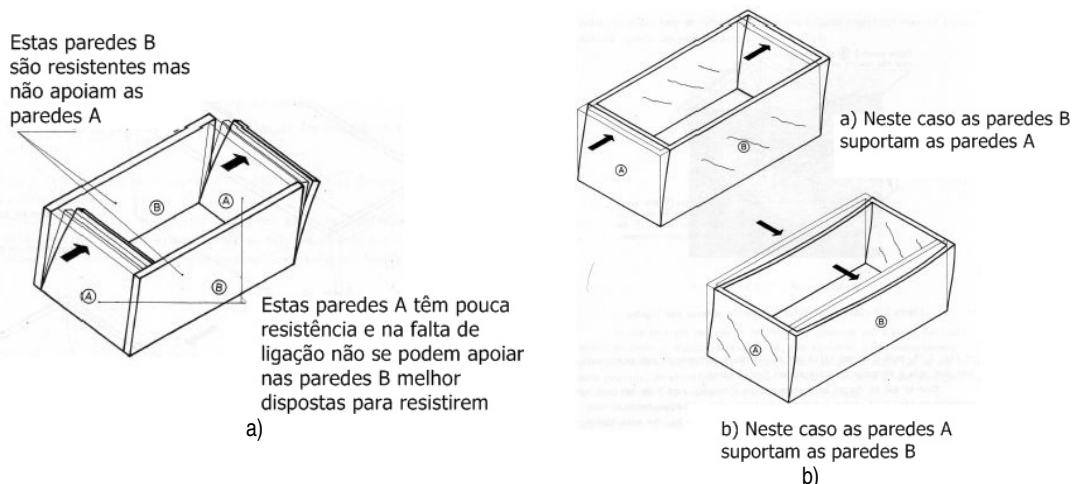


Figura 2.3 – Efeitos da ligação entre paredes: a) fraca ligação entre paredes; b) forte ligação entre paredes (Candeias, 2008)

No caso de ocorrer a deformação para fora do plano da parede, o colapso dá-se por esmagamento e consequente derrubamento da parede (Figura 2.4). Apesar de este modo de colapso ser local, a falta de apoio da cobertura ou dos pisos acima da charneira de rotura pode levar ao abatimento dos mesmos o que conduzirá ao colapso total da estrutura, como mostra a Figura 2.5. Aqui são também perceptíveis os efeitos $P-\Delta$ que surgem nas paredes devido à deformação para fora do seu plano.

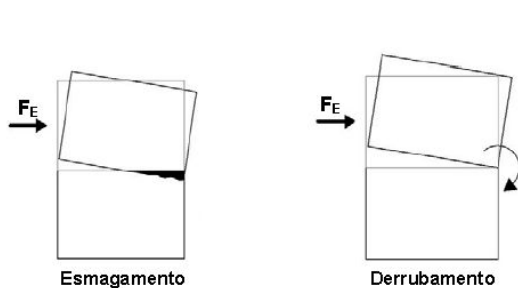


Figura 2.4 – Mecanismo de rotura para fora do plano da parede (Pereira, 2009)

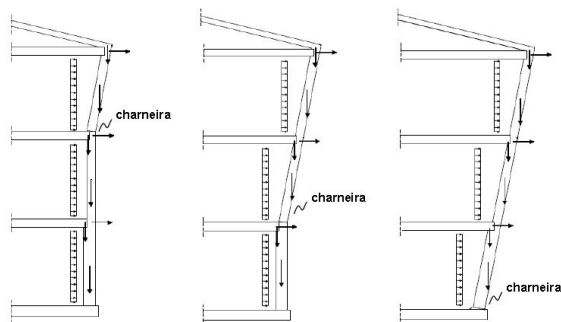
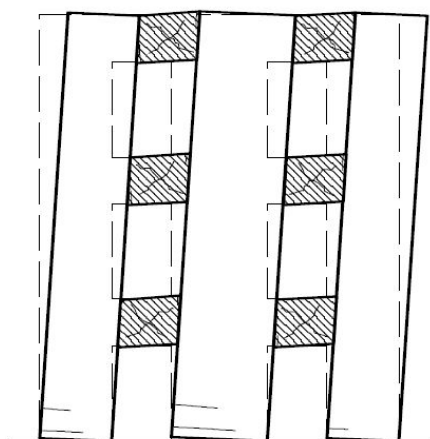
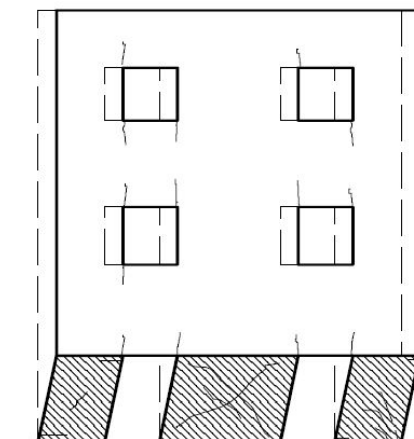


Figura 2.5 – Mecanismo de derrubamento por flexão composta para fora do plano da parede (Pereira, 2009)

Atendendo agora à deformação no próprio plano da parede, esta dá-se por corte ou derrubamento, que causam deslizamento ou fendilhação diagonal, no caso do corte, ou flexão composta, no caso do derrubamento. De notar que as aberturas nos panos de alvenaria influenciam os modos de rotura no próprio plano, uma vez que o comportamento passa a ser limitado pelos nembos e lintéis (Figura 2.6). A resistência à acção sísmica é garantida pelos nembos e os lintéis são responsáveis pela ligação entre os nembos.



a)



b)

Figura 2.6 – Mecanismos de dano no plano das paredes: a) mecanismo global; b) mecanismo de piso (Candeias, 2008)

3 Caso de Estudo

3.1 Generalidades

O edifício escolhido para este estudo foi seleccionado tendo em conta que se pretendia um edifício com as características de “Gaioleiro”, especificadas no capítulo anterior, com razoável fidelidade ao projecto original e com possibilidade de visita ao edifício para a realização de ensaios dinâmicos que permitissem definir as características dinâmicas da estrutura. Tendo-se conhecimento das zonas da cidade de Lisboa onde foram construídos edifícios deste tipo, correspondentes a uma determinada época da construção em Lisboa, foi fácil reduzir a busca a apenas algumas zonas da cidade.

O edifício estudado localiza-se na Rua Sousa Martins nº12, na freguesia de São Jorge de Arroios em Lisboa (Figura 3.1). É um edifício residencial, composto por 5 apartamentos.

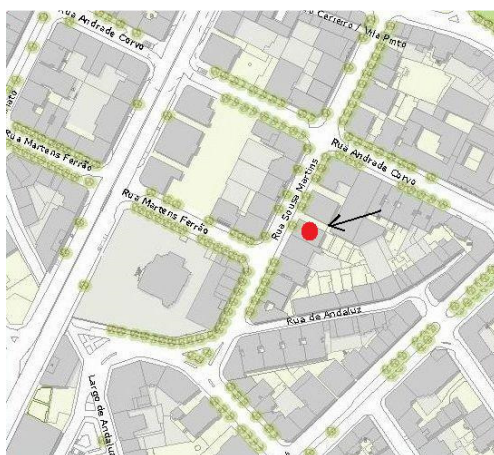


Figura 3.1 - Localização do edifício estudado (CML, 2013)

3.2 Caracterização

Para a caracterização do edifício foram consultados os documentos correspondentes disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa (CML), que contém um registo da construção do edifício e das alterações efectuadas ao longo do tempo que foram dadas a conhecer à CML. Foram também realizadas visitas aos seus espaços comuns e a um dos apartamentos. A construção deste edifício ficou concluída em 1908, tendo sofrido alterações estruturais em 1992 e alterações ao nível da compartimentação no apartamento do primeiro piso em 1999.

A área do lote inclui um corredor de circulação lateral que dá acesso ao tardo do edifício. Do lado oposto ao corredor o edifício está totalmente encostado a um edifício recente de betão armado (Figura 3.2). O menor lado em planta está alinhado com a via em que se insere, e a fachada mede 12,5m de largura (Figura 3.3). O comprimento lateral é de 21,4m, apresentando uma saliência no tardo, que corresponde às escadas de serviço, onde este comprimento aumenta para 24,9m. A área de implantação é de aproximadamente 272m², o que corresponde a uma área de construção de 1360m² (aproximadamente). O perímetro é de cerca de 68,5m.



a)

b)

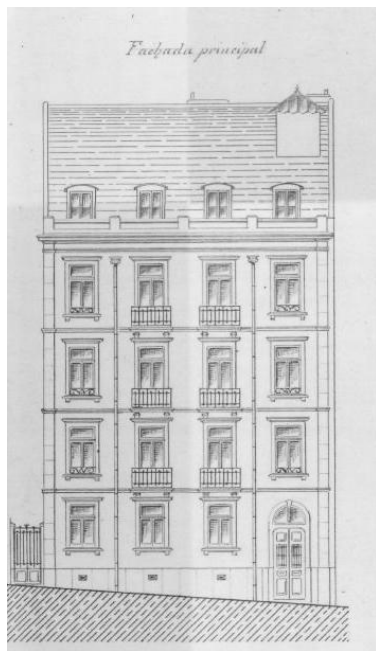
Figura 3.2 – Vistas do Edifício: a) Fachada principal actualmente; b) vista do corredor de circulação à esquerda e do edifício adjacente à direita



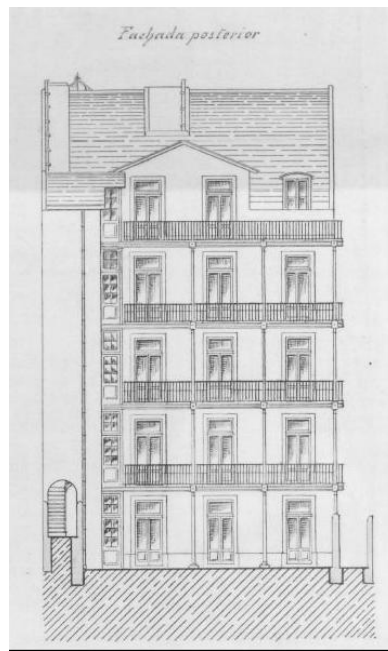
Figura 3.3 - Implantação do edifício (CML, 2013)

A sua configuração em planta é rectangular, havendo no centro um saguão, indispensável num “Gaioleiro”, que fornece luz natural aos compartimentos interiores dos apartamentos. Há também uma claraboia que permite a entrada de luz natural para a zona das escadas.

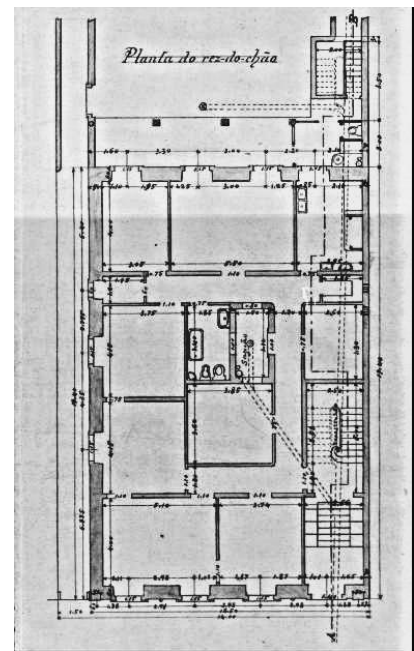
O edifício é constituído por 5 pisos, incluindo o piso térreo e excluindo o sótão. Os primeiros 4 pisos têm pé direito de 3,5m, mas no quinto piso este valor é menor, de apenas 2,90m. O sótão é utilizado como parte do apartamento do 5º piso desde as alterações feitas em 1992. Cada piso corresponde a um apartamento aos quais se tem acesso através de umas escadas laterais em madeira, havendo também acesso pelas escadas de serviço no tardoz. A disposição dos compartimentos é típica dos edifícios “Gaioleiros” e foi já descrita no capítulo anterior (Figura 3.4 e Figura 3.5). De referir que o rés-do-chão tem uma pequena elevação e não assenta directamente no solo, existindo assim uma caixa-de-ar entre o pavimento deste piso e o solo. Quando se entra no edifício um pequeno lanço de escadas dá acesso ao primeiro patamar (Figura 3.6 a Figura 3.13). Esta caixa-de-ar por baixo do pavimento do primeiro patamar protege as estruturas interiores em madeira do edifício de humidades ascendentes (Simões & Bento, 2012).



a)



b)



c)

Figura 3.4 - Projecto original do edifício: a) fachada principal; b) fachada posterior; c) planta do rés-do-chão do edifício (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)

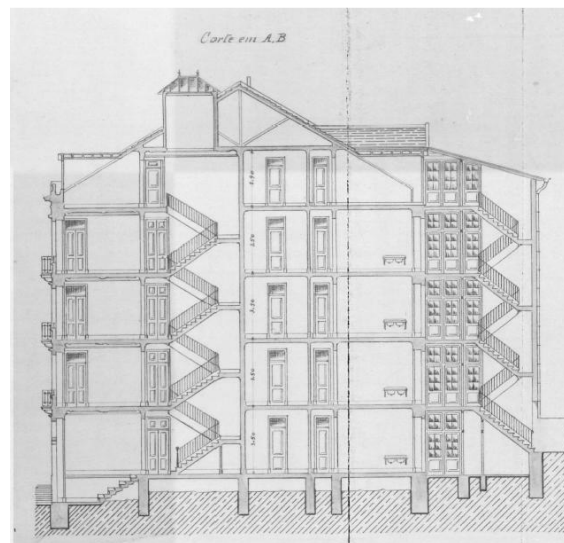
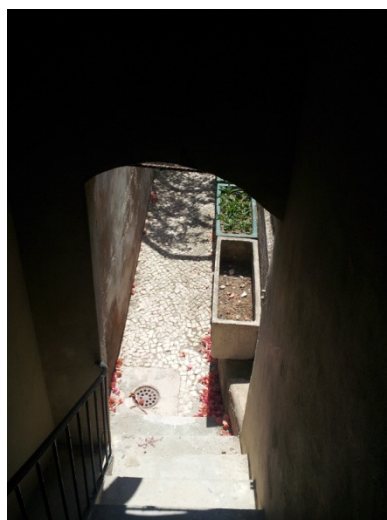


Figura 3.5 - Projecto original: corte longitudinal (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)



a)



b)

Figura 3.6 – Entrada do edifício: a) elevação do primeiro patamar; b) vista de acesso ao exterior pelas escadas de serviço

O edifício apresenta-se com elevado grau de degradação, com maior visibilidade nas escadas de serviço (Figura 3.7). No patamar das escadas correspondente ao 5º piso há um escoramento a sustentar a claraboia que também denuncia o mau estado de conservação do edifício (Figura 3.8).



a)



b)

Figura 3.7 - Evidências de degradação nas escadas de serviço: a) madeira do contorno das escadas; b) vista inferior de um patamar



Figura 3.8 – Evidências de degradação na zona da cobertura adjacente à claraboia: a) e b): escoramento

3.3 Alterações estruturais

Em 1992 as alterações feitas ao edifício consistiram (i) na construção de pórticos de betão armado que substituíram a antiga estrutura metálica das varandas do tardo e (ii) em alterações no último apartamento. Estas alterações, visíveis na Figura 3.9, onde a amarelo estão representados os elementos demolidos e a encarnado os elementos construídos, podem influenciar o comportamento estrutural do edifício. De notar que, apesar de introduzida a estrutura porticada de betão, foi mantido o pavimento de abobadilhas cerâmicas, visível na Figura 3.10.

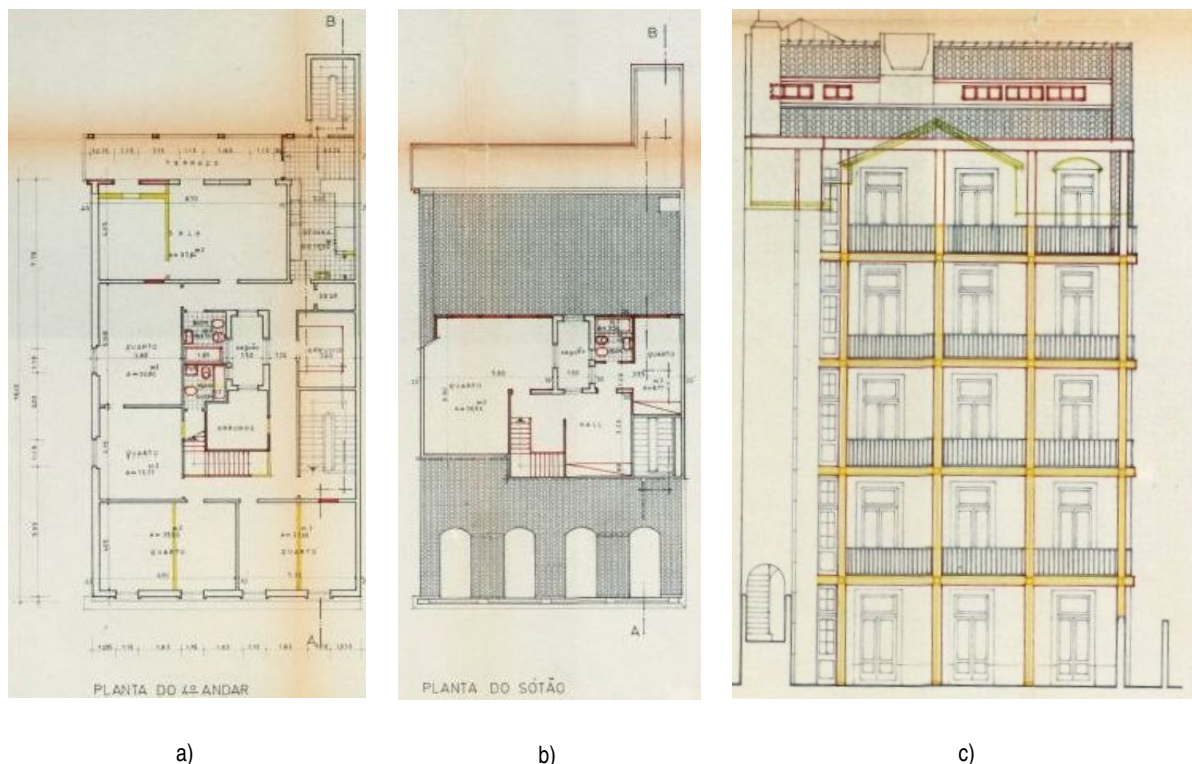


Figura 3.9 – Alterações em 1992: a) plantas do 4º piso; b) planta do sótão; c) pórticos de betão armado no tardo (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)

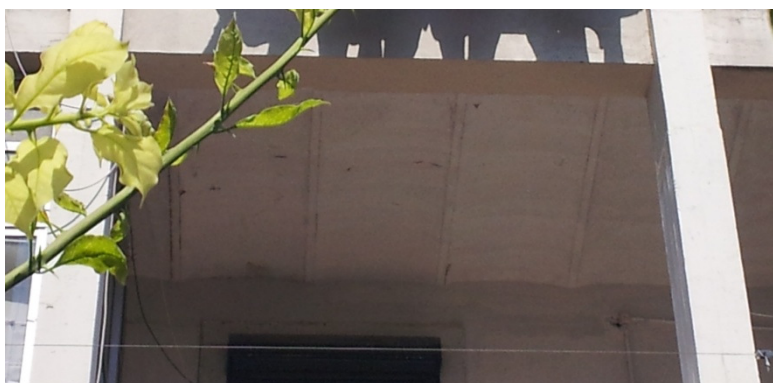


Figura 3.10 - Pórtico de betão armado e pavimento em abobadilhas cerâmicas nas varandas do tardoz

Foram também feitas alterações no interior do 1º piso, entre 1999 e 2000, que consistiram na reorganização dos compartimentos, como se observa na Figura 3.11. A encarnado estão representados os elementos construídos e a amarelo os elementos demolidos. Isto não traz grandes alterações de massa nem rigidez dado que se introduziram apenas algumas vigas metálicas, em substituição de paredes interiores de tabique retiradas, e elementos de gesso cartonado, pelo que a resposta dinâmica da estrutura não é significativamente afectada (Figura 3.11).

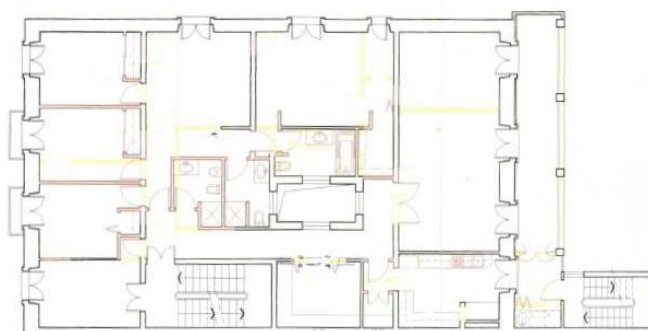


Figura 3.11 - Alterações feitas ao apartamento do 1º piso em 1999

3.4 Elementos estruturais

A caracterização dos elementos estruturais foi feita com base em 3 métodos: (1) observação directa, sempre que possível, (2) consulta de documentos integrantes do registo de obra do Arquivo Municipal de Lisboa e (3) dedução tendo por base a tipologia construtiva típica deste tipo de edifícios.

3.4.1 Paredes resistentes

Deduziu-se do projecto original que, de acordo com o esperado em edifício “Gaioleiros”, as fachadas são de alvenaria ordinária de pedra irregular, quase todas de espessuras diferentes, e constantes em altura até ao piso 4, onde ocorre uma redução das espessuras das fachadas e da empena esquerda para 0,4m. Têm-se os seguintes valores para as espessuras: fachada principal 0,6m, fachada posterior 0,5m, empena esquerda 0,5m e empena direita 0,6m. É típico dos projectos dos “Gaioleiros” a representação de apenas metade da espessura da empena quando ao lado se encontra outro “Gaioleiro”, o que se assume ser o caso dado que na planta se representa a parede com 0,6m de espessura, o que é um valor pequeno para uma parede exterior, e dada a ausência de aberturas nessa empena, apesar de actualmente se ter um

edifício de betão armado encostado. Assume-se que as empenas são compostas por alvenaria de tijolo furado porque nos casos em que se conhece a sua composição estas paredes são deste tipo (Appleton, A Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros", 2005).

Quanto às paredes interiores, estas são constituídas por alvenaria de tijolo ou por tabique. As de alvenaria de tijolo são quase todas paralelas às fachadas com excepção da parede que acompanha o contorno das escadas, e apresentam quase todas espessuras de 0,2m, embora o último alinhamento tenha uma espessura de 0,3m. As paredes de tabique são normalmente perpendiculares às fachadas e considera-se que possuem também alguma capacidade resistente, especialmente nos casos de edifícios com pior qualidade construtiva (Appleton, A Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros", 2005). Têm todas 0,1m de espessura.

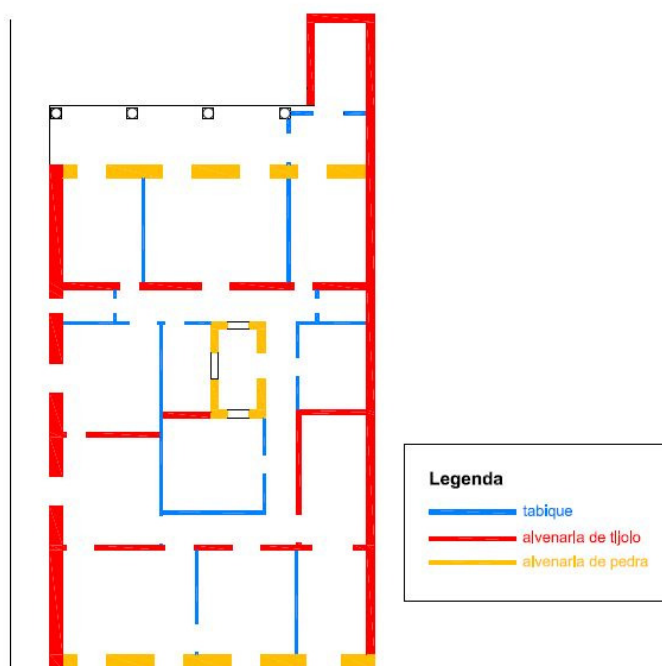


Figura 3.12 - Materiais constituintes das paredes

3.4.2 Fundações

Por observação do projecto inicial, deduziu-se que as fundações eram directas, no prolongamento das paredes resistentes, o que é típico dos edifícios "Gaioleiros". Este prolongamento das paredes é alargado até uma espessura de cerca de 1,1 a 1,5m. A largura na zona alargada depende da localização em planta e da parede que suporta, sendo mais largas as fundações que correspondem às paredes exteriores (Figura 3.13).

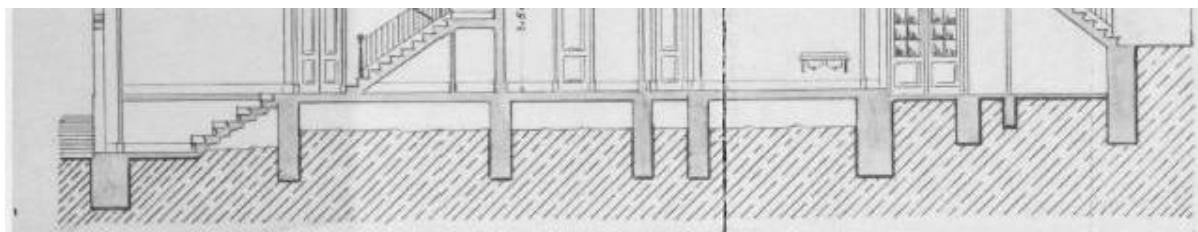


Figura 3.13 - Pormenor das fundações no projecto original (Arquivo Municipal de Lisboa, 2012)

3.4.3 Pavimentos e tectos

Na ausência de registos de alterações feitas aos pavimentos e tectos, e com a confirmação pela observação de algumas zonas com recobrimento em mau estado de conservação, concluiu-se que estes permanecem fiéis aos materiais definidos no projecto original e que coincidem com o esperado num edifício "Gaioleiro". Tem-se então os pavimentos compostos por vigas de madeira, perpendiculares às fachadas, onde assentam vigas de dimensões inferiores que travam as primeiras e previnem deformações transversais. As vigas principais estão assentes nas paredes de alvenaria de tijolo e de pedra, conforme explicado no capítulo anterior. O revestimento é em soalho, perpendicular às vigas principais (Figura 3.14 a)).

Quanto aos tectos, estes são rebocados contra um ripado de madeira (Figura 3.14 b)).

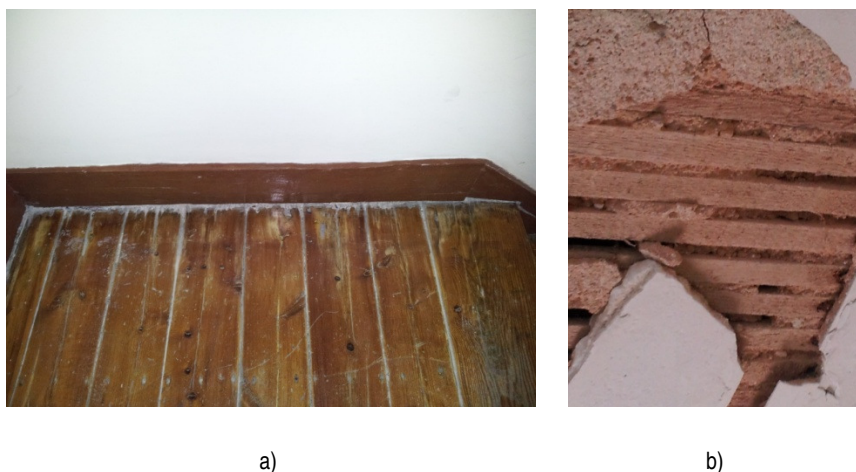


Figura 3.14 – Materiais constituintes dos pavimentos e tectos: a) soalho numa zona comum do edifício; b) ripado de madeira aparente numa zona de tecto em mau estado de conservação no último piso, já sem reboco

3.4.4 Cobertura

A cobertura do edifício deduziu-se também fiel ao projecto original. Observam-se telhas cerâmicas que estarão assentes em madres de madeira, como se tem no corte longitudinal da Figura 3.5.

4 Modelo de Análise

Para a análise sísmica do edifício em estudo construiu-se um modelo numérico com recurso ao *software* SAP2000 v.15 (Computeres and Structures Inc. , 2008), que recorre ao método dos elementos finitos para cálculo automático da resposta da estrutura, neste caso considerando uma análise elástica linear. Foi necessário modelar e configurar as propriedades dos materiais constituintes, as secções dos elementos estruturais, as massas, as cargas aplicadas à estrutura e, por fim, calibrar o modelo para que tenha um comportamento suficientemente próximo do da estrutura real.

4.1 Propriedades dos materiais

Definiram-se no *software* SAP2000 os seguintes materiais: aço, alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo, betão, madeira de pinho, tabique e abobadilhas cerâmicas. Estes são os materiais típicos dos edifícios “Gaioleiros”, à excepção do betão, que teve de ser definido para modelar as alterações feitas ao edifício em 1992.

Na definição das propriedades dos materiais, dada a impossibilidade de determinação *in situ* das suas propriedades reais, optou-se pela recolha de valores utilizados em modelações anteriores de edifícios “Gaioleiros” e em valores de referência indicados no regulamento italiano. Estes valores utilizados em modelações anteriores são baseados em ensaios efectuados em edifícios semelhantes, por se assumir igual a técnica construtiva e os materiais utilizados, correspondentes à época de edificação, e por facilitar a calibração do modelo aquando da definição das características dinâmicas do edifício (Branco, 2005).

Considerou-se que todos os materiais têm comportamento elástico linear isotrópico, o que não é muito realista no caso das alvenarias, porque estas são compostas por 2 materiais com comportamentos e resistências completamente diferentes, especialmente no caso de tensões de corte, que surgem precisamente com as acções horizontais que se pretende estudar. No entanto, considerou-se esta aproximação suficiente para análise da resposta da estrutura e da segurança à acção sísmica.

O amortecimento foi considerado igual para todos os materiais com o valor de 5% que é o valor assumido para as alvenarias, dado que este é o material condicionante na resposta sísmica, apesar de a madeira e o aço apresentarem valores diferentes.

Os parâmetros que foram necessários definir nos elementos modelados são o peso próprio, a massa, o módulo de elasticidade E , o coeficiente de Poisson ν , e o coeficiente de amortecimento ξ . O módulo de elasticidade dos materiais e a sua massa são os factores com maior importância na determinação das frequências próprias (ou períodos) da estrutura e foram estes os parâmetros a ajustar na fase calibração do modelo, pelo que foram determinados com algum cuidado. Definiram-se também, posteriormente, valores de resistência para as alvenarias, que foram utilizados na avaliação de resultados.

A tabela seguinte apresenta os valores utilizados na definição inicial dos materiais do modelo, adoptados da norma italiana (Code, 2008) Branco (Branco, 2005).

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais definidos no modelo numérico

Material	Massa Volúmica ρ (ton/m ³)	Peso Volúmico γ (kN/m ³)	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Coef, Poisson ν (-)	Módulo de Distorção G (GPa)	Amortecimento ξ (%)
Aço	1,00	1,0	200,0	0,2	83,33	5%
Alvenaria Pedra	1,94	22,0	1,0	0,2	1,38	
Alvenaria Tijolo	1,22	14,9	1,5	0,2	0,42	
Betão	2,55	25,0	31,0	0,2	15,88	
Madeira de Pinho	1,00	1,0	8,0	0,2	2,5	
Tabique	0,00	0,0	8,0	0,2	2,5	
Abobadilhas cerâmicas	0,7	6,9	31,0	0,2	15,88	

4.2 Massa dos elementos

A massa do edifício e a sua distribuição afecta a resposta dinâmica da estrutura à acção sísmica pelo que foi importante determinar a totalidade das massas existentes e tomar uma distribuição cuidada e realista. Grande parte da massa foi considerada nos elementos estruturais mas dado que o edifício está habitado foi considerada também a sobrecarga de utilização dos apartamentos. Também a massa das paredes divisórias e da cobertura foi incluída no modelo.

As massas das paredes divisórias, dos pavimentos e tectos e da cobertura foram consideradas como uniformemente distribuídas nas vigas principais de cada piso, de acordo com a Tabela 4.2 (Branco, 2005) e (Ferreira & Farinha, 1974).

Tabela 4.2 – Massas distribuídas consideradas

Elemento	Massa distribuída	Peso distribuído
	ton/m ²	kN/m ²
Paredes Tabique	0,135	1,32
Pavimento*	0,05	0,49
Tecto**	0,060	0,59
Abobadilhas	0,21	2,06
Cobertura***	0,070	0,69

* Tábuas de solho com 0,02m de espessura assentes sobre barrotes espaçados de 0,4m.

** Fasquiado de madeira revestido por esteira e estuque, incluindo reboco e esboço.

*** Asnas de madeira e telhas Marselha.

Acrescentou-se a estas cargas distribuídas uma sobrecarga de utilização de 2kN/m², como definido no Eurocódigo 1 (CEN, 2009). Afectando este valor do coeficiente de combinação quase-permanente considerou-se uma sobrecarga distribuída nos barrotes de 0,6kN/m². Considerou-se também a carga introduzida pelas escadas nas paredes que as contornam. Para tal definiram-se elementos de barra de secção equivalente às escadas e rigidez correspondente à madeira onde se aplicaram cargas distribuídas. Considerou-se a massa relativa às escadas como uma carga aplicada de 1,96kN/m, a que corresponde uma massa de 200kg/m (Branco, 2005). Por fim, considera-se no *software* estas cargas distribuídas como massa da estrutura, uma vez que é essencial para a caracterização dinâmica e a avaliação sísmica da estrutura.

4.3 Elementos utilizados no modelo

Na modelação do edifício foram utilizados 2 tipos de elementos finitos: *area* e *frame*. Os elementos *area* são elementos de 3 ou 4 nós que foram utilizados na modelação das paredes de alvenaria de pedra e de tijolo. Escolheram-se elementos *Shell-Thick*, que apresentam deformações e esforços de corte e de flexão, uma vez que é importante avaliar o esforço transversal nas paredes de alvenaria,.

Quanto aos elementos *frame*, estes foram utilizados na modelação dos tabiques, pavimentos e escadas. São elementos de 2 nós que simulam o comportamento de viga-coluna.

A grande maioria dos elementos estruturais foi modelada sem complicações. No entanto, a necessidade de compatibilidade entre os nós dos elementos *frame* do pavimento e os nós dos elementos modelados anteriormente a estes, em que a dimensão e a posição dos mesmos foram determinadas pela geometria do edifício (portas, janelas, tabiques), obrigou à construção de uma malha não homogénea de elementos *frame* para a simulação do pavimento. A não homogeneidade da malha levou à criação de classes de espaçamentos para os barrote (b1 a b4), em que se definiram inércias e massas equivalentes para considerar as massas uniformemente distribuídas nos pisos. Estas correcções foram feitas considerando factores multiplicativos que se inseriram no programa para que este considerasse massas e inércias equivalentes às reais para cada classe de espaçamento consideradas.

Consideraram-se que o pavimento do “Gaioleiro” é constituído por barrote de madeira de secção 0,08m x 0,18m, espaçados de 0,4m, de acordo com as dimensões esperadas neste tipo de edifícios. (Figura 4.1).

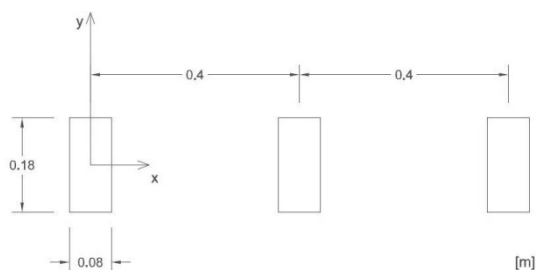


Figura 4.1 - Secção do pavimento - eixos locais dos barrote [m] (Branco, 2005).

As massas distribuídas foram consideradas nas vigas principais, perpendiculares às fachadas (Figura 4.2). As classes de espaçamento consideradas, as correcções de inércia e o peso equivalente são apresentados na Tabela 4.3.

As correcções de inércia e de massa são feitas de acordo com expressões 4.1 a 4.3.

Correcções de Inércia

Momentos de Inércia de
um barrote

$$I_{x,barrote} = \frac{bh^3}{12} = 3,89 \times 10^{-5} m^4; I_{y,barrote} = \frac{hb^3}{12} = 7,86 \times 10^{-6} m^4 \quad (4.1)$$

Momentos de Inércia
por metro de secção
(Teorema Lagrange
Steiner)

$$I_{x,secção} = \frac{1}{0,4} I_{x,barrote} = 9,72 \times 10^{-5} \frac{m^4}{m}; I_{y,secção} = I_{y,barrote} + (I_{y,barrote} + 0,08 \times 0,18 \times 0,4^2) = 4,63 \times 10^{-3} m^4/m \quad (4.2)$$

Correcção de Inércia

$$I_{x,(y)} = \frac{I_{x(y),secção} \times espaçamento}{I_{x(y),barrote}} \quad (4.3)$$

Apesar de a expressão usada para a correcção de inércia não ser válida segundo o eixo y, manteve-se a regra porque a inércia deste eixo não é importante para a análise que se pretende (Branco, 2005).

Correcções de Massa

$$Densidade\ equivalente = \frac{Espaçamento \times (Massa\ ou\ peso\ distribuído)}{Área\ da\ secção\ do\ barrote} \quad (4.4)$$

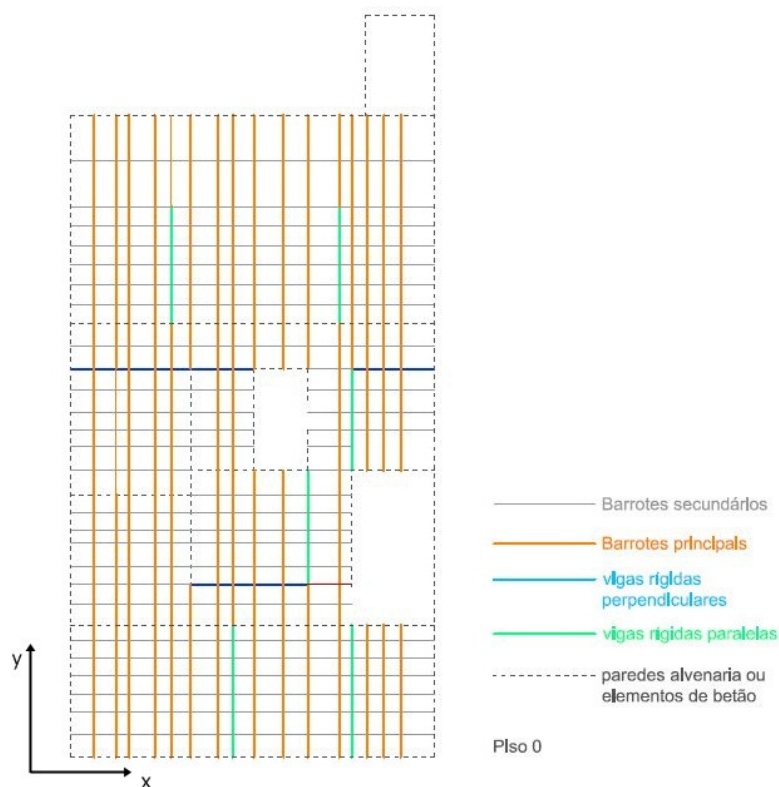


Figura 4.2 - Elementos modelados ao nível de cada piso

Tabela 4.3 - Correções de inércia, peso e massa para os barrote do pavimento

Correções		Classes de Espaçamento			
		b1	b2	b3	b4
Inércia	Espaçamento (m)	0,55	0,70	0,80	0,90
	Correcção Ix	1,38	1,75	2,00	2,25
	Correcção Iy	331,65	422,10	482,40	542,70
Peso	Pisos 0, 1, 2, 3, 4	91,67	116,67	133,33	150,00
	Piso 5	118,02	150,21	171,67	193,13
Massa	Pisos 0, 1, 2, 3, 4	9,35	11,90	13,61	15,31
	Piso 5	12,04	15,33	17,52	19,71

Para o pavimento das varandas, foram consideradas também classes de espaçamentos e elementos *frame*, mas neste caso cada secção foi definida com a largura do espaçamento, sendo apenas necessário definir um peso volúmico, já apresentado.

As paredes de tabique foram modeladas como pórticos contraventados através de elementos *frame* diagonais e verticais em forma de cruz e por vigas rígidas horizontais ao nível dos pavimentos (Figura 4.3). De acordo com Branco (Branco, 2005), definiu-se uma largura de secção para os elementos *frame* que correspondesse, para o módulo de elasticidade da madeira, para uma espessura de 10cm, típica das paredes de tabique, e para o comprimento da diagonal da parede a modelar, ao módulo de elasticidade determinado experimentalmente por Azevedo e Lopes (Azevedo & Lopes, 1996) para este tipo de paredes. Uma vez que as paredes de tabique impedem deformações nas zonas de ligação entre estas e os pavimentos, consideraram-se neste pórtico as vigas do pavimento rígidas à flexão e ao esforço axial, com as mesmas classes de espaçamento utilizadas nos barrote. A simulação da rigidez foi feita multiplicando a área da secção e os momentos de inércia por 10 000. O aumento da rigidez axial das vigas de pavimento correspondentes às paredes de tabique pode resultar num pavimento mais rígido do que aquele que se tem na realidade, tornando-se o edifício globalmente mais rígido e próxima da solução de piso rígido testada no modelo no Capítulo 9.

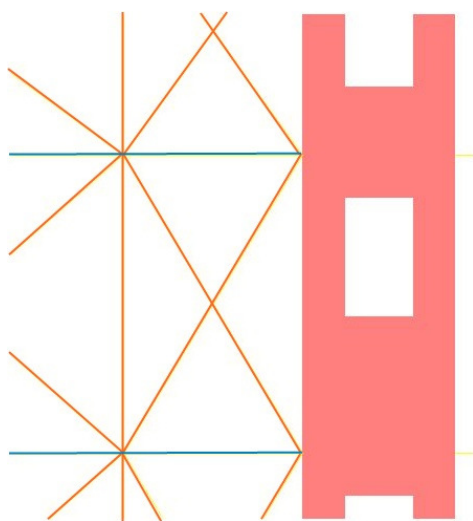


Figura 4.3 - Modelação de tabiques (a cor de laranja), e vigas rígidas (a azul)

4.4 Modelo do edifício

Considerou-se no modelo do edifício que o eixo x paralelo à fachada e o eixo y paralelo às empenas, como está representado na Figura 4.2.

Quanto ao modelo final, há a dizer que as fundações foram consideradas como encastradas, que se considerou a caixa-de-ar entre o rés-do-chão e o solo e que não foi considerado o piso rígido porque o pavimento em madeira não tem rigidez suficiente e a sua ligação às paredes não é suficientemente rígida. A influência da cobertura foi considerada através da distribuição da sua massa no piso 5 (sótão).

No modelo final considerou-se também a existência do edifício adjacente em betão armado, que influencia a resposta da estrutura. O edifício adjacente foi modelado através de elementos de *area*, de largura igual à do edifício de betão armado, a toda a altura do mesmo, sem massa, mas de módulo de elasticidade igual ao do betão. Foram considerados quatro alinhamentos compostos por estes elementos, que funcionam como paredes equivalentes ao longo do comprimento do edifício, com espaçamentos muito semelhantes. Estas paredes equivalentes foram ligadas ao “Gaioleiro” através de elementos de barra, com rótulas na extremidade, ao nível de cada piso, dado que se verificou que os pisos estão praticamente ao mesmo nível. Estes elementos têm as mesmas características definidas para os elementos *area*, excepto a rigidez, que é muito elevada (multiplicada por 10 000). Espera-se que estes elementos aproximem o comportamento do modelo ao da estrutura real nos modos de translação em x e de torção. A Figura 4.4 representa a modelação do edifício adjacente e a sua ligação ao “Gaioleiro”.

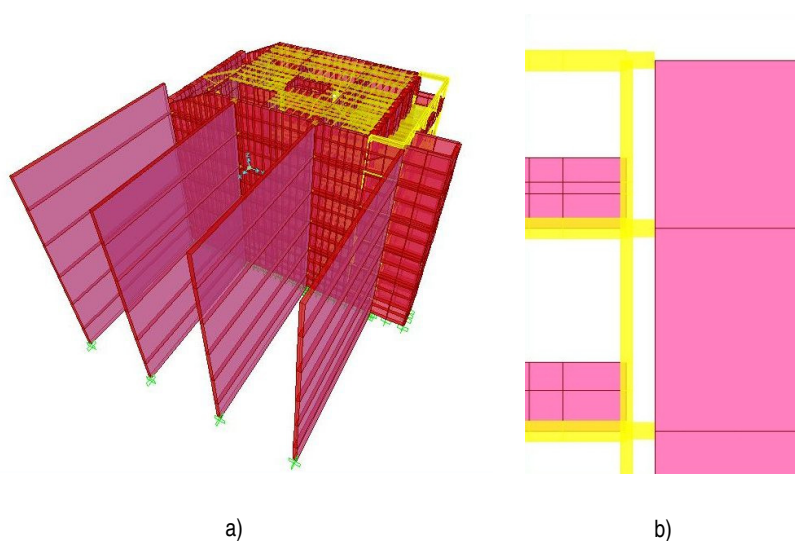
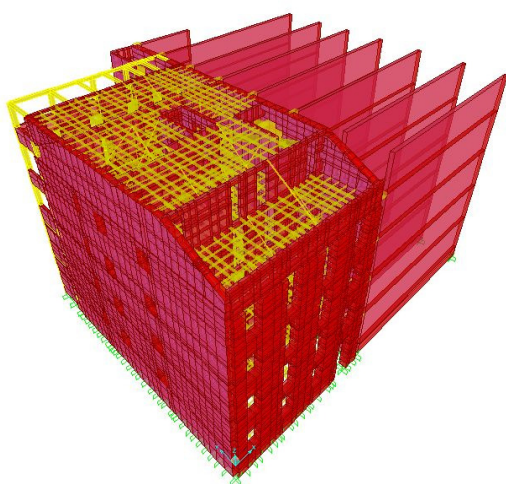
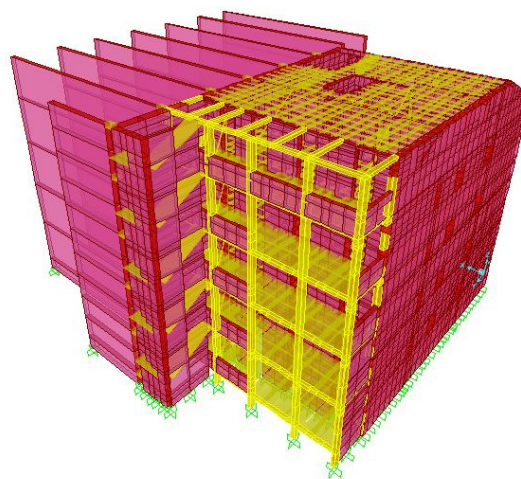


Figura 4.4 – Modelação do edifício adjacente ao “Gaioleiro”: a) elementos *area*; b) ligação ao nível dos pisos

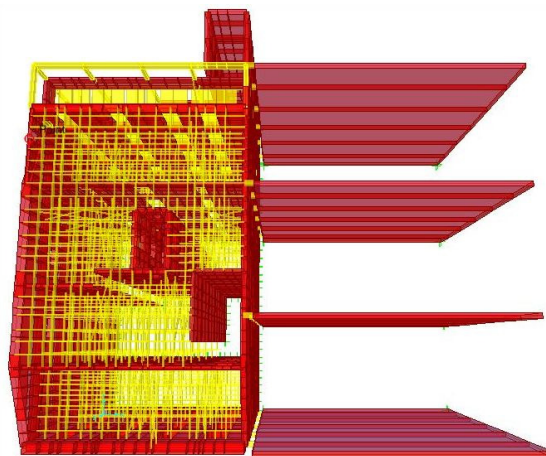
Nas figuras seguintes (Figura 4.5 à Figura 4.8) apresentam-se várias vistas do modelo.



a)

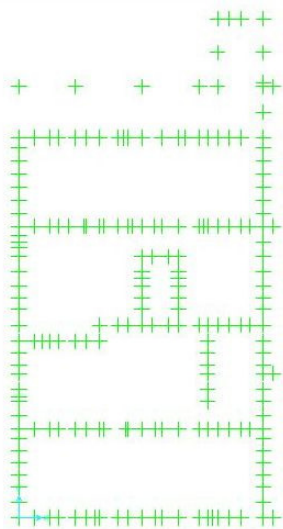


b)

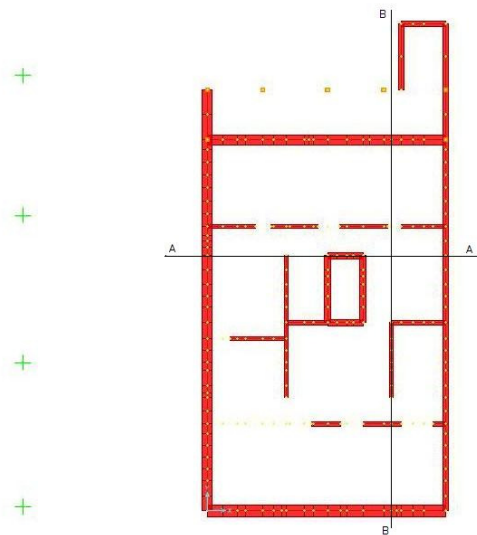


c)

Figura 4.5 – Perspectivas do modelo: a) frente; b) tardoz; c) topo

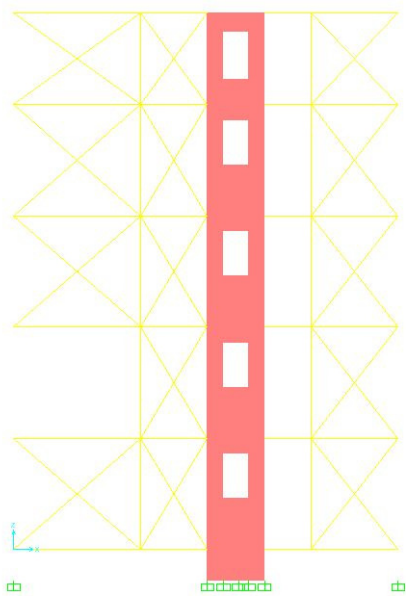


a)

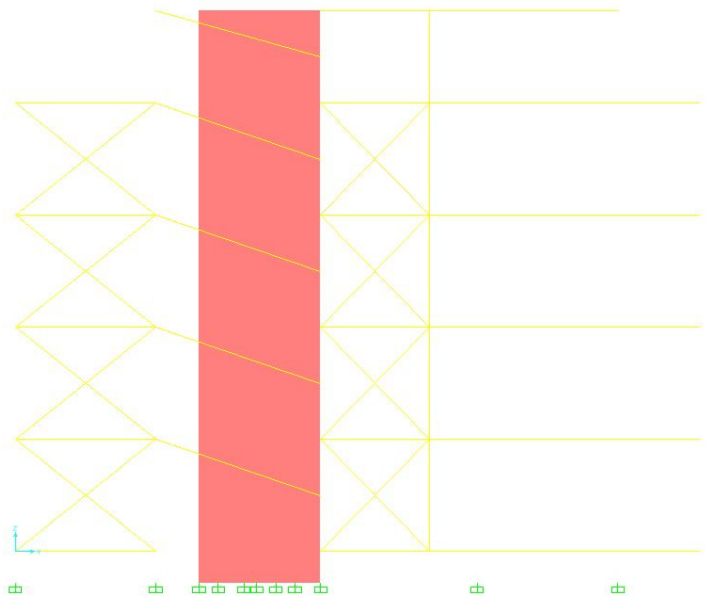


b)

Figura 4.6 – Plantas do modelo: a) fundações; b) piso corrente

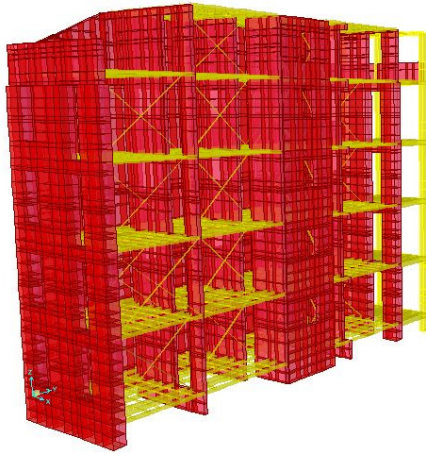


a)

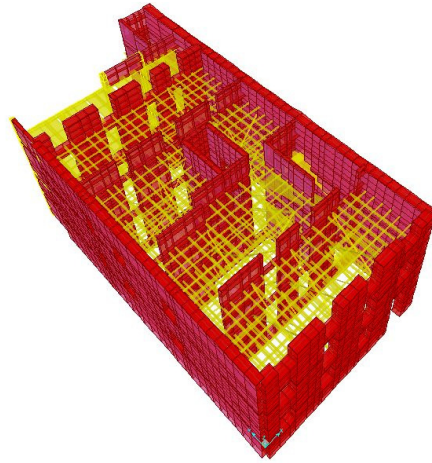


b)

Figura 4.7 – Cortes do modelo: a) corte AA; b) corte BB



a)



b)

Figura 4.8 – Vistas parciais do modelo: a) corte vertical; b) corte horizontal

5 Calibração do Modelo de análise

A calibração do modelo foi feita para garantir que este representa o comportamento do edifício real e teve por base ensaios de caracterização dinâmica realizados no edifício, que permitiram determinar as frequências fundamentais da estrutura. A avaliação da frequência do modelo e dos modos de vibração esperados permitiu aproximar o comportamento do modelo ao comportamento do edifício real.

O modelo foi calibrado de acordo com o seguinte procedimento: 1. determinação das frequências fundamentais da estrutura através do tratamento dos dados recolhidos nos ensaios de caracterização dinâmica; 2. ajuste da massa e do módulo de elasticidade dos materiais constituintes do modelo, numa primeira fase na alvenaria de pedra, e numa segunda, na alvenaria de tijolo, para aproximação das frequências segundo a direcção do eixo y (Figura 5.1); 3. ajuste da rigidez definida para o material dos elementos *area* que simulam o edifício adjacente, aproximando a frequência fundamental do modelo (segundo x) à experimental. Esta ordem de ajustes de rigidezes justifica-se porque a frequência em y é independente da existência do edifício adjacente.

5.1 Ensaios de caracterização dinâmica

Os ensaios de caracterização dinâmica foram feitos através de medições de pequeníssimas acelerações que permitem avaliar a resposta da estrutura às vibrações impostas ao edifício pela envolvente (acção do trânsito, por exemplo). A medição dessas acelerações corresponde a uma amostra discreta de acelerações em 3 eixos: x, y e z para instantes temporais com intervalos de 0,004 segundos. Para estes dados recolhidos, foi feita uma Transformada Rápida de Fourier (FFT – *Fast Fourier Transform*) através da qual se determinam as frequências correspondentes à resposta dominante da estrutura.

Realizaram-se estes registos no “Gaioleiro” numa visita ao edifício a 25 Julho de 2012 com recurso a um aparelho da marca Kinematics, modelo Etna, com sensores Episensor internos, existente no ICIST (Instituto Superior Técnico), configurável a partir de um computador portátil através do *software* Quick Talk (Kinematics), com as seguintes características:

- Gama dinâmica superior a 135 dB;
- Largura de banda do sensor de DC até 200 Hz;
- *Full-scale* seleccionável por *hardware* entre 0,25g e 4,00g (g corresponde à aceleração gravitacional), ajustados para vibrações de baixa frequência (0-10 Hz).

Foram realizados no total 9 ensaios, medindo-se 3 registos em 3 pontos diferentes, localizados nos pontos assinalados nas plantas da figura 5.1, com correspondência na tabela 5.1. Os eixos definidos para análise estão também representados nessa figura, tendo-se definido o referencial de acordo com o referencial do modelo, para facilitar a análise de resultados.

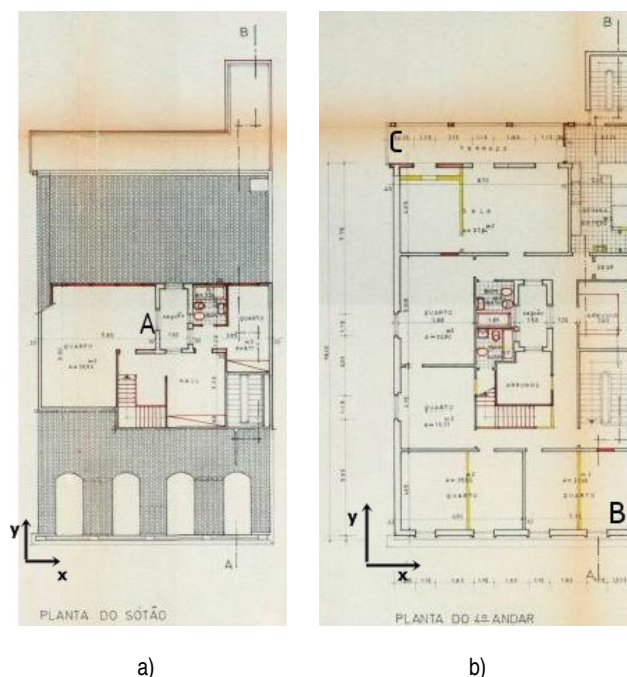


Figura 5.1 – Localização dos ensaios em planta (A, B e C): a) ensaio realizado no 5º piso; b) ensaios realizados no 4º piso

Tabela 5.1 - Ensaio realizado: designação, local e hora de início

Ensaio	Local	Início (h)
DK001	A	9:46
DK001	A	9:48
DK003	A	9:50
DL001	B	9:58
DL002	B	10:01
DL003	B	10:01
DM001	C	10:10
DM002	C	10:11
DM003	C	10:13

5.2 Tratamento de dados

Obtidos os registos de acelerações da resposta da estrutura, os acelerogramas foram tratados no programa *Tsoft* (Royal Observatory of Belgium) e exportados para o *Excel*, onde é feita uma transformada rápida de Fourier (FFT) que permite obter as principais frequências da estrutura – translações segundo os eixos x e y. Nos gráficos seguintes, apresentam-se os resultados obtidos para cada frequência.

Para cada registo de acelerações foi escolhido um intervalo com acelerações mais ou menos uniformes, que sugere um intervalo de tempo com medições pouco afectadas por factores externos aos que se pretende que provoquem as acelerações, e foi escolhida uma amostra cuja dimensão fosse uma potência inteira de 2. Utilizaram-se 4096 registos para todas as transformadas de Fourier.

Sabendo à partida que se esperam frequências inferiores a 5 Hz (Branco, 2005), procuraram-se os picos do espectro de Fourier para esta gama de frequências (Gráfico 5.1 e Gráfico 5.2). Estes picos correspondem às frequências dominantes da estrutura.

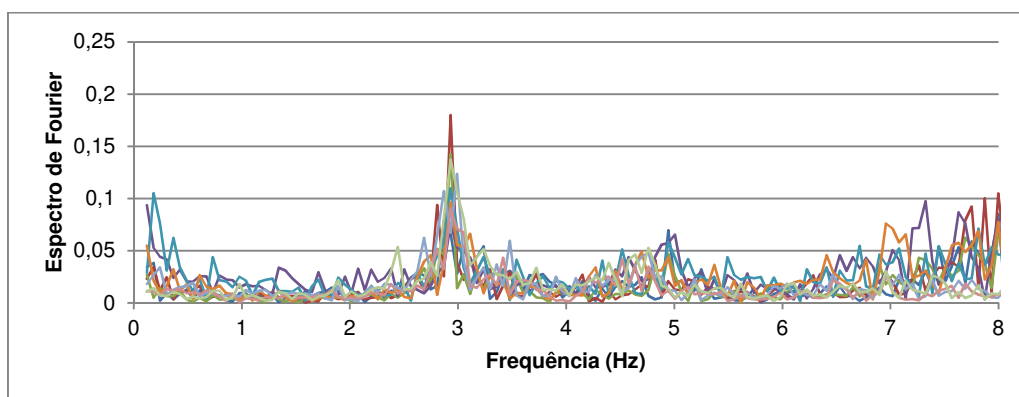


Gráfico 5.1 – Sobreposição dos espectros de Fourier para os sinais registados em x nos 3 ensaios realizados

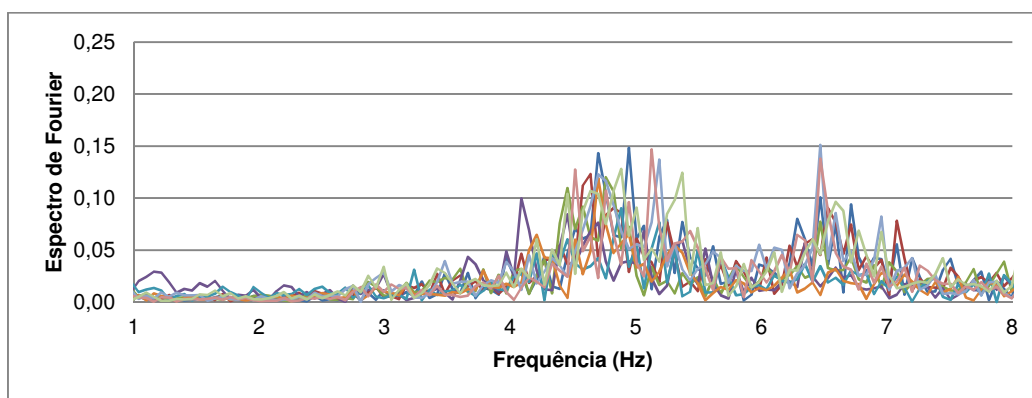


Gráfico 5.2 - Sobreposição dos espectros de Fourier para os sinais registados em y nos 3 ensaios realizados

Pela análise dos espectros concluiu-se que a frequência fundamental do edifício em estudo é de 2,93 Hz e que corresponde a uma translação segundo o eixo x, o que seria de esperar dado que esta é a direcção das fachadas, paredes com alguma área de aberturas, de menores dimensões em planta e consequentemente com rigidezes inferiores às paredes segundo y, as empenas. Quanto à direcção y, observou-se que há uma acumulação de picos do espectro de Fourier em torno da frequência de 5 Hz, embora o valor exacto não se distinga claramente como acontece no caso anterior. Assumiu-se uma frequência de 4,7 Hz para a translação segundo o eixo y.

5.3 Calibração do modelo

O modelo foi ajustado para que as frequências dos primeiros modos de vibração do modelo correspondessem às frequências de translação determinadas através dos ensaios de caracterização dinâmica.

Depois da verificação cuidadosa de todas as massas da estrutura, foram testados diferentes valores da massa volúmica e módulo de elasticidade. Testaram-se em primeiro lugar diferentes valores para a massa volúmica dos materiais, de forma a aproximar a frequência de translação segundo o eixo y dos valores obtidos nos ensaios. De seguida, foram feitos pequenos ajustes aos módulos de elasticidade das alvenarias. O ajuste deste parâmetro não permitia uma grande variação nos seus valores porque estes assumiam já valores muito realistas resultantes de uma exaustiva pesquisa em resultados

de ensaios experimentais realizados em paredes de alvenaria (Anexo 2). Nesta primeira fase não se considerou a existência do edifício adjacente dado que a resposta nesta direcção não é dependente da sua existência. Depois de ajustada a frequência para este modo de vibração, de translação segundo o eixo y, num modelo que já considerava os elementos de paredes equivalentes para modelação do edifício adjacente, ajustou-se o módulo de elasticidade dos elementos estruturais representantes deste edifício até se obter uma boa aproximação entre a frequência obtida experimentalmente e a frequência do modelo.

Os modelos testados, as características definidas para os materiais e as frequências obtidas em cada um dos ensaios são apresentados nas Tabela 5.2 a Tabela 5.4 abaixo.

Tabela 5.2 - Propriedades iniciais dos materiais

Material	E [GPa]
Alv. Pedra	1,0
Alv. Tijolo	1,5
Madeira Pinho	8,0
Tabique	8,0

Tabela 5.3 - Ajuste do peso volúmico das alvenarias

Modelo	γ - kN/m ³		Freq. Modelo - Hz		Erro - %	
	Alv. Pedra	Alv. Tijolo	x	y	x	y
1	22	14,9	2,03	4,22	30,7%	10,2%
2	19	12,0	2,20	4,55	24,9%	3,2%

Tabela 5.4 - Ajuste do módulo de elasticidade das alvenarias

Modelo	E - GPa		Freq. Modelo - Hz		Erro - %	
	Alv. Pedra	Alv. Tijolo	x	y	x	y
3	1,1	1,5	2,24	4,60	23,5%	2,1%
4	1,1	1,6	2,29	4,69	21,8%	0,2%

Apesar do ajuste do módulo de elasticidade permitir aproximar significativamente a frequência experimental da frequência do modelo para o terceiro modo de vibração, opta-se por se manter os valores assumidos inicialmente para este parâmetro porque a frequência obtida experimentalmente para esta direcção não é precisa o suficiente para que se possa considerar um erro tão pequeno como o obtido e porque os valores considerados para o módulo de elasticidade são valores próximos dos valores máximos recolhidos na bibliografia. Assim, recorre-se novamente ao Modelo 2, na Tabela 5.3, para o ajuste do 1º modo de vibração - Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Ajuste do módulo de elasticidade das paredes equivalentes

Modelo	E - GPa Paredes adjacentes	Freq. Modelo - Hz		Erro - %	
		x	y	x	y
5	1,0	2,78	4,61	5,1%	1,9%
6	1,5	2,83	4,62	3,4%	1,7%
7	4,0	2,89	4,63	1,4%	1,5%

Pela análise dos resultados de cada modelo concluiu-se que, como esperado, a existência das paredes equivalentes não influencia significativamente a resposta dinâmica da estrutura segundo o eixo y. Obteve-se uma frequência segundo x, (frequência fundamental), muito próxima da determinada, com um erro relativo de 1,4% e, segundo a direcção y, uma frequência também próxima, com um erro de 1,5%. Os valores de massa volúmica e módulo de elasticidade finais adoptados no modelo apresentam-se na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Propriedades finais dos materiais alterados na calibração do modelo

	E - GPa	γ - kN/m³
Alv. Pedra	1,0	19
Alv. Tijolo	1,5	12

5.4 Caracterização modal do modelo

Depois de calibrado o modelo, para o modelo que melhor aproxima a resposta do modelo à resposta real, Modelo 7, foram analisados os seus primeiros modos de vibração, que são os mais relevantes para a resposta da estrutura à acção sísmica. A Figura 5.2 apresenta o modelo na forma indeformada para comparação com as vistas deformadas do edifício.

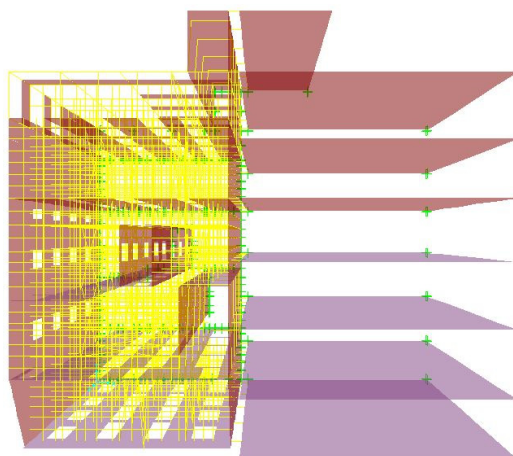


Figura 5.2 – Vista de topo do modelo na forma indeformada

O primeiro modo de vibração do modelo dá-se, como esperado, segundo a direcção x, correspondente a um menor comprimento de paredes resistentes, a paredes com mais aberturas e, por isso, a menor rigidez. Este modo de vibração é caracterizado por 2,89 Hz de frequência e 71% de participação de massa nesta direcção. Observa-se uma translação global do edifício segundo esta direcção, como se pode observar na Figura 5.3.

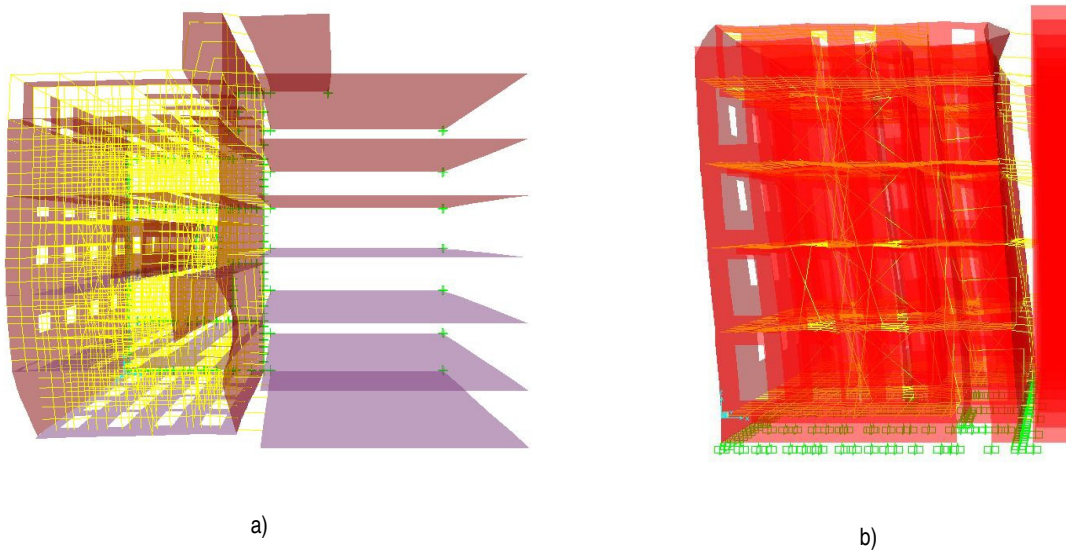


Figura 5.3 – 1º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada

O segundo modo de vibração do modelo, representado na Figura 5.4, corresponde a um modo de torção com pequena participação de massa na direcção x e y, para uma frequência de 3,74Hz, pelo que se pode concluir que a estrutura é torsionalmente flexível para a direcção y.

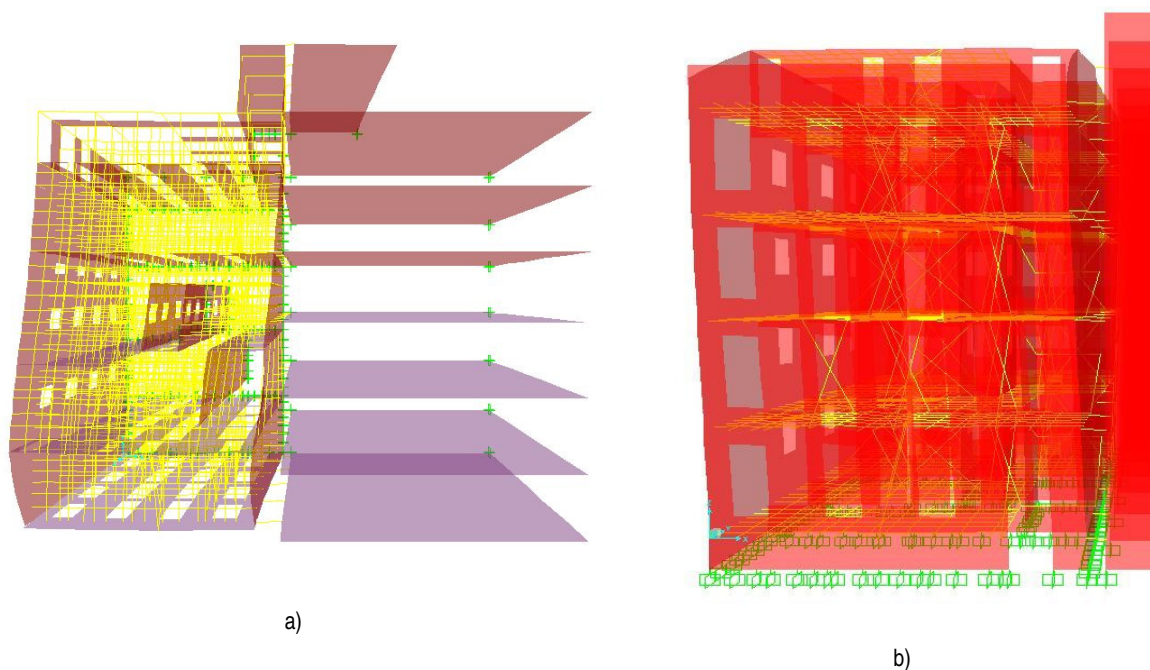
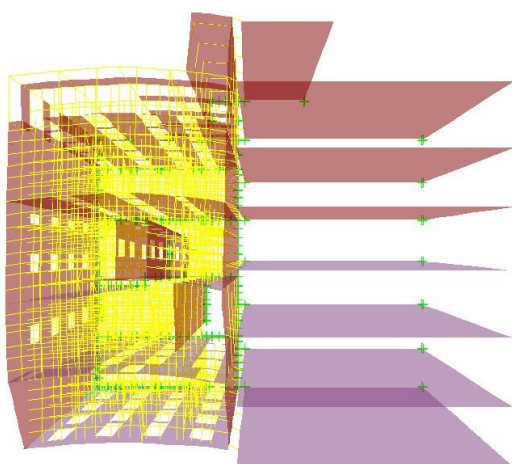
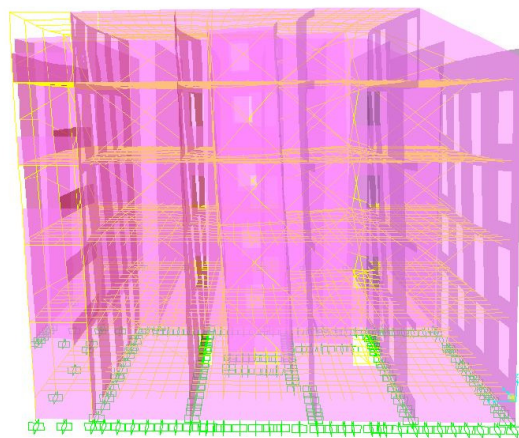


Figura 5.4 – 2º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada

O terceiro modo de vibração do modelo é o segundo a apresentar significativas participações de massa para um comportamento esperado de translacção em y. Tem-se para este 3º modo do modelo a participação de 56% da massa num movimento de translacção segundo o eixo y, com frequência de vibração de 4,63Hz o que corresponde a uma diferença de 1,5% em relação ao resultado obtido experimentalmente, de 4,7Hz (Figura 5.5).



a)



b)

Figura 5.5 – 3º modo de vibração do modelo: a) vista de topo da deformada; b) vista lateral da deformada

6 Análise Sísmica

O comportamento estrutural do “Gaioleiro” quando sujeito à acção sísmica é avaliado neste capítulo através de uma análise dinâmica linear por espectro de resposta definido de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN, 2009). Este é um procedimento *standard* simplificado para a avaliação da segurança da estrutura a este tipo de acções.

A resistência da estrutura às acções horizontais é garantida em grande parte pelo desempenho das paredes de alvenaria, que absorvem as cargas sísmicas no seu plano devido à sua elevada rigidez. Assim, a verificação da segurança à acção sísmica desta estrutura foi feita, fundamentalmente, tendo em conta os deslocamentos em pontos de referência e os esforços nestes elementos estruturais. Os valores obtidos foram comparados com os valores das resistências, determinadas em função das características dos materiais constituintes dos elementos estruturais.

A alvenaria apresenta menor rigidez depois de fendilhar, o que certamente acontece quando ocorre a acção sísmica, definida de seguida na secção 6.1. Por esta razão foi feita uma análise de sensibilidade do desempenho da estrutura à variação deste parâmetro, avaliando-se os esforços e deslocamentos considerando diminuições para 75% e 50% no valor do módulo de elasticidade deste material.

6.1 Definição da acção sísmica

A acção sísmica é quantificada segundo o EC8 – 3.2.2.2, onde se considera uma análise probabilística para um período de retorno de 475 anos, a que corresponde uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. Definem-se os espectros de projecto das componentes horizontais da acção sísmica para a análise elástica, para 2 tipos de sismos: sismo do tipo I (sismo afastado ou interplacas) e sismo do tipo II (sismo próximo ou intraplacas), de acordo com as expressões 6.1 a 6.4. O espectro de projecto, utilizado para as verificações ao estado limite último, considera um coeficiente de comportamento q que permite ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura dado o seu comportamento dúctil através de uma redução da acção sísmica. Apesar de na Parte 3 do EC8, relativa a estrutura existentes, não haver referência ao coeficiente de comportamento, este deve ser considerado com o valor de 1,5 (Monteiro & Bento, 2012), (CEN, 2005) e (CEN, 2009).

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] > \beta \cdot a_g \quad (6.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] > \beta \cdot a_g \quad (6.4)$$

em que:

T é o período de vibração de um sistema com um grau de liberdade (s);

a_g é o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$) em m/s²;

T_B é o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
 T_C é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
 T_D é o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);
 S é o coeficiente de solo;
 q é o coeficiente de comportamento;
 β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

Para cada tipo de sismo, afastado ou próximo, os valores dos parâmetros T_B , T_C , T_D e S são definidos em função do tipo de solo. Os valores a utilizar para Portugal encontram-se tabelados no Anexo Nacional (CEN, 2009). O zonamento sísmico segundo o EC8 depende do tipo de sismo (Figura 6.1), pelo que se consideraram as zonas 1.3 e 2.3 - Lisboa.

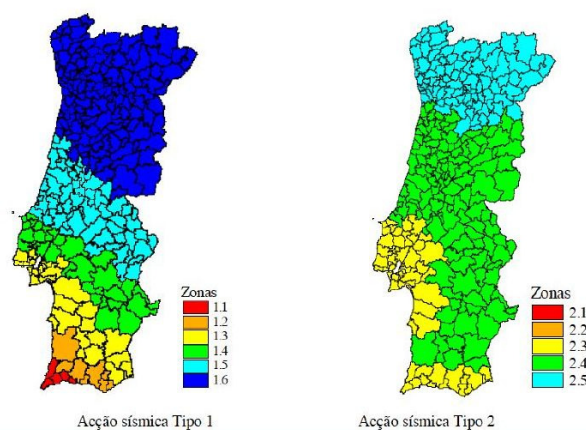
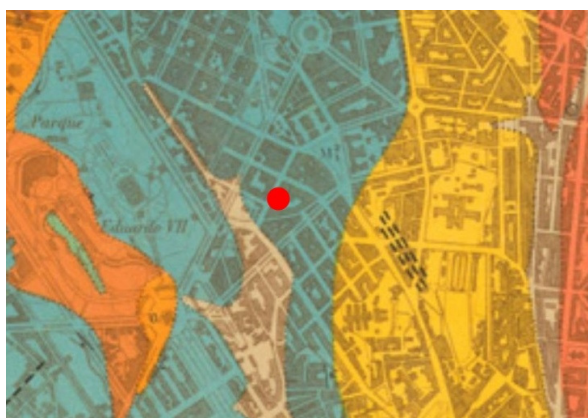
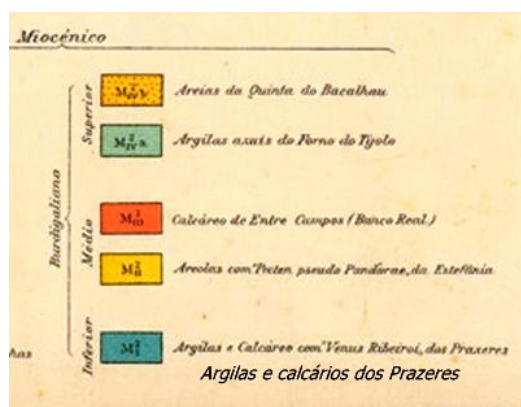


Figura 6.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional do EC8)

O tipo de solo foi determinado com base na carta geológica de Lisboa (Figura 6.2) e com base num estudo sísmico efectuado pela Câmara Municipal de Lisboa (Oliveira & Lopes, 2005), onde se observa que os solos da zona onde o “Gaioleiro” em estudo se situa são considerados como de vulnerabilidade sísmica “média”, e que assenta em solos terciários com rochas de baixa resistência, pelo que se considera, na falta de mais informação e de acordo com os tipos de terrenos definidos no EC8, um solo do tipo C (Branco, 2005). Tratando-se de um edifício corrente, tem-se a classe de importância II do EC8 ($\gamma_I = 1,0$).



a)



b)

Figura 6.2 – Carta geológica de Lisboa (Carta Geológica de Lisboa, 2013): a) excerto da zona de implantação do “Gaioleiro” – assinalado a encarnado; b) legenda

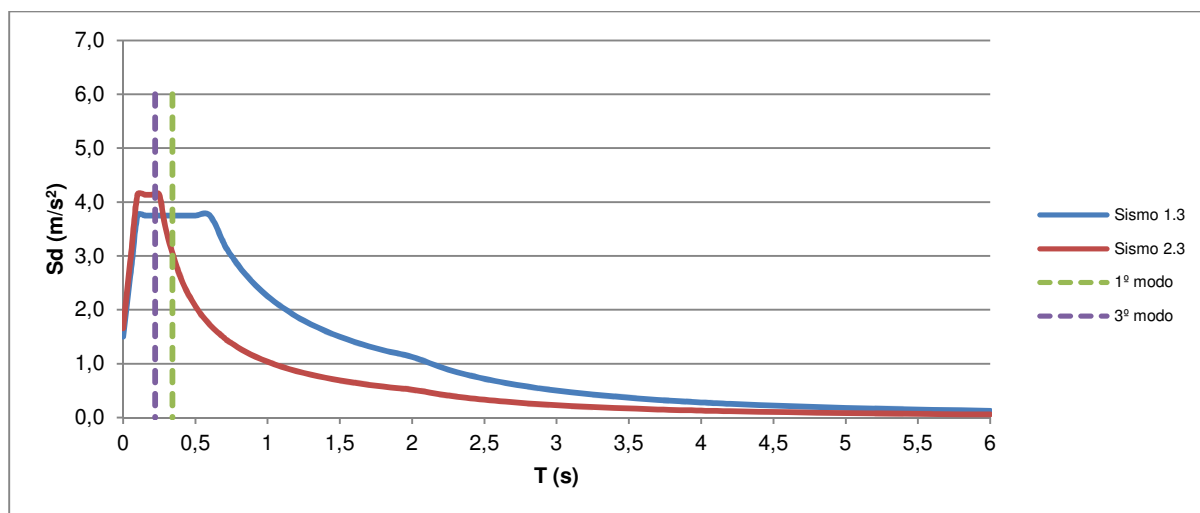


Gráfico 6.1 - Espectro elástico para sismos do tipo I e do tipo II

Como se observa no Gráfico 6.1 acima, espera-se que o sismo 2.3 seja determinante para a acção sísmica segundo o eixo y (2º modo de translação) e o sismo 1.3 para a acção sísmica segundo o eixo x (1º modo), pelo que se definem estes dois espectros no programa SAP2000 para o cálculo dos esforços e deslocamentos e se avaliam os resultados para estes dois tipos de sismo.

Quanto à componente vertical da acção sísmica, o EC8 estabelece que não é necessário considerar esta componente caso $a_{vg} \leq 2,5 \text{ m/s}$, em que $a_{vg} = 0,75a_g$ para sismos do tipo I e $a_{vg} = 0,95a_g$ para sismos do tipo II, o que acontece neste caso em que se tem $a_g = 1,5$ e $a_g = 1,7$ para sismos dos tipos I e II, respectivamente.

A combinação de acções adoptada é a definida segundo a NP EN 1990:2009 para as situações de projecto sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (6.5)$$

em que:

$G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente j;

A_{Ed} é o valor de cálculo da acção sísmica;

$\Psi_{2,1}$ é o coeficiente parcial de segurança quase permanente para a acção variável i ($\psi_2 = 0,3$);

$Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável i.

No que diz respeito às componentes da acção sísmica, os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da acção sísmica foram calculados utilizando o método da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (SRSS) no programa de cálculo. Para a combinação modal recorreu-se à Combinação Quadrática Completa (CQC).

É importante referir que a acção sísmica definida nesta secção é a acção correntemente usada para o dimensionamento de estruturas novas. À falta de definições específicas para a caracterização da acção sísmica aquando de avaliação de estruturas existentes, decidiu-se neste trabalho considerar a mesma acção.

6.2 Definição dos valores de resistência para os elementos estruturais

Como apresentado anteriormente, os elementos estruturais que se pretende estudar são compostos por alvenaria, pelo que interessa apenas determinar a resistência deste material (Tabela 6.1). Estes valores resistentes foram determinados com base numa recolha exaustiva de valores utilizados em estudos anteriores sobre edifícios semelhantes, correspondentes à mesma tipologia e época construtiva (Anexo 2).

Tabela 6.1 - Capacidade resistente dos materiais estruturais

Material	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	τ [MPa]
Alvenaria de Pedra	1,3	0,03	0,026
Alvenaria de Tijolo Furado	2,4	0,09	0,06
Madeira	4,0	0 ($F_{max}=10kN$)	5
Betão armado	Betão: $f_{cd}=20$	Aço: $f_{yd}=204$	-

6.3 Análise de sensibilidade ao módulo de elasticidade das alvenarias

Devido ao envelhecimento dos materiais espera-se que a alvenaria que compõe as paredes resistentes esteja fendilhada, o que se traduz numa diminuição do valor do módulo de elasticidade destes materiais que é importante avaliar. Sem a realização de ensaios *in situ* é difícil determinar com precisão o valor deste parâmetro. Interessa então estudar a importância desta diminuição devida à fendilhação na resposta da estrutura pelo que é feita nesta secção uma análise de sensibilidade ao valor do módulo de elasticidade das alvenarias.

Consideraram-se três hipóteses para o valor do módulo de elasticidade. Em primeiro lugar tomou-se o valor assumido inicialmente para o modelo e calibrado com os resultados experimentais, em segundo lugar, 75% deste valor e, por fim, admite-se 50% do valor inicial.

Foram avaliados os efeitos desta diminuição nas características dinâmicas da estrutura, em particular nas frequências dos primeiros modos de vibração, nos deslocamentos em 2 alinhamentos verticais da fachada e respectivos deslocamentos relativos entre pisos (*drifts*) e, por fim, nas tensões máximas nas paredes mais solicitadas.

6.3.1 Frequências

Foi já visto no Capítulo 6.1, aquando da caracterização da acção sísmica, que os primeiros modos de vibração da estrutura não eram afectados pelo mesmo tipo de sismo. De acordo com o espectro no Gráfico 6.2 o primeiro modo de vibração encontra-se no patamar de aceleração constante do sismo 1 e o terceiro modo, segundo de translação, no patamar de aceleração constante do sismo 2. Assim, espera-se que o sismo do tipo I seja condicionante para os modos na direcção x e o sismo tipo II para os modos de translação segundo y.

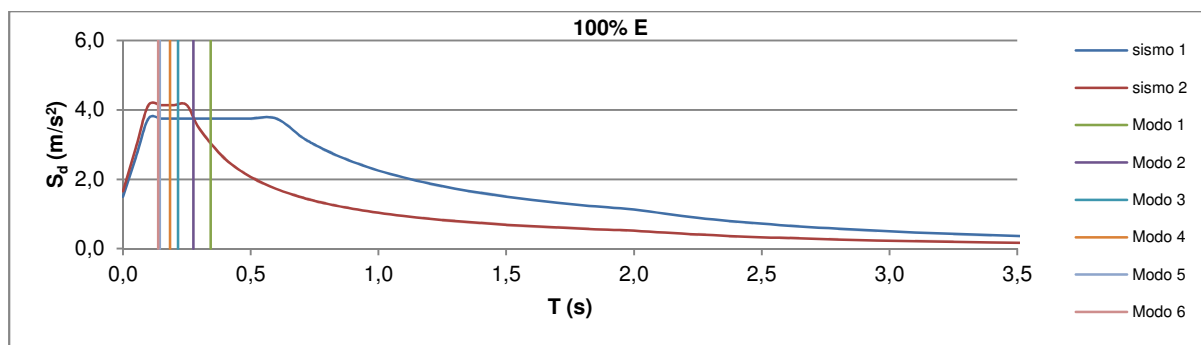


Gráfico 6.2 – Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para o valor de E inicial

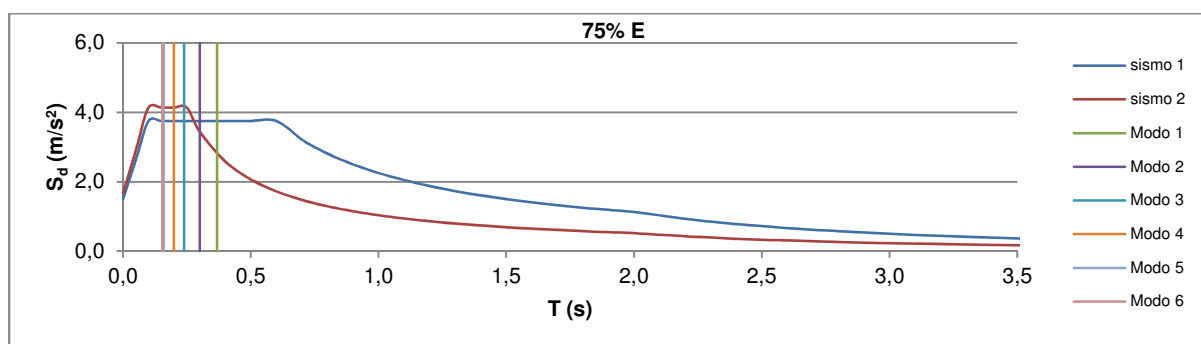


Gráfico 6.3 – Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para 75% do valor de E

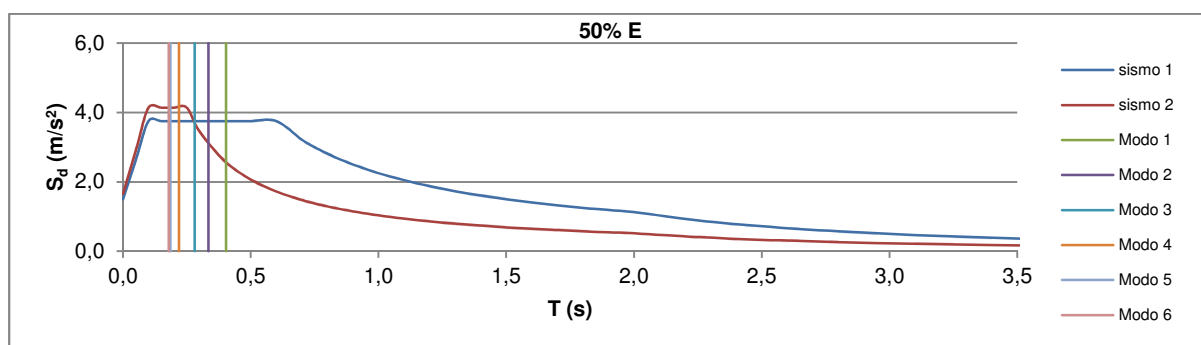


Gráfico 6.4 - Espectros de dimensionamento e 6 primeiros modos de vibração da estrutura para 50% do valor de E

Observa-se que à medida que o módulo de elasticidade diminui, o que implica a diminuição da rigidez da estrutura, diminuem também as frequências dos seus modos aumentando, consequentemente, o seu período. Caminha-se portanto para a direita no espectro de resposta. O primeiro modo de vibração, correspondente a uma translação em x, mantém-se no patamar constante de aceleração mas já o terceiro passa a ser condicionado, quando o módulo de elasticidade passa a 50% do seu valor inicial, pelo sismo 1, quando anteriormente era condicionado pelo sismo 2. Avaliaram-se as forças basais (F_b) para a direcção x para o sismo 1 nas paredes das fachadas, e para a direcção y para o sismo 2 nas paredes das empenas.

Ao sismo 1 correspondem menores valores de aceleração e espera-se que a força de corte basal segundo a direcção x diminua um pouco pelo efeito que a diminuição do valor do módulo de elasticidade tem nos esforços, mas não tanto pela resposta modal porque esta direcção é afectada maioritariamente pelo sismo do tipo 1. Quanto à força de corte basal

segundo y, espera-se que diminua significativamente. Isto confirma-se como demonstram os Gráfico 6.5 e Gráfico 6.6 seguintes.

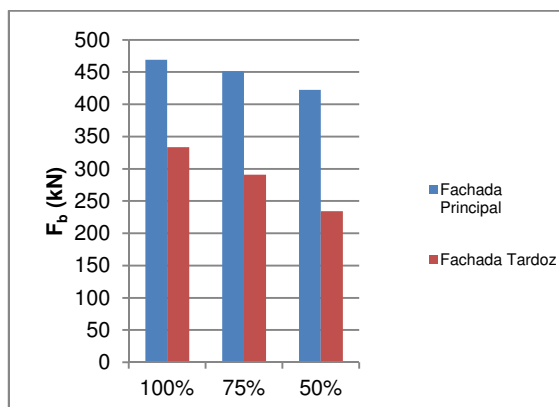


Gráfico 6.5 – Forças de corte basal nas fachadas (Sismo1)

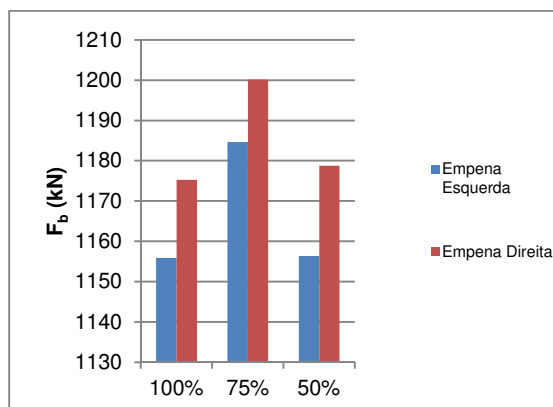


Gráfico 6.6 – Forças de corte basal nas empenas (Sismo 2)

Observa-se uma diminuição das forças de corte basal segundo o eixo x com a diminuição da rigidez da estrutura, o que se pode dever ao facto de o 2º modo de vibração passar a ser condicionado pelo mesmo patamar do espectro de aceleração do sismo 1, que levará a que o sismo imponha deslocamentos também noutras direcções e alivie as fachadas em esforços segundo esta direcção. Quanto às paredes de empena, nota-se um aumento para a primeira redução de E e uma posterior diminuição.. A diminuição corresponde à passagem deste terceiro modo do espectro do sismo 2 para o sismo 1, a que corresponderão menores acelerações e, consequentemente, menores forças basais.

Assim, é evidente a influência da variação do módulo de elasticidade na resposta da estrutura, afectando não só as suas frequências como também a intensidade da acção sísmica.

6.3.2 Deformada e deslocamentos relativos entre pisos

A análise da configuração deformada da estrutura devido à acção sísmica, Figura 6.3 a Figura 6.5, permite determinar qual o comportamento dominante e avaliar os possíveis mecanismos de colapso. De entre os mecanismos esperados destacam-se dois: o destacamento das fachadas por flexão para fora do seu plano e a rotura por corte no próprio plano. A deformada obtida para os sismos 1 e 2 é muito semelhante mas avalia-se aqui apenas a deformada relativa ao sismo do tipo 1 porque se julga representativa do comportamento geral, dadas as semelhanças para os dois tipos de sismo.

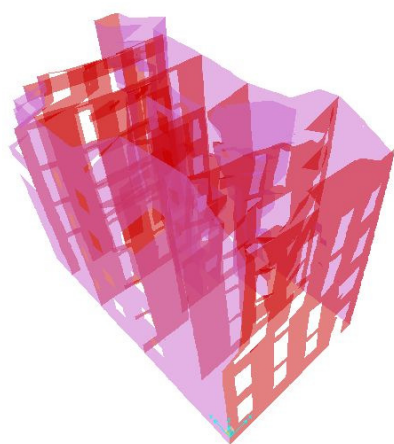


Figura 6.3 – Configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1

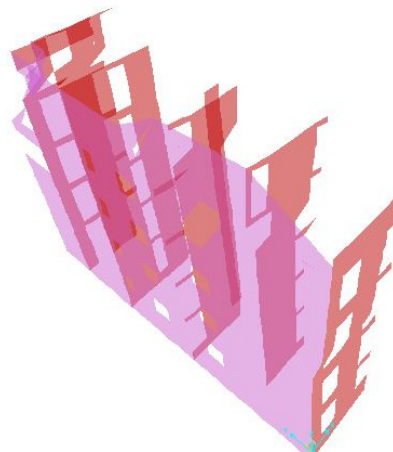


Figura 6.4 – Pormenor da configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1

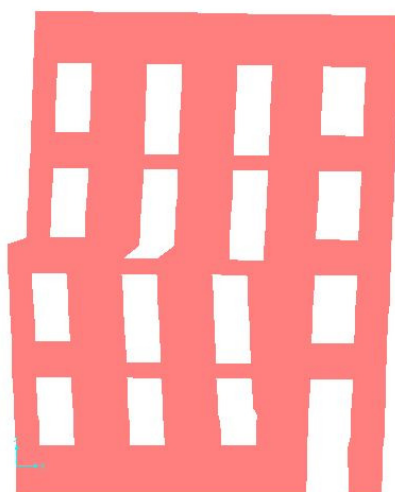


Figura 6.5 – Configuração deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1 – vista da fachada (projecção no plano de uma vista tridimensional)

Observada a deformada da estrutura há dois aspectos relevantes a considerar: a flexão da fachada principal para fora do seu plano acima do piso 1 e o consequente deslizamento da empena esquerda, visível na Figura 6.6. O deslizamento que se observa na empena esquerda está de acordo com o aparecimento de fendas diagonais expectáveis na formação do mecanismo de colapso por flexão da fachada para fora do seu plano, de acordo com os padrões de danos conhecidos - Anexo 3 - (Cardoso, 2002). Ainda que estes mecanismos tenham sido determinados na análise de um edifício pombalino, tendo sido observados através de um processo iterativo e da construção de um mapa de danos, espera-se que sejam semelhantes os mecanismos de rotura da alvenaria de um edifício “Gaioleiro”, a menos da sua sequência de formação, que pode ser diferente devido às ligações que nos edifícios pombalinos existem entre os frontais, os pavimentos e as paredes de alvenaria. No presente estudo não se pretende a determinação da sequência de formação dos diversos mecanismos de colapso possíveis mas, para os passíveis de ocorrer, a sua identificação para a posterior proposta de soluções de reforço

adequadas. Assim, pode assumir-se a formação deste mecanismo de colapso por flexão para fora do plano das paredes no edifício em estudo, dada a deformada obtida para a acção sísmica. Importa ainda referir que neste modelo se consideraram boas ligações entre as paredes das fachadas e das empenas e que este pode ser um factor determinante na deformada e, por isso, no modo de rotura. A influência destas ligações será estudada posteriormente no próximo capítulo.

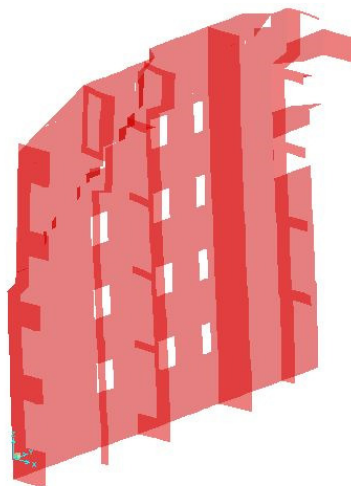


Figura 6.6 – Pormenor da empena esquerda da deformada da estrutura

Os deslocamentos observados na estrutura podem ser indicativos de rotura e são uma medida de controlo de danos para a acção sísmica mais frequente. Analisam-se então os valores dos deslocamentos nos pontos A, B, D e E, na Figura 6.7. Escolheram-se os pontos B e D por se encontrarem sensivelmente a meio das paredes e, por isso, serem os que estão menos sujeitos à influência da elevada rigidez das paredes perpendiculares ao plano em que se encontram. Os pontos A, C e E servem de medida comparativa para avaliar o deslocamento que efectivamente ocorre para fora do plano das paredes. Os deslocamentos foram medidos nas duas direcções em planta, para o tipo de sismo mais condicionante para cada direcção, avaliando-se apenas o valor máximo obtido em cada direcção. Os Gráfico 6.7 a Gráfico 6.14 apresentam o desenvolvimento em altura destes deslocamentos.

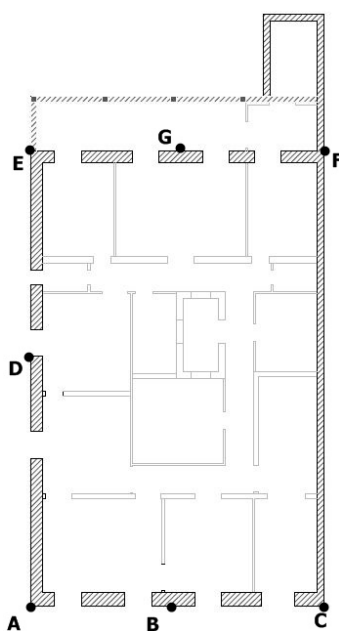


Figura 6.7 – Localização em planta dos pontos para os quais se avaliou o deslocamento em altura

Deslocamento do ponto B para fora do plano da fachada

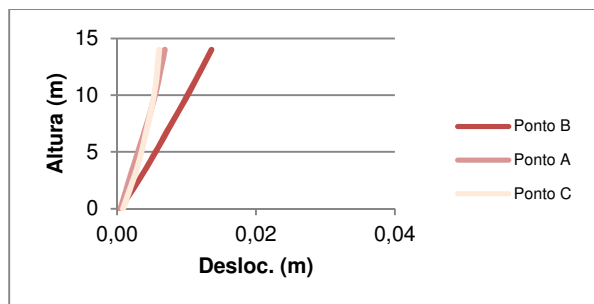


Gráfico 6.7 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 100% E

Diferença de 50% entre os deslocamentos no último piso.

Deslocamento do ponto D para fora do plano da empena

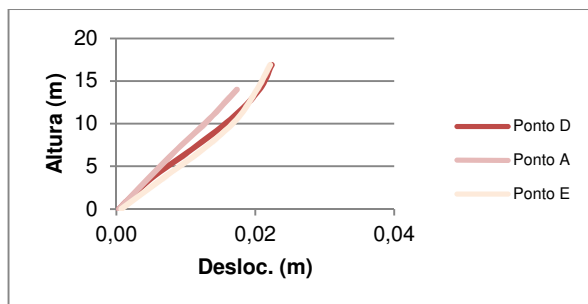


Gráfico 6.8 – Deslocamento em x dos pontos A, D e E para 100% E

Não se observam grandes diferenças entre os deslocamentos segundo x.

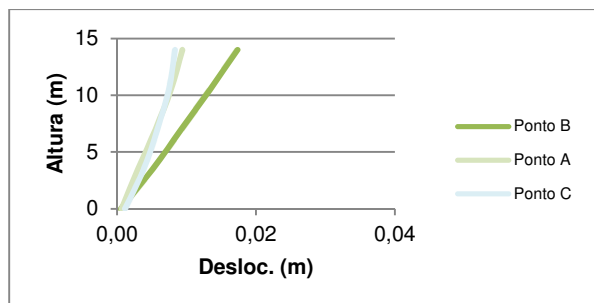


Gráfico 6.9 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 75% E

Diferença de 46% entre os deslocamentos no último piso. Apesar de os deslocamentos do ponto B aumentarem com a diminuição de E, os deslocamentos dos pontos A e C também aumentam.

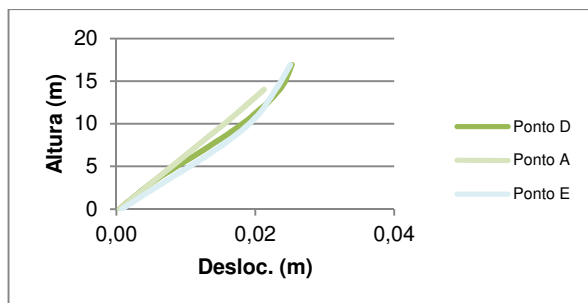


Gráfico 6.10 – Deslocamento em x dos pontos A, D e E para 75% E

O ponto A é o único que apresenta diferença de deslocamentos, sendo que não há diferença considerável entre os deslocamentos dos pontos D e E, tal como se tinha anteriormente com 100% E.

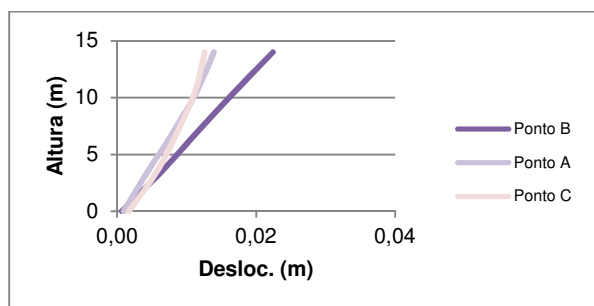


Gráfico 6.11 – Deslocamento em y dos pontos A, B e C para 50% E

A diferença entre os deslocamentos dos pontos A e C do ponto B é para este caso de 38%.

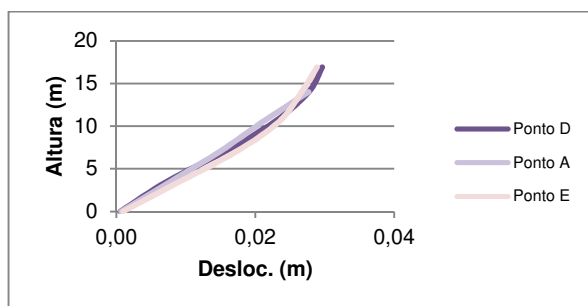


Gráfico 6.12 – Deslocamento em x dos pontos A, D e E para 50% E

A diferença de deslocamentos é pouco significativa, pelo que se pode concluir que não há deformação para fora do plano da empena quando se reduz E para 50%.

Deslocamento do ponto B no plano da fachada

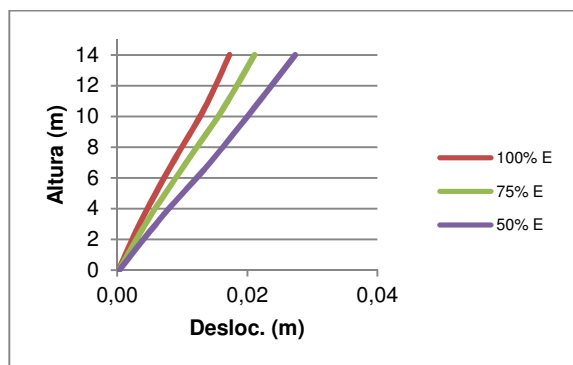


Gráfico 6.13 – Deslocamento dos pontos do alinhamento B segundo x (no plano da fachada)

Deslocamento do ponto D no plano da empena

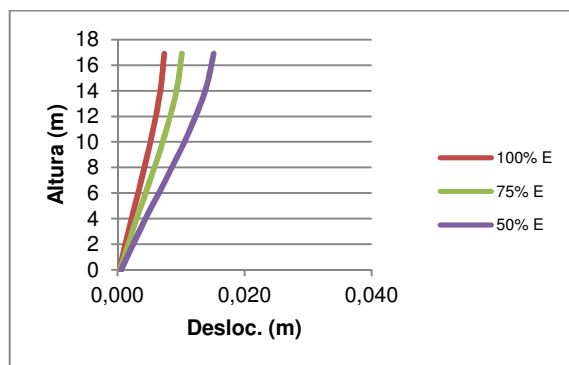


Gráfico 6.14 – Deslocamento dos pontos do alinhamento D segundo y (no plano da empena)

Em todos os casos os deslocamentos aumentam com a diminuição do valor do módulo de elasticidade, como seria de esperar. Os deslocamentos máximos ocorrem no alinhamento vertical D, segundo a direcção x, para fora do plano da empena e a variação máxima, de cerca de 100%, ocorre também neste alinhamento mas desta vez na direcção y. Quanto à variação, em todos os casos se dá um aumento dos deslocamentos superior a 50%. As maiores variações acontecem para a parede de empena, o que é normal dado que a maior dimensão da parede oferece maior expressão à diferença do valor do módulo de elasticidade.

Como visto anteriormente nas Figura 6.3 a Figura 6.6, a configuração deformada da estrutura sugere translação segundo o eixo y, o que implicará a distorção dos pavimentos nesta direcção e consequente destacamento da fachada, como aliás indicam as fendas diagonais, também observadas anteriormente. Isto coincide com as diferenças registadas entre os deslocamentos segundo y dos pontos A, B e C. A influência da redução do módulo de elasticidade nesta distorção acaba por ser benéfica no sentido em que reduz as diferenças entre o ponto central da fachada (ponto B) e as empenas, implicando menor deformação para fora do plano. No entanto, observa-se que o valor dos deslocamentos do ponto B para fora do plano da fachada é muito pequeno e que a diferença relativa entre este ponto e as extremidades da parede é também muito pequena, de cerca de 1,5 cm no caso mais desfavorável, pelo que não se pode atribuir grande significado ao destacamento da fachada.

O deslocamento relativo entre pisos normalizado à altura dos pisos (ângulo de distorção - γ) é também uma medida de avaliação de segurança do edifício à acção sísmica. É dado pelo quociente entre o deslocamento relativo entre pisos e a altura do piso e é expresso em percentagem. Este valor foi comparado com os valores recomendados pelo regulamento americano FEMA 356/357 (FEMA 356, 2000) que estabelece valores indicativos do estado de degradação da estrutura, uma vez que o EC8 apenas estabelece limites de deslocamentos relativos entre pisos para situações de serviço para controlo e limitação de danos.

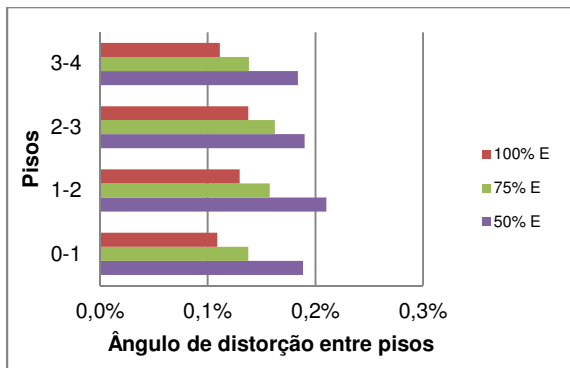


Gráfico 6.15 – Ponto B: deslocamentos relativos entre pisos segundo x (normalizados à altura dos pisos)

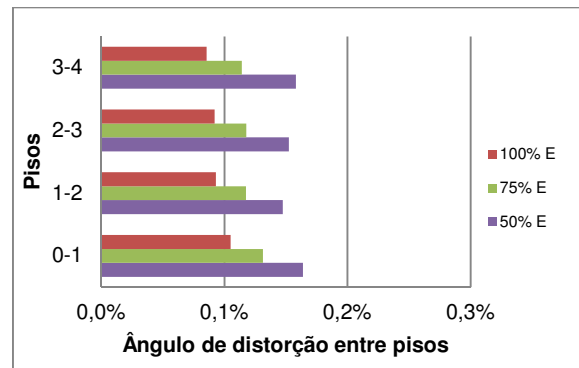


Gráfico 6.16 – Ponto B: deslocamentos relativos entre pisos segundo y (normalizados à altura dos pisos)

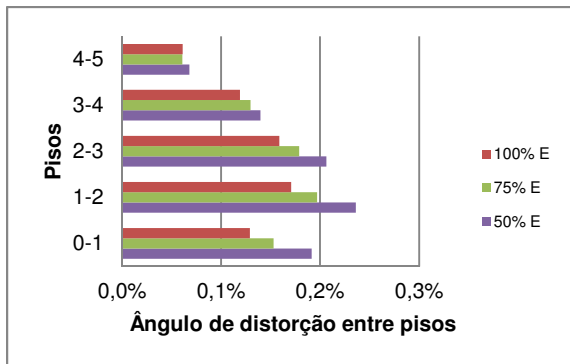


Gráfico 6.17 – Ponto D: deslocamentos relativos entre pisos segundo x (normalizados à altura dos pisos)

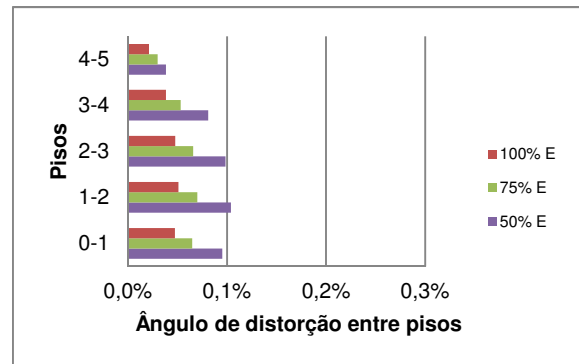


Gráfico 6.18 – Ponto D: deslocamentos relativos entre pisos segundo y (normalizados à altura dos pisos)

Tal como nos deslocamentos, a variação do ângulo de distorção entre pisos é superior na direcção x, tanto na parede da fachada como na empena. Analisando separadamente as duas paredes e começando pelo alinhamento vertical D, na empena, que regista os menores deslocamentos relativos entre pisos no próprio plano e os maiores para fora do plano (Gráfico 6.17 e Gráfico 6.18) percebe-se que, dado o comprimento da parede de empena os deslocamentos para fora do plano sofram menos influência da rigidez conferida pelas paredes que lhe são perpendiculares. Quanto aos deslocamentos relativos entre pisos no próprio plano é normal que sejam menores precisamente pela mesma razão: o comprimento em planta confere rigidez significativa na sua direcção de desenvolvimento pelo que os deslocamentos são muito inferiores.

Atendendo agora à parede da fachada, observa-se precisamente o contrário: os deslocamentos relativos entre pisos para fora do plano da fachada são inferiores aos que se têm a ocorrer no próprio plano. Esta diferença pode ser justificada pela maior área de aberturas relativamente à área de parede, que faz com que a rigidez no plano diminua. Como se viu anteriormente, na secção relativa aos mecanismos de colapso, as aberturas nos panos de alvenaria têm enorme influência nestes mecanismos o que aqui se confirma.

Comparando agora os valores obtidos com os sugeridos pelo FEMA 356/357 (FEMA 356, 2000), tem-se para o caso de pré-colapso do edifício, o valor máximo de 0,6% para y a que corresponde grandes fendas nas paredes de alvenaria e esmagamento. No entanto, neste caso de estudo e para o valor do módulo de elasticidade reduzido a 50%, para o qual se tem os maiores valores dos deslocamentos absolutos e relativos entre pisos este valor não é nunca ultrapassado sendo o valor máximo obtido de y cerca de 30% inferior ao limite.

6.3.3 Tensões máximas

A avaliação das tensões máximas foi feita para os alinhamentos de parede determinados como os mais esforçados, para a combinação sísmica de ações com base nas forças de corte basal obtidas anteriormente, sendo eles a parede de empena direita e a fachada principal. Avaliaram-se as tensões máximas de compressão e de tracção e as tensões médias de corte para a combinação sísmica e, no caso das tensões de compressão, compararam-se também os valores com os obtidos para a combinação quase permanente de ações. Em primeiro lugar, analisaram-se estes esforços na base da parede por ser a zona mais condicionante para o colapso do edifício, e em segundo lugar, consideraram-se também os valores máximos mas desta vez atendendo à distribuição em todo o pano de alvenaria.

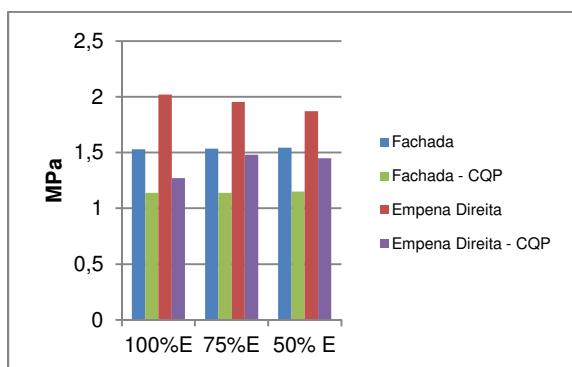


Gráfico 6.19 – Tensões máximas de compressão na base

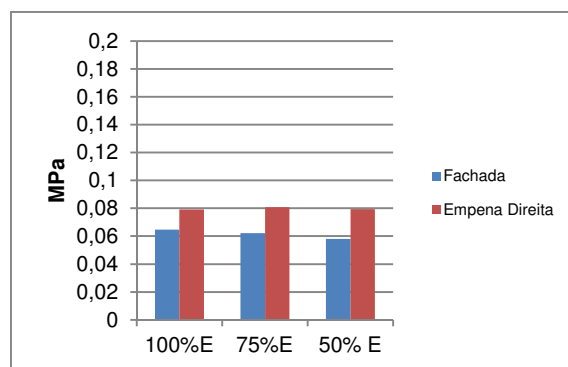


Gráfico 6.20 – Tensões médias de corte na base

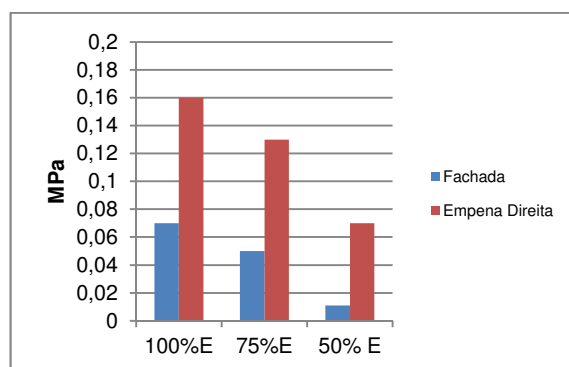


Gráfico 6.21 – Tensões máximas de tracção na base

A avaliação das tensões máximas na base do edifício é importante porque um dos mecanismos de colapso da estrutura pode ser formado pela rotura por corte na base das paredes de alvenaria. Pela observação dos Gráfico 6.19 a Gráfico 6.21, as tensões máximas de compressão e corte não são significativamente alteradas na base das paredes do “Gaioleiro”. No entanto, nota-se um decréscimo de 16% e 44% nas tensões de tracção nas paredes da fachada e da empena direita, respectivamente.

Quanto à distribuição de tensões nestas paredes importa avaliar as zonas mais esforçadas e o seu valor máximo. Sabe-se que, em princípio, o valor do módulo de elasticidade será inferior ao considerado aquando da calibração do modelo. No entanto, é impossível quantificar essa diminuição e assim torna-se pertinente avaliar as tensões e suas distribuições para as duas reduções anteriormente consideradas.

Distribuição de Tensões nas paredes - 50% E

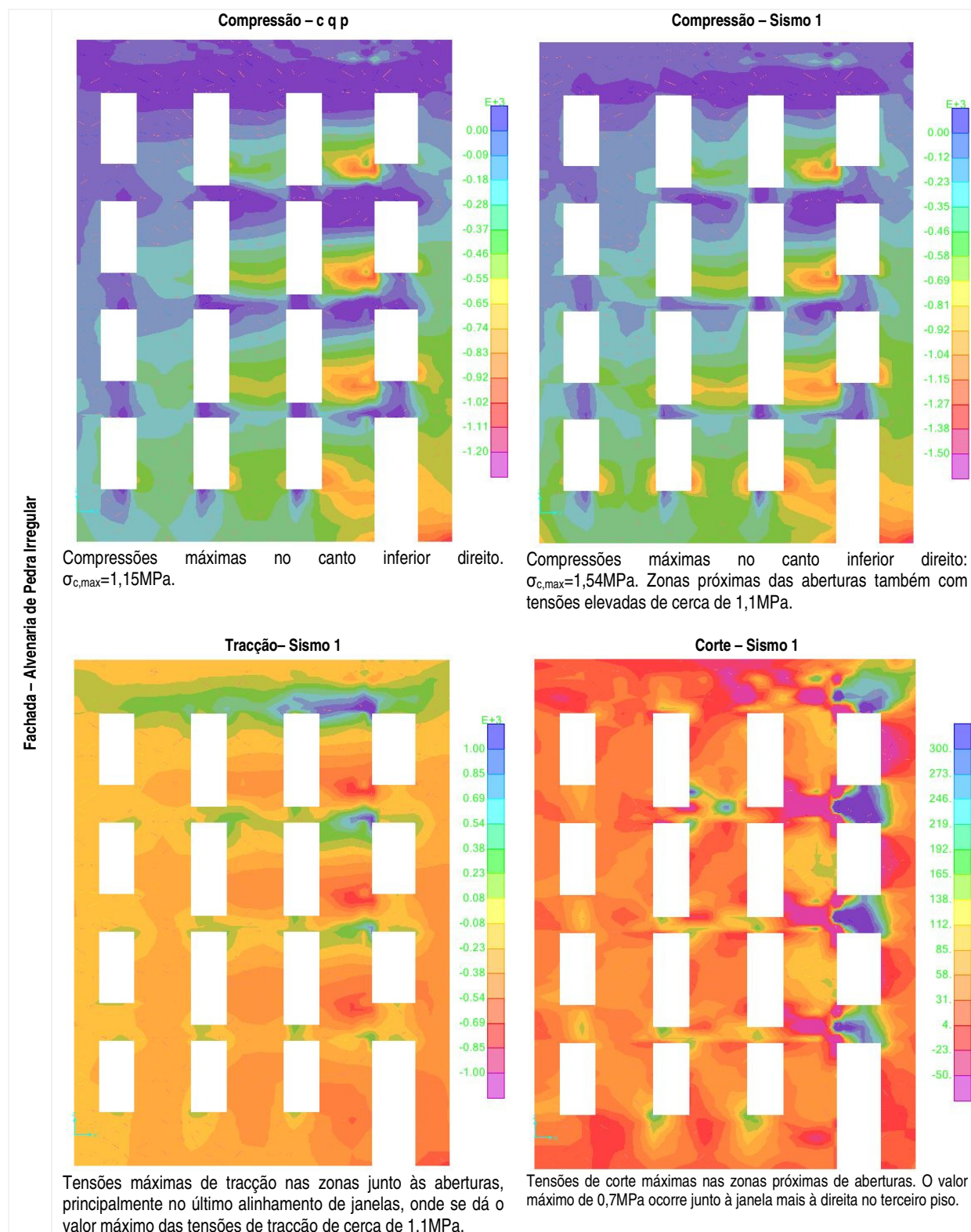


Figura 6.8 – Distribuição de tensões na parede da fachada principal (50% de E)

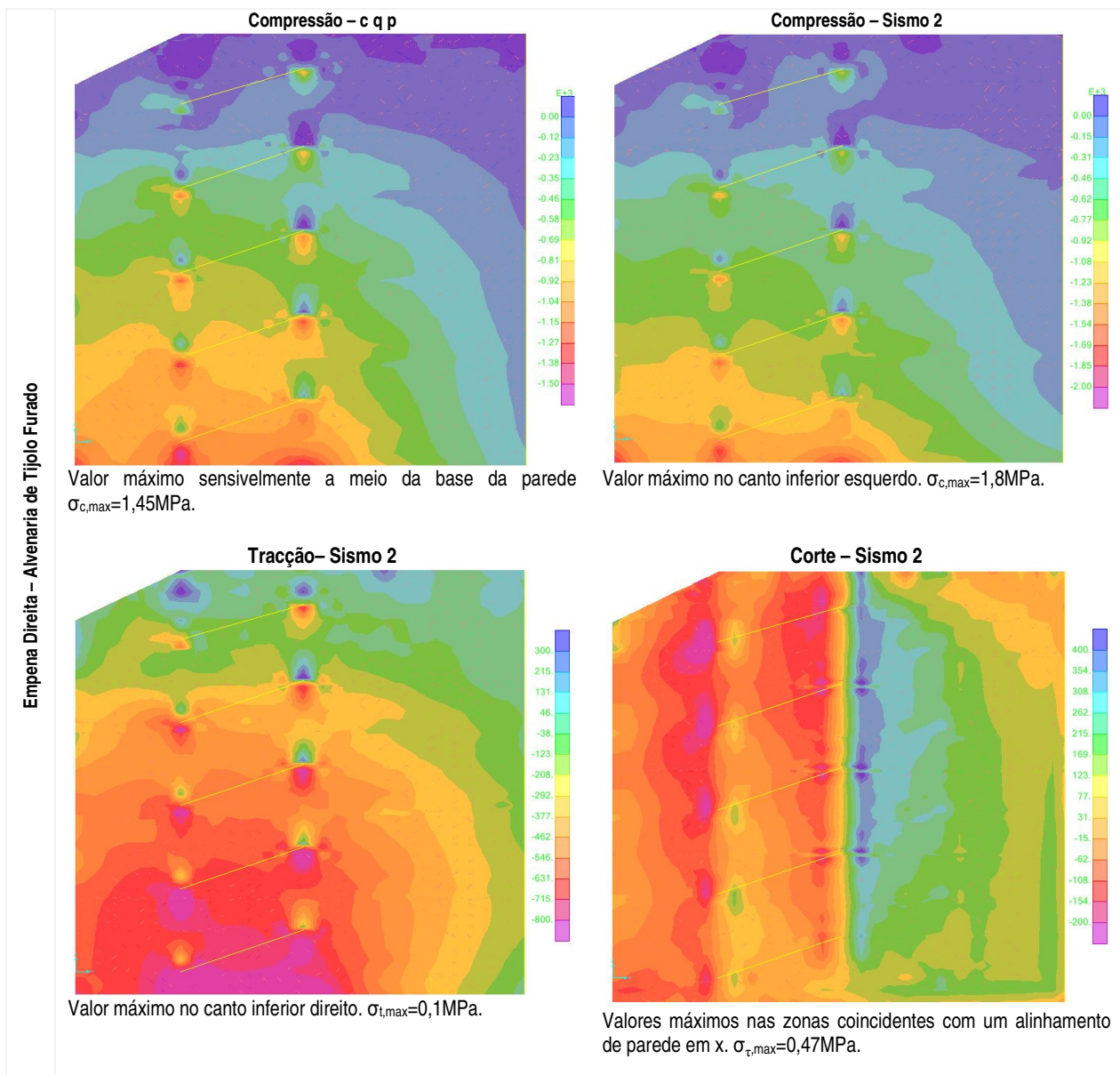


Figura 6.9 – Distribuição de tensões na parede da empena direita (50% de E)

Distribuição de Tensões nas paredes - 75% E

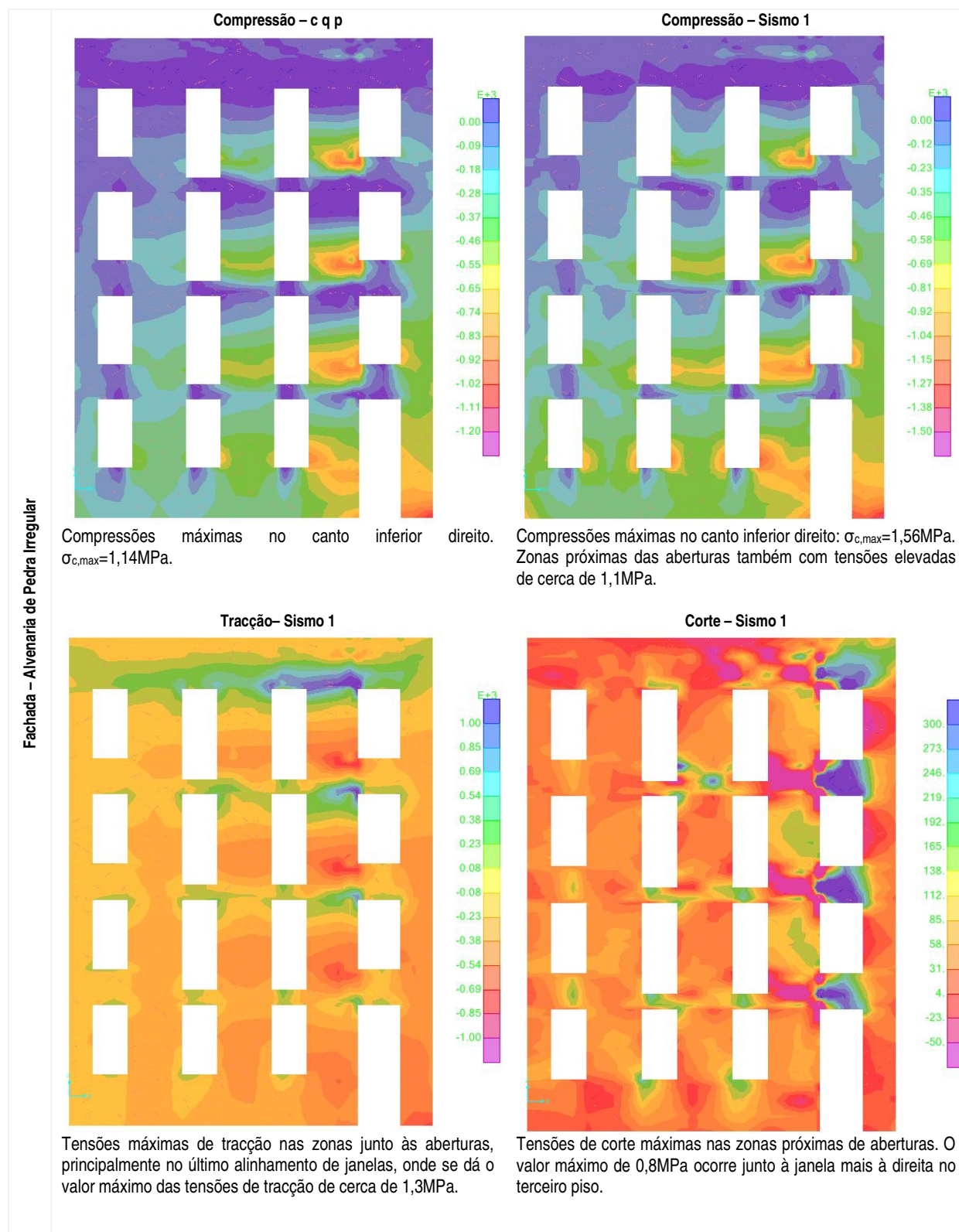


Figura 6.10 - Distribuição de tensões na parede da fachada principal (75% de E)

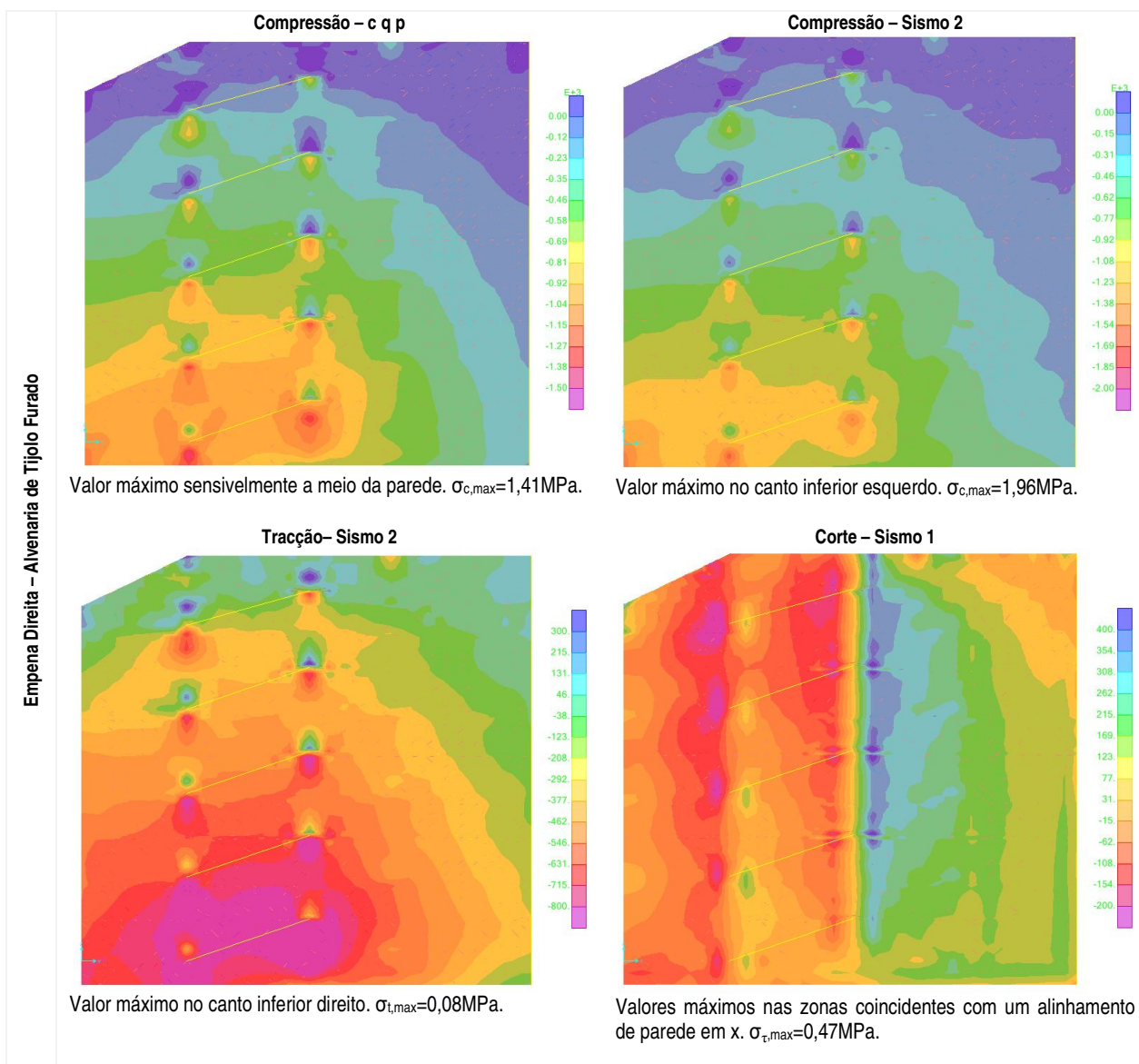


Figura 6.11 - Distribuição de tensões na parede da empena direita (75% de E)

As zonas críticas coincidem com o caso anterior, notando-se uma muito pequena diminuição dos valores máximos dos esforços com a segunda diminuição do módulo de elasticidade, que se justifica, como já explicado, pela permanência das primeiras frequências da estrutura no patamar constante do espectro de aceleração. Tendo em conta que a redução do valor do módulo de elasticidade pode não ser realista e, portanto, não estando do lado da segurança, optou-se pela avaliação das tensões e deslocamentos para o caso da redução do módulo de elasticidade a 75% do seu valor para a verificação de segurança da estrutura e avaliação das possíveis soluções de reforço.

Avaliando as tensões de compressão, a capacidade do material para este tipo de tensões não é excedida. Já para as tensões de tracção e corte o mesmo não acontece. No caso das tensões de tracção, o friso da fachada acima do último piso apresenta tensões de tracção de cerca de 1,4MPa, valor muito superior à resistência da alvenaria à tracção e que sugere a rotura dessa zona. Na parede da empena direita, o valor máximo de tracção não é ultrapassado. Quanto às tensões de corte, o valor máximo das alvenarias de pedra e tijolo é ultrapassado em quase toda a área de parede na fachada e na empena direita. Assim, para os valores máximos considerados para a resistência das alvenarias, é clara a

necessidade de reforço da estrutura, ainda que a rotura da alvenaria em zonas específicas e próximas de aberturas não seja determinante para o colapso global da estrutura.

7 Vulnerabilidade Sísmica e Verificações de Segurança

Considerou-se para a análise sísmica aqui realizada 75% do valor assumido inicialmente para o módulo de elasticidade, como já referido. A análise sísmica é feita tendo por base a verificação das tensões de compressão e de corte em cada ponto da malha definida no modelo numérico, em comparação com o valor resistente para a alvenaria.

Como referido anteriormente, as paredes de alvenaria são o principal elemento resistente às acções horizontais e a sua resistência e rigidez influenciam a distribuição de tensões e deslocamentos relativos entre pisos. Espera-se que estas, ao resistirem aos efeitos da acção sísmica, nomeadamente às forças horizontais, fendilhem e diminuam a sua rigidez no plano das paredes, o que se traduz numa diminuição do módulo de elasticidade. Também o comportamento não linear da alvenaria será responsável pela dissipação de energia e diminuição do valor do módulo de elasticidade. A estrutura torna-se mais flexível o que implicará maiores valores dos deslocamentos. Em princípio, o coeficiente de comportamento considerado na definição da acção sísmica de acordo com o EC8 será responsável pela consideração destes efeitos. No entanto, pensa-se que o valor considerado de 1,5 poderá ser demasiado conservativo.

A tensão de rotura à compressão é recolhida da bibliografia e foi já apresentada na Tabela 6.1. Relativamente ao valor máximo de tensão de corte, contrariamente ao que tinha sido feito no capítulo anterior, em que se considerava um valor resistente constante de tensão de corte, este foi obtido segundo os critérios de Mohr-Coulomb. A vantagem deste método reside no facto de aqui se considerar a dependência que a resistência ao corte tem da tensão de compressão imposta, obtendo-se assim resultados um pouco menos conservativos, o que é relevante porque a análise das tensões de corte é uma parcela importante da verificação da segurança à acção sísmica.

Posteriormente, será avaliada a influência das ligações entre as paredes de fachada e empena, que são relevantes na resistência e resposta da estrutura, como visto no Capítulo 2.3 aquando dos mecanismos de colapso.

7.1 Análise das tensões de compressão nas paredes

A análise das tensões de compressão que se segue foi feita para a parede da fachada principal, constituída por alvenaria de pedra irregular, e da empena esquerda, que é de alvenaria de tijolo furado, por serem os alinhamentos de parede mais solicitados. Tem-se para o valor resistente da tensão de compressão $\sigma_c = 1,3\text{MPa}$ para a alvenaria de pedra e $\sigma_c = 2,4\text{MPa}$ para a alvenaria de tijolo.

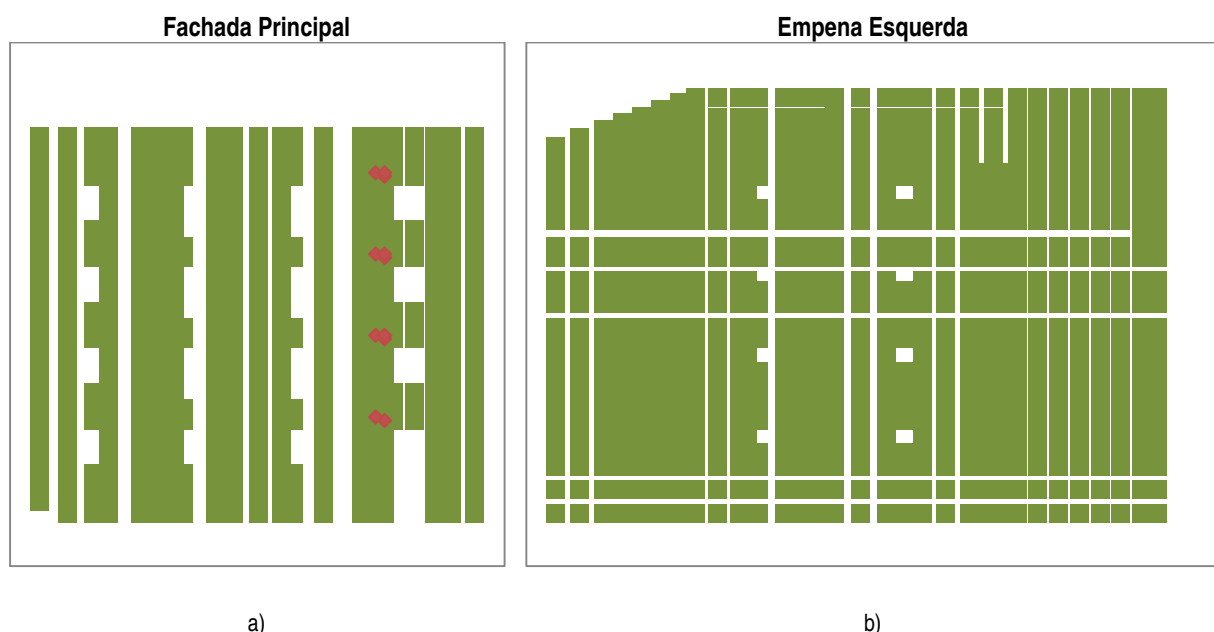


Figura 7.1 – Mapa de Danos para tensões de compressão: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência à compressão da alvenaria.

Observa-se que a tensão de compressão apenas é ultrapassada em alguns pontos próximos das aberturas à direita na fachada, o que se pode dever à existência uma abertura maior correspondente à porta, que sobrecarregará estas zonas. Os valores de tensão são inferiores na parede de empena, onde nunca é ultrapassado o limite de tensão. De facto, alvenaria de tijolo furado que constitui as empenas tem menor peso volúmico o que pode justificar este facto juntamente com a pequena área de aberturas que se observa nesta parede.

7.2 Análise de tensões de corte nas paredes

A análise das tensões de corte nas paredes de alvenaria foi feita para os alinhamentos mais solicitados segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb, de acordo com a expressão 7.1. Considera-se assim que a resistência ao corte da alvenaria depende da tensão de compressão resultante do peso próprio das paredes, da coesão e do atrito interno da alvenaria.

$$\tau = C_u + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (7.1)$$

onde,

C_u é a coesão;

ϕ é o ângulo de atrito interno;

σ é a tensão normal de compressão;

τ é a tensão tangencial máxima admissível da alvenaria.

Os valores assumidos para estes parâmetros foram recolhidos da bibliografia (Anexo 2) e encontram-se na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Atrito e coesão das alvenarias

Alvenaria de Pedra Irregular (Fachada Principal)		Alvenaria de Tijolo Furado (Empena Esquerda)	
Coesão (C_u) - MPa	Coef. atrito (μ ; tg ϕ)	Coesão (C_u) - MPa	Coef. atrito (μ ; tg ϕ)
0,07	0,45	0,2	0,5

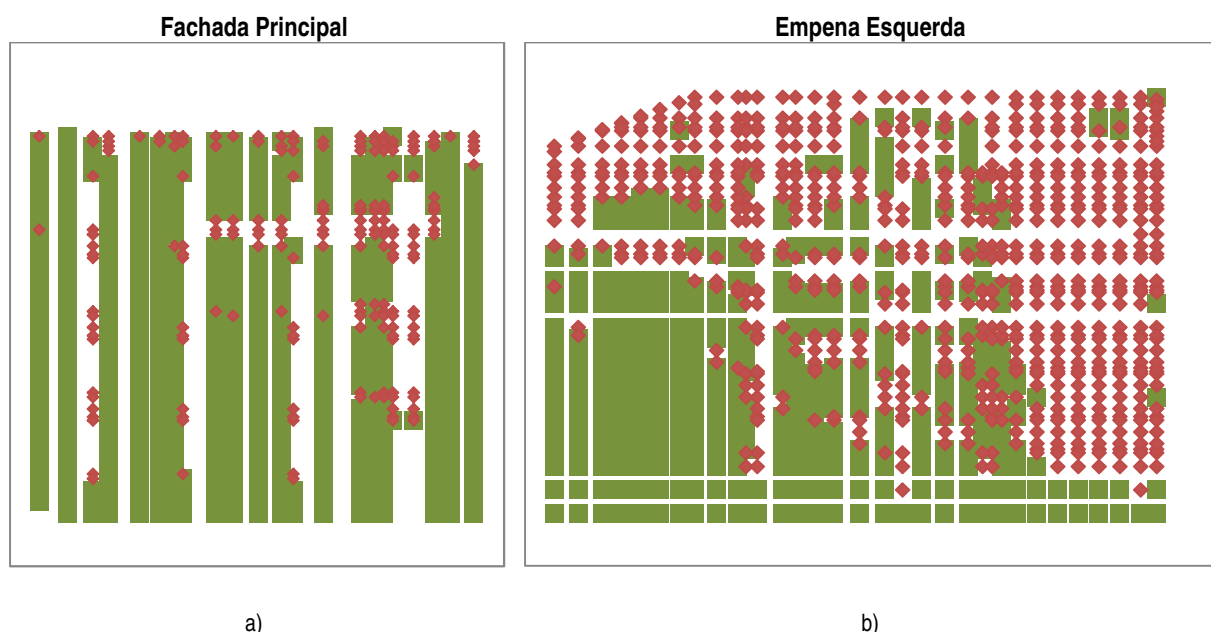


Figura 7.2 – Mapa de danos para tensões de corte: a) Fachada Principal e b) Empena Esquerda. A vermelho estão representados os pontos do modelo onde é excedida a resistência ao corte da alvenaria

Observa-se que na parede de empena a tensão de resistência ao corte é ultrapassada em grande parte da área da parede, ao contrário do que acontece na fachada, onde a tensão de corte é ultrapassada em zonas específicas, junto às aberturas e no friso acima do último piso. Espera-se que a rotura por corte nestas zonas específicas não seja responsável pelo colapso global do edifício. Se por um lado a coesão e o coeficiente de atrito são maiores para a alvenaria de tijolo do que para a alvenaria de pedra, por outro, a alvenaria de tijolo tem inferior massa volúmica, que, de acordo com a expressão 7.1, implica menor resistência ao corte.

7.3 Análise das ligações entre fachadas e empenas

Como visto anteriormente no Capítulo 2.3, há um mecanismo de colapso parcial por flexão das fachadas para fora do seu plano que pode conduzir ao colapso global da estrutura. Pensa-se que esta seja um dos principais pontos fracos destes edifícios quando estão sujeitos à acção sísmica (Simões & Bento, 2012). Assim, interessa analisar a influência da ligação das fachadas às empenas neste mecanismo de colapso, uma vez que a fraca ligação entre estes elementos estruturais implica a maior deformação da fachada para fora do seu plano e permite deslocamentos relativos entre fachadas e empenas tendo-se apenas uma resistência residual ou inexistente às acções horizontais nestas ligações (Cardoso, 2002).

Esta fraca ligação resulta de dois aspectos: em primeiro lugar, da falta de imbricamento dos tijolos destas duas paredes e, por outro lado, da formação de fendas devido a assentamentos ocorridos durante o tempo de vida da construção.

A influência destas ligações na resposta da estrutura foi avaliada através da comparação entre o modelo do edifício já anteriormente estudado, com o módulo de elasticidade reduzido para 75% do seu valor inicial, e outro modelo semelhante em que se considera que os elementos *shell* de alvenaria na periferia das ligações entre as fachadas e empenas têm um módulo de elasticidade muito reduzido, igual a 0,15GPa, que é o valor mínimo observado em ensaios para o valor do módulo de elasticidade dos dois tipos de alvenaria considerados (ver Anexo 2), atendendo que as duas fachadas são constituídas por alvenaria de pedra e as empenas por alvenaria de tijolo furado.

Analisam-se então as configurações dos modos de vibração, as suas frequências, a deformada da estrutura para a acção sísmica do tipo 1, que é comparada à deformada obtida anteriormente para a hipótese da ligações fortes entre estas paredes, e os deslocamentos das fachadas para fora do seu plano.

Espera-se que ligações menos rígidas conduzam a um modelo globalmente menos rígido, mas que esta diferença não seja significativa na resposta total do edifício, apesar de se esperar que seja determinante na formação dos mecanismos de colapso, dado que a redução da rigidez dos apoios implica maior flexibilidade que, por sua vez, conduz a maiores curvaturas e, consequentemente, a maiores esforços de flexão que levarão ao destacamento das fachadas (Cardoso, 2002).

7.2.1 Frequências e modos de vibração

O modelo foi alterado constituindo-se uma faixa de elementos de 10 cm junto aos alinhamentos verticais coincidentes com as ligações das paredes às fachadas, como mostra a Figura 7.3. Fez-se esta alteração apenas nestas paredes – fachadas e empenas.

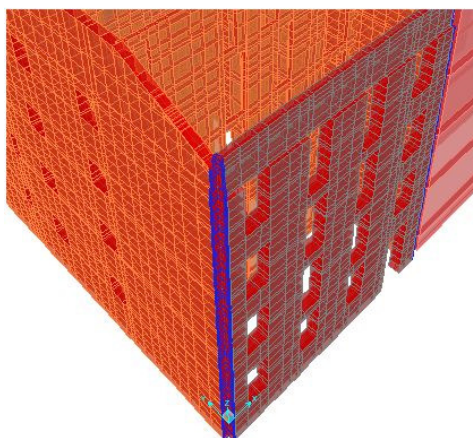


Figura 7.3 – Pormenor da modelação das ligações fracas entre paredes

Depois de alterado o modelo analisaram-se as frequências dos primeiros modos de vibração e as suas respectivas configurações. Como esperado, e já referido, não há alterações significativas na resposta da estrutura, como se pode observar na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Primeiros modos de vibração do modelo com ligações fracas entre fachadas e empenas: frequências e configuração

Modelo Inicial			Ligações Fracas		
Modo	Freq, (Hz)	Conf,	Modo	Freq, (Hz)	Conf,
1	2,91	Transl. X	1	2,70	Transl. X
2	3,62	Torção	2	3,29	Torção
3	4,64	Transl. Y	3	4,09	Transl. Y
4	5,43		4	4,98	
5	6,96		5	6,21	
6	7,25		6	6,39	

7.2.2 Deformada e deslocamentos nas fachadas

A deformada obtida na hipótese de ligações fracas entre as paredes de empena e fachadas é muito semelhante à que se tinha anteriormente, considerando as ligações fortes, como se observa na Figura 7.4.

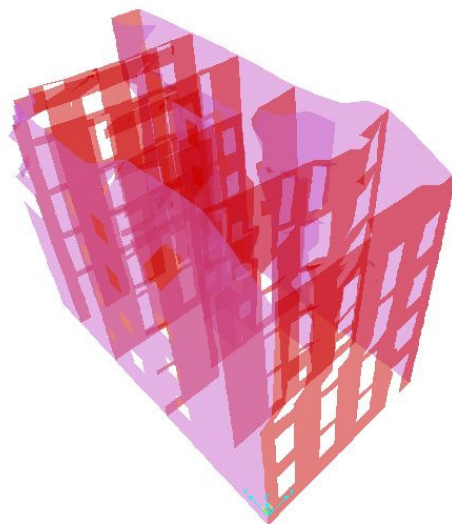


Figura 7.4 – Configuração deformada da estrutura para acção sísmica do tipo 1 considerando ligações fracas entre as paredes de empena e fachadas

Os deslocamentos são analisados nos pontos médios das fachadas, correspondentes aos alinhamentos verticais dos pontos B e G da Figura 6.7. Não se nota grande diferença nos deslocamentos para fora do plano da fachada em nenhum dos dois pontos estudados. O Gráfico 7.1 mostra a evolução dos deslocamentos em altura considerando o modelo inicial e o modelo com ligações fracas para o alinhamento vertical correspondente ao ponto B.

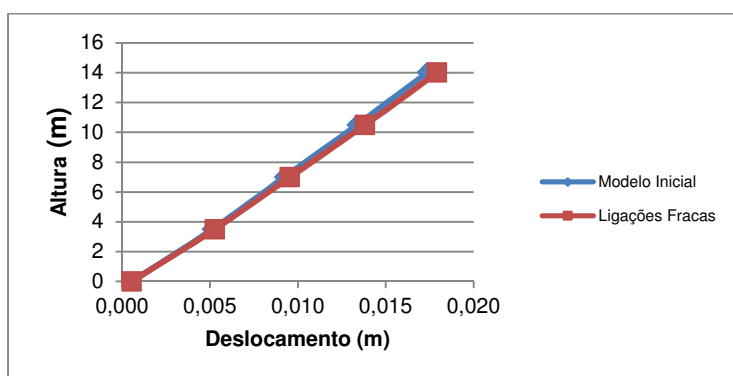


Gráfico 7.1 – Ponto B: Deslocamentos em altura para fora do plano da fachada

Pode então concluir-se que a natureza das ligações entre as paredes de fachadas e empenas não é determinante para a resposta da estrutura e que a sua influência na mesma é muito reduzida. Nota-se uma muito pequena redução dos deslocamentos para fora do plano da fachada quando se consideram ligações mais fortes mas não se pode descartar a hipótese de formação do mecanismo de colapso correspondente ao destacamento da fachada (Cardoso, 2002).

8 Análise Não Linear

Com o objectivo de se obter uma resposta mais rigorosa da estrutura, considerando de uma forma mais adequada o comportamento não linear, realizaram-se análises estáticas não lineares (*Pushover*) com três modelos diferentes: um plano (2D), representativo da fachada principal, e dois tridimensionais (3D). Se se conseguir garantir que a modelação é realmente representativa da resposta da estrutura, esta análise permite traçar a evolução da resposta estrutural, em todas as fases, desde a fase inicial correspondente ao comportamento elástico, passando pela fendilhação e cedência, até ao colapso. Este tipo de procedimento tem a grande vantagem de permitir analisar a evolução dos danos na estrutura e identificar os elementos estruturais e as zonas mais vulneráveis do edifício.

A simulação da não linearidade do comportamento mecânico da alvenaria pode ser feita através de diferentes métodos, mais ou menos adequados consoante as características do material e a rapidez e precisão que se pretende com a análise. Tem-se a micro-modelação detalhada, em que se consideram separadamente as superfícies de deslizamento no interior da alvenaria como descontinuidades, as unidades ou blocos, e a argamassa; a micro-modelação simplificada, que é semelhante mas a argamassa e as interfaces são modeladas em conjunto com um único elemento e, por fim, tem-se a macro-modelação que considera a alvenaria como um material homogéneo, anisotrópico e contínuo (Lourenço, 2002) e (Lourenço, 1996).

A macro-modelação é adequada quando se pretende estudar painéis de parede com dimensões tais que as tensões ao longo de cada um dos elementos se possam considerar uniformes, o que está de acordo com a geometria do edifício em estudo e o tipo de análise que se pretende, pelo que esta será a modelação aqui utilizada. Acresce também o facto de as fachadas serem compostas por alvenaria de pedra irregular, para a qual a modelação das juntas não é possível.

Este capítulo estuda três modelos não lineares: i) modelo de pórtico equivalente da fachada principal; ii) modelo tridimensional do edifício com as duas fachadas modeladas por pórticos de comportamento não linear e, iii) modelo tridimensional não linear. Os dois primeiros modelos são testados no programa SAP2000, já utilizado na análise dinâmica modal por espectro de resposta e o terceiro será estudado com recurso ao programa 3Muri, desenvolvido na Universidade de Génova (S.T.A. DATA, s.r.l., release 5.0.4). Os resultados obtidos serão comparados entre si e também com os resultados obtidos com o modelo tridimensional para o qual foi realizada uma análise dinâmica linear. Considera-se em todos os casos que as paredes resistentes funcionam apenas segundo o seu plano (i.e. despreza-se o comportamento para fora do plano das paredes).

8.1 Análise Estática Não Linear

A análise estática não linear permite determinar a capacidade que a estrutura tem ou não de resistir a um determinado nível de acção sísmica. Esta capacidade é avaliada com base numa curva Força-Deslocamento, denominada de curva de capacidade ou curva *pushover*, que se obtém através da aplicação incremental de forças estáticas laterais equivalentes às forças de inércia devido a actuação da acção sísmica e que caracteriza a estrutura em termos de rigidez e ductilidade. Estas curvas fornecem informação sobre a resposta não linear da estrutura e representam a força de corte basal da estrutura em função do deslocamento de um ponto de controlo escolhido. Através deste tipo de análise é possível avaliar o comportamento sísmico da estrutura para um estabelecido nível da acção até um determinado nível de deformação (em estrutura novas permite ainda o dimensionamento sísmico), o que é vantajoso relativamente às análises baseadas em

níveis de tensões porque o comportamento estrutural e os danos na estrutura durante a ocorrência dos sismos são condicionados pelas capacidades de deformação inelástica dos elementos estruturais dúcteis e pela falta de ductilidade dos elementos frágeis (Calderini, Cattari, & Logomarsino, 2009) e (Bento, 2011).

Analisaram-se os três modelos referidos através de análises não lineares e obtiveram-se, para cada modelo e para cada direcção principal, dois tipos de curvas de capacidade, correspondentes a duas distribuições de forças laterais, conforme proposto pelo Eurocódigo 8: uma distribuição uniforme de forças, proporcional à massa de cada piso, e uma outra distribuição modal, proporcional à massa e ao modo de vibração condicionante.

Depois de obtidas estas curvas, para que seja possível avaliar o desempenho sísmico da estrutura, é necessário proceder-se à transformação para um sistema de um grau de liberdade equivalente e proceder à sua bilinearização. Este procedimento é essencial uma vez que a acção sísmica é definida a partir de um espectro de resposta. O ponto de intersecção entre a curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade equivalente (1GL) bilinearizada com o espectro de resposta permite determinar o deslocamento objectivo do sistema 1GL equivalente que, por posterior transformação, define o deslocamento obtido no ponto de controlo quando a estrutura é sujeita à acção sísmica definida (deslocamento objectivo). Na ausência de intersecção pode concluir-se que a estrutura não tem capacidade para resistir à acção sísmica considerada. Com o deslocamento objectivo definido é então possível avaliar o comportamento da estrutura. Utilizou-se para a bilinearização das curvas de capacidade os critérios estipulados na norma italiana (Code, 2008), descritos no Anexo 5 do presente trabalho e recorreu-se ao método N2, também no Anexo 5, para a determinação do ponto de desempenho sísmico, ou deslocamento objectivo.

Para as análises não lineares estuda-se apenas o comportamento da estrutura para quando a acção sísmica actua segundo x uma vez que corresponde à direcção da estrutura mais vulnerável, com menor rigidez e resistência.

8.2 Análise Estática Não Linear Bidimensional da Fachada Principal

8.2.1 Modelação de Pórtico equivalente

No que diz respeito ao modelo que permite descrever o comportamento não linear da estrutura, recorreu-se, como já referido, à utilização de macro-elementos que permitem considerar que o material tem comportamento elástico e concentrar todo o comportamento não linear do material em interfaces (rótulas plásticas) que são colocadas em pontos-chave, de acordo com os mecanismos de colapso possíveis de ocorrer. Assim, é possível modelar uma parede de alvenaria através de um pórtico equivalente constituído por vigas e colunas representativas dos nembros e lintéis constituintes das fachadas e analisar a sua resposta no próprio plano. A geometria do modelo é então definida de acordo com os mecanismos de colapso previstos, apresentados anteriormente no Capítulo 2.3. Na Figura 8.1 estão representados os mecanismos no plano esperados num macro-elemento de alvenaria.

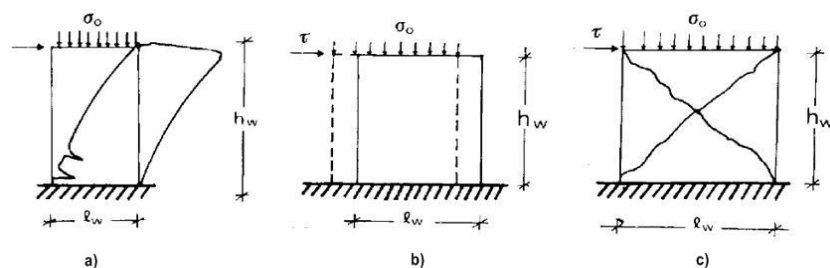


Figura 8.1 - Mecanismos de rotura no plano de um macroelemento de alvenaria: a) colapso por flexão composta; b) deslizamento e c) colapso por esforço transverso com fendilhação diagonal (Magenes, Kingsley, & Calvi, 1995)

A definição da geometria do modelo foi feita de acordo com o proposto por *Dolce* (Dolce, 1989), em que se definem os elementos de vigas (lintéis) e colunas (nembos) deformáveis com extremidades infinitamente rígidas (correspondentes aos nós de ligação de lintéis e nembos). Observou-se em sismos ocorridos no passado que os danos nas estruturas de alvenaria se concentram nos nembos e lintéis e os nós de ligação permanecem não fendilhados. Isto pode observar-se na Figura 8.2, onde se identificam claramente as direcções de fendilhação para os mecanismos de fendilhação diagonal e flexão (ambos mecanismos no plano da parede). Definiu-se então um modelo de pórtico equivalente com o programa SAP2000 (Figura 8.3). Os critérios utilizados encontram-se descritos detalhadamente no Anexo 4 e no Anexo 6 apresentam-se as características geométricas de cada elemento do modelo de pórtico.



a) Fendilhação diagonal – nembo (Northridge, 1996) b) Flexão - nembos (Northridge, 1996)
Figura 8.2 – Mecanismos de rotura observados em paredes de alvenaria (Costa, 2007)

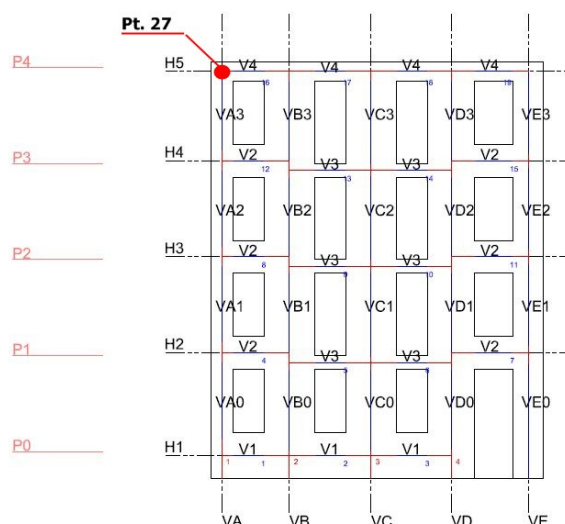
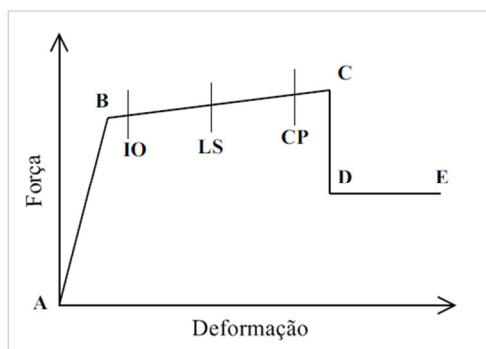


Figura 8.3 – Modelação da fachada principal através do método do pórtico equivalente

Quanto à definição do comportamento não linear, a modelação adoptada neste estudo foi proposta por *Magenes et al.* (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000) e baseia-se no método *SAM*. Este método surge como um aperfeiçoamento do método *POR*, proposto anteriormente por *Tomazevic* (Tomazevic, 1978) e muito divulgado e utilizado no passado. Enquanto o método *POR* previa apenas mecanismos de colapso ao nível dos pisos por rotura dos nembros, o método *SAM* tem a vantagem de possibilitar a ocorrência de vários mecanismos de colapso num mesmo elemento e assume a possibilidade de rotura nas vigas para além de nos nembros. Assim, devem considerar-se, para além dos mecanismos de colapso por flexão nos nembros (Figura 8.2), os mecanismos de derrubamento por flexão composta e a rotura por corte nos lintéis (Monteiro J. , 2012).

Os elementos onde se concentra o comportamento não linear, nomeadamente as rótulas plásticas, foram definidos no programa SAP2000 através de uma curva força-deslocamento ou momento-rotação que define o valor de cedência e a máxima deformação plástica correspondente - Figura 8.4. Se a deformação não atingir o ponto C, o descarregamento dá-se com a rigidez elástica e dá-se segundo uma recta paralela a AB. Se se atingir o ponto C, sucede-se o colapso resultando numa perda brusca de resistência (troço CD na Figura 8.4) e deformações permanentes. O troço DE representa a deformação possível de ocorrer para a resistência residual que se tem em D. Uma vez que a rótula só admite deformações plásticas, o que corresponde aos troços a partir do ponto B na Figura 8.4, o tramo elástico da resposta ocorre na barra e não na rótula.



- A – Origem do referencial;
- B – Cedência. A partir deste ponto iniciam-se as deformações na rótula;
- C – 'Força' última;
- D – 'Força' residual;
- E – Colapso.

Figura 8.4 – Curva força-deformação tipo para definição do comportamento das rótulas

No caso das colunas, admite-se um comportamento elástico-perfeitamente plástico pelo que as suas rótulas plásticas terão comportamento rígido perfeitamente plástico (Figura 8.5). Já no caso das vigas, assume-se um comportamento elástico frágil com resistência residual de 25% da resistência última e assim, para as suas correspondentes rótulas, tem-se um comportamento rígido-plástico frágil em que o ramo de carga elástico se sobrepõe praticamente ao ramo plástico de descarga, possuindo também resistência residual ao corte, de acordo com a Figura 8.6. As expressões dos esforços últimos dos diversos mecanismos de colapso, utilizadas para o cálculo das curvas de cada rótula plástica apresentam-se na Tabela 8.1.

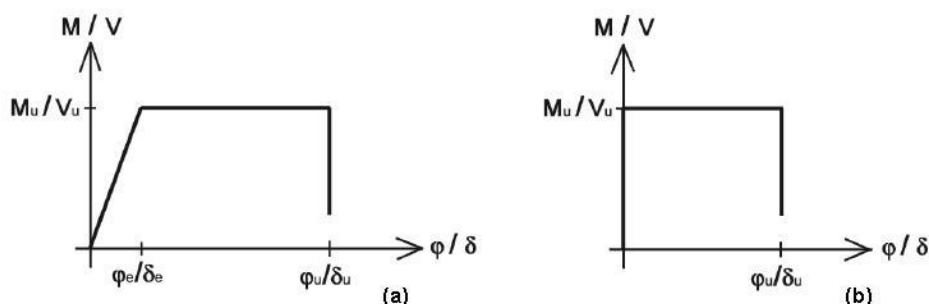


Figura 8.5 – Curvas momento-deformação ou força-deformação: a) colunas e b) rótulas plásticas das colunas (Pereira, 2009)

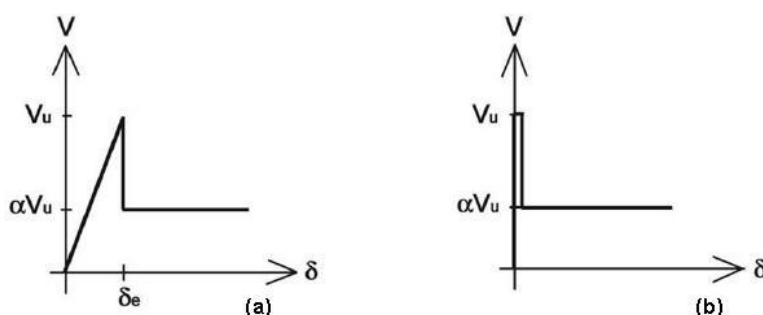


Figura 8.6 – Curvas força-deformação: a) vigas e b) rótulas plásticas das vigas (Pereira, 2009)

Como referido, apenas se introduz nas rótulas o patamar plástico da deformação, $\phi_{plast} = \phi_u - \phi_{elast}$ e $\delta_{plast} = \delta_u - \delta_{elast}$ para as rótulas de flexão e de corte, respectivamente. A rotação elástica θ é calculada pelo quociente entre o deslocamento elástico relativo (δ , representado na figura 8.7) e a altura efectiva dos nembros (H_{eff} – definida no Anexo 4). Toma-se $\delta_u = 0,004H_{eff}$ e $\phi_u = 0,006 H_{eff}$.

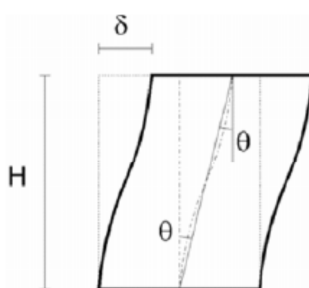


Figura 8.7 – Relação deslocamento-rotação elástica adoptada

Tabela 8.1 – Esforços últimos dos diversos mecanismos de colapso no plano da parede (CEN, EC6-1, 2001), OPCM 3431 (2005), (Magenes & Calvi, 1997)

Elementos	Mecanismo Colapso	Esforços Resistentes	
	Flexão Composta	$M_{rd} = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{K \cdot f_d} \right) e$ $V_{rd} = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2 H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{K \cdot f_d} \right)$	(8.1)
Nembos	Fendilhação Diagonal	$V_{rd} = \frac{1,5 C_u D t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 C_u}}$	(8.2)
	Deslizamento	$V_{rd} = \frac{1,5 C_u D \cdot t}{1 + \frac{3 H_0}{\sigma_0 D} C_u} D \cdot t$	(8.3)
Lintéis	Corte	$V_{rd} = A \cdot C_u$	(8.4)

σ_0 – tensão normal de compressão;
 f_d – tensão máxima de compressão;
 D – largura da parede;
 t – largura da parede;
 H_0 – distância da secção de momento nulo;
 C_u – coesão do material;
 ξ – Relação entre a altura e a largura do nembro;
 Φ – ângulo interno de resistência ao corte;
 A – área de interface entre o lintel e os nembos
 K – factor de assimilação da distribuição da tensão normal (0,85), que tem em conta o facto de o diagrama de tensões não ser rectangular.

Para a análise não linear considera-se que a massa da estrutura corresponde a toda a massa gravítica, i.e. associada às cargas permanentes e à parcela quase-permanente da sobrecarga e que são aplicadas nos nós do pórtico. A massa aplicada nos nós é a massa gravítica, correspondente ao início do carregamento da estrutura, ainda antes da aplicação das forças horizontais, pelo que não se considera a variação do esforço axial nos nembos ao longo da análise. No entanto, espera-se que esta pequena imprecisão não interfira significativamente nos resultados (Pasticier, Amadio, & Fragiaco, 2007).

A consideração do peso próprio através de forças concentradas nos nós leva a que o diagrama de esforço transversal nos nembos seja constante e, por conseguinte, que seja indiferente a posição das rótulas plásticas de esforço transversal, que assim são colocadas a meia altura dos pilares. Estas rótulas estão associadas aos mecanismos de colapso de corte, nomeadamente por fendilhação diagonal ou deslizamento. Já as rótulas plásticas de flexão coincidem com as secções de momentos máximos, nas extremidades dos nembos, e estão associadas ao mecanismo de colapso por flexão composta. Quanto às rótulas plásticas das vigas, estas são colocadas a meio das vigas e estão associadas, neste modelo 2D com o SAP2000, apenas ao mecanismo de colapso por corte.

8.2.2 Análise Não Linear

Nesta análise desprezam-se as acções fora do plano da parede, o que implica assumir que a fachada está travada e adequadamente ligada aos pavimentos e às paredes que lhe são ortogonais. Utilizou-se para ponto de controlo o ponto do canto superior esquerdo da fachada, assinalado na Figura 8.3. As curvas de capacidade obtidas apresentam-se no Gráfico 8.1, para a distribuição uniforme e modal das cargas.

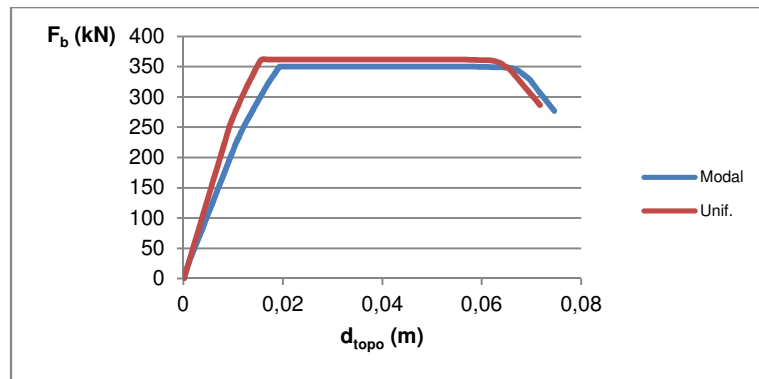


Gráfico 8.1 – Curvas de capacidade do pórtico equivalente à fachada principal para distribuição modal e uniforme de forças

Observa-se que a força basal máxima ocorre para a distribuição uniforme de forças, como esperado, pelo que se pode afirmar que a distribuição modal é condicionante para a estrutura e será portanto a distribuição de força considerada nesta secção. De acordo com o definido na Parte 3 do Eurocódigo 8 (CEN, 2005) considera-se que o estado de colapso eminente da estrutura ocorre quando a curva atinge 80% da força máxima após o início da degradação. Assim, de acordo com este critério, o colapso da estrutura ocorre quando o deslocamento no ponto de controlo atinge o valor de 7,5cm.

Pretendendo-se avaliar o desempenho sísmico para a acção sísmica regulamentar determinou-se, de acordo com o método N2, um factor de transformação para se obter a curva de capacidade equivalente para um sistema 1GL. Este factor de transformação é calculado de acordo com a expressão 8.1 em que m_i é a massa do piso i e Φ_i é o deslocamento modal do piso i normalizado, para o primeiro modo de vibração da estrutura. A massa m_i de cada piso correspondente às fachadas foi calculada pela área de influência da fachada. O deslocamento modal normalizado Φ_i foi obtido no SAP2000.

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \Phi_i}{\sum_i m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \Phi_i^2} = 1,36 \quad (8.1)$$

Tendo-se a curva do sistema de 1GL equivalente em termos de aceleração e deslocamento, após a sua bilinearização, obtém-se o deslocamento objectivo deste sistema equivalente de 6,2cm, através da intersecção desta curva com o espectro de resposta (Gráfico 8.2). Voltando a transformar no sistema de n graus de liberdade, multiplicando pelo factor de transformação, obtém-se o valor de 8,4cm para o deslocamento no ponto de controlo da estrutura, para a acção sísmica regulamentar, valor superior ao valor último definido (7,5cm).

Quanto à deformação, a Figura 8.8 apresenta a evolução da deformada da estrutura e as rótulas formadas até se atingir o deslocamento de 7,5cm no ponto de controlo, correspondente ao colapso como definido no EC8 (CEN, 2005). A legenda da figura refere-se ao estado das rótulas, de acordo com a Figura 8.4, onde a cor vermelha corresponde ao colapso

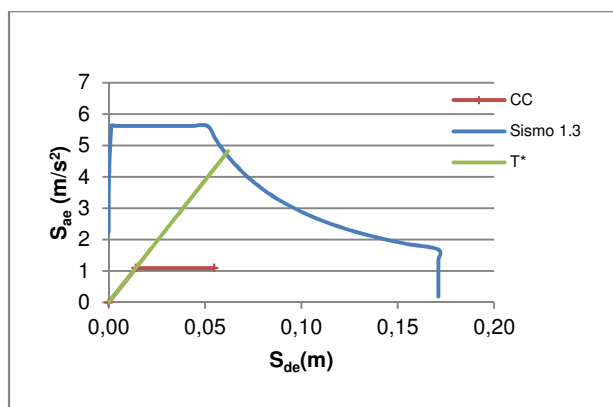


Gráfico 8.2 – Curva de capacidade bilinearizada e espectro de aceleração para a distribuição modal de forças

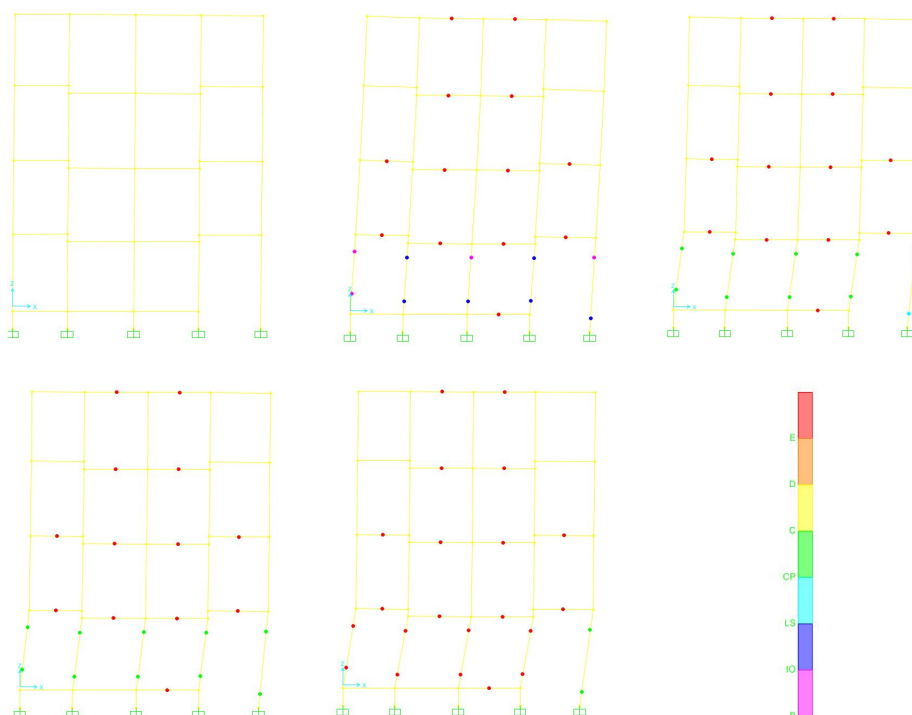


Figura 8.8 – Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10)

Quanto à formação do mecanismo de colapso, observa-se que os primeiros elementos a colapsar são as vigas (lintéis). O modelo do SAP2000 definido admite que estes elementos têm apenas rotura por corte. O colapso da fachada dá-se com o colapso de todos os elementos verticais (nembos) por flexão ao nível do primeiro piso, com um mecanismo de *soft storey*, ficando os outros nembos não danificados. Pode observar-se que, acima desse piso, o edifício permanece com pequenas deformações, e que os deslocamentos relativos entre pisos são praticamente nulos nos pisos superiores, sendo o mecanismo de *soft storey* bastante acentuado. De facto, para o nível de carga do colapso da fachada, não há formação de rótulas nem danos por flexão, em mais nenhum dos nembos da fachada. De acordo com a recomendação FEMA 356/357 (FEMA 356, 2000), utilizada anteriormente na análise dinâmica linear para avaliação do estado da estrutura relativamente aos deslocamentos relativos entre pisos, observa-se que estes valores, apresentados na Tabela 8.2, à excepção do que se observa no primeiro piso, estão ainda relativamente longe do estado de pré-colapso, que corresponde a valores da ordem de 0,6%.

Tabela 8.2 – Deslocamentos relativos entre pisos (distribuição modal)

Pisos	dr (%)
0-1	1.94%
1-2	0.11%
2-3	0.09%
3-4	0.07%

Importa referir que a formação de rótulas por esforço transversal nas vigas é uma rotura pouco dúctil que ocorre para pequenos níveis de deformação, o que pode tornar a fachada mais rígida e/ou menos dúctil neste caso do que se a rotura ocorresse por flexão nestes mesmos elementos. Também é de assinalar que no programa SAP2000, no modelo estudado, não se considerou a rotura por flexão nas rótulas das vigas porque se observou que isto conduzia a problemas numéricos na análise não linear.

8.3 Análise Estática Não Linear Tridimensional do Edifício – SAP2000

8.3.1 Modelação

Com o objectivo de modelar o comportamento global do edifício considerando o comportamento não linear das fachadas, recorreu-se ao modelo construído anteriormente no SAP2000 para as análises dinâmicas lineares e substituíram-se os elementos das fachadas (modelados anteriormente com elementos *Shell* em regime linear) por pórticos equivalentes, semelhantes ao utilizado na secção anterior (secção 8.2). Com este modelo 3D simplificado realizou-se uma análise *pushover* admitindo que a acção sísmica actuava na direcção x, paralela à fachada. Os pórticos foram definidos segundo as propostas de modelação *SAM*, como no caso anterior, sendo o pórtico equivalente à fachada principal o mesmo definido na secção 8.2. Para simplificação do modelo e maior rapidez na análise considerou-se a massa da estrutura apenas ao nível dos pisos e através de forças concentradas e distribuídas. A massa dos pisos foi obtida a partir de forças distribuídas nos barrote e a massa dos elementos de alvenaria a partir das cargas lineares ao longo das paredes ao nível de cada piso. Assim, as massas concentradas nos nós resultam das forças aplicadas aos nós de ligação e que consideram apenas a massa relativa aos elementos que coincidem no nó.

Ainda relativamente à modelação, importa referir que o eixo das vigas relativas aos lintéis não é coincidente com a cota dos pisos, pelo que se recorreu a uma viga rígida, de massa nula mas de inércia considerável, assente nos nós rígidos dos pórticos e que é responsável pela distribuição das cargas dos barrote de madeira nos pórticos.

8.3.2 Análise Não Linear

Fez-se a análise *pushover* para as duas distribuições de forças consideradas anteriormente. Um dos principais aspectos a ter em conta é o facto de que a formação de um mecanismo de colapso na fachada não provoca necessariamente o colapso da estrutura dado que neste modelo existe a hipótese de redistribuição praticamente infinita dos esforços pelos outros elementos verticais que aqui apresentam comportamento elástico linear ao longo de toda a análise, resultante do modelo simplificado adoptado nesta secção. Assim, a curva de capacidade da estrutura não apresenta claramente o patamar relativo à cedência da estrutura nem o patamar de degradação de resistência. No entanto, é possível restringir a análise aos pórticos de comportamento não linear se se retirar do programa, passo a passo, o deslocamento do ponto de controlo (no canto superior esquerdo da fachada principal) e a força de corte na base da fachada, construindo-se uma

curva manualmente. Com isto pode avaliar-se a rigidez inicial do edifício, o mecanismo de colapso da fachada e o deslocamento do ponto de controlo correspondente, considerando a influência de toda a estrutura na análise de uma forma simplificada. As curvas obtidas apresentam-se no Gráfico 8.3.

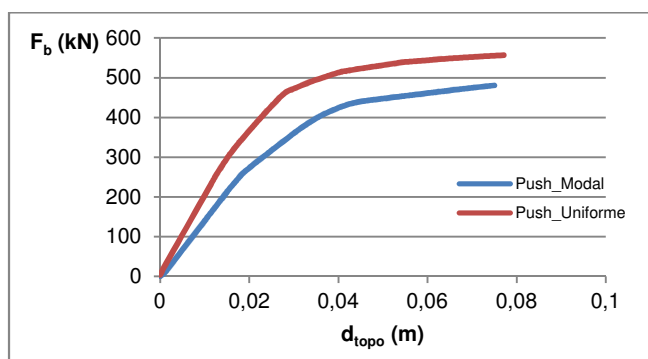


Gráfico 8.3 – Curvas de capacidade do pórtico equivalente à fachada principal para as distribuições modal e uniforme de forças

Mais uma vez, a distribuição modal é a condicionante e a que será considerada na parte restante desta secção. Observa-se neste modelo que a força de corte basal máxima é muito superior à obtida na análise do modelo 2D do pórtico equivalente, 489kN, e que tem valores muito próximos dos obtidos para a força de corte na fachada na anterior análise dinâmica linear, cerca de 470kN (obtidos admitindo um coeficiente de comportamento de 1,5). Quanto ao deslocamento máximo este é muito semelhante ao obtido na análise do pórtico (tem-se agora 7,4cm e na análise da fachada 7,5cm). Na Figura 8.9, onde se pode observar a deformada da estrutura e a sua evolução, nota-se que este modelo conduz a uma modelação da fachada menos rígida do que a que se tinha no modelo do pórtico e que o mecanismo de colapso, que é também de *soft storey*, se dá agora ao nível do piso 2.

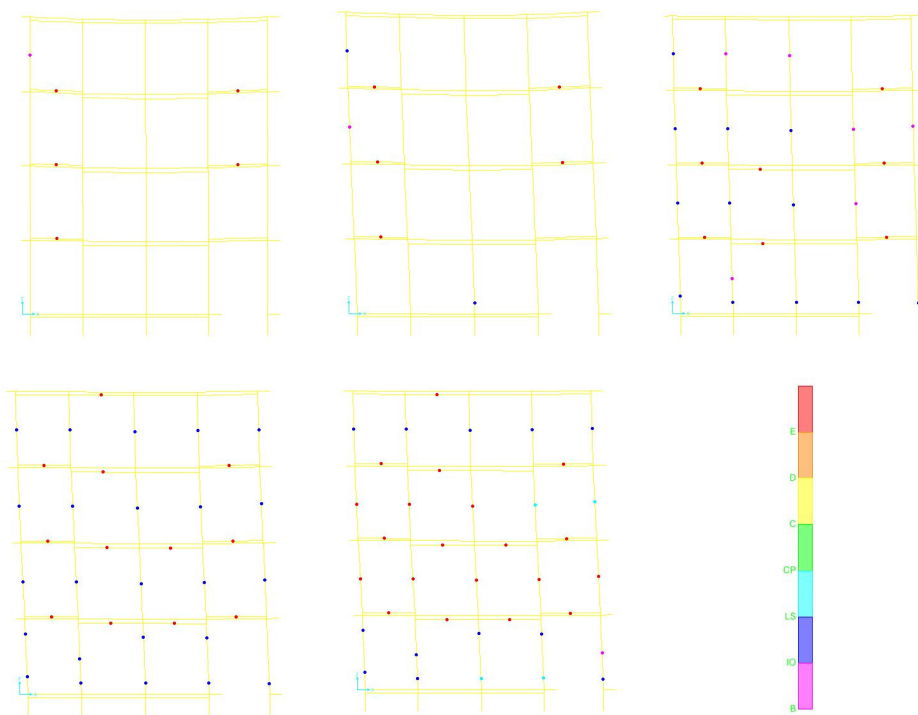


Figura 8.9 – Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10)

Atendendo aos resultados obtidos importa assinalar que, ainda que o deslocamento máximo no ponto de controlo seja semelhante ao obtido no modelo do pórtico equivalente, o que é consistente com a semelhança entre os mecanismos de colapso (*soft storey*), o valor elevado da força de corte basal na fachada leva a crer que o comportamento linear definido para a grande maioria dos elementos do modelo simplificado considerado se impõe e não permite que a não linearidade da fachada seja tida em conta no comportamento global deste modelo.

8.4 Análise Estática Não Linear Tridimensional do Edifício – 3Muri

8.4.1 Modelação no programa 3Muri

Com recurso ao programa 3Muri definiu-se um modelo tridimensional do edifício. Este programa considera automaticamente os elementos de alvenaria entre aberturas como nembos e lintéis e o comportamento não linear do material e realiza a análise não linear considerando todos os elementos de alvenaria como pórticos equivalentes, como ilustra a Figura 8.10. A vantagem desta modelação prende-se com a rapidez da modelação e da análise e a precisão dos resultados. Obtém-se uma curva de capacidade para a estrutura, cuja bilinearização é feita também pelo programa (Logomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2012) e (Galasco, Logomarsino, Penna, & Resemini, 2004). Esta curva obtém-se para o mesmo ponto de controlo considerado anteriormente na análise do pórtico, no canto superior esquerdo da fachada principal.

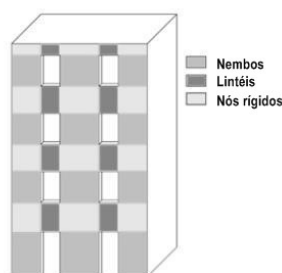


Figura 8.10 – Painéis de alvenaria para uma parede (Cattari, Curti, Galasco, & Resemini, 2005)

Considerou-se na modelação as propriedades dos materiais iguais às definidas nos modelos anteriores e o pavimento foi definido como o pavimento típico dos edifícios “Gaioleiros”. Importa referir que as paredes de tabique foram definidas de forma semelhante às paredes de alvenaria, através de macro-elementos de alvenaria com características mecânicas e propriedades resistentes muito reduzidas porque se espera que estes elementos confiram à estrutura alguma, ainda que pouca, capacidade resistente às acções horizontais. Este tipo de modelação não corresponde exactamente à realidade, mas é aceitável especialmente se se tiver em conta a pequena contribuição que estas paredes têm para a resposta da estrutura. O módulo de elasticidade destas paredes foi determinado a partir dos resultados obtidos em ensaios experimentais realizados em paredes de tabique reais em 1992 (Azevedo & Lopes, 1996).

Este modelo 3Muri foi aferido em relação ao modelo definido para a análise dinâmica linear no SAP2000 através da comparação da massa da estrutura e das suas características dinâmicas. A massa dos dois modelos é muito semelhante mas, no entanto, a frequência do primeiro modo de vibração é muito inferior no modelo do 3Muri (cerca de 40% menos). Uma vez que se definiram as mesmas características dos materiais nos dois modelos, deduz-se que as diferenças nas frequências se devem às ligações entre os elementos e às hipóteses de modelação. Confirmada a proximidade da massa e dada a semelhança nas configurações do primeiro modo de vibração dos dois modelos, pode concluir-se que o modelo no

3Muri é suficientemente representativo do “Gaioleiro” em estudo. A Figura 8.11 apresenta vistas gerais do modelo, onde é perceptível a simplicidade da modelação.

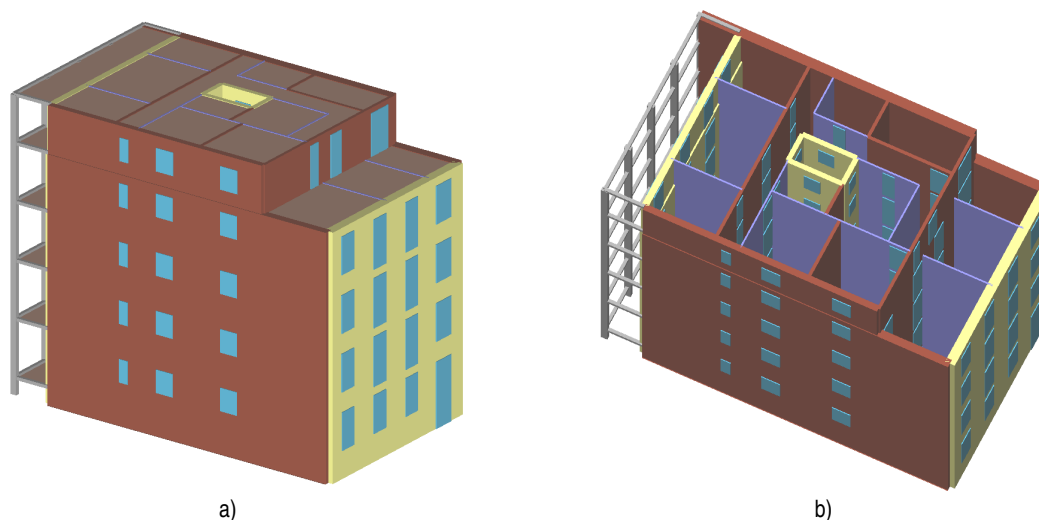


Figura 8.11 – Vistas gerais dos modelos do 3Muri

8.4.2 Análise Não Linear

Da análise não linear deste modelo resulta uma curva de capacidade da estrutura que posteriormente se pode desintegrar nas curvas correspondentes a cada parede resistente na direcção das forças aplicadas. O Gráfico 8.4 apresenta as curvas obtidas para a fachada principal e para a estrutura completa, para as distribuições uniformes e triangulares de forças laterais. Mais uma vez, a distribuição modal é condicionante para a estrutura e será a considerada até ao final da secção 8.4. É de referir que para esta distribuição se tem maior deslocamento máximo no topo do que para a distribuição uniforme apesar de menor força de corte, e a estrutura apresenta um comportamento mais dúctil.

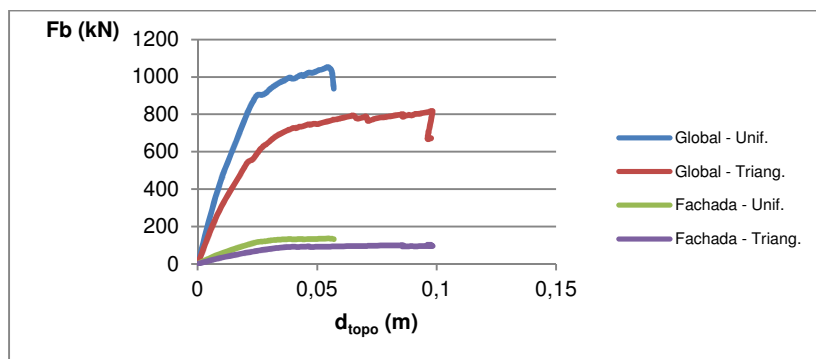


Gráfico 8.4 – Curvas de capacidade do edifício e fachada principal

Relativamente à curva global da estrutura e à sua capacidade resistente, tem-se se o valor máximo de 810kN para a força basal, valor muito inferior ao que se tinha na análise dinâmica linear por espectro de resposta, de cerca de 1720kN. Este último valor superior sugere uma estrutura mais rígida no modelo SAP2000 linear, como esperado pois a frequência do 1º modo de vibração é 40% superior à do modelo 3Muri. No entanto, é importante lembrar outra vez que o valor do coeficiente de comportamento usado para ter em conta o comportamento não linear quando se recorre a análises lineares, corresponde a um valor muito aproximado. Estudos adicionais precisam de ser realizados para definir valores de

coeficiente adequados para estruturas de alvenaria, em particular para diferentes tipologias de edifícios “Gaioleiros” e com diferentes alterações estruturais.

Observa-se que este modelo apresenta muito menor rigidez inicial e menor força de corte máxima relativamente aos modelos estudados anteriormente. O mecanismo de colapso é semelhante ao observado no modelo do pórtico equivalente mas, avaliando a evolução dos danos na fachada, observa-se que os lintéis sofrem danos de flexão progressivos, até colapsarem por flexão e os lintéis que não sofrem este tipo de rotura são os que já estavam danificados para a acção das cargas verticais. Não se observa em nenhum destes elementos horizontais o colapso por esforço transversal, ao contrário do que acontece nos modelos SAP2000, em que apenas se considera este último tipo de colapso para evitar problemas numéricos do programa.

Quanto à deformada e à sua evolução, na Figura 8.12 nota-se que os deslocamentos relativos entre pisos vão aumentando também nos pisos superiores e o mecanismo de *soft storey* não é tão pronunciado como no modelo do pórtico equivalente.

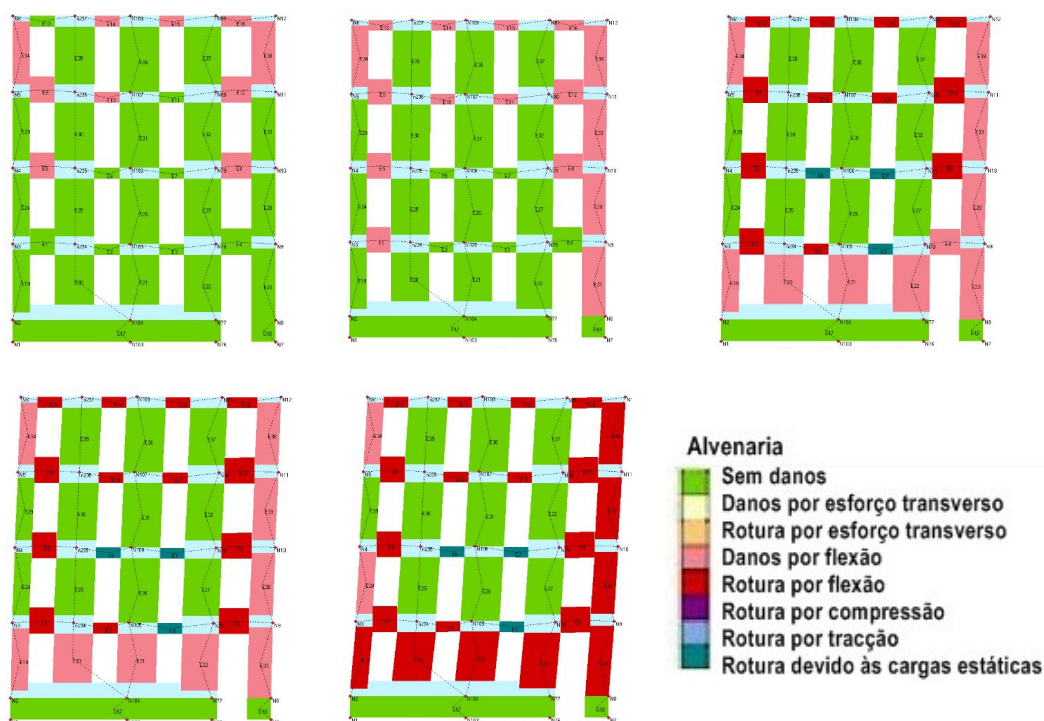


Figura 8.12 - Deformação e mecanismo de colapso para a distribuição modal de forças (f.e. 10)

O Gráfico 8.5 representa as curvas de capacidades resistentes para as diferentes paredes segundo x, assim como a curva global. Neste gráfico é evidente que a contribuição das paredes de tabique para a resistência global da estrutura é praticamente nula. Tudo indica que para avaliar o comportamento sísmico deste tipo de estruturas não há necessidade de considerar este tipo de paredes.

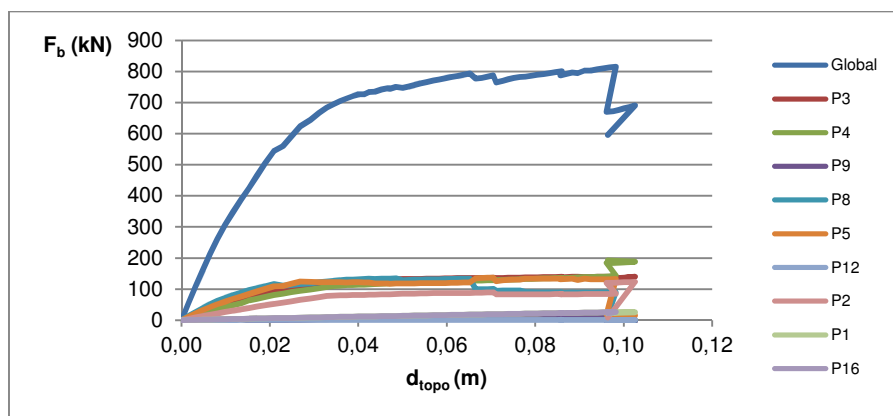


Gráfico 8.6 – Curvas de capacidade das paredes em x para a distribuição modal

Focando apenas agora a curva de capacidade da fachada principal (Gráfico 8.4) é notória a diferença nas forças de corte basal entre os 3 modelos testados até agora, sendo que este é o modelo para o qual se tem menor força de corte máxima, de cerca de 96kN, apesar de o deslocamento máximo, de aproximadamente 10cm, ser o mais elevado, o que revela um modelo menos resistente, muito mais dúctil e com maior capacidade de dissipação de energia.

8.4.3 Modelo com piso rígido

Nesta secção apresenta-se os resultados obtidos com um modelo semelhante mas onde o comportamento dos pisos é praticamente rígido. Considerou-se a rigidez de corte no plano dos pisos multiplicada por 100, como feito por *Meireles et al.* (Meireles, Bento, Cattari, & Logomarsino, 2012), para avaliar a influência deste tipo de reforço na estrutura. O Gráfico 8.7 e Gráfico 8.8 apresentam os resultados obtidos, comparando-os com os originais.

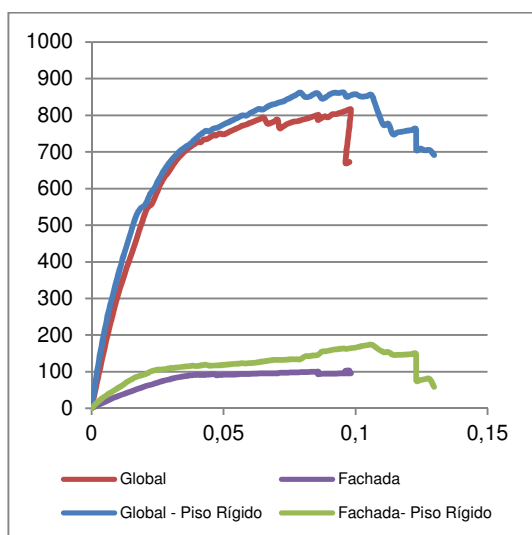


Gráfico 8.7 – Comparação de piso flexível e piso rígido: curvas de capacidade da estrutura completa e da fachada

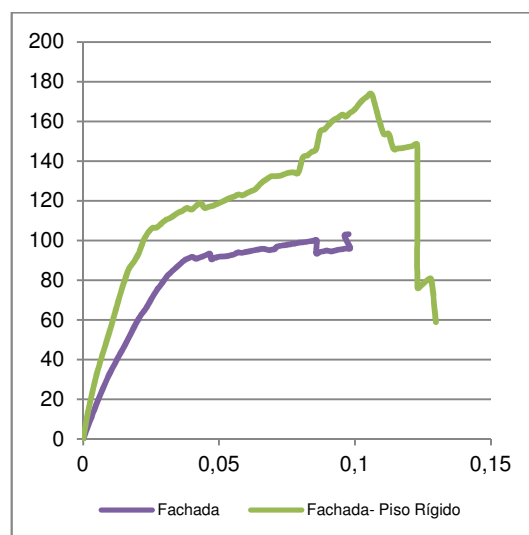


Gráfico 8.8 – Comparação de piso flexível e piso rígido: curva de capacidade da fachada

Observa-se que a força máxima e a ductilidade da estrutura aumentam, o que é benéfico para a resposta da estrutura. Nota-se isto especialmente ao nível da fachada. A hipótese de piso rígido distribui as forças horizontais proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais, enquanto estas forças são distribuídas pelos mesmos elementos proporcionalmente à

área de influência dos pisos quando estes são flexíveis. No Anexo 7 apresentam-se estas diferenças ao nível das várias paredes segundo x da estrutura.

8.5 Análise comparativa de resultados

Nesta secção avaliou-se, em primeiro lugar, o efeito das duas distribuições de forças consideradas. Observou-se que a distribuição modal de forças é em todos os casos a mais condicionante para a estrutura. De facto verifica-se um aumento da rigidez e resistência da estrutura com o carregamento uniforme, mantendo-se no entanto semelhante o seu comportamento global.

As curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal apresentam deformações maiores para o mesmo valor de esforço de corte basal. Na realidade, o aumento generalizado da intensidade das forças com a cota do edifício na configuração modal, aumenta o valor do esforço transversal em cada piso para a mesma força de corte basal, o que se traduz em maiores deformações, acabando por sua vez por afectar a resistência estrutural.

A escolha do modelo adequado é uma parte importante do processo de análise de uma estrutura porque diferentes hipóteses e simplificações podem conduzir a resultados muito diferentes. O único modelo que fornece curvas de capacidade para a estrutura completa é o modelo do 3Muri. Estas curvas apresentam-se no Gráfico 8.9. Observa-se, como referido anteriormente, que a modelação do piso rígido aumenta significativamente a ductilidade da estrutura, ainda que para a distribuição condicionante de forças (distribuição modal) esta diferença seja menor. Observa-se também uma ligeira diferença entre as rigidezes iniciais dos dois modelos, sendo que a rigidez inicial da curva correspondente ao modelo de piso rígido é superior, como se esperava.

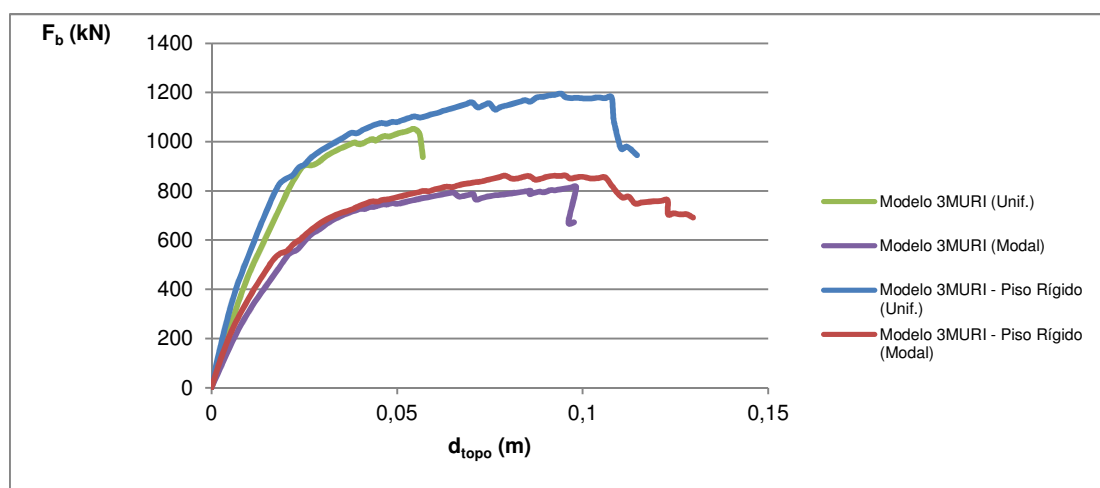


Gráfico 8.9 – Curvas de capacidade globais do 3Muri para distribuição uniforme e modal de forças

Quanto às curvas obtidas para a fachada principal (Gráfico 8.10 e Gráfico 8.11) são notórias as diferenças entre as forças de corte basal, rigidez inicial e deslocamento máximo nos vários modelos. O aspecto mais importante a assinalar é o facto de os modelos que apresentam maior força de corte basal e menor deslocamento último corresponderem aos modelos testados no programa SAP2000, o que sugere que este programa adopta hipóteses de modelação que correspondem a um modelo de análise mais rígido. Isto acontece porque o programa 3Muri toma uma modelação mais completa que permite considerar modos de rotura que na modelação adoptada nos modelos no SAP2000 não são tidos em conta.

É importante realçar novamente o facto da rotura nos lintéis nos modelos de SAP2000 se dar por corte (o único tipo de modo considerado) e nos modelos 3Muri por flexão (apesar de os dois tipos de colapso poderem ocorrer por ambos serem considerados no programa) permite que, neste últimos, ocorra maior dissipação de energia, aumentando a ductilidade da fachada e, conseqüentemente, da estrutura, especialmente tendo em conta que o mecanismo de colapso é o mesmo nos dois casos. Assim, assume-se que o modelo ensaiado no 3Muri é mais realista e traduz de forma mais real o comportamento do “Gaioleiro”.

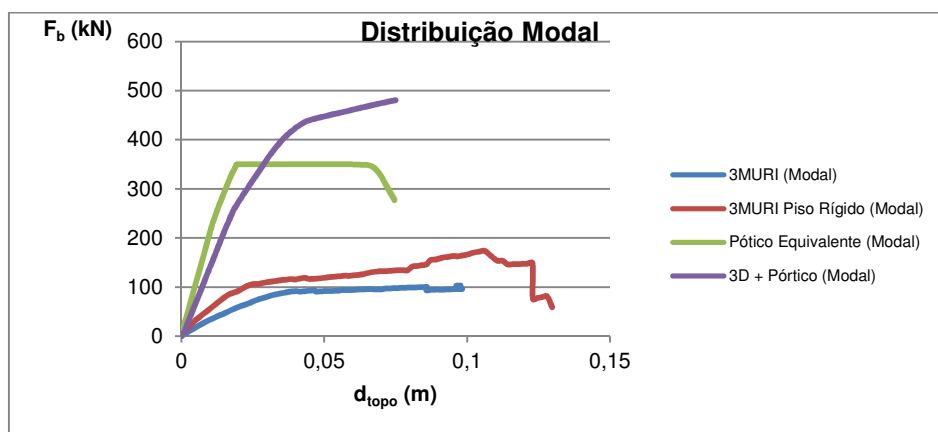


Gráfico 8.10 – Curvas de capacidade da fachada dos vários modelos para a distribuição modal de forças

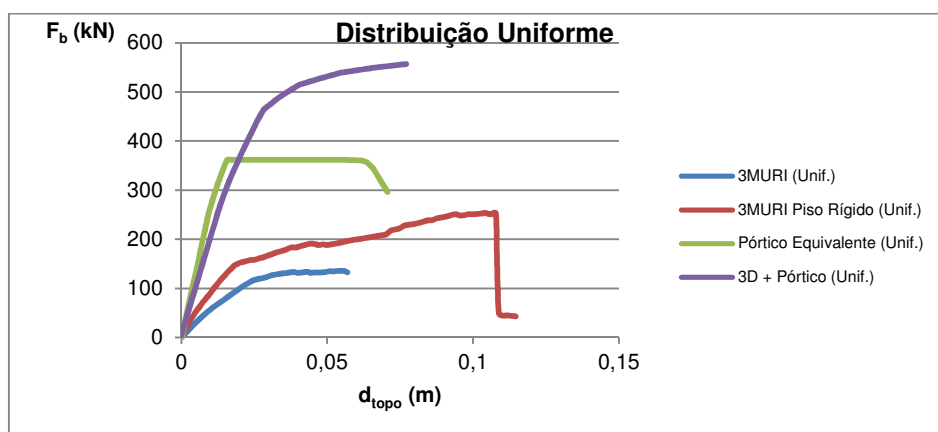


Gráfico 8.11 – Curvas de capacidade da fachada dos vários modelos para a distribuição uniforme de forças

9 Reforço Sísmico

O reforço sísmico dos edifícios “Gaioleiros” deve ser feito tendo em vista reduzir os deslocamentos relativos entre pisos e minimizar os esforços nas paredes alvenaria, com os objectivos de assegurar um determinado nível de resistência sísmica e otimizar o futuro desempenho sísmico da construção, considerando o comportamento global da estrutura e os mecanismos de rotura esperados, avaliados anteriormente no capítulo 6.3 aquando da análise de esforços. Deve também, procurar atender-se aos princípios da reabilitação tendo em conta a reversibilidade, procurar-se a mínima intervenção e a autenticidade, atender-se à segurança da construção e à durabilidade e compatibilidade dos materiais e ter presente a relação entre o custo e os recursos financeiros disponíveis (Lopes & et al, 2008).

Importa referir também que os critérios propostos pelo EC8 para o dimensionamento de edifícios são demasiado exigentes no que diz respeito à reabilitação e que, por causa disso, podem levar à não implementação do reforço pelos custos que tão elevadas exigências de desempenho acarretam. De facto, outras normas como a norma norte-americana ou a italiana para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de alvenaria consideram reduções da acção sísmica apropriadas à idade e utilização do edifício, o que permite a aplicação de medidas financeiramente mais viáveis que assim se tornam uma alternativa à demolição total do edifício e posterior construção de uma estrutura interior que, ainda que preserve a fachada, leva a que se perca muito do valor patrimonial do edifício.

Avaliam-se, para cada solução, a sua influência nas frequências e configurações dos primeiros modos de vibração, nos deslocamentos em pontos de referência, nas reacções na base e nos esforços nas paredes de alvenaria. Os critérios de avaliação das várias soluções contemplam também a facilidade de implementação da solução e a sua reversibilidade.

As soluções foram ensaiadas no modelo tridimensional utilizado para a análise dinâmica linear por espectro de resposta com o valor do módulo de elasticidade reduzido para 75% do seu valor, porque se concluiu anteriormente que o coeficiente de comportamento considerado ($q=1,5$) é demasiado penalizador e pouco realista, mas que uma redução para 50% do valor deste parâmetro pode ser considerada como pouco conservadora. Assim, considera-se adequada a utilização de um valor intermédio que permita ter em conta a fendilhação das paredes de alvenaria.

As soluções de reforço apresentadas consistem essencialmente na tentativa de garantir a não deformabilidade das paredes para fora do seu plano porque esta é a medida com maior impacto na estrutura e que aproxima o modelo da hipótese considerada na análise não linear de que as paredes só se deformam no próprio plano. Assim, garantindo que a falta de rigidez dos pisos não leva à deformação das paredes para fora do seu plano, evitam-se os mecanismos de rotura para fora do plano da parede e a análise das fachadas será mais próxima do comportamento dos modelos de análise não linear, o que permitirá um estudo mais preciso e a garantia de que a intervenção nos panos de alvenaria seja mais apropriada e localizada (Meireles, 2012).

9.1 Diafragma rígido

O primeiro método de reforço ensaiado é a consideração dos pisos como diafragmas rígidos, que impõem a igualdade de deslocamentos em todos os pontos pertencentes aos planos dos pisos nas direcções x e y , que mantêm a sua forma em planta, o que implica uma distribuição dos esforços proporcional à distribuição de rigidez dos elementos verticais. Este método de reforço pode ser materializado substituindo o pavimento por uma nova laje, que pode ser de betão armado,

mista de aço betão assente em perfis metálicos, por uma grelha assente em perfis metálicos, solução que não tem muito interesse no caso de um edifício habitacional, ou reforçando o pavimento com vigas e tirantes de aço.

A solução de piso rígido foi avaliada no modelo de análise dinâmica linear SAP2000 e no modelo de análise não linear 3Muri. Apresentam-se neste capítulo os resultados relativos ao modelo SAP2000 uma vez que a influência desta medida no modelo 3Muri foi já apresentada na secção 8.4 relativa à análise não linear deste modelo. O Anexo 7 faz uma exposição detalhada sobre a influência do piso rígido na distribuição de forças pelas paredes resistentes no modelo 3Muri.

9.1.1 Frequências e Principais Modos de Vibração

A influência da solução de reforço por piso rígido nas frequências e configurações dos principais modos de vibração da estrutura apresenta-se na Tabela 9.1.

Tabela 9.1 – Influência do Piso Rígido nos primeiros modos de vibração: frequências, configurações e participações de massa

Modos e Frequências					
Piso Flexível					
Modos	Freq. (Hz)	% Ux	% Uy	% Rz	configuração
1	2,71	72%	0%	45%	translação em x
2	3,33	1%	0%	11%	torção
3	4,17	0%	60%	8%	translação em y
4	5,03	1%	3%	2%	
5	6,27	4%	1%	0%	
Piso Rígido					
Modos	Freq. (Hz)	% Ux	% Uy	% Rz	configuração
1	2,84	74%	0%	43%	translação em x
2	4,34	0%	9%	7%	torção
3	5,12	0%	64%	25%	translação em y, com alguma torção
4	7,06	11%	0%	7%	
5	9,59	0%	0%	0%	

A hipótese de piso rígido afecta as configurações dos modos, e aumenta ligeiramente as participações de massa nas direcções de cada modo. Quanto às frequências, a frequência fundamental aumenta muito pouco, de 2,71Hz para 2,84Hz. No entanto, os segundo e terceiro modos já são mais afectados pelo piso rígido aumentando as suas frequências de 3,33Hz para 4,34Hz e de 4,17Hz para 5,12Hz, respectivamente. Estas diferenças podem afectar a resposta da estrutura, principalmente no tipo de sismo condicionante para a estrutura, pelo que serão avaliadas separadamente.

Avaliam-se também, para cada um dos primeiros três modos de vibração, as deformadas da estrutura ao nível do último piso, onde a influência do piso rígido será mais notória.

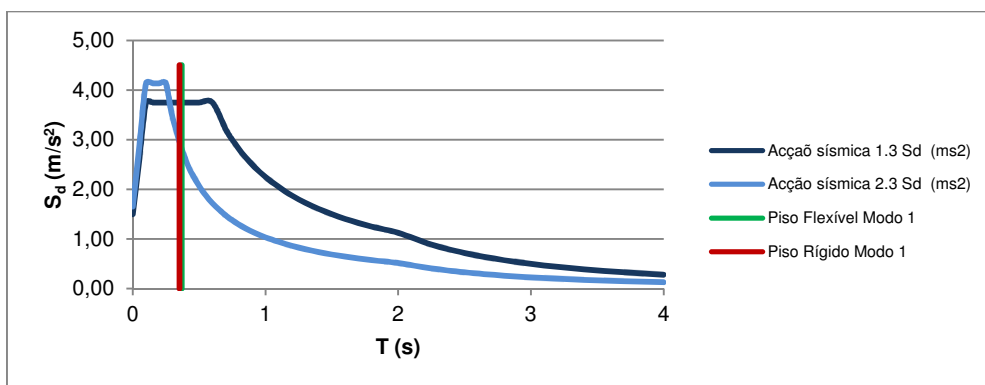


Gráfico 9.1 – Primeiro modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível

A hipótese de piso rígido não afecta significativamente o primeiro modo de vibração, como já visto, sendo que o sismo 1 continua a ser condicionante para o modo de vibração em x – Gráfico 9.1. Não se esperam assim grandes alterações ao nível de esforços e deslocamentos nesta direcção. Quanto à configuração do modo, como se pode ver na Figura 9.1, a configuração em planta não é significativamente alterada, ainda que se note que não há distorções no caso do piso rígido.

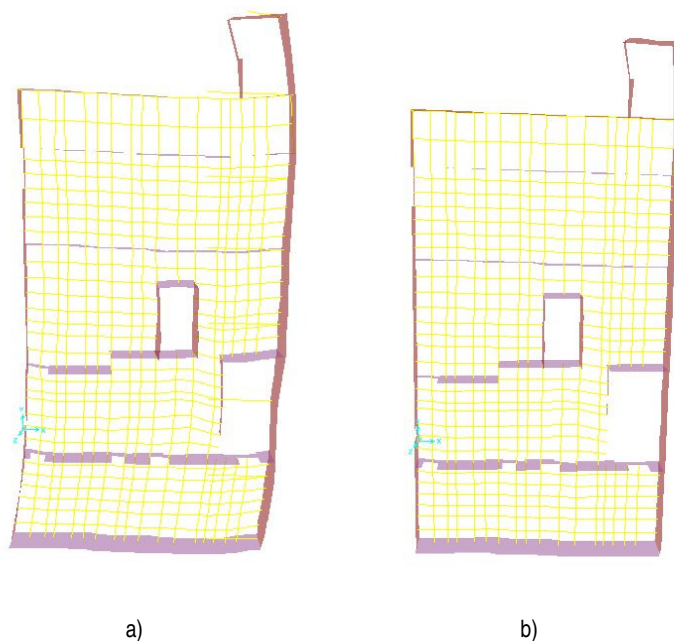


Figura 9.1 – Configuração em planta do primeiro modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flxível; b) Piso Rígido (f.e. 300)

Quanto ao segundo modo de vibração, o aumento da frequência e consequente diminuição do período fá-lo caminhar para a esquerda no espectro, passando a ser condicionado agora pelo sismo do tipo 2, de maior intensidade. Este fenómeno será importante para a resposta da estrutura, porque, ainda que diminua a participação de massa em rotação em torno do eixo vertical, o aumento da intensidade da acção na estrutura pode ser significativo uma vez que a resposta da mesma é dada aproximadamente pela sobreposição dos primeiros modos de vibração, por serem aqueles que oferecem menos resistência à deformação (Lopes & et al, 2008). Nota-se uma rotação mais uniforme de corpo rígido na Figura 9.2.

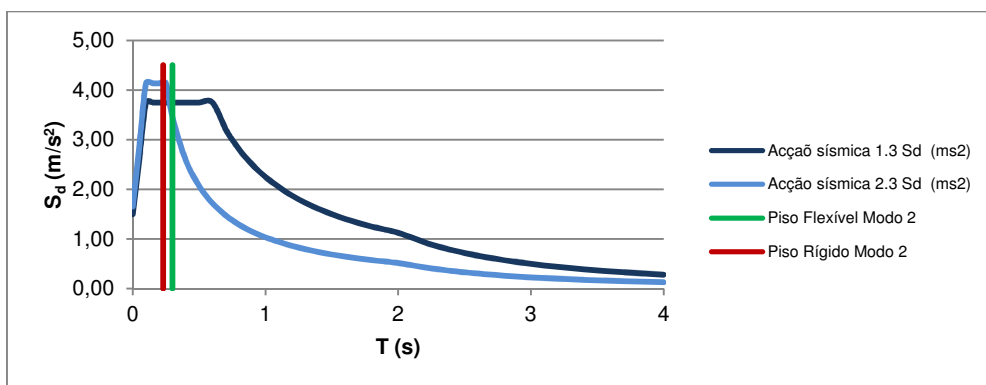


Gráfico 9.2 – Segundo modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível

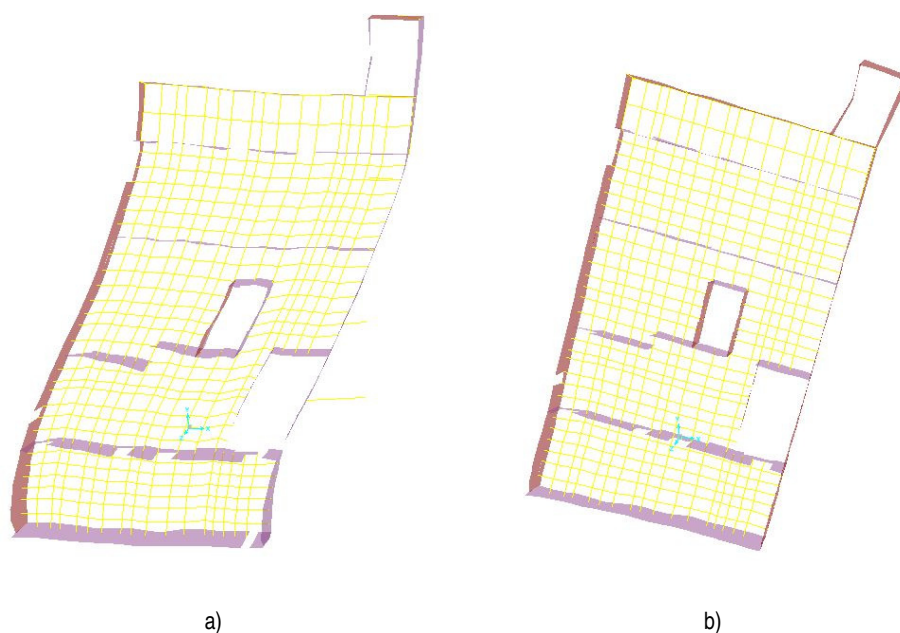


Figura 9.2 – Configuração do Segundo modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flexível; b) Piso Rígido (f.e. 200)

Por fim, relativamente ao terceiro modo de vibração, dá-se uma ligeira e não significativa diminuição da intensidade da acção, como se observa no Gráfico 9.3. No entanto, nota-se uma diferença grande na configuração do terceiro modo – Figura 9.3 – em dois aspectos: em primeiro lugar, a deformação das paredes para fora do seu plano é completamente anulada, o que tem como consequência o segundo aspecto da diferença, a torção que surge com este impedimento da distorção.

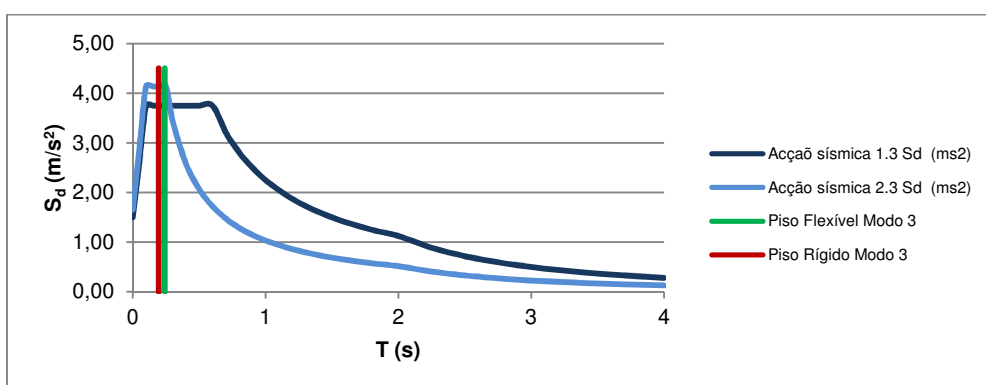


Gráfico 9.3 – Terceiro modo de vibração: comparação do piso rígido com flexível

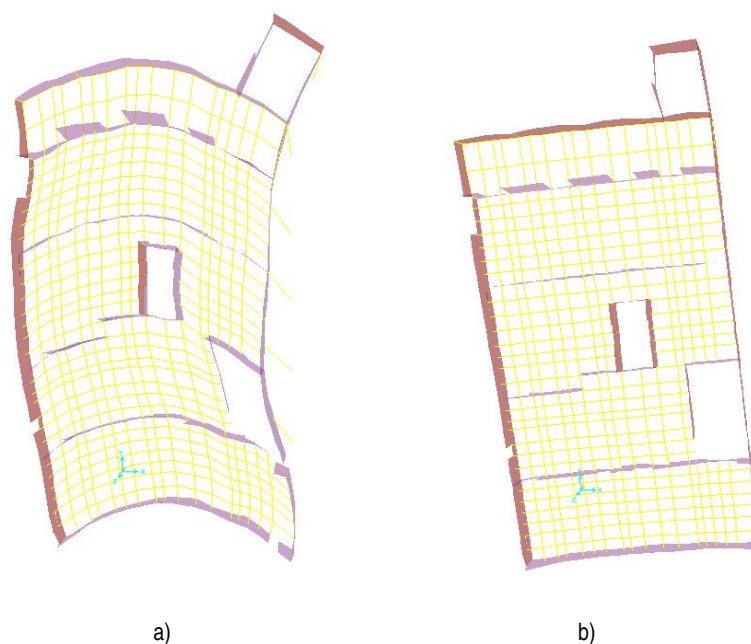


Figura 9.3 – Configuração do terceiro modo de vibração no 4º piso: a) Piso Flexível; b) Piso Rígido (f.e. 200)

Resumindo, a diferença na configuração dos modos nota-se especialmente na deformada do 3º modo porque os deslocamentos de translação em y não são influenciados pelo edifício adjacente que impede as deformações dos pisos no próprio plano na direcção x. Isto também pode explicar a menor diferença de frequências do primeiro modo quando se compara os dois tipos de pisos.

Importa referir que, apesar de se terem menores deformações para fora do plano das paredes, o que é benéfico à resposta da estrutura, o aumento dos efeitos da torção devidos à mudança do sismo condicionante no caso do segundo modo, que conduz ao aumento da intensidade da acção sísmica, pode ser prejudicial para a distribuição dos esforços resultantes das forças horizontais, uma vez que o segundo modo de vibração tem ainda alguma influência na resposta dinâmica da estrutura.

9.1.2 Análise de Deslocamentos

Mediram-se os deslocamentos nos pontos médios da fachada principal e da empena esquerda, os mesmos pontos utilizados nas verificações de segurança avaliadas anteriormente, e compararam-se os valores com os obtidos para o piso flexível (Gráfico 9.4 a Gráfico 9.7).

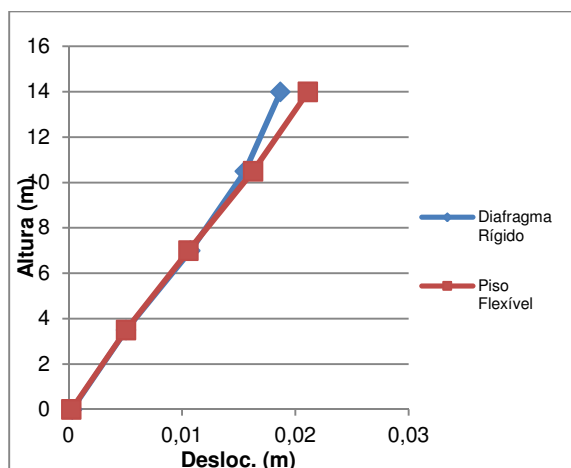


Gráfico 9.4 – Deslocamento do ponto médio da fachada principal segundo o eixo x (no plano da fachada) com piso rígido e flexível

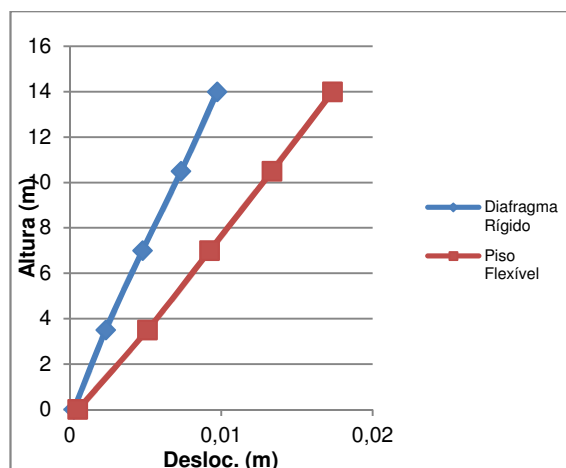


Gráfico 9.5 – Deslocamento do ponto médio da fachada principal segundo o eixo y (para fora do plano da fachada) com piso rígido e flexível

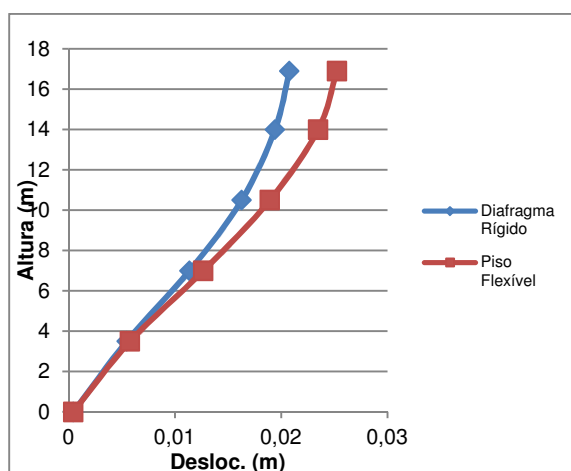


Gráfico 9.6 – Deslocamento do ponto médio da empena esquerda segundo o eixo x (para fora do plano da empena) com piso rígido e flexível

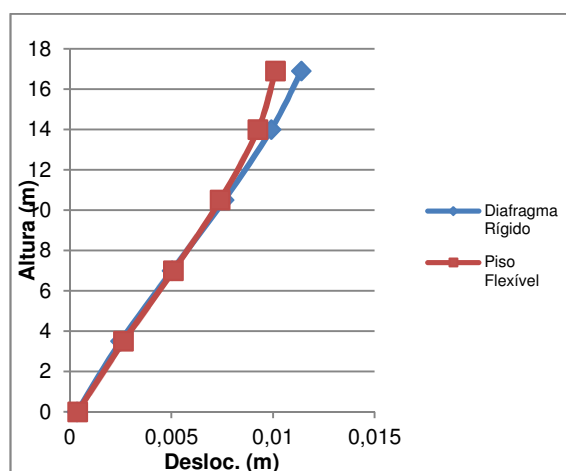


Gráfico 9.7 – Deslocamento do ponto médio da empena esquerda segundo o eixo y (no plano da empena) com piso rígido e flexível

A hipótese de piso rígido diminui os deslocamentos nas paredes notando-se especialmente este efeito nos deslocamentos para fora do plano.

9.1.3 Reacções na base

Para os alinhamentos considerados anteriormente, avaliaram-se as reacções na base nas direcções de desenvolvimento dos alinhamentos para as combinações já determinadas como as mais condicionantes. Comparam-se os valores obtidos para as reacções no caso do piso rígido com os obtidos no caso do piso flexível - Tabela 9.2.

Tabela 9.2 – Forças de corte basal nas direcções dos alinhamentos das paredes para piso rígido e flexível

Fx,y (kN)	Piso Flexível		Piso Rígido	
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 1	Sismo 2
Fx - A1	451.2	422.5	462.0	443.5
Fx - A2	186.4	178.3	183.3	177.3
Fx - A3	301.1	271.4	319.9	299.2
Fx - A4	290.7	262.0	265.7	248.7
Fy - A5	1063.9	1184.7	1001.2	1115.4
Fy - A6	1076.3	1200.1	1396.0	1569.0

Observa-se que há um aumento no valor das reacções ao nível da base, especialmente no caso dos alinhamentos em y para o sismo 2, como se esperava, e que é justificado pelas razões expostas anteriormente.

9.1.4 Esforços – Comparação do piso flexível com o piso rígido

Apresentam-se nas Figura 9.4 e Figura 9.5 as distribuições de tensões na fachada principal e na empena direita.

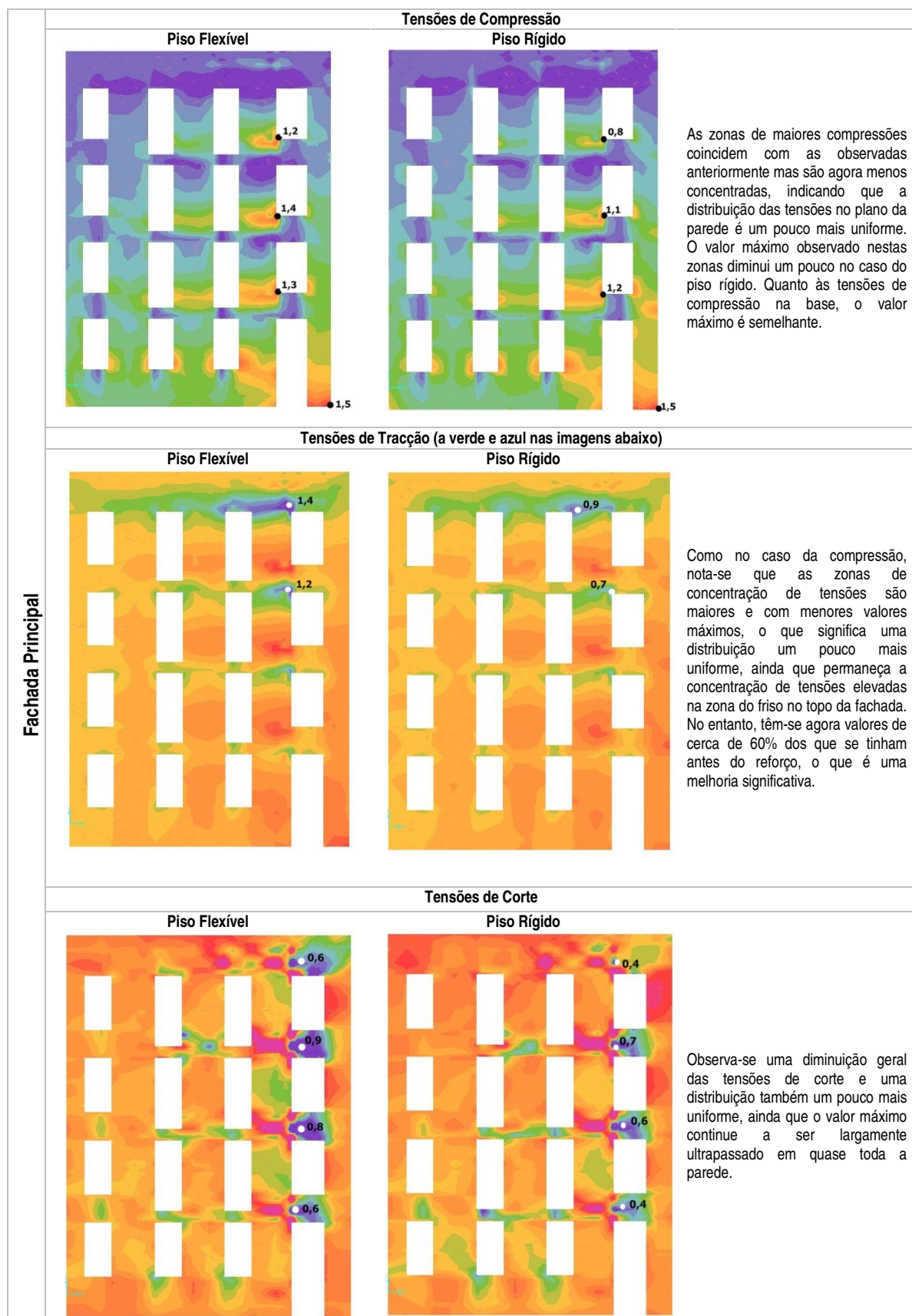


Figura 9.4 – Distribuição de tensões na fachada principal: comparação de piso rígido com flexível

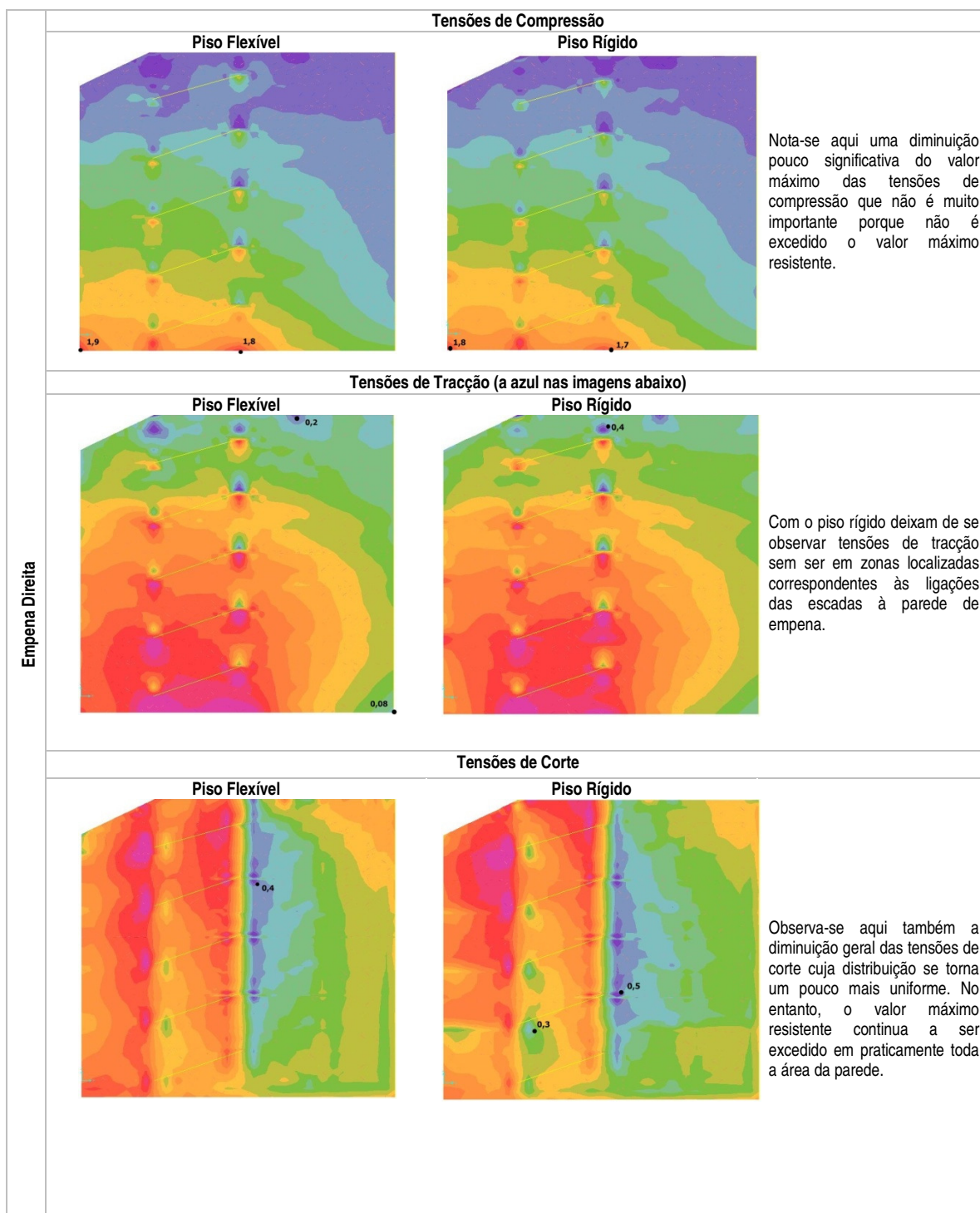


Figura 9.5 – Distribuição de tensões na empena direita: comparação de piso rígido com flexível

Nota-se uma diminuição global do valor dos esforços e um comportamento mais rígido da estrutura, pelo que se pode considerar esta intervenção como favorável para a estrutura em termos de resistência sísmica. Interessa referir que esta análise dinâmica linear por espectro de resposta permite obter uma visão global da distribuição de tensões no edifício. No entanto, o carácter qualitativo da análise prevalece sobre o quantitativo na medida em que os valores obtidos para os esforços não são precisos devido às razões enumeradas anteriormente neste estudo. Recordar-se a pouca precisão na definição do coeficiente de comportamento e na determinação das propriedades dos materiais.

9.1.5 Conclusões e Implementação

Importa referir que se esperavam maiores diferenças nos esforços da estrutura porque, por comparação com trabalhos semelhantes anteriores, é o que acontece nesses casos. No entanto, a modelação dos pisos como diafragma rígido que aqui foi feita de forma simples no programa automático, não apresenta aqui, nem em (Monteiro J. , 2012) melhorias significativas. Esta modelação pode ser feita com recurso a elementos que simulem de forma mais aproximada a intervenção real que se pretende implementar. Também através de trabalhos anteriores, sabe-se que não é interessante uma solução que implique aumentos elevados de massa na estrutura, como seria a construção de uma laje de betão armado ou de cofragem colaborante.

A materialização da hipótese do piso rígido tendo-se um pavimento flexível pode ser feita de várias maneiras, já referidas no princípio do capítulo. De todas, a de maior interesse é a solução de tirantes de aço que é reversível e não implica grande aumento de massa na estrutura.

9.2 Reforço com vigas de bordadura ao nível de todos os pisos

O reforço das paredes de alvenaria ao nível dos pisos através da implementação de uma viga metálica no seu contorno é uma solução que procura impedir a deformação da fachada para fora do seu plano. Opta-se pela adopção de vigas IPE com a alma segundo a direcção horizontal para que a direcção solicitada pela acção sísmica seja a de maior inércia. Serão ensaiados modelos numéricos considerando 3 hipóteses de vigas: IPE100, IPE300 e IPE500. Importa referir que se espera que esta solução confira rigidez ao edifício, o que será benéfico no caso das deformações, tendo-se deslocamentos mais baixos mas que pode ser prejudicial para as tensões nas paredes de alvenaria. Deste modo, a análise dos danos progressivos na estrutura e identificação dos mecanismos de colapso apresentar-se-ia como a abordagem mais adequada para avaliar esta solução.

Fez-se em primeiro lugar a análise das frequências obtidas no modelo para as várias soluções ensaiadas. Observou-se que a frequência aumenta com a introdução dos perfis metálicos, como se esperava. Estes perfis tornam os pisos mais rígidos e limitam a deformação ao nível dos mesmos. Importa também comparar estas frequências com as obtidas para a hipótese de piso rígido testada no capítulo anterior porque estas terão influência nos deslocamentos da estrutura e, consequentemente, nos esforços e porque a definição do diafragma rígido no modelo deve traduzir-se numa solução real. Assim, o aumento de frequências que se obtém anteriormente para o piso rígido é superior à que se obtém com introdução dos perfis metálicos, como se mostra na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 – Frequências dos primeiros modos de vibração para o reforço com vigas de bordadura

Modos	Frequência (Hz)				
	Piso Flexível	Piso Rígido	IPE100	IPE300	IPE500
1	2,71	2,84	2,73	2,77	2,79
2	3,33	4,34	3,37	3,44	3,50
3	4,17	5,12	4,20	4,35	4,47
4	5,03	7,06	5,08	5,31	5,52
5	6,27	9,59	6,31	6,38	6,46

9.2.1 Análise de deslocamentos

Avaliaram-se posteriormente agora os deslocamentos e o seu desenvolvimento em altura nos alinhamentos centrais da fachada principal e da empena esquerda (Gráfico 9.8 a Gráfico 9.11).

Fachada Principal

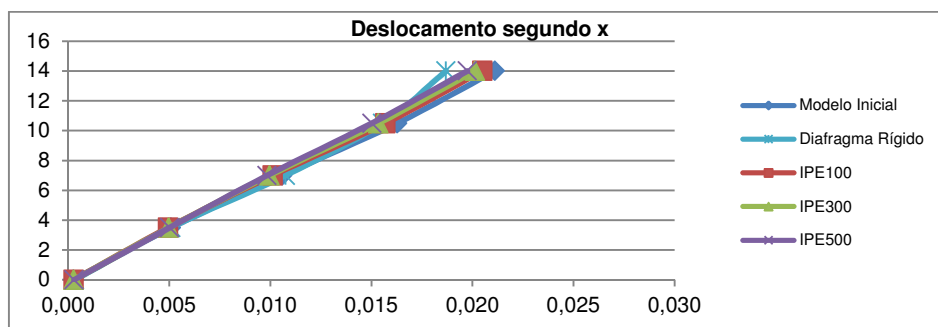


Gráfico 9.8 – Deslocamentos em altura segundo o eixo x no alinhamento vertical médio da fachada para os diferentes perfis metálicos no contorno

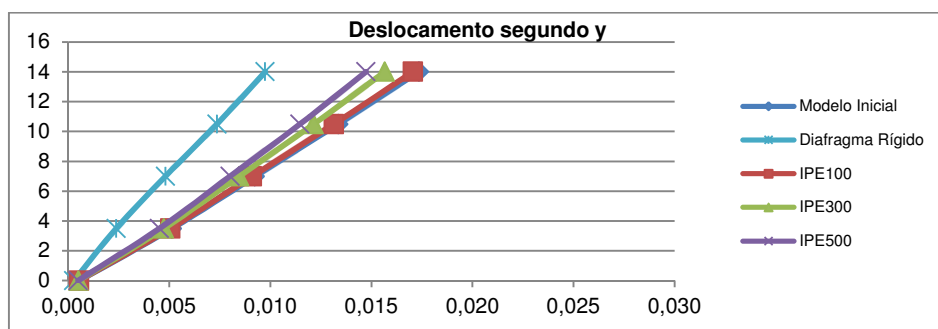


Gráfico 9.9 – Deslocamentos em altura segundo o eixo y no alinhamento vertical médio da fachada para os diferentes perfis metálicos no contorno

Analisando os deslocamentos no alinhamento vertical central da fachada, observou-se que a hipótese de diafragma modelada no SAP2000 reduz os deslocamentos em altura mais do que é possível obter pela adoção de vigas de bordadura com os perfis IPE500, o que significa que esta hipótese de modelação, a definição de diafragmas no modelo, pode ser mais adequada e eficaz. Nota-se também que a adoção destas vigas no contorno reduz os deslocamentos segundo o eixo y – para fora do plano da fachada – pelo que traz algumas melhorias significativas ao desempenho da estrutura.

Empena Esquerda

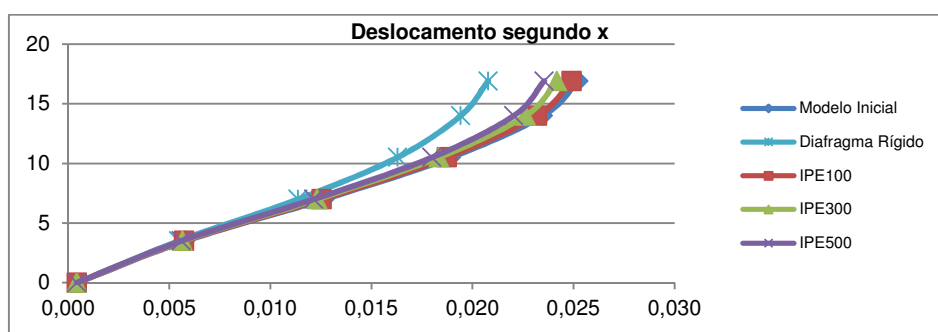


Gráfico 9.10 – Deslocamentos em altura segundo o eixo x no alinhamento vertical médio da empena esquerda para os diferentes perfis metálicos no contorno

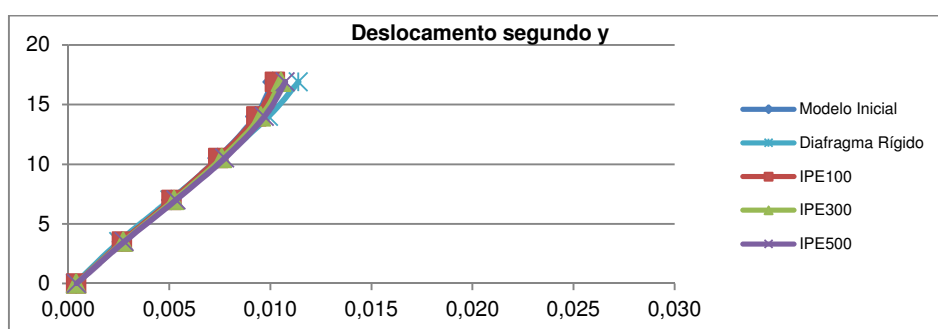


Gráfico 9.11 – Deslocamentos em altura segundo o eixo y no alinhamento vertical médio da empena esquerda para os diferentes perfis metálicos no contorno

Quanto aos deslocamentos obtidos no alinhamento vertical central da empena esquerda, também aqui se notam melhorias significativas ao nível dos deslocamentos dos pisos pelo que se pode concluir que esta solução tem algum interesse do ponto de vista do reforço da estrutura.

9.2.2 Análise de Tensões

Do ponto de vista da avaliação das tensões na estrutura, avaliaram-se apenas as tensões na fachada para o reforço com as vigas IPE500 uma vez que a análise de deslocamentos sugere uma maior diferença neste caso. Esta análise mais detalhada de tensões é feita apenas nesta parede porque se observou que a implementação das vigas IPE500 não implica diferenças ao nível das tensões nas empenas.

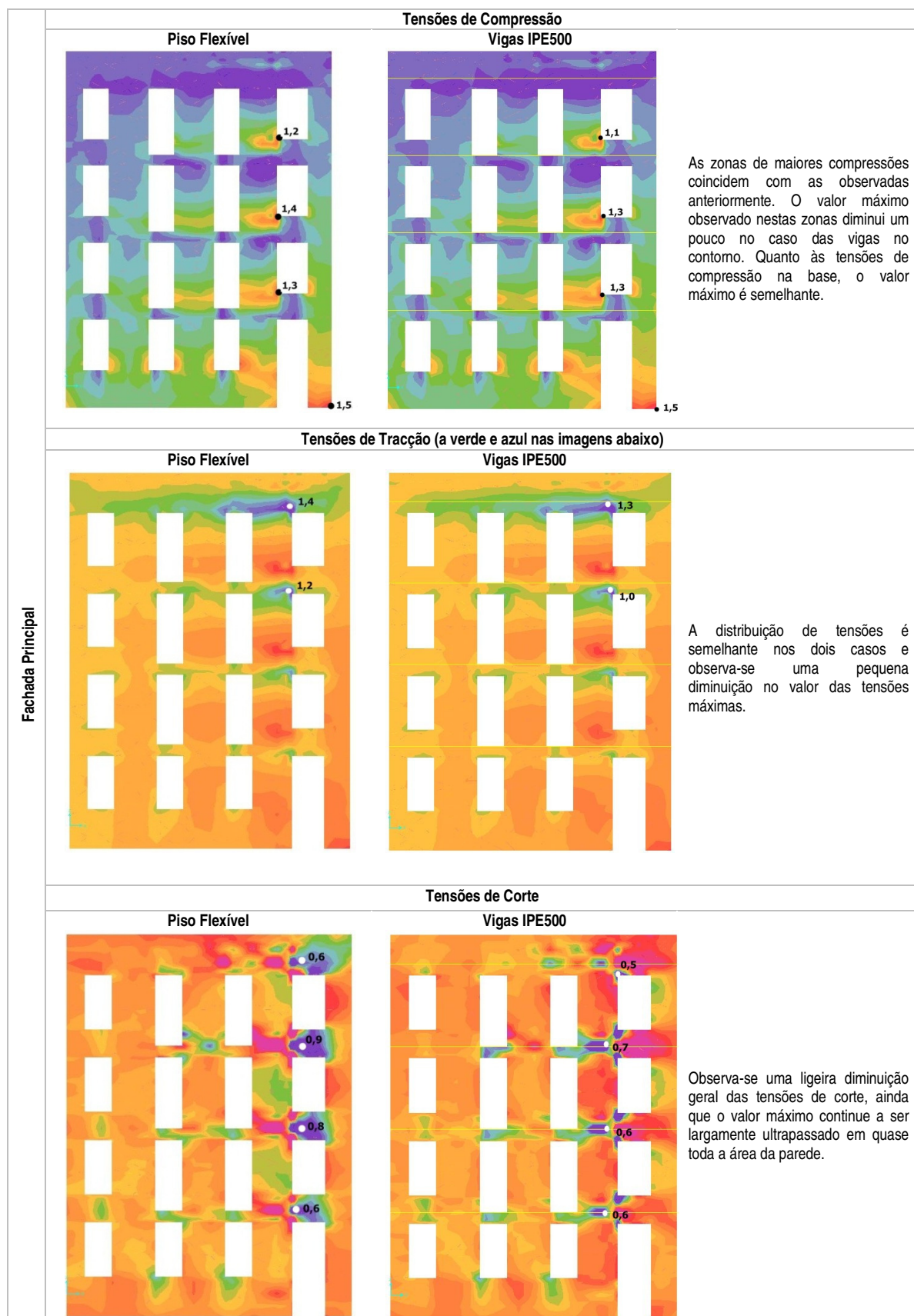


Figura 9.6 – Distribuição de tensões na fachada principal: comparação de piso flexível com vigas IPE500 no contorno dos pisos

9.2.3 Conclusões e comentários

Pela análise do reforço com recurso a vigas metálicas no contorno dos pisos pode concluir-se que, para a viga que confere maior inércia horizontal, perfil IPE500, não se observam melhorias significativas ao nível das tensões de tracção e corte na fachada principal e na empena esquerda. No entanto, este resultado é consistente com as diferenças observadas para os deslocamentos para fora do plano das paredes. De facto, a pequena redução dos deslocamentos pode dever-se ao facto de os deslocamentos para fora do plano das paredes serem já muito reduzidos, de cerca de 1cm e, para esta ordem de grandeza, a alteração de inércia introduzida pelas vigas ao nível dos pisos pode já não ter influência nos mesmos. Paralelamente, também não é interessante como hipótese de reforço a introdução de vigas de maiores dimensões pela dificuldade de implementação e influência estética e funcional que a sua adopção terá na estrutura.

No entanto, ainda que não se notem alterações significativas ao nível das tensões nas paredes, pode-se assumir que a deformação dos panos de alvenaria para fora do seu plano é reduzida ao ponto de se poder considerar que as paredes resistem apenas no plano e que o mecanismo de colapso decorrente da deformação das paredes para fora do plano não ocorrerá, à partida, antes do mecanismo de colapso no plano, o que viabiliza e torna mais conclusiva a análise estática não linear efectuada ao nível das fachadas e do modelo global do edifício.

10 Considerações Finais

10.1 Conclusões

O parque habitacional das zonas históricas da cidade de Lisboa encontra-se em avançado estado de degradação. Lisboa é uma cidade localizada numa zona sísmica de intensidade considerável e a reabilitação deste edificado é urgente no que diz respeito ao cumprimento dos requisitos regulamentares de segurança, especialmente ao comportamento estrutural e desempenho sísmico, e também à readaptação das estruturas para as actuais necessidades e padrões de qualidade dos cidadãos.

Esta linha de preocupação levou a definir o plano de trabalhos desta dissertação e o seu principal objectivo que consistiu na avaliação do desempenho sísmico de um edifício “Gaioleiro” habitado existente em Lisboa, e posterior proposta de reforço. Este edifício foi escolhido por pertencer a este tipo de edifícios e se apresentar, à partida, com fraco desempenho e elevada vulnerabilidade face à acção sísmica. Os estudos da vulnerabilidade sísmica de edifícios são, regra geral, vocacionados para o reforço da estrutura e para a definição de soluções óptimas, pretendendo-se intervenções mínimas que maximizem a resistência da estrutura e que estejam associadas a custos reduzidos.

Para avaliar correctamente o desempenho estrutural de qualquer edifício é fundamental garantir a adequabilidade dos modelos numéricos, assegurar que estes modelos são rigorosos e que a definição dos materiais constituintes da estrutura e dos elementos de modelação dos seus elementos estruturais é feita da forma mais apropriada possível para se obterem resultados fiáveis. Neste trabalho definiram-se quatro modelos numéricos através dos quais se determinou a resposta da estrutura à acção sísmica regulamentar através de dois tipos de análise: numa primeira fase, e para o primeiro modelo definido recorreu-se a uma análise dinâmica linear por espectro de resposta (para estas análises considerou um valor de coeficiente de comportamento igual a 1,5) e, posteriormente, definiram-se três modelos distintos (um plano e dois tridimensionais) e para cada um deles recorreu-se a análises estáticas não lineares. As análises estáticas não lineares são mais precisas que as lineares e permitem estudar a resposta estrutural do edifício em todas as suas fases, desde o regime linear entrando no não linear até a estrutura atingir o colapso, considerando de uma forma mais rigorosa a não linearidade do comportamento do edifício.

A análise dinâmica linear por espectro de resposta foi feita com recurso a um modelo tridimensional desenvolvido no SAP2000 que veio a revelar-se adequado para a análise global do edifício. Nesta análise avaliaram-se as tensões, os esforços e os deslocamentos da estrutura para a combinação sísmica e considerando a acção sísmica regulamentar definida por espectro de resposta de acordo com o Eurocódigo 8.

Com o intuito de avaliar o efeito da fendilhação existente nas paredes de alvenaria, fez-se uma análise de sensibilidade à variação do valor do módulo de elasticidade das alvenarias das paredes resistente, para as análises dinâmicas lineares por espectro de resposta. Atribuiu-se inicialmente o valor não fendilhado do módulo de elasticidade a estes materiais. A variação deste parâmetro neste estudo permite considerar a influência do efeito da fendilhação na resposta global da estrutura, nomeadamente ao nível das frequências e da rigidez inicial da estrutura, o que terá por sua vez influência ao nível dos seus esforços e deformações quando esta é sujeita à acção sísmica. Consideraram-se valores de 75% e 50% do valor assumido inicialmente para o módulo de elasticidade e adoptou-se o valor deste parâmetro reduzido a 75% na análise de tensões e deslocamentos. Este valor foi considerado como uma hipótese adequada que permite considerar alguma

diminuição de rigidez no modelo devido à fendilhação existente, ainda que seja impossível quantificar de forma precisa este efeito.

Assim com o modelo desenvolvido no SAP2000 e recorrendo a uma análise linear por espectro de resposta considerando 75% do módulo de elasticidade não fendilhado das alvenarias das paredes resistentes avaliaram-se os valores das tensões na base do edifício. Quando comparados com os valores resistentes definidos para os materiais, as tensões de tracção e corte revelam-se bastante acima da capacidade resistente destes materiais. Avaliou-se também a deformada da estrutura analisando os valores dos deslocamentos ao longo de alinhamentos verticais das paredes exteriores do edifício. Verificou-se que, de acordo com este modelo, pela observação dos valores das tensões que surgem nas paredes devido à acção sísmica, o edifício em estudo não tem capacidade para resistir à acção sísmica regulamentar.

Como referido, as análises estáticas não lineares foram realizadas em três modelos distintos, um dos quais bidimensional (desenvolvido no SAP2000) representativo apenas da fachada principal através de um pórtico equivalente, onde o comportamento não linear é considerado através de rótulas de flexão e de corte nos pilares (nembos) e rótulas de corte nas vigas (lintéis), e dois modelos tridimensionais. Um dos modelos tridimensionais foi definido no SAP2000 com a maioria dos elementos com comportamento elástico linear e com as fachadas definidas também através de pórticos equivalentes com comportamento não linear, e outro desenvolvido no programa 3Muri. A comparação dos resultados destes modelos foi importante para avaliar e comparar os diferentes modelos e programas de cálculo e para aferir importantes parâmetros de análise como a rigidez inicial, a força de corte basal máxima e o mecanismo de colapso da fachada principal no seu plano.

De facto, o estudo comparativo dos três modelos de análise não linear referidos conduziu a importantes conclusões. Destaca-se a grande diferença entre a rigidez inicial dos modelos SAP2000 em relação ao modelo 3Muri, onde esta é muito inferior. Julga-se que esta diferença se deve fundamentalmente à forma como são modeladas as ligações entre os elementos do modelo. No SAP2000 as ligações entre elementos são feitas no mesmo plano, segundo os eixos dos elementos *frame* que definem os nembos e lintéis. No 3Muri as ligações entre macro-elementos são modeladas considerando a excentricidade entre os eixos correspondentes ao centro de massa dos nembos e o centro dos nós rígidos. Esta excentricidade é considerada através do estabelecimento de um valor limite para a rigidez dos nós, igual à rigidez do elemento. Isto torna os modelos 3Muri menos rígidos e certamente mais adequados e realistas.

É importante também realçar que a análise não linear se focou essencialmente no estudo da fachada principal dada a simplicidade dos modelos de pórtico equivalente, o que permitiu uma comparação original de resultados e a aferição e ponderação sobre a adequabilidade de modelos. Das diferentes conclusões tiradas e apresentadas no capítulo 8 destaca-se aqui o facto da rotura nos lintéis nos modelos de SAP2000 se dar por corte (o único tipo de modo considerado) e nos modelos 3Muri por flexão justificando os resultados obtidos: com o modelo 3Muri ocorre maior dissipação de energia e a fachada, e consequentemente a estrutura, apresentam um comportamento mais dúctil do que no modelo desenvolvido no SAP2000..

Foi também feita uma comparação dos modelos de análise não linear com o modelo tridimensional de análise dinâmica linear por espectro de resposta, onde interessava essencialmente avaliar as diferenças entre as forças de corte basal máximas. Obtiveram-se valores muito diferentes nestas análises, verificando-se que os valores observados no SAP2000 na análise linear são muito superiores aos que se observam no modelo 3Muri para a análise não linear. Assim, conhecendo-se a fiabilidade do programa 3Muri, onde a sua validação para estruturas do tipo da estudada nesta tese foi já confirmada,

pode-se afirmar que o valor real dos esforços é inferior ao que se observa no modelo SAP2000. Pensa-se por isso que, para além de algumas limitações já referidas relacionadas com o próprio modelo, o valor do coeficiente de comportamento considerado na definição do espectro de resposta seja demasiado conservativo para este caso de estudo.

Importa ter também em conta na análise e comparação de resultados entre os modelos de análise linear e não linear que foram realizados dois tipos de estudos muito distintos. No caso da análise dinâmica linear por espectro de resposta, a estrutura tem uma rigidez constante que se mantém durante toda a análise e a ductilidade e capacidade de dissipação de energia da estrutura são consideradas simplifadamente a partir do coeficiente de comportamento. Na análise estática não linear, a rigidez da estrutura vai diminuindo durante o incremento das forças de inércia horizontais aplicadas, e o modelo permite considerar, de forma mais adequada, a ductilidade da estrutura e a sua capacidade de dissipação de energia. Com este tipo de análise é possível determinar de forma mais adequada o nível de deslocamentos, o valor das forças basais e de tensões devido à acção sísmica.

Por fim, foram testadas hipóteses de reforço nos modelos tridimensionais SAP2000 e 3Muri. Com isto avaliou-se a influência do piso rígido e da introdução de vigas de bordadura no comportamento dinâmico da estrutura em termos de frequências, principais modos de vibração e deformadas. No que se refere ao piso rígido, esta solução foi testada nos modelos SAP2000 desenvolvidos para as análises dinâmicas lineares por espectro de resposta e no modelo 3Muri. No caso do modelo SAP2000 reforçado, e no que diz respeito às forças basais nos alinhamentos de parede, as maiores diferenças em relação ao modelo original (não reforçado) observaram-se para o sismo condicionante segundo y e, nas paredes de empena que apresentam agora maiores valores de forças basais. No caso dos alinhamentos segundo x nota-se uma ligeira diminuição das forças basais nos alinhamentos interiores de parede e um pequeno aumento destas forças nas fachadas, indicando que, no modelo SAP2000 onde se considerou o piso rígido no plano, a distribuição das força de inércia que se geram devido ao sismo, é função principalmente da rigidez dos elementos verticais estruturais e não da área de influência de cada elemento. No entanto, comparando todos os resultados obtidos, pode concluir-se que as hipóteses de modelação admitidas inicialmente no modelo SAP2000 consideram o piso menos flexível do que realmente deveria ser considerado (as diferenças segundo x dos dois modelos SAP2000 são pequenas). Esta conclusão é fundamentada com os resultados obtidos no modelo 3Muri (ver Anexo 7), onde a laje foi adequadamente modelada. Os resultados obtidos com o programa 3Muri mostram diferenças claras nos dois modelos, modelo original com a modelação do piso de madeira e modelo considerando piso rígido.

Assim, esta análise comparativa dos modelos considerando ou não o piso rígido no plano, e tendo em atenção que o modelo original considerado no SAP2000 ter modelado os pisos mais rígidos do que devia, permite concluir que os resultados obtidos em termos de tensões e esforços com esta análise são superiores aos reais. Pode-se portanto referir que o modelo desenvolvido no SAP2000 considera o edifício mais rígido do que realmente é, conduzindo, com a análise dinâmica linear por espectro de resposta, a esforços maiores e deslocamentos mais pequenos. Este facto aliado à subestimação do coeficiente de comportamento leva a crer que a análise de tensões feita à estrutura poderá ser demasiado conservadora.

Quanto ao reforço com vigas de bordadura, esta medida tem como principal objectivo evitar os modos de colapso para fora do plano das paredes, pelo que a análise dos deslocamentos ao nível dos pisos se torna mais relevante. Observou-se que as diferenças em termos absolutos eram muito pequenas mas concluiu-se que a introdução destes elementos será

benéfica para evitar a ocorrência de mecanismos de colapso para fora do plano da parede e garantir que estes ocorrem apenas no próprio plano.

10.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar de cumpridos os objectivos propostos há alguns trabalhos futuros que poderiam ser feitas ao estudo deste edifício “Gaioleiro” para tornar as suas conclusões mais sólidas, especialmente tendo em conta que o estudo da vulnerabilidade sísmica é vocacionado para o reforço das estruturas, uma vez que se pretende que a reabilitação dos edifícios antigos se traduza na menor intervenção possível para dotar os edifícios de capacidade resistente à acção sísmica.

A representatividade dos modelos deve ser garantida o mais possível para que os resultados se tornem confiáveis. No caso específico de edifícios existentes a reabilitar, o grau de desconhecimento da estrutura real, no que diz respeito às propriedades mecânicas dos materiais, à ligação entre os elementos da estrutura, nomeadamente as ligações entre as paredes resistentes e entre os pavimentos e as mesmas, e a influência de estruturas adjacentes, diminui a precisão do modelo. Pensa-se que algumas das simplificações assumidas nos modelos testados ao longo desta dissertação podem ser melhoradas.

Ainda que tenham sido realizados ensaios de caracterização dinâmica da estrutura, para calibração do modelo de análise linear SAP2000, o número elevado de parâmetros e aspectos com influência na resposta da mesma faz sentir a necessidade da correcta caracterização dos materiais e a avaliação da natureza e características das ligações entre os pavimentos e as paredes resistentes, especialmente dadas as diferenças observadas ao nível das frequências dos modos fundamentais de vibração e das diferenças que se notam no impacto que a modelação de piso rígido tem nos modelos SAP2000 e 3Muri.

No que diz respeito à análise não linear da estrutura, aprofundou-se o estudo ao nível da fachada principal. O estudo das outras paredes resistentes na mesma direcção e o comportamento da estrutura na direcção y deveriam também ser alvo de análise para complementar a caracterização da estrutura e a determinação da sua vulnerabilidade.

Importa ainda referir que se assume na análise não linear que não há deformação das paredes para fora do seu plano. Esta hipótese simplificativa é benéfica à análise e pode ser representativa apenas se se garantir na estrutura real que as deformações para fora do plano são mínimas, através da implementação de soluções que reforcem as ligações dos pisos e das paredes perpendiculares às paredes exteriores.

Por fim, uma vez que se demonstrou que o “Gaioleiro” em estudo não tem capacidade para resistir à acção sísmica regulamentar, seria interessante também estudar outras soluções de reforço da estrutura, como por exemplo o reforço das paredes de alvenaria através da injeção de caldas, ou o encamisamento das paredes resistentes, ou outro tipo de solução de reforço, dependendo da relação custo-benefício.

Bibliografia

- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Técnicas de Intervenção*. Lisboa: Orion.
- Appleton, J. (2005). *A Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros"*. Lisboa: Edições Orion.
- Arquivo Municipal de Lisboa. (2012).
- Azevedo, J., & Lopes, M. (1996). *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Tradicional de Alvenaria em Lisboa*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Bento, R. (2011). *Avaliação e Dimensionamento Sísmico por Critérios de Desempenho. Relatório ICIST DTC nº 15/2011*.
- Branco, M. (2005). *Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício "Gaioleiro"*. Lisboa: IST.
- Branco, M. (2007). *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria - Aplicação a Edifícios "Gaioleiros". Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico.
- Calderini, C., Cattari, S., & Logomarsino, S. (2009). In Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry Walls: comparison between detailed and equivalent frame models. *COMPADYN 2009, Conference Proceedings*.
- Candeias, P. (2008). *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios de Alvenaria. Tese de Doutoramento*. Universidade do Minho - Escola de Engenharia.
- Cardoso, R. (2002). *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria - Aplicação a um Edifício Pombalino. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Carvalho, E., & Oliveira, C. (1997). *Construção Anti-Sísmica: Edifícios de Pequeno Porte*. Lisboa: ICT, LNEC.
- Cattari, S., Curti, E., Galasco, A., & Resemini, S. (2005). Linear and non linear analysis of masonry buildings: theory and application examples according to OPCM 3274/03 e 3431/05. In *E100 - Series Edilizia - Progettare e Costruire*. Naples: Esselibri-Simone Edition.
- CEN. (2001). *EC6-1. Eurocode 6: Design of Masonry Structures - Part 1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- CEN. (2005). *EC8. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- CEN. (2009). *EC1*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- CEN. (2009). *EC8. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- CML. (2013). <http://lxi.cm-lisboa.pt/lxi/>.
- Code, I. T. (2008). Italian Technical Code. *D.M. 14/1/2008 Official Bulletin no. 29 of February 4 2008*.

- Computeres and Structures Inc. . (2008). *SAP2000 v.15 Analysis Reference Manual* . Berkeley, California, USA: CSI.
- Costa, A. A. (2007). Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. An application to seismic assessment of AAC masonry builings. *Master thesis dissertation*. European School for Advanced studies in Reduction of Seismic Risk - ROSE School.
- Dolce, M. (1989). Schematizzazione e Modellazione per Azioni nel Piano delle Pareti. *Corso sul Consolidamento Degli Edifici in Muratura in Zona Sismica*. Potenza: Ordine degli Ingeneri.
- Fajar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performace-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*. 16, pp. 573-592. Earthquake Engineering Research Institute.
- Fajar, P., & Fischinger, M. (1998). N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*, (pp. 111-116). Tokyo-Kyoto.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency - Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- Ferreira, V., & Farinha, B. (1974). *Tabelas Técnicas* (4ª ed.). Técnica, Instituto Superior Técnico.
- Galasco, A., Logomarsino, S., Penna, A., & Resemini, S. (2004). Nonlinear analysis of masonry structures. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- Giuffré, A. (1993). Safety and preservation oh historical centres: the Ortigia example. Bari: Laterza Edition.
- Gomes, R. N. (2011). Sistema Estrutural de Edifícios Antigos de Lisboa - Os Edifícios "Pombalinos" e os Edifícios "Gaioleiros". *Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Lisboa Interactiva - CML. (09 de Julho de 2013). Obtido de <http://lxi.cm-lisboa.pt/lxi/>
- Logomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2012). TREMURI Program: Seismic Analysis of 3D Masonry Buildings, Release 2.0. Italy: University of Genova.
- Lopes, M., & et al. (2008). *Sismos e Edifícios* (1ª ed.). Lisboa: Edições Orion.
- Lourenço, P. (1996). Computational Strategies for Masonry Structures. *Dissertação de Doutoramento*. Delft University Press.
- Lourenço, P. (2002). Computations on Historic Masonry Structures. *Progress in Structural Engineerng and Materials*, pp. 301-319.
- Magenes, G., & Calvi, G. (1997). In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 26*, pp. 1091-1112.
- Magenes, G., Bolognini, D., & Braggio, C. (2000). Simplified Methods for Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. CNR, National Group for Seismic Protection.

- Magenes, G., Kingsley, G., & Calvi, G. M. (1995). Static testing of a fullscale, two storey masonry building: test procedure and measured experimental response. *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype, Numerical prediction of the experiment, CNR-GNDT Report 3.0*.
- Meireles, H. (2012). Seismic Vulnerability of "Pombalino" Buildings. *Tese de Doutoramento*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Meireles, H., Bento, R., Cattari, S., & Logomarsino, S. (2012). Seismic assessment and retrofitting of "Pombalino" buildings by fragility curves. *15 WCEE*. Lisbon.
- Mendes, N., & Lourenço, P. (2010). Seismic Assessment of Masonry "Gaioleiro" Buildings in Lisbon, Portugal. *Journal of Earthquake Engineering* 14:80-101.
- Monteiro, J. (2012). Análise Sísmica de Edifícios "Gaioleiros". *Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Monteiro, M., & Bento, R. (2012). Seismic Assessment of a "Placa" Building. *Relatório ICIST DTC nº 20/2012*.
- Oliveira, C. S., & Lopes, M. (2005). Estudo Sectorial sobre Risco Sísmico. Lisboa: Câmara Municipal de Lisboa.
- Ordinanza n.3431 del 03/05/2005 - OPCM 3431. (2005). *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona*.
- Pasticher, L., Amadio, C., & Fragiocomo, M. (2007). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 467-485.
- Pereira, D. (2009). Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e Análise não linear. *Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Pinho, F. S. (2000). Paredes de Edifícios Antigos em Portugal. *Colecção Edifícios, nº 8*. Lisboa: LNEC.
- Simões, A., & Bento, R. (2012). Characterization of "Gaioleiro" Buildings. *Relatório ICIST DTC nº 07/2012*.
- Simões, A., Bento, R., Gago, A., & Lopes, M. (2012). Seismic Vulnerability of Old Masonry "Gaioleiro" Buildings in Lisbon. (T. U. Lisbon, Ed.) *15 WCEE*.
- Tomazevic, M. (1978). The Computer Program POR. Report ZRMK.
- www.stadata.com. (n.d.). 3Muri Program release 3.2.11. (solver algorithm developed by Logomarsino S., Galasco A., Penna A., Cattari S.). (solver algorithm developed by Logomarsino S., Galasco A., Penna A., Cattari S.).

ANEXOS

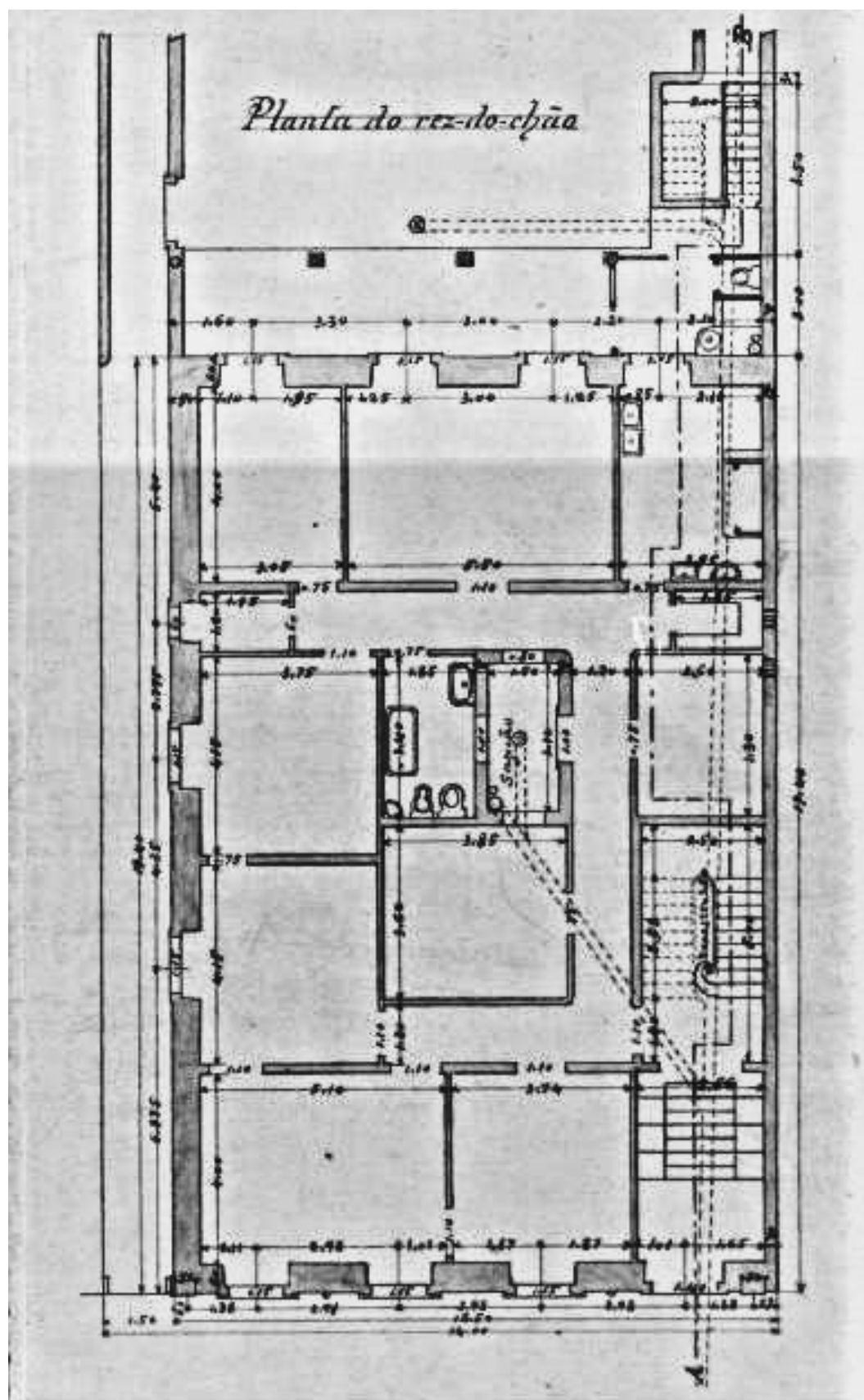
Anexo 1 – Elementos do Projecto Original

Do Arquivo Municipal de Lisboa.

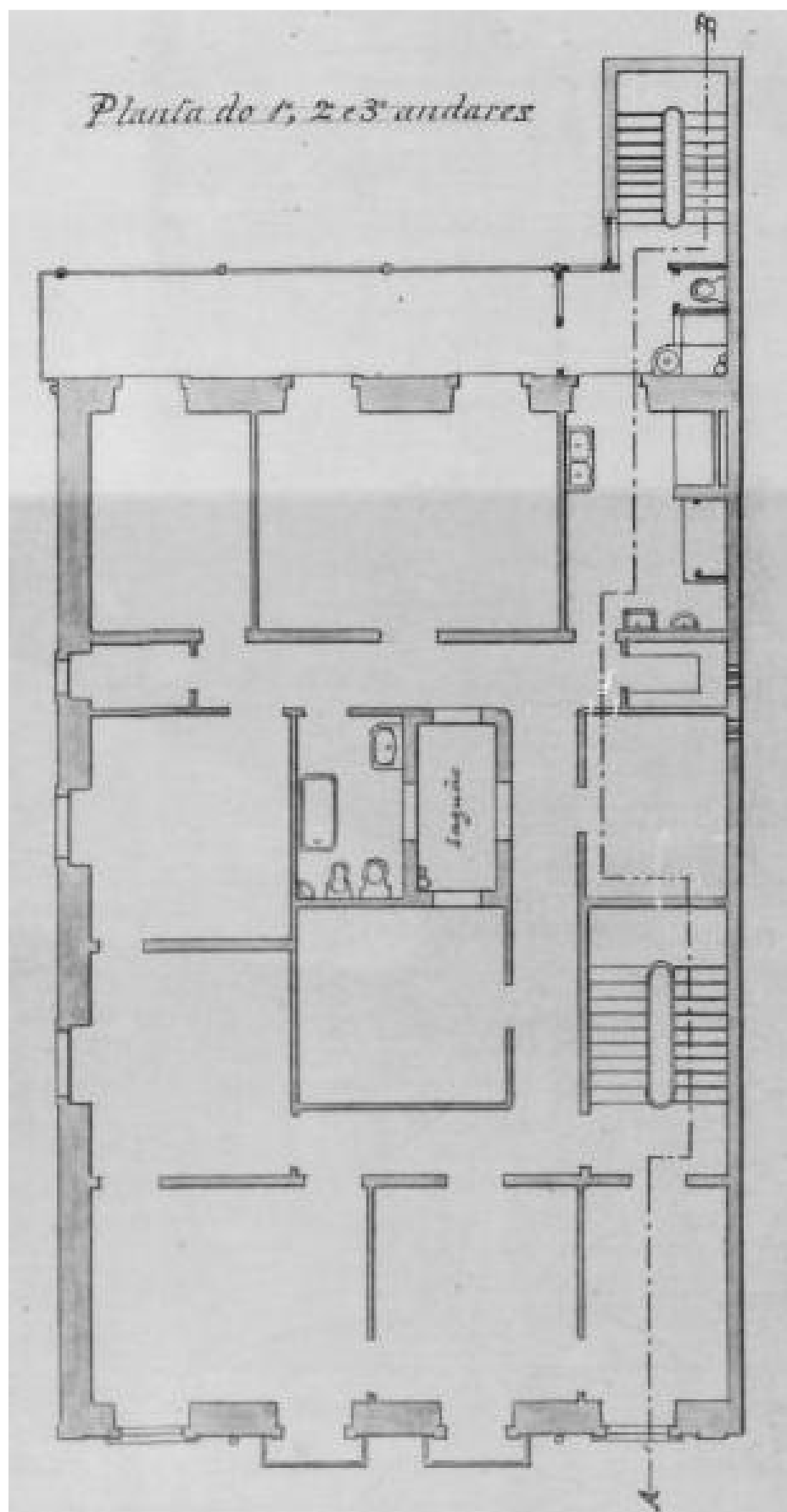
Memória descritiva



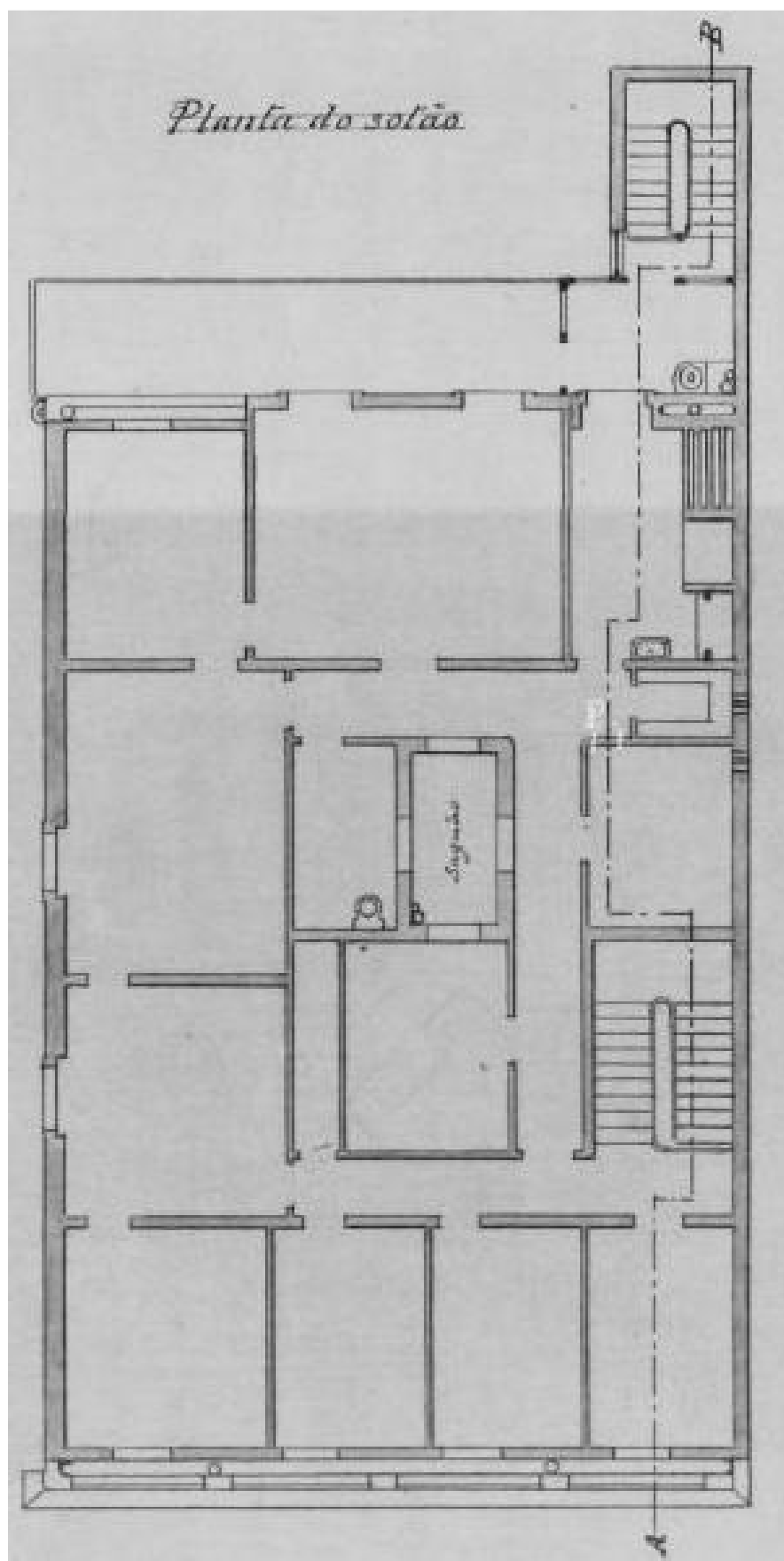
Planta do rés-do-chão



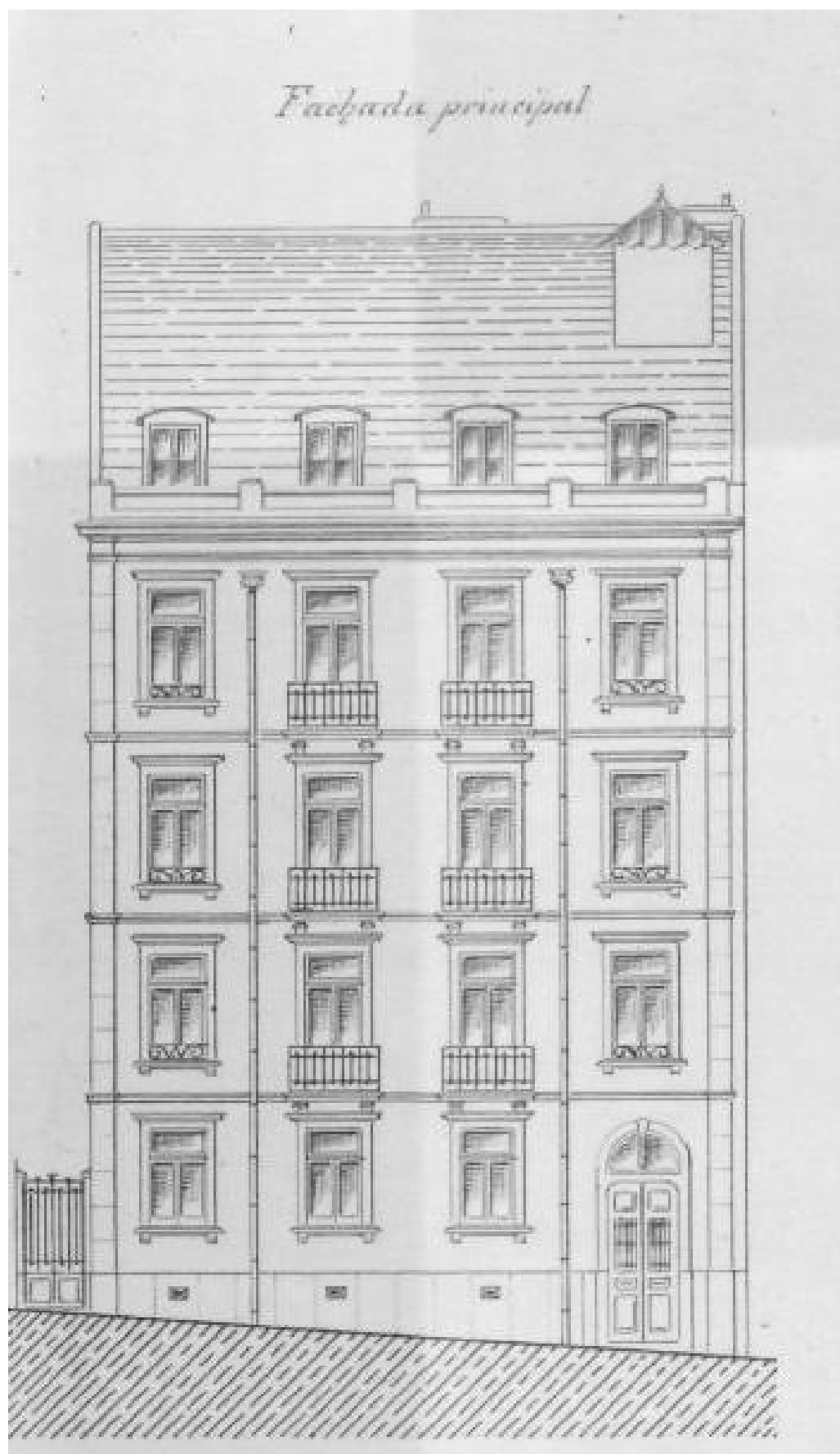
Planta do 1º, 2º e 3º andar



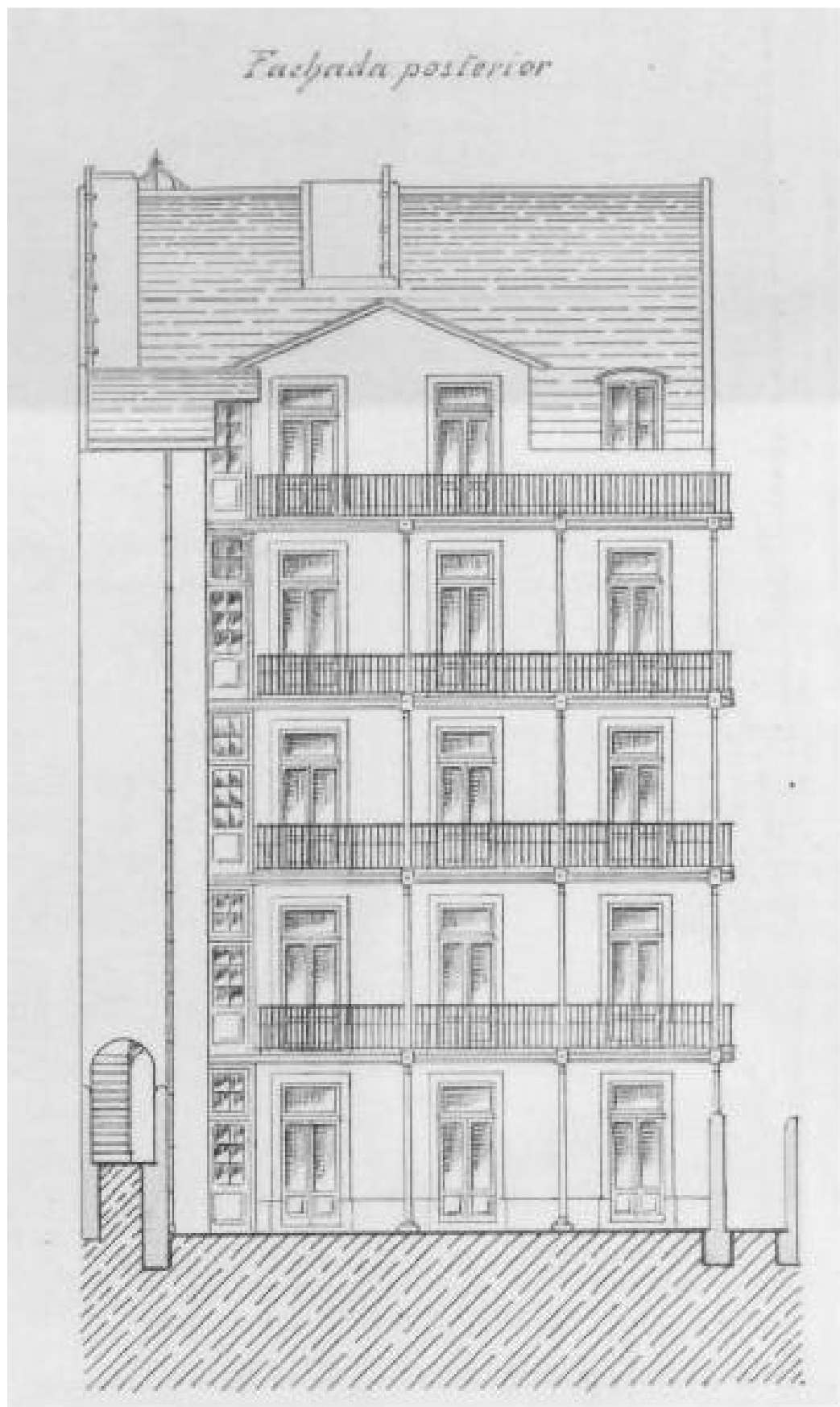
Planta do sótão



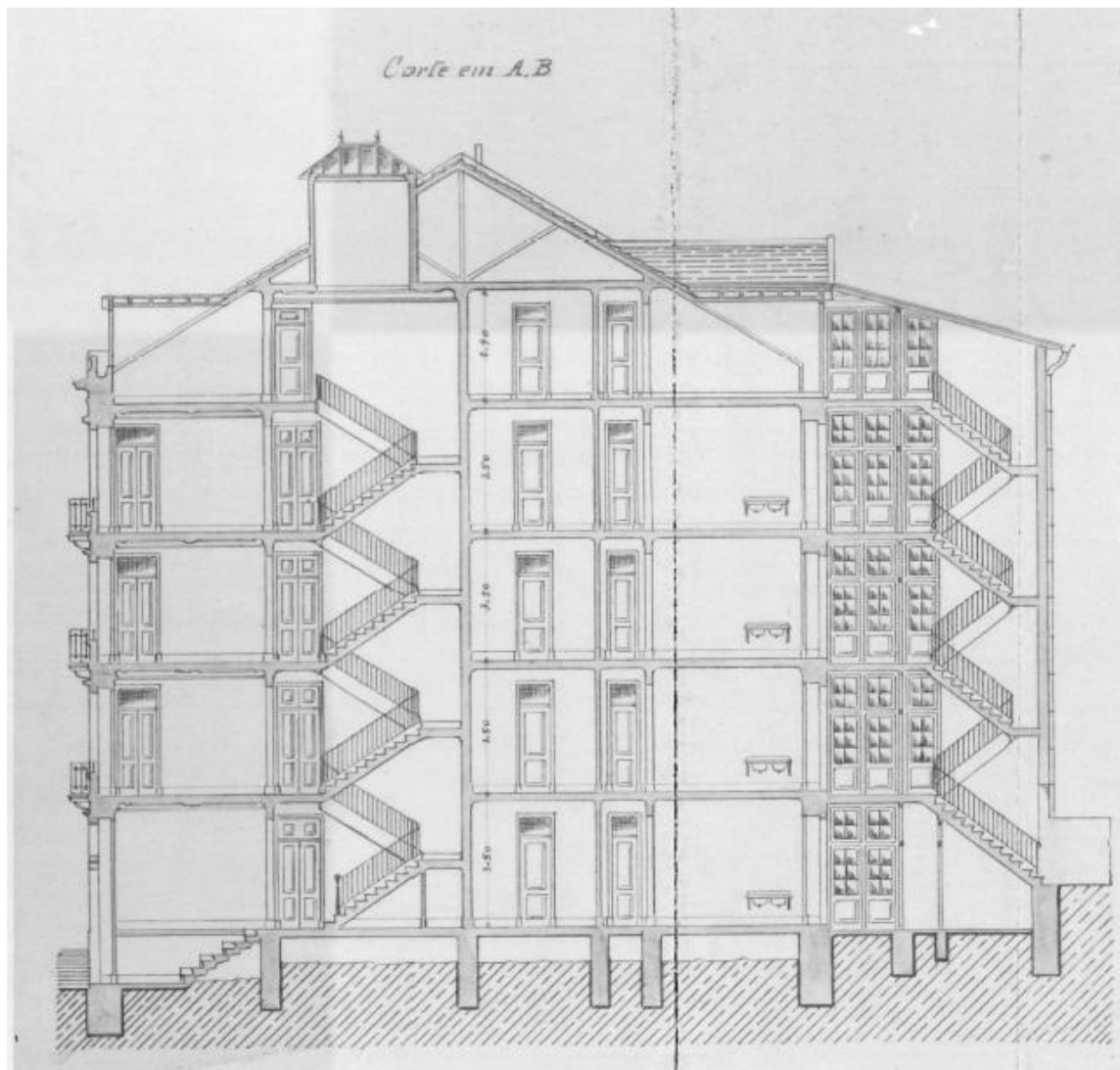
Fachada Principal



Fachada posterior



Corte em A-B



Anexo 2 – Propriedades dos Materiais

As propriedades dos materiais constituintes do edifício “Gaioleiro” em estudo foram definidas após uma exaustiva recolha de valores existentes e utilizados na bibliografia existente, dada a sua heterogeneidade e dependência do seu processo construtivo e do seu estado de conservação.

Foram consultados os valores presentes nas Tabelas Técnicas, documento de referência em Portugal, mas que foram considerados desadequados face aos ensaios experimentais que têm vindo a ser realizados em paredes de alvenaria com as características típicas dos edifícios antigos de Lisboa, nomeadamente os edifícios “Pombalinos” e “Gaioleiros”. No entanto, observou-se que os valores apresentados pela norma italiana (Italian Technical Code, 2008) são mais consistentes com os referidos ensaios experimentais pelo que nalguns dos parâmetros definidores dos materiais se utilizaram os valores propostos por esta norma. As Tabela A2.1 a Tabela A2.3 apresentam a recolha bibliográfica e a negrito destacam-se os valores aqui adoptados.

Tabela A2.1 – Propriedades Alvenaria Pedra – Recolha Bibliográfica

E (GPa)	fc (MPa)	ft (MPa)	ft (MPa)	γ (kN.m ⁻³)	Material Parede Edifício	Tipo de ensaio	Recta	Fonte	Obs
2,5	0,6 - 1,4	0,05- 0,07		19	Alvenaria de pedra irregular			Tabelas Técnicas, 1974	
1				-	Parede de empena, Edifício Pombalino	compressão simples ou forças horizontais alternadas	valor máximo fu	S, Pompeu Santos, 1997	valor médio de 3 ensaios
0,66 0,16				-	Parede de fachada, Edifício Gaioleiro	ensaio monotónico até à rotura	valor inicial secante, cedência fictícia	M, Santos Lopes, 1997	
0,48	7			-				Carvalho, 2008	
1,7	0,99 - 1,97			-			secante, 30 - 60% de fu	Valuzzi, 2001	cal hidráulica
1,64	8			-			secante, 30% de fu	Severes Project, Jelena Milosevic, 2011	
1	1,6			-				Moreira et al, 2012	
0,305	0,43			-			secante, 30% de fu	Pinho, 2008	
0,5	2,5			-				Carvalho, 2008	
0,2 - 0,5					Edifício em Angra do Heroísmo			Oliveira, 2000	
0,2 - 0,3				-	Edifício na ilha do Faial	in situ		Costa, 2000	cal aérea
0,567 0,988 1,965 1,913	0,204 0,195 0,177 0,185			-	Double leaf roughly cut stone masonry panel			Corradi, 2008	
0,56	7,4			-			secante, 30% de fu	Severes Project, Jelena Milosevic, 2011	
0,7 - 1	0,8 - 1,5			-	Edifício Gaioleiro			Silva e Soares, 1997	
2 2,08 0,41	0,9			-		in situ, double flat-jack tests	tangente secante, 30% de fu secante, valor máximo fu	Vicente, 2008	
1,76 1,76	0,91			-	Edifício Pombalino		tangente secante, 30% de fu	Simões et al., 2012	

E (GPa)	f _c (MPa)	f _t (MPa)	f _{ct} (MPa)	γ (kN.m ⁻³)	Material Parede Edifício	Tipo de ensaio	Recta	Fonte	Obs
0,45 0,4	0,54			-	Edifício Gaioleiro		tangente secante, 30% de fu	Simões et al., 2012	
1,23	2,5	0,065	0,04	20	Edifício Pombalino			Meireles, 2012	
1,02 - 1,44	2,0 - 3,0	0,053 - 0,077	0,035 - 0,0513	20	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno			NTC 2008 - Appendici	Alvenaria aparelhada (irregular) com paramentos de espessura limitada e núcleo interno
0,69 - 1,05	1,0 - 1,8	0,03 - 0,048	0,02 - 0,032	19	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)				Alvenaria de pedra irregular
	1,3	0,1						Branco, 2005	
	0,5 - 1,0	0,05 - 0,1						Segurado, 1908	
	0,8							Recomendations PIET -70	

Tabela A2.2 – Propriedades da Alvenaria de Tijolo – Recolha Bibliográfica

E (GPa)	f _c (MPa)	f _t (MPa)	f _{ct} (MPa)	γ (kN.m ⁻³)	Material Paredel Edifício	Tipo de ensaio	Recta	Fonte	Obs
5				15,68	Alvenaria de tijolo maciço			Tabelas Técnicas, 1974	
1	5	0,1		-				Tabelas Técnicas, 2006	
5				14,6				Costa e Oliveira, 1989	
0,33	3,31				Tijolo Maciço	Compression Tests		Branco e Correia, 2003	
1,5	3,2	0,11	0,073	18	Tijolo Maciço, Edifício Pombalino		valor fendilhado, 50%	Meireles, 2012	
0,64 0,5	0,23			-	Tijolo furado, Edifício Gaioleiro	in situ, flat- jack test	tangente secante, 30% de fu	Simões et al., 2012	
1,2 - 1,8	2,4 - 4,0	0,09 - 0,138	0,06 - 0,092	18	Muratura in mattoni pieni e malta di calce			NTC 2008 - Appendici	Alvenaria de tijolo maciço com argamassa de cal
1,2	4,0 - 6,0			12	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc, foratura < 45%)				Alvenaria de tijolo (blocos) furado (percentagem de furos < 45%)

E (GPa)	f _c (MPa)	f _t (MPa)	f _τ (MPa)	γ (kN.m ⁻³)	Material Paredel Edifício	Tipo de ensaio	Recta	Fonte	Obs
2,4 - 3,52	3,0 - 4,4			14	Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)				Alvenaria de bloco de cimento furado (furos < 45%)
	0,6 - 0,8	0,06 - 0,08						Segurado, 1908	

Tabela A2.3 – Valores da coesão e do coeficiente de atrito para as alvenarias de pedra e tijolo – Recolha Bibliográfica

COESÃO E ATRITO				
Cu (MPa)	μ	Alvenaria	Fonte	
0.02 - 0.05	0.3	Alvenarias antigas de argamassas fraca e pedra irregular aparelhada	Silva, J. L.; Avaliação e Reforço Sísmico de edifícios escolares - Análise de um caso de estudo com estrutura em alvenaria	
	0.2	Alvenarias antigas de argamassas fraca e pedra irregular não aparelhada		
0.07	0.45	Alvenaria de pedra irregular e cal Aérea	J. Milosevic; M. Lopes, R. Bento A. S. Gago - Triplet Test on Ruble Stone Masonry Panels	
0.2	0.5	Alvenaria de tijolo - edifício do sec XIX na cidade de Catania em Itália	D. Pereira; Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e Análise não linear	

Anexo 3 – Padrões de Danos

Tabela A3.1 – Padrões de Danos esperados em paredes de alvenaria (Cardoso, 2002)

Tipo de Comportamento e Mecanismo associado	Descrição dos danos na fachada		Descrição dos danos nas empenas	
	Tipo de dano no edifício	Identificação no <i>mapa de danos</i>	Tipo de dano no edifício	Identificação no <i>mapa de danos</i>
Flexão para fora do plano da fachada	Fendas horizontais junto à base e fendas verticais nas zonas com maior deformação	Tracção segundo a direcção perpendicular à direcção das fendas e corte para fora do plano da parede	Fendas diagonais	Tracção e corte no plano das paredes
Flexão no plano da fachada	Esmagamento/tracção na base da parede e fendas em cruz nos alinhamentos verticais	Compressão e tracção segundo a direcção vertical, na base. Tracção e corte no plano das paredes	Fendas verticais junto aos apoios e fendas horizontais nas zonas com maior deformação	Tracção segundo a direcção perpendicular à direcção das fendas e corte para fora do plano das paredes
Corte Global (base) Admitindo corte com translação segundo o plano da fachada	Fendas horizontais junto à base e fendas em cruz nos alinhamentos da parede	Corte no plano das paredes	Fendas horizontais junto à base	Corte para fora do plano das paredes

Anexo 4 – Geometria dos pórticos equivalentes

A geometria do modelo de pórtico equivalente foi definida de acordo com o modelo proposto por Dolce (Dolce, 1989). Os elementos das colunas e das vigas são constituídos por uma parte deformável e duas partes infinitamente rígidas nas duas extremidades.

No caso das colunas, define-se uma altura eficaz correspondente à parte deformável do elemento, que é calculada através da expressão A4.1. Nesta figura, H_1 e H_2 representam o comprimento dos elementos de ligação rígidos.

$$h_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{(H - h')}{h'} \quad (A4.1)$$

sendo:

h_{eff} – altura eficaz;

h' – altura resultante das relações geométricas da Figura A4.1;

H – altura entre pisos;

D – largura do elemento vertical (também na Figura A4.1)

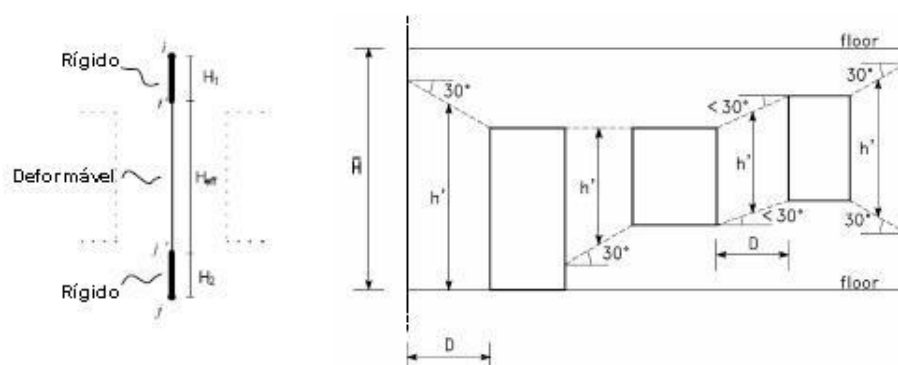


Figura A4.1 – Relações geométricas para determinação da altura eficaz das colunas (Pereira, 2009)

No caso das vigas, a definição do comprimento eficaz depende do alinhamento entre aberturas de pisos consecutivos e faz-se de acordo com o indicado na Figura A4.2.

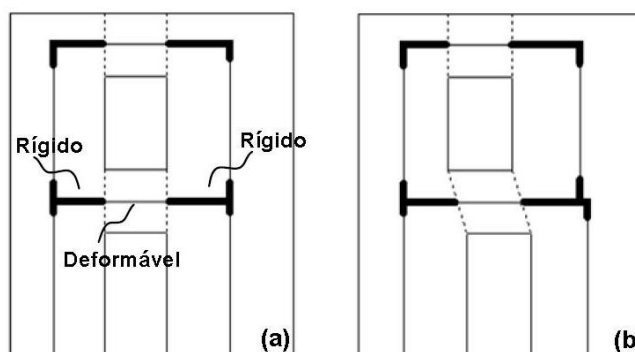


Figura A4.2 – Definição do comprimento eficaz das vigas: a) aberturas alinhadas entre pisos consecutivos e b) aberturas desalinhadas entre pisos consecutivos

Anexo 5 – Método N2

O método N2 é o método proposto no Eurocódigo 8, desenvolvido por Fajar (Fajar & Fischinger, 1998) e (Fajar, 2000) para a determinação do deslocamento-alvo para a análise estática não linear e que assenta no procedimento disposto em seguida (Bento, 2011) e (Meireles, Seismic Vulnerability of "Pombalino" Buildings, 2012).

- Definição do espectro de resposta elástico no formato Aceleração-Deslocamento (ADRS – *Acceleration Displacement Response Spectrum*), de acordo com a expressão A5.1,

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (\text{A5.1})$$

onde S_{ae} e S_{de} representam, respectivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e deslocamento.

- Definição da curva de capacidade resistente, Deslocamento – Força de corte basal (F_b), feita através da aplicação progressiva de forças laterais distribuídas em altura até que se atinja um valor máximo estabelecido do deslocamento no topo. Quanto à distribuição de forças, uma vez que não se conhece a distribuição exacta das forças de inércia, o EC8 propõe que se considere dois casos: uma distribuição uniforme em altura, proporcional à massa da estrutura, e uma distribuição proporcional à massa e à aceleração modal. Para esta última distribuição é necessário determinar os deslocamentos modais normalizados Φ_i de cada piso i , de tal forma que $\Phi_n=1$ sendo o índice n relativo ao piso do nó de controlo, e a força a aplicar em cada piso é dada pela expressão A5.2.

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (\text{A5.2})$$

- Transformação num sistema de 1 Grau de Liberdade equivalente. Esta transformação é feita porque o espectro definidor da acção sísmica é característico de um sistema de 1GL. Determina-se então um factor de transformação Γ , de acordo com a expressão A5.3, que permite obter a curva de capacidade equivalente para um sistema de 1GL, a partir das expressões A5.4 e A5.5

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \Phi_i}{\sum_i m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \Phi_i^2} \quad (\text{A5.3})$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{A5.4})$$

$$d^* = \frac{d_{topo}}{\Gamma} \quad (\text{A5.5})$$

Obtém-se assim a curva de capacidade para o sistema de 1GL, e a aceleração espectral do sistema de 1GL é dada pela expressão A5.6.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (\text{A5.6})$$

- Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica. Esta bi-linearização foi feita neste estudo de acordo com o proposto na norma italiana (Italian Technical Code, 2008; Circolare 2 febbraio, 2009, n. 617, chapter C.7.3.4.1 and C.7.8.1.5.4) e não de acordo com os critérios do EC8 por se considerar que o

disposto na norma italiana é mais apropriado para o comportamento das estruturas de alvenaria. Estes critérios apresentam-se na Figura A5.1. Determinada a força basal máxima (F_{max}), calcula-se a rigidez inicial do sistema para 70% do valor desta força e o deslocamento último é obtido para 80% da mesma. Posteriormente, a força de cedência do sistema equivalente F_y^* é determinado para que as áreas abaixo das curvas sejam iguais, o que significa igualar as energias de deformação.

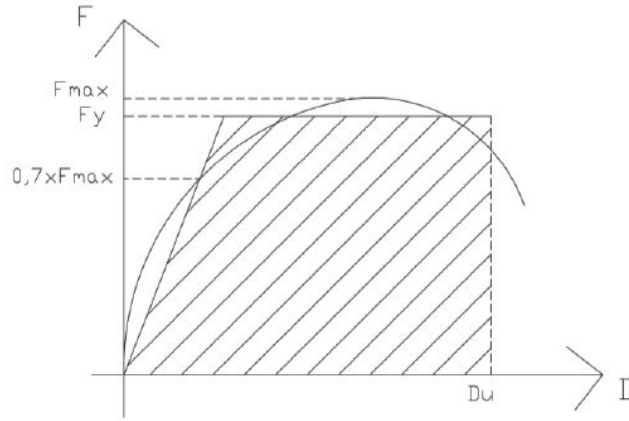


Figura A5.1 – Bilinearização da curva de capacidade (Meireles, Seismic Vulnerability of "Pombalino" Buildings, 2012)

- Pode agora determinar-se o período do sistema equivalente de 1GL, T^* , de acordo com a expressão A5.7, que servirá para avaliar o desempenho sísmico deste sistema equivalente.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (A5.7)$$

- Por fim, o desempenho sísmico do sistema equivalente de 1GL, dado através do deslocamento objectivo, é dado para o período T^* e é calculado de forma diferente caso se trate de um período longo ou curto, de acordo com a Figura A5.2.

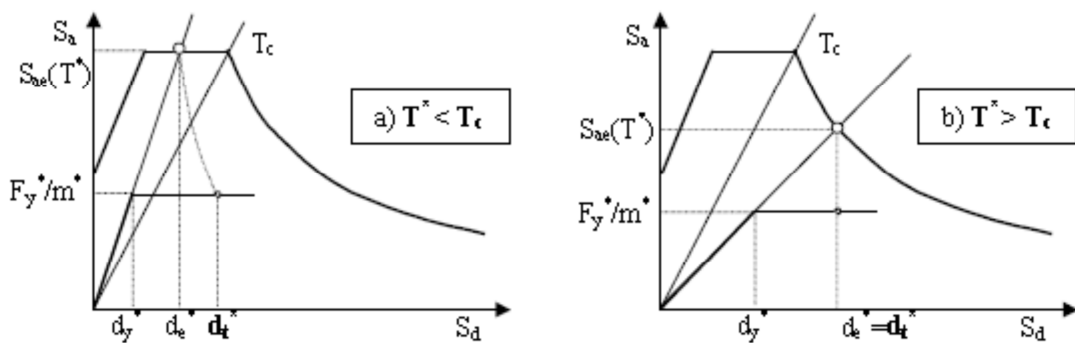


Figura A5.2 – Determinação do deslocamento objectivo para: a) períodos baixos e b) períodos médios ou longos

Em primeiro lugar calcula-se o deslocamento objectivo para um sistema elástico ilimitado, d_e^* , de acordo com a expressão A5.8.

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right] \quad (A5.8)$$

Posteriormente, determina-se o deslocamento objectivo d_t^* em função das características dinâmicas do sistema:

a) Para $T^* < T_c$:

a1) Comportamento elástico ($F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$):

$$d_t^* = d_e^* \quad (\text{A5.9})$$

a2) Comportamento inelástico ($F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$):

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad (\text{A5.10})$$

Com q_u dado por:

$$q_u = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{F_y^*/m^*} = \frac{S_{ae} m^*}{F_y^*} \quad (\text{A5.11})$$

b) Para $T^* > T_c$:

$$d_t^* = d_e^* \quad (\text{A5.12})$$

- Finalmente, o desempenho sísmico da estrutura é dado pelo deslocamento no topo da estrutura (expressão A5.13).

$$d_{topo} = \Gamma d_t^* \quad (\text{A5.13})$$

Para este deslocamento, que representa o deslocamento do ponto de controlo quando a estrutura é sujeita à acção sísmica definida, é feita o estudo do desempenho da estrutura através, por exemplo, da avaliação dos deslocamentos relativos entre pisos e as rotações nas extremidades dos elementos estruturais em comparação com os valores resistentes dos elementos.

Anexo 6 – Características geométricas dos elementos do pórtico equivalente

Tabela A6.1 – Características geométricas das colunas

Colunas	h' (m)	D (m)	H (m)	Heff (m)	H1* (m)	H2* (m)	SAP2000	h (m)	t (m)
VA0	2,75	0,785	3,5	2,82	0,590	0,340	VA1	0,785	0,6
VA1	2,75	0,785	3,5	2,82	0,350	0,323	VA1	0,785	0,6
VA2	2,75	0,785	3,5	2,82	0,408	0,340	VA1	0,785	0,6
VA3	2,75	0,785	3,5	2,82	0,357	0,083	VA1	0,785	0,6
VB0	2,83	1,83	3,5	2,97	0,180	0,250	VB1	1,83	0,6
VB1	2,83	1,83	3,5	2,97	0,350	0,250	VB1	1,83	0,6
VB2	2,83	1,83	3,5	2,97	0,350	0,250	VB1	1,83	0,6
VB3	2,83	1,83	3,5	2,90	0,350	0,360	VB1	1,83	0,6
VC0	2,83	1,83	3,5	2,97	0,180	0,220	VC1	1,83	0,6
VC1	3	1,83	3,5	3,10	0,200	0,200	VC1	1,83	0,6
VC2	3	1,83	3,5	3,10	0,200	0,200	VC1	1,83	0,6
VC3	3	1,83	3,5	3,10	0,200	0,310	VC1	1,83	0,6
VD0	2,791	1,7	3,5	2,93	0,220	0,250	VD1	1,7	0,6
VD1	2,79	1,7	3,5	2,93	0,350	0,250	VD1	1,7	0,6
VD2	2,79	1,7	3,5	2,93	0,350	0,250	VD1	1,7	0,6
VD3	2,79	1,7	3,5	2,90	0,350	0,360	VD1	1,7	0,6
VE0	4,281	1,105	3,5	4,21	0,000	0,386	VE1	1,105	0,6
VE1	2,938	1,105	3,5	3,01	0,245	0,245	VE1	1,105	0,6
VE2	2,938	1,105	3,5	3,01	0,245	0,245	VE1	1,105	0,6
VE3	2,938	1,105	3,5	3,01	0,245	0,005	VE1	1,105	0,6

Tabela A6.2 – Características geométricas das vigas

Vigas	SAP2000	h (m)	t (m)	H1* (m)	H2* (m)
1	V1	1,7	0,6	0,3925	0,915
2	V1	1,7	0,6	0,915	0,915
3	V1	1,7	0,6	0,915	0,85
4	V2	1,2	0,6	0,3925	0,915
5	V3	0,5	0,6	0,915	0,915
6	V3	0,5	0,6	0,915	0,85
7	V2	1,2	0,6	0,85	0,5525
8	V2	1,2	0,6	0,3925	0,915
9	V3	0,5	0,6	0,915	0,915
10	V3	0,5	0,6	0,915	0,85
11	V2	1,2	0,6	0,85	0,5525
12	V2	1,2	0,6	0,3925	0,915
13	V3	0,5	0,6	0,915	0,915
14	V3	0,5	0,6	0,915	0,85
15	V2	1,2	0,6	0,85	0,5525
16	V4	0,72	0,4	0,3925	0,915
17	V4	0,72	0,4	0,915	0,915
18	V4	0,72	0,4	0,915	0,85
19	V4	0,72	0,4	0,85	0,5525

Anexo 7 – Influência do piso rígido nas forças de corte basal das paredes em x no modelo do programa 3MURI

Obtiveram-se as curvas de capacidade para os alinhamentos 1 a 4 (Gráfico A7.1 a Gráfico A7.4) de acordo com a Figura A7.1.

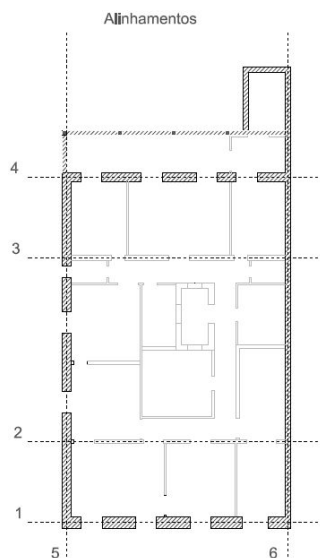


Figura A7.1 – Alinhamentos considerados no estudo de piso rígido

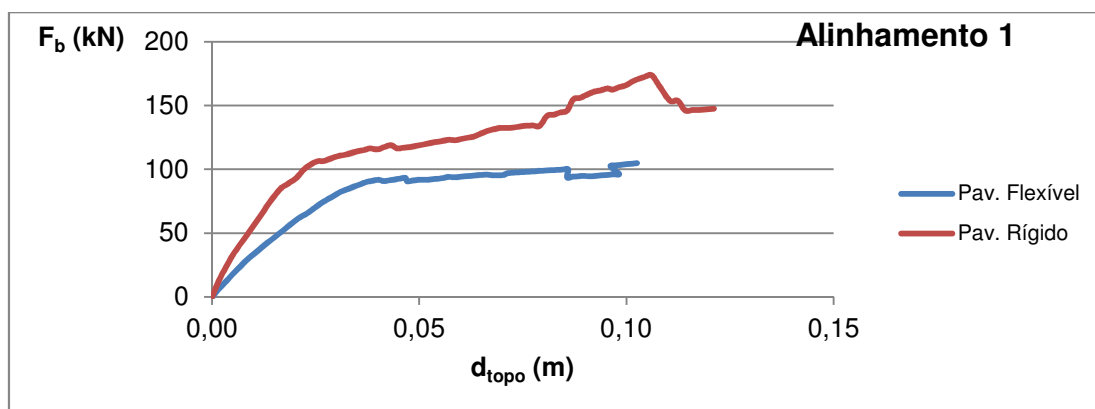


Gráfico A7.1 – Forças corte basal na parede do alinhamento 1

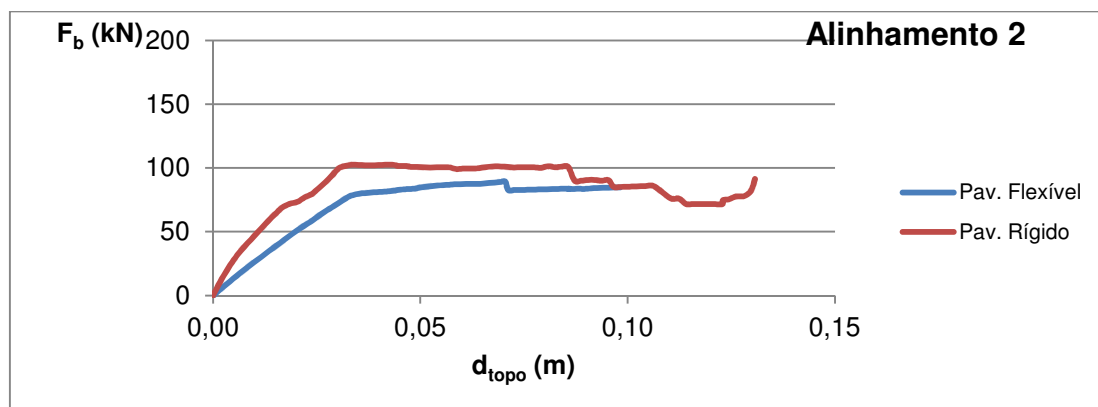


Gráfico A7.2 – Forças de corte basal na parede do alinhamento 2

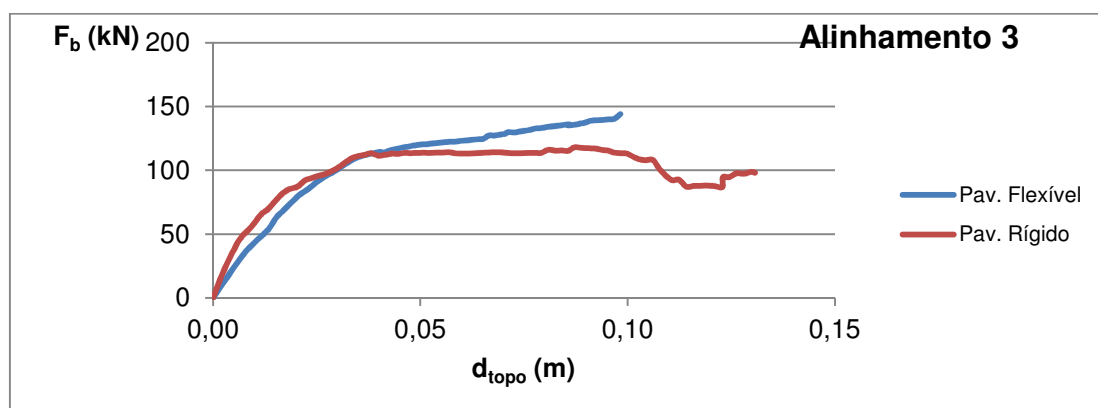


Gráfico A7.3 – Forças de corte basal na parede do alinhamento 3

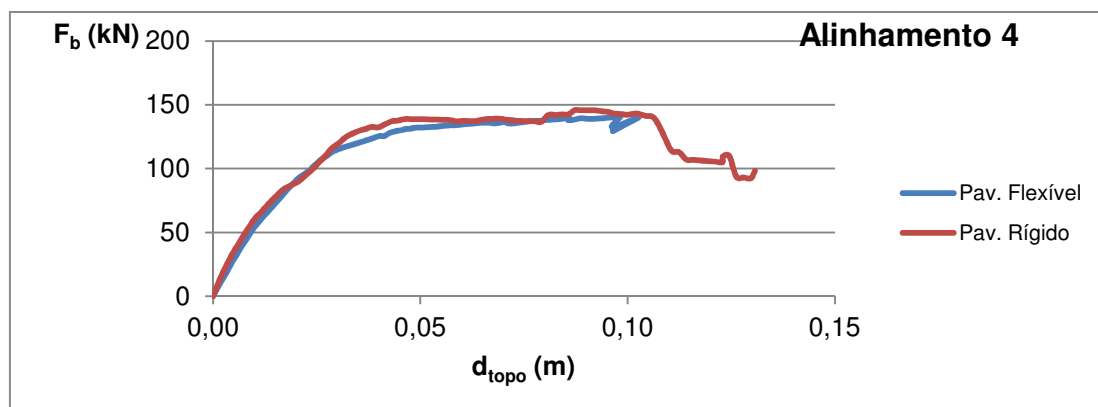


Gráfico A7.4 – Forças de corte basal na parede do alinhamento 3

Interessa avaliar comparativamente a diferença nas forças máximas de corte nos vários alinhamentos de parede paralelos à fachada principal, tendo em consideração as áreas de influência de cada um dos alinhamentos bem como a sua rigidez. As paredes dos alinhamentos 1 e 4 são constituídas por alvenaria de pedra e as paredes dos alinhamentos 2 e 3 por alvenaria de tijolo, sendo que as paredes interiores, de tijolo, têm espessuras menores de 0,2m contra 0,6 das fachadas. Espera-se que os alinhamentos 2 e 3 apresentem valores máximos semelhantes porque têm igual área de influência e rigidez. Os alinhamentos 1 e 4, apesar de terem rigidez semelhante têm áreas de influência muito diferentes porque a fachada de tardo está ligada às varandas. É importante ter em conta também os efeitos que surgem devido à torção

provocada pelas assimetrias da estrutura. Outro aspecto relevante é o facto de se considerarem na análise outros elementos de parede que não os representados na Figura A7.1.

O piso rígido diminui os referidos efeitos de torção que surgem na estrutura e nota-se da observação dos **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** a **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** que os valores máximos de força de corte são agora mais parecidos entre si.

Nota-se que os alinhamentos 1 e 2 apresentam maior força máxima de corte no caso do modelo com piso rígido e que o alinhamento 3, que tem maior área de influência mas menor rigidez, tem agora a força máxima de corte proporcional à sua rigidez.