

Análise Sísmica de Edifícios "Gaioleiros"

João Pedro Madeira Monteiro

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Júri:

Orientador:Professor Doutor António Manuel Candeias de Sousa GagoPresidente:Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da CâmaraVogal:Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Agradecimentos

Ao professor António Gago por todo o apoio, disponibilidade e conhecimento trasmitido na orientação deste trabalho.

Ao professor Luís Guerreiro pelo auxílio prestado na compreensão de alguns fenómenos inerentes ao comportamento sísmico.

À minha estimada mãe por todo o apoio e paciência que envolveu a realização desta dissertação.

Aos familiares e amigos que me apoiaram, em especial a Diogo Pereira, Oscar Vieira, Ana Simões, Mónica Guerra e Paulo Ferreira.

Resumo

As deficiências de várias construções antigas relativas à sua resistência sísmica têm levado a inúmeras catástrofes.

Deste modo, a presente dissertação assentou no estudo sísmico de um edifício "Gaioleiro", em que se pretendeu fornecer mais informação numa perspetiva construtiva e estrutural desta tipologia de edifícios.

Primeiramente fez-se um levantamento das metodologias númericas mais correntes na modelação de estuturas de alvenaria.

Em segundo lugar, caracterizam-se arquitetónica, construtiva e estruturalmente os edifícios "Gaioleiros" do parque Lisboeta, utilizando para tal a bibliografia existente e dados recolhidos para o efeito em edifícios existentes.

Seguidamente, efetuou-se uma primeira abordagem ao estudo do comportamento sísmico do edifício em questão, em que se idealiza o modelo fisíco recorrendo a um modelo numérico tridimensional (modelo contínuo) e com o qual se realizaram sucessivas análises dinâmicas lineares por espetro de resposta admitindo o funcionamento das paredes no seu plano.

Por fim, idealizou-se a fachada principal do edifício estudado num pórtico equivalente, submetendo o modelo numérico a uma análise estática não linear – *Static Pushover Analysis*. Do ponto de vista regulamentar, incidiu-se maioritariamente na norma sísmica italiana *OPCM 3274* e respetivas modificações na norma *3431* ao nível dos procedimentos e propriedades de referência dos materiais, e no Eurocódigo 8 para a definição da ação sísmica.

Palavras-chave: comportamento sismíco, "Gaioleiros", alvenaria, análise linear, *pushover*, curva de capacidade.

Abstract

Deficiencies of several old buildings on its seismic resistance have led to numerous disasters.

Thus, this thesis was based on the seismic study of old stone masonry buildings commonly called "Gaioleiros", which was intended to provide more information in a constructive and structural typology of this building.

In a first phase, a first approach to the study of the seismic performance of the building was made, in wich idealizes the physical model using a three-dimensional numerical model (continuous model), proceeding to several linear dynamic analyzes of responses spectra by assuming the operation of the walls in its plane. Afterwards a simplified numerical model representative of the building facade (model based on macroelements) was used to perform a nonlinear static analysis (pushover) in order to estimate the capacity curve of the building structure in the plane of the facades.

The regulatory point of view is mainly focused on the seismic Italian regulation *OPCM* 3274 and respective changes in the code 3431 for the level of procedures and properties of materials, and in Eurocode 8 for the definition of seismic action.

The idea was to contribute to a better understanding of the structural behavior of this type of building and the dissemination of simple, but strict, that current numerical models allow.

Key-words: seismic behavior, "Gaioleiros", masonry, linear analysis, pushover, capacity curve.

Índice

A	gradec	imentos	i
R	esumo		iii
A	bstract	t	v
1	Intr	odução	1
	1.1	Âmbito e Motivação	1
	1.2	Objetivos	4
	1.3	Estrutura do trabalho	5
2	Mo	delação e Análise de Estruturas de Alvenaria	7
	2.1	Idealização do comportamento estrutural	7
	2.1.	1 Comportamento elástico linear	8
	2.1.2	2 Comportamento não linear	8
	2.2	Técnica de modelação para estruturas de alvenaria	9
3	Edif	fícios Gaioleiros	. 15
	3.1	Enquadramento Histórico no Edificado de Lisboa	. 15
	3.2	Caracterização Estrutural	. 17
	۸ná	ilise Flástica Linear Tridimensional	. 21
4	Alla		
4	4.1	Introdução	. 21
4	4.1 4.2	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8	. 21
4	4.1 4.2 4.3 3274 e	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431	. 21 . 22 vi . 25
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica	. 21 . 22 VI . 25 . 27
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação	. 21 . 22 M . 25 . 27 . 32
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8. Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica. Caso de Estudo - Modelação Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível	. 21 . 22 vl . 25 . 27 . 32 . 35
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido	. 21 . 22 vl . 25 . 27 . 32 . 35 . 40
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas	. 21 . 22 M . 25 . 27 . 32 . 35 . 40 . 45
4	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 4.5.1	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido Verificação de Segurança – Análises Simplificadas Conclusões	21 22 M 25 27 32 35 40 45 48
5	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 4.5.1 4.5.1 4.5.1 4.5.1	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCM e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas 4 Conclusões	21 22 M 25 27 32 35 40 45 48 51
5	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 5.1	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas 4 Conclusões Introdução	21 22 M 25 27 32 35 40 45 48 51
5	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 5.1 5.2	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas 4 Conclusões Introdução Definição da Geometria do Modelo	21 22 M 25 27 32 35 40 45 48 51 53
5	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 5.1 5.2 5.3	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN e modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas 4 Conclusões 1 Introdução 1 Definição da Geometria do Modelo	21 22 M 25 27 32 35 40 45 48 51 53 54
5	4.1 4.2 4.3 3274 e 4.4 4.5 4.5.1 4.5.1 5.1 5.2 5.3 5.4	Introdução Quantificação da ação sísmica segundo o EC8 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma OPCN modificações na OPCM 3431 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica Caso de Estudo - Modelação 1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível 2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido 3 Verificação de Segurança – Análises Simplificadas 4 Conclusões 1 Introdução Definição da Geometria do Modelo 2 Definição dos Elementos de Comportamento Não Linear 2 Análise Estática Não Linear - Princípios Gerais	21 22 M 25 27 32 35 40 48 51 53 54 58

	5.5.	1 Conclusões	77
6	Con	nsiderações Finais e Desenvolvimentos Futuros	81
	6.1	Conclusões	81
	6.2	Desenvolvimentos Futuros	
7	Bibl	liografia	85
Α	nexo A	۹	A

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Número de edifícios por época de construção e tipo de estrutura no Parque habitacional de
Portugal Continental com base no Censos 2001 (os números entre parêntises indicam o número de anos
de cada classe) [Sousa et al., 2003]2
Figura 1.2 – Número de edifícios por época de construção e número de pavimentos no Parque
habitacional de Portugal Continental com base no Censos 2001 (os números entre parêntises indicam o
número de anos de cada classe) [Sousa et al., 2003]2
Figura 1.3 – Distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa et
al., 2003]
Figura 1.4 – Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa [Silva, 2001]
Figura 2.1 – Diagramas força-deslocamento correspondente aos modelos de comportamento do
material, elástico linear e não linear, da alvenaria
Figura 2.2 – Estratégias de modelação em estruturas de alvenaria: (a) micro-modelação detalhada; (b)
micro-modelação simplificada: (c) macro-modelação [Lourenco, 1996]
Figura 2.3 – Exemplo de discretização de uma parede de alvenaria com aberturas através de uma malha
de macro-elementos [Brencich & Lagomarsino, 1997]
Figura 2.4 – Modelos de elementos finitos: (a) Basílica de S. Marcos em Veneza [Mola <i>et al.</i> , 1997] (b)
fachada da Basílica de S. Pedro em Roma [Macchi, 2001]
Figura 2.5 – Modelo de elementos finitos de um edifício histórico de Lisboa: (a) malha de elementos
finitos com 200.000 graus de liberdade: (b) resultados da análise sísmica através das forcas estáticas
equivalentes sombras indicando os níveis de danos [Ramos 2002]
Figura 2.6 – Análise de estruturas de alvenaria usando modelos discretos: (a) nonte de arco em
alvenaria [Lemos 1995]; (h) nedestal de alvenaria de nedra seca a sustentar uma estátua [Sincraian
20011
Eigura 2 1 - Drojato da reconstrução da cidade de Lisboa datado de 12 de Junho de 1758 o da autoria de
Fugénio dos Santos o Carlos Mardol (Pibliotosa Nacional Digital)
Eugenio dos Santos e Canos Marder (Biblioteca Nacional Digital).
Figura 3.2 – Sistema em Galoia de um edificio pombanno
Figura 3.5 – Exemptos de editicios Galdienos
Figura 3.4 – Esquematico de paredes presentes no editicio Galoleiro [Gomes, 2011]
Figura 3.5 – Parede em alvenaria de tijolo cerámico no saguao do edificio situado na AV. Praia Vitoria, nº
20 [Gomes, 2011]
Figura 3.6 – Esquematico da disposição das vigas de pavimento e tabuas de soaino presentes num
edificio "Gaioleiro" [Gomes, 2011]
Figura 4.1 – Localização do edificio do caso de estudo
Figura 4.2 – Zonamento Sismico em Portugal Continental segundo o <i>EC8</i> para a acção sismica do tipo I (á
esquerda) e tipo II (à direita) [EC8, 2004]23
Figura 4.3 – Espetro de resposta Elástico [EC8, 2004]25
Figura 4.4 – Espetros de resposta elásticos horizontais do caso de estudo: do tipo I (à esquerda) e do
tipo II (à direita)25
Figura 4.5 – Esquema de forças no painel da parede devido a flexão composta no seu plano [Magenes
<i>et. al.,</i> 2000]
Figura 4.6 – Esquema de tensões normais na base da parede para o deslizamento por corte [Magenes
<i>et. al.,</i> 2000]
Figura 4.7 – Interface entre os nembos e lintéis para o cálculo do esforço trasnverso resistente [OPCM
3274, 2003]
Figura 4.8 – Modelo computacional do edifício32
Figura 4.9 – Funcionamento à flexão das lajes dos pisos do edifício

Figura 4 10 – Bandas sem rigidez à flevão na ligação de laies e naredes	34
Figura 4.11 – Modo de vibração 1 (translação em torno de X)	36
Figura 4.12 – Modo de vibração 3 (torção)	36
Figura 4.13 – Modo de vibração 5 (translação em torno de Y)	36
Figura 4.14 – Alinhamentos das paredes em planta	37
Figura 4.15 – Tensões de corte σ_{ce} na Fachada Principal (alinhamento 1)	38
Figura 4.16 – Tensões de corte σ_{12} na Fanena (alinhamento A)	20
Figura 4.17 – Distribuição de forças de significado idêntico às forças estáticas equivalentes na fach	
principal do caso de estudo	20
Figure 4.19 Distribuição das forças equivalentes em altura na fachada principal	
Figure 4.10 – Distribuição das forças equivalentes em altura na facilidad principal.	40 arda
e flovívol à direita)	10a:
E nextver a direita).	41
Figura 4.20 – Tensões de corte σ_{12} ao longo da empeña (Alinnamento A) (piso rigido a esquerd	
	42
Figura 4.21 – Distribuição das forças de corte em altura na fachada principal (piso rigido a esquerc	ia e
flexivel a direita).	42
Figura 4.22 – Tensões de corte σ_{12} na fachada (bidimensional a esquerda e tridimensional a direita)	43
Figura 4.23 – Diagrama de tensões de corte σ_{12} ao longo da fachada isolada (forças estát	icas
equivalentes à direita e forças F _i à esquerda considerando piso rigido)	44
Figura 5.1 – Modelação de Pórtico Equivalente	52
Figura 5.2 – Mecanismos de rotura de um macroelemento de alvenaria [Magenes et al., 1995]:	(a)
Derrubamento por Flexão Composta; (b) Deslizamento, (c) Fendilhação Diagonal.	53
Figura 5.3 – Determinação da altura eficaz das colunas.	54
Figura 5.4 – Definição do comprimento eficaz das vigas quando as aberturas em pisos consecutivos s	são:
(a) alinhadas; (b) desalinhadas.	54
Figura 5.5 – Curva força-deformação para definição do comportamento das rótulas [CUR, 1997]	55
Figura 5.6 – Curvas momento-rotação ou força-deformação: (a) colunas - comportamento elást	ico-
perfeitamente plástico; (b) rótulas plásticas – comportamento rigído-perfeitamente plástico	55
Figura 5.7 - Curvas força-deformação: (a) vigas - comportamento elástico frágil com resistên	ncia
residual; (b) rótulas plásticas – comportamento rígido-plástico frágil com resistência residual	56
Figura 5.8 – Esquema de diagramas típicos de momentos nas colunas que justificam o posicioname	ento
das rótulas plásticas de momentos.	57
Figura 5.9 - Esquema de diagramas típicos de esforço transverso nas colunas que justifican	n o
posicionamento das rótulas plásticas de corte.	57
Figura 5.10 - Esquema de diagramas típicos de esforço transverso nas vigas que justifican	n o
posicionamento das rótulas plásticas de corte	58
Figura 5.11 – Ponto de desempenho sísmico.	59
Figura 5.12 – Idealização bilinear elastoplástica perfeita da relação F* - d* [ECS, 2003]	62
Figura 5.13 – Representação gráfica do Método N2 [EC8, 2003].	64
Figura 5.14 – Cálculo do amortecimento. Procedimento exacto	64
Figura 5.15 – Cálculo do amortecimento. Procedimento proposto pelo ATC40	65
Figura 5.16 – Modelo de Pórtico Equivalente da fachada principal do caso de estudo.	68
Figura 5.17 – Relação deslocamento-rotação adoptada	71
Figura 5.18 – Distribuição de forças usadas na análise <i>pushover</i> (forças estáticas equivalentes)	74
Figura 5.19 – Mecanismo de colapso total.	75
Figura 5.20 – Curva de <i>pushover</i> retirada do SAP2000.	75
Figura 5.21 – Relação deformação-esforço transverso da rótula R1 (Figura 5.19)	76
Figura 5.22 – Intersecção da curva de <i>pushover</i> com o espetro sísmico.	76
Figura 5.23 – Intersecção da curva de <i>pushover</i> com o espectro sísmico amortecido	77
Figura 5.24 – Imagem de uma construção em alvenaria após a ação do sismo <i>Modena</i> , Bolonha	78

Figura 5.25 – Imagem de um edifício de alvenaria após a ação do sismo *Modena*, Bolonha. 78

Índice de Tabelas

Tabela 4.1 – Classe de importância para edifícios [EC8, 2004]	.22
Tabela 4.2 – Coeficientes de importância [EC8, 2004]	.22
Tabela 4.3 – Tipos de terreno [EC8, 2004]	.23
Tabela 4.4 – Nível de Conhecimento em função da informação disponível e correspondentes métodos	5
de análise permitidos e fatores de confiança para edifícios em alvenaria (adaptado de [OPCM	
3274/3431, 2003])	.26
Tabela 4.5 – Valor de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria	
(adaptado de [OPCM 3274/3431, 2003])	.28
Tabela 4.6 – Propriedades dos materiais	.34
Tabela 4.7 – Modos de vibração	.35
Tabela 4.8 – Forças de corte basal segundo a direção do alinhamento de parede	.38
Tabela 4.9 – Resultante de tensões de corte ao nível de cada piso da fachada principal.	.40
Tabela 4.10 – Forças de corte basal na direção do alinhamento de parede (piso rígido à esquerda e	
flexível à direita)	.41
Tabela 4.11 – Forças de corte ao nível de cada piso da fachada principal (piso rígido à esquerda e flexí	vel
à direita)	.42
Tabela 4.12 – Forças Estáticas Equivalentes	.44
Tabela 4.13 – Força de corte basal e o peso total da estrutura para a combinação quase permanente c	de
ações osegundo o <i>EC8</i>	.45
Tabela 4.14 – Verificação global de segurança considerando diafragma rígido ao nível dos pisos.	.47
Tabela 5.1 – Esforços de cedência dos diversos mecanismos de colapso no plano da parede.	.56
Tabela 5.2 – Tipos de comportamento estrutural [ATC40, 1996]	.66
Tabela 5.3 – Fator de modificação de amortecimento viscoso equivalente [ATC40, 1996].	.66
Tabela 5.4 – Dimensões das colunas do Pórtico Equivalente	.69
Tabela 5.5 – Dimensões das <i>vigas</i> do Pórtico Equivalente	.68
Tabela 5.6 – Propriedades mecânicas da alvenaria	.69
Tabela 5.7 – Carga na extremidade superior de cada coluna.	.70
Tabela 5.8 – Forças estáticas equivalentes	.70
Tabela 5.9 – Esforços de cedência e limites de deformação plástica nas colunas	.73
Tabela 5.10 – Esforços de cedência nas vigas	.74
Tabela 5.11 – Valores de cálculo obtidos através do Método N2	.76

1 Introdução

1.1 Âmbito e Motivação

O património edificado, nomeadamente edifícios antigos, é encarado como uma valiosa herança para as gerações vindouras e a sua conservação tem cada vez mais importância social. Estes edifícios antigos foram, na sua origem, construídos com uma resistência sísmica insuficiente, levando a uma vulnerabilidade sísmica¹ elevada. Assim, são de grande interesse as questões relacionadas com a segurança sísmica destas construções e a sua reabilitação estrutural. No entanto, a avaliação da segurança estrutural de uma construção antiga em relação à ação sísmica é uma tarefa complexa, devido à dificuldade em aplicar modelos numéricos adequados à sua estrutura em alvenaria. Por outro lado, os regulamentos estruturais existentes foram concebidos para o projeto de edifícios novos e a sua aplicação a estruturas antigas, nomeadamente em alvenaria, tem de ser efetuada com algumas adaptações.

O estudo realizado na presente dissertação incide sobre um tipo particular de edifícios antigos de alvenaria, designado por edifícios "Gaioleiros", muito presente no parque habitacional Lisboeta, cuja vulnerabilidade sísmica se estima elevada, e tem como âmbito a análise estrutural deste tipo de edifícios sob o efeito da ação sísmica.

Com base no Censos 2001 [Sousa et al., 2003], é possível ter uma ideia da representatividade destes edifícios no parque habitacional de Portugal Continental. Como se pode observar na Figura 1.1, onde os edifícios foram agrupados em cinco categorias de natureza estrutural, os edifícios de alvenaria sem "placa" (i.e. com pavimentos de madeira) são predominantes nas épocas de construção anteriores a 1940, enquanto os de alvenaria com "placa" (i.e. com pavimentos em betão armado) só começa a ganhar relevância nos edifícios de construção posterior a 1946. No gráfico da Figura 1.2 é visível que os edifícios com 1 e 2 pavimentos são a maioria dos edifícios em todas as épocas de construção, logo seguidos pelos edifícios com 3 e 4 pavimentos. Na Figura 1.3 apresenta-se a distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa et al., 2003] onde se constata uma maior concentração de edifícios de alvenaria, com "placa" (ACP) e sem "placa" (ASP), na faixa litoral a norte de Lisboa e no Algarve, com particular incidência nas cidades de Lisboa e Porto. Constata-se, assim, que os edifícios de alvenaria representam uma parcela muito significativa do edificado em Portugal e que os edifícios "Gaioleiros" têm uma grande representatividade nas zonas urbanas, em particular em Lisboa.

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



Figura 1.1 – Número de edifícios por época de construção e tipo de estrutura no Parque habitacional de Portugal Continental com base no Censos 2001 (os números entre parêntises indicam o número de anos de cada classe) [Sousa *et al.*, 2003].



Figura 1.2 – Número de edifícios por época de construção e número de pavimentos no Parque habitacional de Portugal Continental com base no Censos 2001 (os números entre parêntises indicam o número de anos de cada classe) [Sousa *et al.*, 2003].

Em Portugal Continental é habitual agrupar os edifícios em três tipologias construtivas, que correspondem a diferentes zonas sísmicas [Carvalho *et al.*, 2002] e [Sousa *et al.*, 2004]:

- Edifícios de estrutura em alvenaria, de construção tradicional e com pavimentos de madeira: neste grupo incluem-se os edifícios pré-Pombalinos, os edifícios Pombalinos e os edifícios "Gaioleiros";
- Edifícios de estrutura em alvenaria com elementos de betão armado: correspondem aos edifícios de "placa" e aos edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada;

 Edifícios de estrutura em betão armado: compreendem os edifícios em betão armado anteriores aos regulamentos de dimensionamento sísmico, os edifícios posteriores ao Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS) [RSCCS, 1958] e anteriores ao Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) [RSA, 1983] e os edifícios posteriores ao RSA.



Figura 1.3 – Distribuição geográfica dos edifícios por tipo de estrutura em Portugal Continental [Sousa *et al.*, 2003].

Estas tipologias podem ainda ser subdivididas atendendo a fatores de vulnerabilidade adicionais, como sejam a época de construção e o número de pisos.

Estas tipologias estão presentes na cidade de Lisboa, um pouco à semelhança no resto do país. A Figura 1.4 apresenta uma correspondência entre as tipologias e a evolução dos processos construtivos em Lisboa, que espelha o que sucede ao nível do País.



Figura 1.4 – Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa [Silva, 2001].

1.2 Objetivos

Neste trabalho pretende-se estudar os edifícios de alvenaria de pedra com pavimentos de madeira, pois a sua existência é muito significativa no parque habitacional português e porque estes edifícios estão pouco estudados do ponto de vista da segurança sísmica.

Este estudo assenta em diversas modelações numéricas que simulam o comportamento estrutural de um edifício "Gaioleiro" existente na região de Lisboa. Para tal foi utilizado o programa de cálculo automático *SAP2000 v.11* [Computers and Structures Inc., 2005].

Numa primeira fase, o edifício foi modelado tridimensionalmente através de elementos finitos de comportamento elástico linear, realizando um estudo global do edifício relativamente à ação sísmica. Neste estudo, procurou-se definir uma

metodologia simplificada e prática que permita extrair conclusões mais importantes relativamente ao comportamento sismíco desta tipologia de edifícios.

Numa segunda fase, o modelo numérico tridimensional foi transposto para um modelo plano de elementos finitos de barra, com rótulas de comportamento não linear, que representa a fachada principal do edifício e que permitiu a realização de uma análise sísmica estática não linear (*pushover*) e, assim, perceber as eventuais deficiências estruturais desta fachada.

Pretendia-se assim, contribuir para um melhor conhecimento do comportamento estrutural desta tipologia de edifícios e para a divulgação de metodologias simples, mas rigorosas, que os atuais modelos numéricos permitem.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos.

No presente capítulo (*Introdução*) procurou-se situar o tema do trabalho no contexto geral da engenharia civil, introduzindo o objeto de estudo e realçando a importância do tema. Neste capítulo pretendeu-se, também, definir os objetivos que se tentaram alcançar com o desenvolvimento do trabalho.

No capítulo 2 (*Modelação e Análise de Estruturas de Alvenaria*) fez-se um levantamento das metodologias numéricas mais correntes para modelação de estruturas de alvenaria e no capítulo 3 (*Análise Estrutural de Edifícios "Gaioleiros"*) fez-se uma breve descrição e caracterização do objeto de estudo, os edifícios "Gaioleiros".

No capítulo 4 (*Análise Elástica Linear Tridimensional*) pretendeu-se fazer uma primeira abordagem ao estudo sísmico do caso de estudo. Esta abordagem foi feita com base nos resultados de análises dinâmicas lineares por espetro de resposta em modelos de elementos finitos. Nesta análise, o edifício é simulado tridimensionalmente. Neste capítulo apresenta-se, também, uma resenha da regulamentação sísmica, centrando-se a análise do caso de estudo no Eurocódigo 8 e na norma italiana OPCM 3274 e respetivas modificações na norma 3431. Introduziram-se ainda os diferentes critérios de rotura para paredes de alvenaria, funcionando no seu plano, e apresentou-se o caso de estudo.

No capítulo 5 (*Análise Não Linear Bidimensional*) realizou-se o estudo sísmico da fachada principal do caso de estudo utilizando modelos numéricos de comportamento não linear. Inicialmente descreve-se detalhadamente a geometria do modelo e introduzem-se os conceitos e métodos necessários para a execução da análise pretendida.

No capítulo 6 (*Conclusões e Desenvolvimentos Futuros*) apresentaram-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido, bem como alguns aspetos que podem ser objeto de desenvolvimentos futuros.

Por último, apresentam-se, em anexo, as plantas e alçados referentes ao caso de estudo.

2 Modelação e Análise de Estruturas de Alvenaria

Dada a não linearidade do comportamento da alvenaria, a simulação numérica do seu comportamento estrutural é complexa e conduziu a vários modelos constitutivos, caracterizados por diferentes níveis de complexidade. Desde as soluções baseadas nos métodos clássicos da teoria de plasticidade [Heyman, 1995] até às mais desenvolvidas formulações computacionais, existe atualmente uma grande variedade de métodos de análise disponíveis. A definição do método que melhor se adequa ao estudo em questão depende, entre outros fatores, da estrutura em análise, dos dados a introduzir no modelo e da experiência e qualificação do analista [Lourenço, 2002]. É possível que diferentes métodos conduzam a diferentes resultados, dependendo da adequabilidade da ferramenta numérica para a informação procurada. O melhor método é, portanto, aquele que fornece a informação pretendida de uma forma fiável, com uma margem de erro aceitável e com um custo reduzido.

2.1 Idealização do comportamento estrutural

Na resolução dum dado problema de cariz estrutural, podem ser estabelecidas várias idealizações do comportamento do material, com diferentes níveis de complexidade.

Naturalmente, diferentes tipos de modelos constitutivos (diferentes descrições do comportamento do material), associados a diferentes idealizações da geometria da estrutura originam uma sequência, ou hierarquia, de modelos que permitem incluir na análise uma maior complexidade nos efeitos de resposta, bem como soluções mais dispendiosas.

Quando se trata de estruturas de alvenaria, as idealizações do comportamento do material mais comuns são o comportamento elástico linear, e o comportamento não linear com reduzida resistência à tração e com resistência à compressão também limitada. Estas idealizações encontram-se esquematicamente representadas na Figura 2.1, onde cada idealização é representada num diagrama força-deslocamento. Refira-se que na Figura 2.1 apenas está representado o comportamento da alvenaria comprimida, sendo que no que se refere ao comportamento à tracção, a não linearidade resulta da fraca ou nula resistência a tensões de tracção.

Ao adotar uma análise não linear, pode ser obtida uma visão mais realista no que diz respeito à resposta da estrutura, mas acarreta um custo mais elevado, não só na quantidade e necessidade de dados a introduzir no modelo, mas também em tempo e na exigência de preparação por parte do analista. De seguida, apresenta-se uma breve descrição para os dois tipos de comportamento acima referidos.



Figura 2.1 – Diagramas força-deslocamento correspondente aos modelos de comportamento do material, elástico linear e não linear, da alvenaria (adaptado de [Oliveira, 2003]).

2.1.1 Comportamento elástico linear

A análise elástica linear é o procedimento mais usual numa análise estrutural, onde se assume que o material apresenta um comportamento elástico linear com resistência infinita, tanto à compressão como à tração.

No caso de estruturas de alvenaria, onde a fendilhação ocorre para níveis de tensão de tração baixos, a adoção deste comportamento é discutível, e só deve ser considerado em estudos preliminares e com precaução na análise dos resultados.

As análises elásticas lineares não são apropriadas para estruturas antigas [Macchi, 1997]. No entanto, numa primeira abordagem, podem ser uma grande ajuda para o analista, exigindo um menor detalhe relativamente aos dados, menos recursos computacionais e tempo disponibilizado.

2.1.2 Comportamento não linear

A análise não linear é a mais completa e exigente das análises estruturais existentes, sendo a única capaz de traçar a resposta estrutural completa, desde o troço inicial elástico, cedência e respetiva fendilhação, plastificação e rotura. A existência da argamassa, geralmente o ligante mais fraco no composto alvenaria, induz uma resposta não linear nas estruturas de alvenaria, mesmo para cargas moderadas, como por exemplo para as cargas de serviço. Consequentemente, as análises não lineares são as abordagens mais adequadas nas simulações de estruturas de alvenaria.

A alvenaria, embora tenha uma aceitável resistência à compressão, apresenta deficiente resistência à tração. O seu comportamento mecânico é adequado para resistir a ações verticais, mas não é apropriado para as ações horizontais, associadas principalmente ao corte.

Vários modelos constitutivos não lineares foram desenvolvidos para a análise de estruturas.

No caso das estruturas em alvenaria é a sua fraca ou nula resistência à tração que confere a não linearidade ao comportamento mecânico. A modelação desta singularidade é complexa e existem diversas metodologias para a sua simulação. No parágrafo seguinte enumeram-se as mais comuns metodologias de análise não linear de estruturas em alvenaria.

2.2 Técnica de modelação para estruturas de alvenaria

Nas estruturas de alvenaria, é a existência de juntas de argamassa que confere maior fraqueza à alvenaria e a não-linearidade. Diferentes níveis de refinamento podem ser utilizados na análise, dependendo da precisão e simplicidade desejadas. A modelação de paredes de alvenaria pode ter vários níveis de detalhe: [Lourenço, 2002, 1996]

- Micro-modelação detalhada;
- Micro-modelação simplificada;
- Macro-modelação.

Na **micro-modelação detalhada** (Figura 2.2(a)), são explicitamente modeladas as superfícies de deslizamento no interior da alvenaria, nomeadamente na união entre unidades. As unidades e a argamassa de assentamento são representadas por elementos contínuos com características mecânicas distintas enquanto a interface entre as unidades e a argamassa de assentamento é modelada com recurso a elementos de junta de espessura nula.

Na **micro-modelação simplificada** (Figura 2.2 (b)) a argamassa de assentamento e a interface unidades/argamassa são modeladas com um único elemento de junta, sendo as unidades representadas por elementos contínuos. Nesta abordagem perde-se alguma exatidão dos resultados pois o coeficiente de *Poisson* do ligante não é considerado.

Na **macro-modelação** (Figura 2.2 (c)), a alvenaria é encarada como um material compósito tratado como homogéneo, anisotrópico e contínuo.

Segundo Lourenço [Lourenço, 2002, 1996], a **micro-modelação** deve ser usada quando se pretende averiguar com grande detalhe o comportamento localizado da alvenaria e a **macro-modelação** quando a estrutura é composta por painéis de parede com grandes dimensões, tais que a tensão ao longo de cada um dos elementos pode ser considerada uniforme.



Figura 2.2 – Estratégias de modelação em estruturas de alvenaria: (a) micro-modelação detalhada; (b) micromodelação simplificada; (c) macro-modelação [Lourenço, 1996].

No entanto, no caso de alvenarias não regulares, como é o caso da alvenaria ordinária em pedra e argamassa de cal, a modelação explícita das juntas não é plausível e têm de ser utilizados modelos em macroelementos ou modelos de elementos finitos contínuos.

Para o estudo de edifícios de alvenaria, vários investigadores têm contribuído para o desenvolvimento de macro-elementos (painéis).

Quando as estruturas dos edifícios são constituídas por paredes de grandes dimensões, nas guais se pode admitir em determinadas áreas distribuições de tensão uniformes e que certos painéis se comportam como elementos rígidos, é possível modelar os edifícios através de macro-elementos que simulam painéis de parede (Figura 2.3). Através desta metodologia, reduz-se significativamente o número de graus de liberdade do modelo e, consequentemente, o consumo de recursos computacionais, o que é particularmente relevante em análises dinâmicas. Os macroelementos que discretizam a estrutura podem ter comportamento rígido ou deformável, sendo, em geral, os danos modelados nas interfaces que ligam os diversos elementos [Brencich et al., 1998] [Gago, 2004]. Esta metodologia de macro-elementos é aquela que foi utilizada na presente dissertação, na análise não linear de edifícios em alvenaria. No entanto, a abordagem mais simples na modelação de construções de alvenaria é feita com base em técnicas correntes de modelação de estruturas pelo método dos elementos finitos, onde as componentes da estrutura são discretizadas de acordo com os elementos estruturais em questão (elementos de viga, laje ou "casca"), assumindo-se geralmente um comportamento elástico linear. Assim, a alvenaria é modelada como um meio homogéneo contínuo, o que envolve um número considerável de graus de liberdade quando o grau de refinamento é significativo, implicando um aumento dos recursos computacionais necessários. Embora esta metodologia seja mais adequada para modelos parciais das estruturas de edifícios antigos, os recursos computacionais actuais já permitem a construção e análise de malhas de dimensão considerável (Figura 2.4).



Figura 2.3 – Exemplo de discretização de uma parede de alvenaria com aberturas através de uma malha de macro-elementos [Brencich & Lagomarsino, 1997].



Figura 2.4 – Modelos de elementos finitos: (a) Basílica de S. Marcos em Veneza [Mola *et al.,* 1997] (b) fachada da Basílica de S. Pedro em Roma [Macchi, 2001].

Na definição de modelos de elementos finitos de edifícios complexos e de grande dimensão, a tarefa mais difícil é a geração da própria malha, que pode, por vezes, demorar meses. Por outro lado, quando se recorre a modelações não lineares, as análises são muito demoradas e exigem um grande conhecimento do analista. Deste modo, devido à complexidade associada, à conceção e implementação da análise não linear e interpretação de resultados, a maior parte das vezes são adotados modelos elásticos lineares. Muitos investigadores realizaram análises lineares em construções antigas de alvenaria e com a interpretação cuidadosa dos seus resultados conseguiram obter conclusões. Por exemplo, Mola [Mola et al., 1997] usou um modelo de elementos finitos elástico linear para estudar a Basílica de S. Marcos em Veneza (Figura 2.4 (a)). Neste modelo, consideraram-se módulos de elasticidade reduzida nas zonas de concentração da fendilhação e simularam-se as juntas de maior dimensão através de descontinuidades na malha de elementos finitos. O modelo foi usado para a avaliação dos estados limites de resistência e para o estudo dos deslocamentos associados à ação do peso próprio, variações de temperatura e deslocamentos impostos na fundação.

Vários estudos em construções antigas de alvenaria, com base em modelos de elementos finitos não lineares foram realizados pela Universidade do Minho. Na Figura 2.5 encontra-se representado um modelo tridimensional de elementos finitos não linear correspondente a um edifício histórico situado na zona de Lisboa [Ramos, 2002].



Figura 2.5 – Modelo de elementos finitos de um edifício histórico de Lisboa: (a) malha de elementos finitos com 200.000 graus de liberdade; (b) resultados da análise sísmica através das forças estáticas equivalentes, sombras indicando os níveis de danos [Ramos, 2002].

Aproveitando os estudos sobre o comportamento não linear do betão, foram desenvolvidos para a alvenaria alguns modelos de análise não linear para meios contínuos, sendo os modelos de elasto-plasticidade, de fenda distribuída e de dano aqueles que melhor se adaptam à simulação do comportamento não linear das alvenarias.

Os modelos elasto-plásticos têm sido largamente utilizados na caracterização do comportamento não-linear do betão comprimido. O escoamento plástico é associado a alterações na estrutura interna do material, que são principalmente devidas à propagação da micro-fendilhação. Este fenómeno constitui também, nas alvenarias comprimidas, o principal fator de não-linearidade.

Os modelos elasto-plásticos podem ser associados a outros modelos não lineares que descrevam o comportamento sob tração, nomeadamente os modelos de fenda discreta ou de fenda distribuída.

Para simular o comportamento do material fendilhado, há que utilizar modelos específicos, geralmente designados de modelos de fendilhação. Neste contexto, evidenciam-se duas formulações distintas associadas ao uso do método convencional dos elementos finitos:

 Modelos de fenda discreta: associados à conceção natural de fratura, modelam a fenda, explicitamente, através da separação dos nós pertencentes aos elementos adjacentes, introduzindo, assim, uma superfície de descontinuidade na malha de elementos finitos;

Modelos de fenda distribuída: representam o sólido fendilhado como um meio contínuo em que o efeito da fendilhação é modelado através da modificação das relações constitutivas dos elementos contínuos. A utilização destes modelos é particularmente vantajosa do ponto de vista computacional, uma vez que possibilita a formação de fendas com localização e orientação genéricas, preservando ao longo da análise a topologia da malha de elementos finitos original. Este modelo é naturalmente apto para a modelação da fendilhação difusa, recorrente em algumas alvenarias de edifícios antigos. Para alvenarias regulares de blocos, é difícil incorporar neste modelo a influência das juntas no comportamento fissurado da alvenaria.

Nos modelos de dano, há um tratamento unificado do comportamento em tração e em compressão. Estes modelos têm sido bastante utilizados na análise do comportamento do betão para descrever a progressiva degradação das propriedades mecânicas do material, verificada numa fase anterior ao desenvolvimento de fendas macroscópicas. A experiência da aplicação destes modelos a estruturas de alvenaria é reduzida, salientando-se os estudos desenvolvidos por Oñate [Oñate *et al.,* 1996] e Creazza [Creazza *et al.,* 2002].

Uma abordagem alternativa aos modelos de elementos finitos descontínuos com fenda distríbuida é o modelo de elementos discretos.

O método dos elementos discretos ou distintos foi inicialmente proposto por Cundall [Cundall, 1971] no âmbito da mecânica das rochas e trata-se de um método numérico de análise de estruturas que se caracteriza principalmente por permitir a ocorrência de deslocamentos e rotações finitas de corpos discretos e por permitir o reconhecimento de novos contactos entre corpos e a eliminação de contactos obsoletos (Figura 2.6). Este método estendeu-se a outros campos da engenharia, além da mecânica das rochas e foi utilizado na modelação de estruturas de alvenaria, com resultados aceitáveis (Figura 2.6) [Pagnoni, 1994] [Lemos, 1998a] [Sincraian, 2001] [Gago, 2004].

Os corpos discretos podem ser modelados como rígidos ou deformáveis, sendo a hipótese de corpos rígidos realista em situações em que o nível de deformação dos blocos é baixo quando comparado com a deformação das juntas.

Quando se considera a deformabilidade dos corpos discretos, este método aproximase dos modelos descontínuos de elementos finitos convencionais com modelação simplificada das juntas entre unidades. Salvaguardando as técnicas de solução de ambos os métodos, a diferença reside na modelação do contacto entre os corpos: no método dos elementos finitos convencionais consideram-se elementos de interface enquanto no método dos elementos discretos consideram-se contactos pontuais.



Figura 2.6 – Análise de estruturas de alvenaria usando modelos discretos: (a) ponte de arco em alvenaria [Lemos, 1995]; (b) pedestal de alvenaria de pedra seca a sustentar uma estátua [Sincraian, 2001].

3 Edifícios Gaioleiros

3.1 Enquadramento Histórico no Edificado de Lisboa

Em Lisboa coexistem diversas épocas e tipologias estruturais e construtivas. As construções de épocas mais remotas foram destruídas por catástrofes e pelo homem, restando muito pouco edificado anterior ao seculo *XVIII*. A maior parte dos edifícios anteriores ao seculo *XVIII* foram muito alterados e intervencionados, sendo a maior parte de caráter erudito e monumental, e alguns populares, integrados nos bairros históricos da cidade. O seculo *XVIII* encontra-se representado por muitos edifícios civis e religiosos, sobretudo de habitação e outros que resultaram da reconstrução da cidade após o sismo de 1755, como é o caso da cidade baixa, com as suas ruas ortogonais repletas de edifícios profundamente modificados, prejudicados na sua pureza construtiva, e provavelmente comprometidos na sua segurança, pelos cortes estruturais nos pisos baixos e pelo aumento banalizado do número de pisos, viabilizados pela tranquilidade sísmica do seculo *XIX*. [Appleton, 2001].

Os efeitos catastróficos do sismo, do incêndio e do *tsunami* foram agravados pela malha urbana caótica da cidade de Lisboa dessa época. As características arquitetónicas dos edifícios tiveram influência no seu mau desempenho estrutural durante o sismo. Salienta-se a irregularidade de alinhamentos de fachadas, originando cunheis expostos, a existência de muitos edifícios desamparados aos impulsos sísmicos, uma vez que a sua altura não era regular, e o facto de inúmeros edifícios possuírem pisos vazados. A adoção de detalhes construtivos e materiais de fraca resistência, pouco indicados para edificações em zonas sísmicas, terá também sido uma das causas do elevado número de colapsos de edifícios.

A destruição da cidade no sismo de 1755 foi muito extensiva, estimando-se em 12000 a 15000 vítimas mortais e 15000 edifícios destruídos [Gomes, 2011].

Na reconstrução da cidade, seguiu-se um plano geral definido por Eugénio dos Santos e pelo engenheiro-mor do reino Manuel da Maia (Figura 3.1). A reconstrução incorporou os conceitos urbanísticos, arquitetónicos e construtivos mais inovadores da época, sendo de referir a organização urbanística em malha ortogonal, os conceitos de normalização e de pré-fabricação e o sistema estrutural em "Gaiola" (Figura 3.2).

No final da década de 1870, com a expansão da cidade para Norte e a necessidade de construir rapidamente e com poucos custos, houve uma diminuição da qualidade da construção e o abandono do sistema de "Gaiola" utilizado na era Pombalina. Essa época construtiva deu origem aos edifícios "Gaioleiros", também designados de "prédios de rendimento", construídos com o intuito de proporcionarem um rendimento aos seus proprietários através do aluguer ou venda das suas frações. A

concentração destes edifícios é nas áreas de expansão urbana ocorrida a Norte e Poente da cidade, com particular destaque para os eixos das "Avenidas de Ressano Garcia", Almirante Reis, Avenida da Liberdade, Avenida da Républica e Alameda.



Figura 3.1 – Projeto de reconstrução da cidade de Lisboa datado de 12 de Junho de 1758 e da autoria de Eugénio dos Santos e Carlos Mardel (Biblioteca Nacional Digital).



Figura 3.2 – Sistema em "Gaiola" de um edifício pombalino [Gomes, 2011].

Os edifícios "Gaioleiros" apresentam algumas alterações significativas ao nível arquitetónico, relativamente aos edifícios Pombalinos. Destaca-se o aumento do número de pisos por edifício, que passou a ter 4 ou mais pisos acima do solo e a alteração da gaiola pombalina, onde os elementos de solidarização horizontal das paredes-mestras foram desaparecendo [Pinho, 2000]. Para além disso, é de referir a circunstância de a mão-de-obra e os materiais empregues serem, na maioria dos casos, de qualidade inferior aos usados nos edifícios do período anterior.

Por volta de 1930, este tipo de construção foi abandonado com o aparecimento do betão armado, verificando-se um período de transição. Entre 1940 e 1960 foram construídas estruturas mistas em alvenaria e betão armado.

3.2 Caracterização Estrutural

O edifício "Gaioleiro" (Figura 3.3) apresenta um sistema estrutural constituído por paredes de alvenaria exteriores e interiores, vigas de pavimento em madeira e pavimentos revestidos a madeira. As fundações são, em geral, em muros de fundação de pequena dimensão, recorrendo-se muitas vezes a abóbadas e arcos de descarga, usualmente designados por caboucos.



Figura 3.3 – Exemplos de edifícios "Gaioleiros".

O sistema de paredes do edifício "Gaioleiro" consiste numa rede ortogonal, constituída por paredes de alvenaria de tijolo e de pedra e paredes de tabique de madeira (Figura 3.4).

As paredes exteriores desta tipologia são constituídas, na sua maioria, por alvenaria de pedra irregular com uma argamassa de solidarização. As paredes interiores são normalmente de espessura reduzida, em tijolo cerâmico ou em tabique nos últimos pisos. As paredes dos edifícios "Gaioleiros" podem ser classificadas em três categorias, conforme a sua localização no edifício:

- Paredes-mestras exteriores: paredes com função resistente constituídas por alvenaria de pedra irregular, argamassas de cal e areia, que se encontram nas fachadas principais, posteriores e laterais com uma espessura que vai de 90 cm no R/C e 50 cm no último piso;
- Paredes-mestras interiores: paredes com função resistente constituídas por tijolo maciço, encontram-se no contorno dos saguões e da caixa de escada e, também, no interior dos edifícios. Apresentam uma espessura próxima de 30 cm;
- Paredes divisórias interiores: constituídas por tabique de madeira e com uma espessura média de 15 cm. Nos últimos pisos, em alguns edifícios, as paredes em tabique de madeira podem ter funções resistentes suportando pavimentos.

Nesta tipologia de edifícios são frequentes os saguões, localizados na zona central do edifício ou junto das empenas através de reentrâncias, que permitem a iluminação e o arejamento das zonas interiores. (Figura 3.5).

Como referido, os pavimentos são em madeira, sendo a sua estrutura constituída por vigas de madeira que assentam diretamente nas paredes, por meio de entregas pequenas, encontrando-se dispostos no sentido do menor vão. Nos edifícios mais recentes, nas zonas da cozinha e casa de banho, os pavimentos são constituídos por perfis metálicos que apoiam abobadilhas cerâmicas.

As fundações são, em geral, superficiais e constituídas por caboucos cheios de alvenaria de pedra rija, com espessura aproximadamente do dobro das paredes e com profundidade suficiente para permitir encontrar terreno firme.



Fachada Principal

Figura 3.4 – Esquemático de paredes presentes no edifício "Gaioleiro" [Gomes, 2011].



Figura 3.5 – Parede em alvenaria de tijolo cerâmico no saguão do edifício situado na Av. Praia Vitória, nº 20 [Gomes, 2011].

De forma geral, as paredes interiores com funções estruturais, usualmente em alvenaria de tijolo, estão dispostas paralelamente à fachada, e as paredes de tabique de madeira dispõem-se perpendicularmente a estas. Essa distribuição resulta do apoio de pavimentos cujas vigas são dispostas perpendicularmente à fachada (Figura 3.6).

As paredes exteriores em alvenaria apresentam usualmente espessuras variáveis em altura, verificando-se que as paredes de fachada principal e tardoz são as mais espessas do edifício. Em alguns casos, a parede de fachada apresenta uma espessura superior em relação à de tardoz.



Fachada Principal

Figura 3.6 – Esquemático da disposição das vigas de pavimento e tábuas de soalho presentes num edifício "Gaioleiro" [Gomes, 2011].

Refira-se que, em geral, estes edifícios possuem paredes em alvenaria de pedra de razoável a má qualidade, com pisos em madeira e contraventamentos fracos [Silva, 2001], existindo registos de um elevado número destes edifícios que colapsaram durante a sua construção [Pinho, 2000]. Devido às suas características, considera-se que esta tipologia é de fraca qualidade construtiva e, consequentemente, de elevada vulnerabilidade sísmica [Appleton, 2001].

Tendo em conta os fatores acima referidos e com o objetivo de aumentar a segurança dos seus ocupantes e da população em geral, é importante estudar novas soluções de reforço que contribuam para a segurança destes edifícios.

Face à observação do sucedido em sismos anteriores, destacam-se como principais factores que influenciam o seu mau comportamento sísmico, a fraca qualidade da alvenaria, a insuficiência de contraventamentos, as espessuras reduzidas das paredes e a distribuição em planta, a sua quantidade também reduzida e a sua fraca resistência, a elevada altura de pé direito, as empenas grandes, as fundações deficientes, telhados

e ornamentos de fachada pesados [Silva, 2001]. A elevada massa das paredes de alvenaria e a consequente força de inércia que se gera durante a ação sísmica contribuem para que os fatores enumerados anteriormente sejam de todo importantes para a resposta do edifício, pois destes depende a capacidade de transmissão dos esforços às fundações e também da dissipação da energia introduzida pelo sismo.

4 Análise Elástica Linear Tridimensional

4.1 Introdução

No presente capítulo foi testado um procedimento para analisar, de forma global, o comportamento estrutural de um edifício "Gaioleiro" relativamente à ação sísmica. O método proposto baseia-se em análises dinâmicas lineares por espetros de resposta. Embora esta análise não seja exata, pois não é simulado o comportamento não linear das alvenarias, é uma metodologia prática, que possibilita agilizar a verificação de segurança e conduz a conclusões importantes, pelo menos do ponto de vista qualitativo.

A ação sísmica foi quantificada de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8) [EC8, 2004].

Dado o carácter incompleto da parte 3 do *EC8*, que diz respeito à avaliação sísmica de estruturas existente, as verificações de segurança e algumas das propriedades adotadas neste trabalho, basearam-se no Regulamento Sísmico italiano – *Norma OPCM 3274* e modificações na *Norma 3431* (*OPCM 3274*) [OPCM 3274/3431, 2003].

O caso de estudo apresentado no presente trabalho é um edifício "Gaioleiro", situado na Rua da Sociedade Farmacêutica (Lisboa), assinalada na Figura 4.1.



Figura 4.1 - Localização do edifício do caso de estudo.

Recorrendo ao método dos elementos finitos, modelou-se este edifício através do *software* de cálculo automático *SAP2000,* procurando efetuar o estudo do comportamento estrutural do mesmo.

O estudo consistiu numa primeira abordagem do problema, em que se fez uma análise simplificada relativamente à segurança da estrutura (considerando o comportamento das paredes no seu plano) e se verificou o impacto do piso rígido na distribuição de esforços.

Procurou-se, ainda, conhecer a distribuição de forças em altura da fachada principal.

4.2 Quantificação da ação sísmica segundo o EC8

No *EC8* a definição da ação sísmica é feita de uma forma probabilística. O regulamento recomenda para estruturas correntes um período de retorno de 475 anos para a ação sísmica, que corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.

O *EC8* assume uma diferenciação de fiabilidade afetando a ação sísmica de projeto de um coeficiente de importância, que traduz a importância da construção (Tabela 4.1 e Tabela 4.2).

Os valores a considerar para as classes de importância são diferentes para as várias zonas do país, dependendo das condições de perigosidade e de considerações de segurança pública. Na Tabela 4.2 representam-se os respetivos coeficientes de importância.

Classe de Importância	Edifício
I	Edifício de menor importância para segurança pública, como por exemplo agrícolas, etc
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias
111	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc
IV	Edifícios cuja integridade física em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc

Tabela 4.1 – Classe de importância para edifícios [EC8, 2004].

Classe de	Acão sísmica	Acão sísmica tipo II	
Importância	tipo I	Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
111	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tabela 4.2 – Coeficientes de importância [EC8, 2004].

Relativamente ao zonamento sísmico em Portugal Continental, são considerados dois cenários de sismogénese: um sismo afastado ou interplacas (também designado sismo
tipo I) e um sismo próximo ou intraplacas (também designado sismo tipo II), sendo que o zonamento sísmico proposto para estes dois cenários é diferente (Figura 4.2).



Na Tabela 4.3 apresentam-se os vários tipos de solo considerados pelo EC8.

Figura 4.2 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental segundo o EC8 para a acção sísmica do tipo I (à esquerda) e tipo II (à direita) [EC8, 2004].

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratográfico
A	Rocha ou outra formação geológica, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície
В	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
С	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solo coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura
E	Pefil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v _s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situado sobre um estrato mais rigído com v _s > 800m/s
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI> 40) e um elevado teor de água
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1

Tabela 4.3	3 – Tip	os de	terreno	ſEC8.	20041.
140014 110	,b			[====,	

De acordo com o *EC8*, o espetro de resposta ($S_e(T)$), das componentes horizontais da ação sísmica é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \le T \le T_B: S_e(T) = a_g.S.\left[1 + \frac{T}{T_B}.(\eta.2, 5 - 1)\right]$$
(4.1)

$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_g . S. \eta. 2,5$$
 (4.2)

$$T_C \le T \le T_D: S_e(T) = a_g. S. \eta. 2, 5[\frac{T_C}{T}]$$
 (4.3)

$$T_D \le T \le 4s: S_e(T) = a_g. S. \eta. 2, 5[\frac{T_C T_D}{T^2}]$$
(4.4)

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 ($a_g=\gamma_1.a_{gr}$) (m/s²);

 T_B é o limite inferior do período no patamar de aceleração espetral constante (s);

 T_C é o limite superior do período no patamar de aceleração espetral constante (s);

 T_D é o valor que define no espetro o início do ramo de deslocamento constante (s);

S é o coeficiente de solo;

 η é o coeficiente de correção do amortecimento com o valor de referência η =1 para 5% de amortecimento viscoso.

Para cada tipo de ação sísmica, 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.

Na Figura 4.3 representa-se o espetro de resposta elástico do *EC8*, definido pelas expressões anteriores, onde podem ser identificados os patamares de aceleração constante (entre T_B e T_C), de velocidade constante (entre T_C e T_D) e de deslocamento constante (para T maior que T_D).

Para a componente vertical da ação sísmica, o espetro de cálculo pode ser obtido pelas expressões (4.1) a (4.4), substituindo o parâmetro a_g pela aceleração vertical correspondente a_{vg} e tomando S com valor igual a 1.0. De acordo com o Anexo Nacional, dever-se-á tomar $a_{vg} = 0.75a_v$ para um sismo do tipo I, e $a_{vg} = 0.95a_v$ para um sismo do tipo II. O *EC8* estabelece que esta componente apenas deverá ser considerada no caso de a_{vg} ser superior a 2.5 m/s² e apenas para alguns casos particulares.



Figura 4.3 – Espetro de resposta Elástico [EC8, 2004].

No caso de estudo desta dissertação, considerou-se uma classe de importância II e um terreno do tipo A. Os espetros sísmicos horizontais para as ações sísmicas do tipo I e II obtidos para o caso de estudo estão representados na Figura 4.4.



Figura 4.4 – Espetros de resposta elásticos horizontais do caso de estudo: do tipo I (à esquerda) e do tipo II (à direita).

4.3 Quantificação das características mecânicas dos materiais segundo a Norma *OPCM 3274* e modificações na *OPCM 3431*

A norma italiana *OPCM 3274* contempla os critérios definidos no *EC8* mas é mais completa no que diz respeito à verificação da segurança das estruturas de edifícios existentes, sugerindo métodos de verificação de segurança sísmica para estruturas existentes em alvenaria.

A parte correspondente à avaliação e reforço de estruturas existentes é abordada no capítulo 11 da norma *OPCM 3274*. No que diz respeito às estruturas de alvenaria, este capítulo complementa muitos conceitos apresentados no capítulo 8, que aborda os edifícios novos com estrutura em alvenaria. As observações deste capítulo são extensas e abordam os modelos, métodos de cálculo e critérios de verificação de segurança.

Tanto na *OPCM 3274,* como na parte 3 do *EC8,* o conceito de Nível de Conhecimento para avaliação de estruturas existentes determina um fator de confiança a aplicar às propriedades dos materiais e os métodos de análise permitidos. O conhecimento das geometria, dos pormenores construtivos e as propriedades dos materiais são os aspetos que definem o Nível de Conhecimento da estrutura existente (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Nível de Conhecimento em função da informação disponível e correspondentes métodos de análise
permitidos e fatores de confiança para edifícios em alvenaria (adaptado de [OPCM 3274/3431, 2003]).

Nível de conhecimento	Geometria	Pormenores Construtivos	Propriedades dos Materiais	Métodos de Análise	Fatores de Confiança
LC1		Inspeções in- situ limitadas	Investigações in-situ limitadas	Todos	1,35
LC2	Levantamento Estrutural	Extensivas e exaustivas	Extensivas investigações in-situ	Todos	1,20
LC3		inspeções in- situ	Exaustivas investigações in-situ	Todos	1,00

Os pormenores construtivos que devem ser inspecionados são os seguintes:

- Qualidade da conexão entre paredes ortogonais;
- Qualidade de conexão entre elementos horizontais e verticais e possível presença de vigas de cintagem ou outros elementos de conexão;
- Existência de lintéis estruturalmente eficientes sobre aberturas;
- Presença de elementos estruturais capazes de compensar os impulsos horizontais eventualmente existentes;
- Presença de elementos vulneráveis, estruturais e não estruturais;
- Tipologia das alvenarias (pano simples ou duplo, com ou sem conexões transversais, etc), e suas características construtivas (construção em tijolo ou pedra, regular ou irregular, etc).

Deve ser dada também uma especial atenção à avaliação da qualidade da alvenaria. A análise e avaliação das características mecânicas da alvenaria é o ponto de partida para uma avaliação do comportamento estrutural das construções face às ações estáticas e dinâmicas.

Devem ainda ser efetuadas as investigações experimentais para a caracterização da argamassa (tipo de ligação e agregado, o rácio de agente de ligação/agregado, nível de carbonização), da pedra e do tijolo (características mecânicas/físicas).

Para os valores de cálculo das resistências dos elementos de alvenaria, devem utilizarse os valores médios das propriedades dos materiais divididos pelo Fator de Confiança (de acordo com o Nível de Conhecimento) ou os valores obtidos através de ensaios experimentais de caracterização mecânica, caso tenham sido realizados, também divididos pelos respetivos fatores de confiança.

Relativamente aos métodos de análise, o *EC8* (parte 3) e o *OPCM 3274* consideram quatro métodos para análise das estruturas: análises lineares, estáticas ou dinâmicas e análises não lineares, estáticas ou dinâmicas. O *EC8* impõe para aplicação das análises lineares algumas exigências (sendo a de pisos rígidos a mais condicionante), o que resulta que na maior parte das situações de avaliação da capacidade sísmica de estruturas de edifícios antigos em alvenaria seja necessário recorrer a métodos não lineares. Este tipo de análise supõe um Nível de Conhecimento da estrutura apenas possível com testes e inspeções mais detalhadas e, consequentemente, mais intrusivas, conduzindo a um aumento do custo do projeto de reabilitação estrutural [Casanova *et al.*, 2010].

O *OPCM 3274* sugere alguns valores de referência (valores médios) das propriedades mecânicas para diferentes tipos de alvenaria, atendendo à sua tipologia e qualidade do material (Tabela 4.5).

Na análise estrutural do caso de estudo desta dissertação assumiu-se um nível de conhecimento LC2 e considerou-se que a tipologia da alvenaria das paredes resistentes exteriores é "Alvenaria de pedra não aparelhada com parâmetros de espessura limitada e núcleo interno".

4.4 Critério de verificação de segurança estrutural para a ação sísmica

Na avaliação da segurança de estruturas de alvenaria, há que contabilizar os fenómenos de instabilidade e colapso no plano das paredes e na direção perpendicular ao seu plano. As paredes alinhadas com a direção da ação sísmica funcionam no seu plano, que é o modo de funcionamento onde as paredes apresentam mais resistência ao corte, e são aquelas que absorvem a maior parte das forças de inércia que se geram durante o sismo. As outras, que funcionam fora do plano, absorvem uma pequena parcela das forças horizontais, exigindo sobretudo capacidade de deformação para suportar sem colapsar os deslocamentos impostos pela ação sísmica. No caso de uma verificação mais exaustiva, é necessário ter em atenção o comportamento dos elementos da estrutura para fora do seu plano, mas para uma primeira abordagem pode ser suficiente o estudo das paredes alinhadas com a direção da ação sísmica.

Tipologia da alvenaria	f _m	τ ₀	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm²)	(N/mm ²)	(N/mm²)	(kN/m³)
Alvenaria de pedra irregular	60 90	2.0 3.2	690 1050	115 175	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com parâmetros de espessura limitada e núcleo interno	110 115	3.5 5.1	1020 1440	170 240	20
Alvenaria de pedra aparelhada com	150	5.6	1500	250	21
boa ligação	200	7.4	1980	330	
Alvenaria de pedra macia (tufo,	80	2.8	900	150	16
calcário, etc)	120	4.2	1260	210	
Alvenaria de pedra regular	300 400	7.8 9.8	2340 2820	390 470	22
Alvenaria de tijolo e argamassa de	180	6.0	1800	300	18
cal	280	9.2	2400	400	
Alvenaria de tijolo semi-preenchido com argamassa cimentícia (ex: duplo UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Alvenaria de tijolo vazado	460	30.0	3400	680	12
(percentagem de perfurações < 45%)	600	40.0	4400	880	
Alvenaria de tijolo vazado, com juntas perpendiculares a seco (percentagem de perfurações < 45%)	300 400	10.0 13.0	2580 3300	430 550	11
Alvenaria de blocos de betão (percentagem de perfurações entre 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	2200 2800	440 560	12
Alvenaria de blocos de betão semi-	300	18.0	2700	540	14
preenchidos	440	24.0	3500	700	

Tabela 4.5 – Valor de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria (adaptado de [OPCM 3274/3431, 2003])

- f_m Resistência média à compressão da alvenaria
- τ_o Resistência média ao corte da alvenaria
- E Valor médio do módulo de elasticidade
- G Valor médio do módulo de distorção
- w Peso específico médio da alvenaria

A resistência das paredes de alvenaria, quando solicitadas por ações no seu plano, pode ser condicionada por mecanismos de colapso por **flexão composta**, por **fendilhação diagonal** e por **deslizamento**. De seguida, apresentam-se as formulações de verificação de segurança consideradas pela literatura para cada um destes modos de rotura, também presentes na norma *OPCM 3274*.

Flexão composta: Para a quantificação da resistência à flexão composta despreza-se a resistência à tração da alvenaria. Através da Figura 4.5 é possível avaliar o momento fletor resistente (M_{rd}), e o respetivo esforço de corte resistente (V_{rd}), tendo em conta as dimensões da parede e a intensidade da tensão vertical (σ_0).



Figura 4.5 – Esquema de forças no painel da parede devido a flexão composta no seu plano [Magenes et. al., 2000].

$$\begin{array}{l}
M = P.e \\
\sigma_{0} = \frac{P}{D.t} \end{array} \qquad M = \sigma_{0}.D.t.e \\
P = a.k.f_{d}.t \\
e = D - \frac{D}{2} - \frac{a}{2} \end{array} \qquad e = \frac{1}{2}(D - \frac{P}{k.f_{d}.t}) \qquad M_{rd} = \frac{\sigma_{0}.D^{2}.t}{2}(1 - \frac{\sigma_{0}}{k.f_{d}}) \qquad (4.5)$$

em que:

 σ_0 é a tensão normal de compressão na secção;

 f_d é a tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento);

- D é a largura da parede;
- t é a espessura da parede;

k é o fator de assimilação da distribuição da tensão normal (0,85), que tem em conta o facto do diagrama de tensões normais não ser retangular.

O correspondente esforço transverso resistente é dado pela inclinação do diagrama de momentos e é obtido pelo quociente entre o momento resistente (M_{rd}) e a distância à secção de momento nulo:

$$M_{rd} = V_{rd} \cdot H_{0}$$

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0} \cdot D^{2} \cdot t}{2} (1 - \frac{\sigma_{0}}{k \cdot f_{d}})$$

$$V_{rd} = \frac{\sigma_{0} \cdot D^{2} \cdot t}{2 \cdot H_{0}} (1 - \frac{\sigma_{0}}{k \cdot f_{d}})$$
(4.6)

em que:

 σ_0 é a tensão normal de compressão na secção;

 f_d é a tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento);

- *D* é a largura da parede;
- t é a espessura da parede;

*H*⁰ é distância da secção de momento nulo.

Fendilhação Diagonal: A resistência ao corte resultante do mecanismo da fendilhação diagonal pode ser quantificada com base na formulação proposta por Turnšek [Turnšek *et al.*, 1980]:

$$V_{rd} = \frac{1.5.\,C_u.\,D.\,t}{\xi} \sqrt{(1 + \frac{\sigma_0}{1.5.\,C_u})} \tag{4.7}$$

$$\xi = \frac{H}{D}$$
; 1,0 $\le \xi \le$ 1,5 (4.8)

em que:

 σ_0 é a tensão normal de compressão na secção;

D é a largura da parede;

t é a espessura da parede;

 C_u é a coesão do material;

 ξ é a relação entre a altura e largura do nembo;

H é a altura do nembo.

Deslizamento: A resistência ao corte resultante do mecanismo de deslizamento pode ser quantificada com base em modelos de *Mohr-Colomb*, como preconizado para

alvenarias novas pelo Eurocódigo 6 (*EC6*) [EC 6, 2005] e pelo *OPCM 3274*. Das relações da Figura 4.6, é possível deduzir o esforço de corte resistente:



Figura 4.6 – Esquema de tensões normais na base da parede para o deslizamento por corte [Magenes *et. al.,* 2000].

$$\tau = C_{u} + \sigma . tan\phi$$

$$\tau = \frac{V}{D \cdot t}$$

$$\sigma = \frac{P}{D \cdot t}$$

$$v = D \cdot t \cdot C_{u} + P \cdot tan\phi$$

$$\sigma = \frac{P}{D \cdot t}$$

$$v_{rd} = \frac{1,5 \cdot C_{u} + \sigma_{0} \cdot tan\phi}{1 + \frac{3 \cdot H_{0}}{\sigma_{0} \cdot D} \cdot C_{u}} \cdot D \cdot t$$

$$(4.9)$$

$$M = V \cdot H_{0} = P \cdot e$$

em que:

 σ_0 é a tensão normal de compressão na secção;

D é a largura da parede;

t é a espessura da parede;

 H_0 é distância da secção de momento nulo.

 C_u é a coesão do material;

 ϕ é o ângulo interno de resistência ao corte;

No caso de lintéis, entre janelas, com pequenas dimensões (Figura 4.7), o colapso ocorre por um mecanismo de corte puro cuja resistência é mobilizada apenas pela coesão do material. Nesse caso a resistência ao corte pode ser quantificada através da seguinte expressão:

$$V_{rd} = A. C_u \tag{4.10}$$

em que:

A é a área de interface entre os nembos e lintél;

 C_u é a coesão do material.





Na avaliação da segurança sísmica do caso de estudo através de uma análise elástica linear tridimensional apenas se considerou a verificação relativamente ao corte, pois o estudo, nesta dissertação, é ainda simplificado e procura-se apenas fazer uma avaliação global da segurança ssmica do edifício.

4.5 Caso de Estudo - Modelação

A estrutura do edifício em estudo é constituída por elementos horizontais em madeira (pavimentos) e elementos verticais em alvenaria de pedra e de tijolo (paredes exteriores e interiores). Procedeu-se à modelação dos elementos planos, paredes e pavimentos, através de elementos finitos tridimensionais com comportamento de casca.

Na Figura 4.8 encontra-se um corte transversal do modelo onde se evidenciam algumas lajes e paredes do modelo.



Figura 4.8 – Modelo computacional do edifício.

Durante a modelação adotaram-se algumas simplificações e hipóteses de forma a tentar uma boa aproximação entre o modelo e a realidade.

Considerou-se uma baixa rigidez de flexão nos elementos finitos que simulam as paredes, para que no modelo de elementos finitos não absorvam momentos perpendicularmente ao seu plano (m_{12}), tal como acontece na realidade. Devido à baixa resistência à tração que as paredes apresentam, não têm capacidade para absorver os momentos atuantes m_{12} .

Assumiu-se que as lajes funcionam segundo a sua menor direção, tendo-se libertado e sua rigidez à flexão na direção contrária (Figura 4.9).



Figura 4.9 – Funcionamento à flexão das lajes dos pisos do edifício.

As paredes e as lajes foram simuladas com comportamentos distintos embora ambas tenham sido modeladas através de elementos de casca. Nas lajes considerou-se a sua rigidez à flexão ao passo que nas paredes essa rigidez foi desprezada.

Ao considerar-se uma ligação rígida entre lajes e paredes no modelo, ocorre a propagação da deformação por flexão das lajes, que é irrealista, e resulta em esforços nas paredes. Deste modo, libertou-se a rigidez nas zonas de ligação entre lajes e paredes através da colocação de bandas sem rigidez à flexão. Assim, as lajes apresentam uma deformação livre relativamente às paredes, não ocorrendo a propagação de esforços das lajes para as paredes. Na Figura 4.10 encontra-se uma imagem representativa dessa banda e dos elementos de laje.

Com base nas Tabelas Técnicas [Brazão *et al.*, 1993]) e de acordo com o RSA (habitações em que a compartimentação esteja perfeitamente definida e em que os compartimentos não excedam áreas da ordem de 20m²), consideraram-se os seguintes valores de cargas e sobrecarga de utilização nas lajes:

Restante carga permanente (piso) - 1.5 kN/m2;

- Restante carga permanente (esteira) 0.5 kN/m²;
- Sobrecarga de utilização (piso ψ₂= 0.2) 1.5 kN/m²;
- Sobrecarga de utilização (esteira $\psi_2 = 0$) 0.5 kN/m²;



Figura 4.10 – Bandas sem rigidez à flexão na ligação de lajes e paredes.

Consideraram-se os valores indicados na Tabela 4.6, para as características mecânicas dos materiais no modelo.

Material		Módulo de Elasticidade <i>(E)</i> (GPa)	Coeficiente de Poisson <i>(v)</i>	Peso Volúmico <i>(Y)</i> (KN/m ³)	Massa Volúmica (ρ)
Alvenaria	Pedra	1,74	0,2	22	2,24
Tijolo		1	0,2	14,6	1,49
Madeira		3,5	0,2	4,5	0,46

Tabela 4.6 – Propriedades dos materiais.

O valor do módulo de elasticidade considerado para a alvenaria de pedra foi retirado da Tabela 4.5, fazendo uma média entre os valores sugeridos para "Alvenaria de pedra aparelhada com boa ligação".

Os valores considerados para as propriedades mecânicas da madeira foram obtidos com base em valores das Tabelas Técnicas [Brazão *et al.*, 1993], considerando-se que o pavimento tem 0,2m de espessura e é constituído pelo conjunto (solho (0,022m), vigas de madeira, teto composto por estuque e ripas), com um peso próprio de 0,9KN/m² e que as vigas de madeira se encontram afastadas entre si de 0,42m. Os restantes valores foram adoptados de Branco [Branco, 2007], sendo estes calibrados com ensaios de caracterização dinâmica de um edifício "Gaioleiro".

Na quantificação da ação sísmica, segundo o *EC8*, consideraram-se os dois tipos de sismo previstos no regulamento: Sismo tipo I e Sismo tipo II, quantificados através dos respetivos espetros de resposta. Admitiu-se que o terreno é do tipo A e que a estrutura apresenta um coeficiente de amortecimento de 5%. Considerou-se para o

edifício um coeficiente de comportamento relativo a esforços de 1.50, valor referenciado no *EC6* e foi considerada a combinação de ações sísmica de acordo com o *EC8*.

4.5.1 Resultados do modelo de elementos finitos no caso de piso flexível

4.5.1.1 Frequências e modos de vibração

Realizou-se uma análise modal do modelo de elementos finitos e obtiveram-se os períodos e frequências que caracterizam os diferentes modos de vibração da estrutura. Na Tabela 4.7 apresentam-se os primeiros doze modos de vibração, com os respetivos fatores de participação e, nas Figuras 4.11, 4.12 e 4.13, a representação dos principais modos de vibração. Dos resultados da Tabela 4.7, verifica-se que o primeiro modo de vibração é uma translação em torno do eixo X, associado a uma frequência própria de 2,679 Hz. Tendo em conta que neste trabalho não se efetuou uma calibração dos resultados do modelo, procurou comparar-se o valor obtido para a frequência fundamental com o edifício "Gaioleiro" situado em Lisboa, de seis pisos, estudado por Branco [Branco, 2007], que apresenta muitas semelhanças ao caso de estudo deste trabalho, para o qual se obteve experimentalmente uma frequência fundamental de 2,34 Hz (correspondente a uma translação em torno do eixo X). Este valor é próximo do valor obtido com o referente modelo de elementos finitos, considerando-se, portanto, que o modelo é suficientemente realista e que não irá comprometer a continuidade dos estudos.

Modo	Período	Frequência	Factore	es de partio	cipação	
IVIOUO	(s)	(Hz)	Ux	Uy	Uz	
1	0,373	2,679	40,20	0,05	-0,01	
2	0,230	4,343	-0,95	-0,04	-0,01	
3	0,228	4,380	0,93	-0,22	-0,01	
4	0,224	4,472	-0,16	0,46	0,00	
5	0,216	4,638	0,06	40,57	0,33	
6	0,190	5,258	-1,72	-0,06	-0,00	
7	0,190	5,261	0,63	-0,10	-0,00	
8	0,190	5,261	0,04	-0,26	0,01	
9	0,190	5,271	-0,90	-0,01	0,00	
10	0,190	5,274	0,36	0,04	-0,01	
11	0,182	5,504	-1,09	-0,04	-0,00	
12	0,181	5,525	0,73	-0,02	-0,00	

Tabela 4.7 – Modos	de	vibração.
--------------------	----	-----------



Figura 4.11 – Modo de vibração 1 (translação em torno de X).



Figura 4.12 – Modo de vibração 3 (torção).



Figura 4.13 – Modo de vibração 5 (translação em torno de Y).

4.5.1.2 Esforços nas paredes

Na Figura 4.14 apresentam-se os vários alinhamentos de paredes em planta e na Tabela 4.8 encontra-se o somatório das reações horizontais nos apoios das paredes, ao nível da cota z=0, usualmente designadas por forças de corte basal para cada alinhamento de parede. Dos resultados apresentados na Tabela 4.8, constata-se que as paredes mais solicitadas são as de fachada e as de empena (alinhamentos A, I, 1 e 11), isto é, as paredes em alvenaria de pedra e de espessura superior, que são, as paredes mais rígidas do edifício. Nas Figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se os digramas de tensões de corte (σ_{12}) na fachada principal (alinhamento 1) e na empena (alinhamento A), respetivamente. Da análise das Figuras 4.15 e 4.16, observa-se que as zonas junto das aberturas são as mais esforçadas, mas que as zonas dos pisos mais elevados são as mais solicitadas que as dos pisos inferiores.



Figura 4.14 – Alinhamentos das paredes em planta.

Alinhamentos	FH (kN)
А	1584
В	175
С	132
D	55
E	129
F	53
G	149
Н	173
Ι	1574
1	1194
2	244
3	215
4	110
5	159
6	106
7	207
8	205
9	174
10	162
11	1287

Tabela 4.8 – Forças de corte basal segundo a direção do alinhamento de parede.



Figura 4.15 – Tensões de corte σ_{12} na Fachada Principal (alinhamento 1).



Figura 4.16 – Tensões de corte σ_{12} na Empena (alinhamento A).

Procurando determinar, a partir dos resutados do modelo *SAP2000*, uma distribuição de forças ao nível dos pisos com o mesmo significado do das forças estáticas equivalentes - forças laterias do *EC8* (F_i), isto é, forças que aplicadas ao nível dos pisos tenham efeitos equivalentes à ação sísmica. Assim, determinaram-se as resultantes das tensões de corte σ_{12} nos nós dos elementos finitos dos alinhamentos dos pisos. Para cada piso considerou-se a resultante das tensões de corte nesse alinhamento o qual foi deduzido da intensidade da resultante das tensões de corte no piso superior (Figura 4.17). Estas forças estáticas equivalentes obtidas pela análise do modelo *SAP2000*, serão designadadas doravante por forças laterais *SAP2000*. Na Tabela 4.9 apresentam-se os resultados obtidos e na Figura 4.18 a sua representação gráfica.



Figura 4.17 – Distribuição das forças laterais SAP2000 na fachada principal do caso de estudo.

Nível	Cota (m)	F _i (kN)
0	0	0
1	3,5	118,7
2	6,9	241,3
3	10,1	328,3
4	13,1	325,3
5	16,1	160,0

Tabela 4.9 – Resultante de tensões de corte ao nível de cada piso da fachada principal.



Figura 4.18 – Distribuição das forças laterais SAP2000 em altura na fachada principal.

A distribuição das forças de corte na fachada principal do caso de estudo assemelha-se a uma distribuição triangular invertida, isto é, uma força proporcional ao produto da massa pela altura do piso. A partir da cota z=11m há uma diminuição da intensidade da força que pode ser explicada pela diminuição da massa nos últimos pisos. Tendo em conta esta constatação, na análise não linear da fachada principal do edifício que se realiza no capítulo seguinte considerou-se a distribuição triangular invertida.

4.5.2 Resultados do Modelo no Caso do Piso Rígido

O estudo do edifício considerando a hipótese de piso rigído justifica-se pois esta pode ser uma das intervenções a realizar no âmbito do reforço sísmico do edifício. Assim, considerou-se importante avaliar as alterações ao nível dos esforços da parede que essa alteração pode conduzir. As tabelas e figuras que se apresentam a seguir consideram as hipóteses de piso rígido e piso flexível. Na Tabela 4.10 apresentam-se as forças de corte basal e nas Figuras 4.19 e 4.20 as tensões de corte na fachada principal e empena, respetivamente. Na Tabela 4.11 e na Figura 4.21 apresentam-se ainda as forças de corte ao nível de cada piso e a sua distribuição na fachada principal, respetivamente.

Tabela 4.10 –	Forças	de	corte	basal	na	direção	do	alinhamento	de	parede	(piso	rígido	àе	esquerda	e flexív	el à
direita).																

Alinhamentos	FH (kN)
A	1654
В	176
С	130
D	45
E	133
F	44
G	149
Н	177
I	1657
1	1257
2	237
3	207
4	111
5	155
6	104
7	202
8	105
9	174
10	162
11	1430

Alinhamentos	FH (kN)
А	1584
В	175
С	132
D	55
E	129
F	53
G	149
Н	173
I	1574
1	1194
2	244
3	215
4	110
5	159
6	106
7	207
8	205
9	174
10	162
11	1287



Figura 4.19 – Tensões de corte σ_{12} ao longo da fachada principal (Alinhamento 1) (piso rígido à esquerda e flexível à direita).



Figura 4.20 – Tensões de corte σ_{12} ao longo da empena (Alinhamento A) (piso rígido à esquerda e flexível à direita).

Tabela 4.11 - Forcas de corte ao	nível de cada piso da fa	achada principal (piso ríg	zido à esquerda e flexível à	direita).
1 abela 4.11 - 1 olças de colte ao	million de cada piso da n	achada principai (piso ng	, ao a coquerta e nexiver a	i un citaj.

Nível	Cota (m)	F _i (kN)
0	0	0
1	3,5	50,9
2	6,9	262,5
3	10,1	361,7
4	13,1	363,6
5	16,1	196,8

Nível	Cota (m)	F _i (kN)
0	0	0
1	3,5	118,7
2	6,9	241,3
3	10,1	328,3
4	13,1	325,3
5	16,1	160,0



Figura 4.21 – Distribuição das forças laterais *SAP2000* em altura na fachada principal (piso rigído à esquerda e flexível à direita).

Analisando a Tabela 4.10 verifica-se que as paredes mais rígidas, as das fachadas e a das empenas, absorvem a maior parte da força sísmica, como seria de esperar. No entanto, observa-se que, considerando diafragma rígido ao nível dos pisos, as paredes mais rígidas são mais esforçadas do que as mesmas paredes no caso de piso deformável e que as paredes intermédias absorvem menos esforços relativamente ao modelo no caso de piso flexível.

Observando a Tabela 4.11 e a Figura 4.21, verifica-se que a distribuição de forças da fachada principal é idêntica nas duas situações, sendo aproximadamente triangular invertida.

Por último, no modelo de elementos finitos, isolou-se a fachada num modelo bidimensional, eliminando todos os elementos que se ligam à mesma (pavimentos e paredes ortogonais) e aplicaram-se as forças laterais *SAP2000*, na condição de diafragma rigído ao nível dos pisos. Na Figura 4.22, representa-se o diagrama de tensões de corte obtido dessa forma, juntamente com o diagrama de tensões de corte obtido completo tridimensional (Figura 4.19) na condição de piso rígido. Da Figura 4.22, verificou-se que a distribuição de tensões é idêntica nas duas situações. No entanto a intensidade das forças é superior quando se liberta a parede do restante edifício.



Figura 4.22 – Tensões de corte σ_{12} na fachada (bidimensional à esquerda e tridimensional à direita).

Na Figura 4.23 apresenta-se o diagrama de tensões de corte, isolando igualmente a fachada, mas, ao invés de se aplicarem as forças laterais *SAP2000*, aplicam-se as forças laterias do *EC8*, calculadas na Tabela 4.12. O *EC8*, o regulamento italiano *OPCM 3273* e o português RSA definem as forças estáticas equivalentes da seguinte forma:

$$F_i = F_H \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \tag{4.11}$$

em que:

 F_i é a força estática equivalente no nível i;

- F_H é a força horizontal total (corte basal);
- W_i é o peso mobilizado no nível i;
- h_i é a cota no nível i.

Admitindo que os efeitos das massas dos pisos se faz sentir apenas nas paredes que lhes são próximas, isto é,que os pavimentos não apresentam rigidez no seu plano suficiente para serem considerados rígidos, no cálculo das forças estáticas equivalentes pela expressão anterior o peso W_i mobilizado pela parede ao nível do piso i resulta da área de influência dessa parede. No presente trabalho admite-se esta hipótese sempre que se considera o cálculo de forças estáticas equivalentes pela

Analisando a Figura 4.23, verifica-se que as distribuições de tensões de corte são idênticas, quer tenham sido calculadas através das forças laterais do *EC8* ou das forças laterais *SAP2000* para a situação de piso rígido.



Figura 4.23 - Diagrama de tensões de corte σ_{12} ao longo da fachada isolada (forças laterais do *EC8* à direita e forças laterais *SAP2000* à esquerda considerando piso rigído).

Piso i	h _i (m)	W _{i, parede} (KN)	W _{i, piso} (KN)	W _{i, total} (KN)	Fi/Fh
Piso 1	3,5	569,5	30,1	599,5	0,08
Piso 2	6,9	546,2	30,1	576,3	0,16
Piso 3	10,1	499,7	30,1	529,8	0,21
Piso 4	13,1	453,2	30,1	483,3	0,25
Piso 5	16,1	453,2	30,1	483,3	0,30

Tabela 4.12 – Forças laterais do EC8.

4.5.3 Verificação de Segurança - Análises Simplificadas

4.5.3.1 Verificação de segurança global

Em primeiro lugar procurou-se efetuar uma análise global determinando a tensão média de corte instalada nas paredes de alvenaria devido à acção símica e comparar esse valor com a resistência ao corte das paredes. A comparação desses resultados possibilita uma primeira avaliação sobre a segurança ao corte da estrutura. Na Tabela 4.13 apresentam-se os valores das forças de corte basal segundo cada uma das direções principais do edifício, FH, x e FH, y e o peso total da estrutura para a combinação quase permanente de ações (FV), correspondentes à ação sísmica regulamentar pelo *EC8* e a uma redução de 35% dessa ação sísmica regulamentar, conforme sugerido pela norma italiana *OPCM 3274* para edifícios antigos. De facto, fará sentido considerar um nível de segurança mais reduzido em edifícios de valor patrimonial, com o objetivo de diminuir o impacto das intervenções de reforço [lcomos, 2003].

Tabela 4.13 – Força de	corte basal e o peso	total da estrutura p	para a combinação quas	e permanente de ações
segundo o <i>EC8</i> .				

	100% da ação sísmica do <i>FC8</i>	65% da ação sísmica do <i>EC8</i>
FV (kN)	22271	22271
FH, x (kN)	4024	2616
FH, y (kN)	4063	2641

Assumindo para o cálculo da força de corte resistente um modelo de *Mohr-Coulomb*, a força de corte resistente em cada uma das direções é dada pelo produto da resultante das forças verticais pelo coeficiente de atrito (tg φ , em que φ é o ângulo de atrito). No entanto, nesta análise simplificada admitiu-se um coeficiente de atrito de 0,56² (valor médio), o qual foi dividido pelo coeficiente de segurança material χ_m =2 e pelo fator de confiança correspondente a *LC2* (1,2), resultando tg φ =0,23.

Refira-se que na opinião do autor este valor poderá ser extremamente penalizado para a análise de estruturas de alvenaria resistente. De facto, a norma *OPCM 3274* indica que o valor de cálculo da resistência deverá ser obtido a partir das resistências médias divididas pelo respetivo fator de confiança (1,2).

Neste estudo simplificado, considerou-se o valor de segurança material $\gamma_m=2$ no cálculo da resistência, mas no estudo mais detalhado que realiza no capítulo 5, referente à análise não linear, assumiu-se o valor médio obtido no âmbito do projeto

² Valor que resultou da análise dos valores obtidos nos ensaios de corte em paredes de alvenaria de pedra realizados no *IST* no âmbito do projeto *SEVERES* (www.severes.org)

SEVERES (<u>www.severes.org</u>) para a quantificação das resistências das propriedades dos materiais dividido pelo fator de confiança correspondente a *LC2* (1,2), conforme indicado no *OPCM 3274*.

Nesta análise simplificada não se seguiu na totalidade a regulamentação do *OPCM* 3274 visto esta indicar um coeficiente de comportamento relativo a esforços de 3, valor que na opinião do autor parece excessivo. Assim, procurou-se a situação intermédia entre o *EC6/EC8*, que não abrange especificamente a análise de edifícios antigos em alvenaria, e o *OPCM* 3274, que abordando esses edifícios refere um coeficiente de comportamento relativo a esforços que não parece ser compatível com a definição da ação sísmica em Portugal de acordo com o *EC8*.

Assumindo os pressupostos anteriores, a força resistente em cada direção foi o valor de 5122 kN, o qual é superior a FH, x e FH, y nas duas hipóteses regulamentares consideradas na Tabela 4.13, verificando-se portanto, a segurança a nível global.

Apesar da segurança global ter sido verificada no plano das paredes, não significa que esta seja verificada na realidade, pois considerou-se que as paredes apenas se comportam no próprio plano. No entanto, sabe-se que as paredes se comportam para fora do seu plano devido sao comportamento flexível dos pavimentos, o que exija a que se tenha de realizar também uma verificação de segurança fora do plano das paredes. No caso em estudo admitiu-se que na ação de reforço e reabilitação estrutural seriam tomadas as medidas necessárias para promover a rigidificação de pisos e a ligação entre paredes e pavimentos, isto é, eliminando a liberdade das paredes fletirem para fora do seu plano.

4.5.3.2 Verificação de segurança por alinhamentos de parede

Após a verificação global de segurança descrita no ponto anterior, fez-se uma outra verificação, também em termos médios, para cada alinhamento de parede. Pretendeuse identificar quais os alinhamentos de parede mais condicionantes. Na caracterização da resistência ao corte adotou-se a lei de *Coulomb* em que a tensão tangencial máxima admissível (τ_{rd}) é dada por:

$$\tau_{rd} = \sigma_0 t g \phi + C u \tag{4.12}$$

em que:

 σ_0 é a tensão normal de compressão;

 ϕ é o ângulo de atrito interno;

Cu é a coesão.

A verificação de segurança consitiu na comparação da força de corte resistente (F_{rd}) com a força sísmica (FH_i). FH_i foi obtida pela resultante das tensões de corte (σ_{12}) para cada alinhamento de parede. A força resistente, F_{rd} , obteve-se com base na expressão 4.12. No cálculo de F_{rd} também foi necessário determinar a força vertical FV_i , que é a resultante da integração das tensões de compressão nas paredes (σ_{22}) à cota z=0, para a combinação quase permanente de ações. Nos cálculos, considerou-se um valor médio para a coesão de 0,065MPa (valor retirado do *OPCM 3274*) e dividiu-se pelo fator de confiança *LC2* (1,2), obtendo o valor de 0,054MPa.

Na Tabela 4.14 apresentam-se os resultados da verificação global de segurança ao corte correspondentes à ação sísmica regulamentar pelo *EC8* e a uma redução de 35% dessa ação sísmica regulamentar, para as paredes alinhadas segundo X e Y (ver a sua disposição em planta na Figura 4.12), considerando as medidas necessárias de reforço ao nível dos pisos (diafragma rígido).

	100% da ação		65% d	a ação	
	sísmica do EC8		sísmica do EC8		
Alinhamentos	FV _i (kN)	FH _i (kN)	FV _i (kN)	FH _i (kN)	F _{rd} (kN)
А	5038	1654	5038	1075	2167
В	756	176	756	114	373
С	668	130	668	85	306
D	166	45	166	29	59
E	396	133	396	86	205
F	166	44	166	29	60
G	660	149	660	97	303
Н	750	177	750	115	372
I	5039	1657	5039	1077	2167
1	2853	1257	2853	817	1193
2	455	237	455	154	132
3	279	207	279	135	114
4	218	111	218	72	76
5	265	155	265	101	102
6	391	104	391	68	94
7	273	202	273	131	112
8	375	105	375	68	90
9	327	174	327	113	130
10	256	162	256	105	82
11	3035	1430	3035	930	1017

Tabela 4.14 – Verificação global de segurança considerando diafragma rígido ao nível dos pisos.

Da análise da tabela 4.14, verifica-se que considerando 100% da ação sísmica regulamentar, as paredes orientadas segundo X não verificam a segurança (alinhamento 1 a 11).

Refira-se que era expectável que as paredes orientadas segundo X apresentassem mais problemas estruturais que as orientadas segundo Y, uma vez que a sua resistência é inferior, pois apresentam espessuras idênticas e um comprimento inferior ao das paredes orientadas segundo Y. Embora as paredes orientadas segundo X sejam em maior número do que as orientadas segundo Y, esse facto não compensa a referida diferença de comprimentos. No entanto, a maioria das paredes verificam a segurança ao corte no seu próprio plano, considerando apenas 65% da ação sísmica regulamentar, de acordo com o proposto na norma *OPCM 3274* para edifícios antigos de alvenaria. As paredes que não verificam a segurança nesta hipótese são as correspondentes aos alinhamentos 2, 3, 7, 8 e 10. Pensa-se que a adoção de 100% da ação sísmica regulamentar para este tipo de edifícios possa ser excessiva, pois trata-se de edifícios antigos de valor patrimonial, que de acordo com o *OPCM 3274* pode-se considerar uma redução até 35% do valor da ação sísmica regulamentar para este tipo de edifícios regulamentar para este tipo de edifícios regulamentar para este tipo de edifícios possa ser excessiva, pois trata-se de edifícios antigos de valor patrimonial, que de acordo com o *OPCM 3274* pode-se considerar uma redução até 35% do valor da ação sísmica regulamentar para este tipo de edifícios possa ser excessiva, possa ser excessiva, pos trata-se de edifícios antigos de valor patrimonial, que de acordo com o *OPCM 3274* pode-se considerar uma redução até 35% do valor da ação sísmica regulamentar para este tipo de edifícios possa ser excessiva, pos trata-se considerar uma redução até 35% do valor da ação sísmica regulamentar para este tipo de edifícios.

Ainda assim, os resultados obtidos indiciam que o edificio terá alguns problemas estruturais no caso de ocorrência de sismo e será recomendável a realização de estudos mais detalhados para obter uma melhor estimativa da segurança sismica do edifício.

4.5.4 Conclusões

Este capítulo teve como objetivo uma primeira abordagem de avaliação da resistência sísmica do edifício em estudo.

Concluiu-se que na condição de diafragma rígido ao nível dos pisos, as paredes mais espessas e portanto mais rígidas e mais resistentes são mais solicitadas do que no caso de piso flexível, havendo um alívio das paredes menos espessas, isto é, paredes menos rigídas e menos resistentes. Este facto é bom do ponto de vista do comportamento sísmico do edifício, pois permite uma melhor redistribuição estrutural de esforços.

Concluiu-se também que os locais mais esforçadas nas fachadas e empenas são as zonas entre aberturas, sendo que os esforços vão diminuindo em altura, sendo nos últimos pisos bastante mais baixos, devido à dimininuição da massa.

Relativamente à distribuição das forças de corte ao longo da fachada principal do edíficio estudado obtidas através das análises dinâmicas lineares por espetro de resposta, chegou-se à conclusão que esta se aproxima da distribuição triangular invertida obtida pelo método das forças estáticas equivalentes do RSA e do *EC8*. No próximo capítulo 5 (*Análise Não Linear Bidimensional*) considerar-se-á a distribuição das forças laterais do *EC8*.

Considerando 100% da ação sísmica regulamentar definida no EC8 como primeira hipótese e uma redução de 35% dessa ação sísmica como segunda hipótese (redução que pode ser considerada de acordo com a norma OPCM 3274 em edifícios antigos de alvenaria) e estabelecendo uma verificação global de segurança, com base nas forças de corte basal, concluiu-se que a estrutura satisfaz globalmente a segurança para as duas hipóteses. Relativamente à segurança ao corte nos vários alinhamentos de parede, concluiu-se que as paredes orientadas segundo X não verificam a segurança quando se considera 100% da ação regulamentar sísmica, ao passo que as paredes segundo Y verificam a segurança para a totalidade da ação sísmica regulamentar, o que permite concluir que o edifício apresenta uma maior rigidez na direção Y. As paredes orientadas segundo a direção Y apresentam um comprimento superior e espessuras aproximadamente iguais relativamente às paredes orientadas segundo X, o que confere uma maior rigidez ao edifício na direção Y. Embora o número de paredes segundo a direção X seja superior ao número de paredes segundo a direção Y, tal facto não compensa essa diferença de comprimentos. Considerando 65% do valor da ação sísmica regulamentar, a segurança ao corte é verificada para a grande maioria dos alinhamentos de parede, à exceção de cinco alinhamentos (2, 3, 7, 8 e 10) correspondentes a paredes interiores orientadas segundo a direção X.

É importante referir que a verificação de segurança considerada foi feita ao nível do solo (z=0) e apenas teve em conta a resistência das paredes da estrutura, não contemplando, a capacidade de deformação das mesmas. Numa análise mais rigorosa, a verificação relativamente às deformações também deveria ser efetuada, bem como uma verificação de segurança para as várias cotas do edifício.

Esta dissertação não tinha como objetivo a realização de uma análise elástica linear do caso de estudo, mas sim uma análise mais avançada à fachada principal do edifício (análise não linear bidimensional de *pushover*), que será efetuada no capítulo 5, razão pela qual a verificação de segurança efetuada neste capítulo foi bastante simplificada. Porém, poderia ter-se usado uma metodologia mais completa, seguindo por exemplo a metodologia proposta por Silva [Silva, 2011].

5 Análise Não Linear Bidimensional

5.1 Introdução

Neste capítulo pretendeu-se efetuar uma análise estática não linear à fachada principal do edifício.

Nesta análise plana desprezam-se as ações fora do plano da fachada, admitindo-se que tais ações são absorvidas pelas paredes que lhe são ortogonais. Considera-se, portanto, que todas as paredes do edifício, incluindo a fachada, estão adequadamente travadas e ligadas às paredes ortogonais e aos pavimentos. Estas ligações terão, eventualmente, que resultar de ações de reforço estrutural que se consideram fora do âmbito desta dissertação.

Dentro das abordagens referidas no capítulo 2 recorreu-se à **macro-modelação**, em que as paredes são simuladas através de elementos de comportamento elástico linear ligados entre si por interfaces onde se concentra todo o comportamento não linear. Esta modelação é orientada para casos práticos em que a rapidez e facilidade de modelação são valorizadas em detrimento de algum rigor da modelação. O programa de análise estrutural *SAP2000* permite modelar o comportamento não linear que resulta das características geométricas da estrutura ou das propriedades mecânicas dos materiais.

Assim, uma parede de um edifício solicitada no seu plano pode ser modelada com recurso a um pórtico equivalente em que cada nembo é representado por um único macro-elemento, constituindo uma **coluna**. Os lintéis também são representados por macro-elementos, constituindo as **vigas**. Deste modo, o modelo fica constituído por **colunas** e **vigas** ligadas entre si através de **elementos de ligação rígidos** e **rótulas pláticas**, como exemplificado na Figura 5.1. O comportamento não linear da estrutura é considerado através das **rótulas plásticas**.

Um dos métodos de macro-modelação com pórticos equivalentes mais utilizados é o **POR**, que supõe na sua versão melhorada [Tomazevic, 1978] [Tomazevic *et al.*, 1990], que o colapso estrutural ocorre devido a um mecanismo de rotura, predefinido, num dado piso. Este assume que a rotura ocorre somente nos nembos, e não permite que esta aconteça num **lintel**.



Figura 5.1 – Modelação de Pórtico Equivalente [Pereira, 2009].

Para eliminar as simplificações do método **POR**, Magenes [Magenes *et al.*, 2000] avançou com uma outra formulação de pórtico equivalente, designada pelo acrónimo **SAM**, por ter sido implementada num programa numérico com o mesmo nome.

A formulação de pórtico equivalente *SAM*, proposta por Magenes, é a formulação usada no estudo efetuado deste capítulo.

O método **SAM** apresenta como principais diferenças a possibilidade de ocorrência de diversos mecanismos de colapso (Figura 5.2) num mesmo elemento (derrubamento por flexão composta, fendilhação diagonal e deslizamento), possibilitando a ocorrência de rotura nas vigas. Estes requisitos são:

- O modelo deve simular os principais mecanismos de rotura dos elementos da estrutura, condicionados por critérios de resistência adequados;
- O equilíbrio local e global deve ser respeitado, de modo a eliminar soluções erradas em termos de resistência última da estrutura;
- Deve ser procurado um compromisso adequado entre o detalhe e a simplicidade do modelo;
- Deve ser deixada em aberto a possibilidade de facilmente se limitar danos nos elementos, para se poder aplicar a filosofia dos Estados Limite.

Os mecanismos de rotura possíveis nos nembos e, por conseguinte, nas colunas que as simulam, são o de derrubamento por **flexão composta**, a **fendilhação diagonal** e o **deslizamento**.

Os mecanismos de rotura possíveis nas vigas são o de derrubamento por **flexão** composta e o de corte.



Figura 5.2 – Mecanismos de rotura de um macroelemento de alvenaria [Magenes *et al.*, 1995]: (a) Derrubamento por Flexão Composta; (b) Deslizamento, (c) Fendilhação Diagonal.

5.2 Definição da Geometria do Modelo

De acordo com Dolce [Dolce, 1989] as **colunas** são constituídas por uma parte deformável e duas partes infinitamente rígidas em ambas as extremidades. A altura eficaz corresponde à extensão deformável (Figura 5.3), sendo calculada através da seguinte expressão:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H - h')}{h'}$$
(5.1)

em que:

 H_{eff} é a altura eficaz;

h' é a altura resultante das relações geométricas da Figura 20;

H é a altura entre pisos;

H₁, H₂ são Elementos de ligação (rigídos);

D é a largura do elemento vertical.

As relações geométricas que permitem estabelecer uma correspondência entre os nembos e as colunas do pórtico equivalente encontram-se esquematizadas na Figura 5.3.

As **vigas** são deformáveis e ladeadas por barras rígidas de ligação, sendo necessário definir um comprimento eficaz, que no caso de aberturas verticalmente alinhadas em pisos consecutivos é igual ao comprimento da abertura (Figura 5.4 (a)) e no caso de aberturas verticalmente desalinhadas em pisos consecutivos, o comprimento eficaz é definido como se representa na Figura 5.4 (b), correspondendo à largura média entre as aberturas superior e inferior.



Figura 5.3 – Determinação da altura eficaz das colunas [Pereira, 2009].



Figura 5.4 – Definição do comprimento eficaz das vigas quando as aberturas em pisos consecutivos são: (a) alinhadas; (b) desalinhadas [Pereira, 2009].

5.3 Definição dos Elementos de Comportamento Não Linear

Os elementos mais utilizados nas análises não lineares são rótulas plásticas. Tal facto prende-se com a facilidade de modelação e com a simplicidade do modelo material adotado. As rótulas plásticas permitem a modelação do comportamento de cedência e pós-cedência de elementos de barra, através de parâmetros independentes para os momentos, corte e esforço axial.

No *SAP2000*, para cada grau de liberdade da rótula, é definida uma curva forçadeslocamento ou momento-rotação que define o valor de cedência e a máxima deformação plástica correspondente. A curva é traçada através da definição de 5 pontos (A-B-C-D-E), como se apresenta na Figura 5.5.



Figura 5.5 – Curva força-deformação para definição do comportamento das rótulas [CUR, 1997].

A curva de resposta é definida por um tramo elástico A-B (Figura 5.5), em que a deformação ocorre na barra, pois a rótula só admite deformações plásticas. A partir do ponto B, ocorre a deformação plástica na rótula. Se a deformação não atingir o ponto C, o descarregamento é elástico e segundo uma reta paralela a A-B. Atingindo o ponto C, ocorre o colapso com uma perda brusca de resistência, C-D, e deformações permanentes. O ponto D define o nível de tensão residual que permite um aumento de deformação até se atingir o colapso em E.

O comportamento das rótulas plásticas nas **colunas** difere do comportamento das rótulas plásticas nas **vigas**. As **colunas** são modeladas com um comportamento elástico-perfeitamente plástico traduzido por curvas momento-rotação ou forçadeslocamento, Figura 5.7 (a). Nas rótulas plásticas das **colunas** adota-se um comportamento rígido-perfeitamente plástico, Figura 5.7 (b). Nas **vigas** assume-se um comportamento elástico-frágil com uma resistência residual igual a 25% da resistência última, Figura 5.8 (a). Nas rótulas plásticas das **vigas** considera-se um comportamento frágil, Figura 5.8 (b). Na Tabela 5.1, apresentam-se as expressões dos vários mecanismos de colapso em nembos de alvenaria e também do mecanismo de colapso em lintéis de alvenaria, deduzidas no capítulo 4, que serão utilizadas na definição da não linearidade das rótulas plásticas.



Figura 5.6 – Curvas momento-rotação ou força-deformação [Pereira, 2009]: (a) colunas - comportamento elásticoperfeitamente plástico; (b) rótulas plásticas – comportamento rigído-perfeitamente plástico.



Figura 5.7 – Curvas força-deformação [Pereira, 2009]: (a) vigas – comportamento elástico frágil com resistência residual; (b) rótulas plásticas – comportamento rígido-plástico frágil com resistência residual.

Tabela 5.1 – Esforços de cedência dos diversos mecanismos de colapso no plano da parede.

Elementos	Mecanismo de Colapso	Esforços Resistentes	Equação
Nembos	Flexão Composta	$M_{rd} = \frac{\sigma_0.D^2.t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{K.f_d}\right) e V_{rd} = \frac{\sigma_0.D^2.t}{2.H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{K.f_d}\right)$	(4.5)
	Fendilhação Diagonal	$V_{rd} = \frac{1.5. C_u. D. t}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5. C_u}}$	(4.7)
	Deslizamento	$V_{rd} = \frac{1.5. C_u + \sigma_0. tan\phi}{1 + \frac{3. H_0}{\sigma_0. D}. C_u}. D. t$	(4.9)
Lintéis	Corte	$Vrd = A. C_u$	(4.10)

- σ_0 Tensão normal de compressão na secção;
- f_d Tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento);
- *D* Largura da parede;
- t Espessura da parede;
- H₀ Distância da secção de momento nulo;
- C_u Coesão do material;
- ξ Relação entre a altura e largura do nembo;
- ϕ Ângulo interno de resistência ao corte;
- A Área de interface entre o lintél e nembos;

K — Fator de assimilação da distribuição da tensão normal (0,85), que tem em conta o facto do diagrama de tensões normais não ser retangular.

No posicionamento das rótulas plásticas nas **colunas** que simulam os nembos, colocaram-se as mesmas nas extremidades das **colunas**, onde se situam os valores máximos do diagrama de momentos (Figura 5.8). Essas rótulas estão associadas ao mecanismo de colapso por **flexão composta** e apresentam um valor de momento resistente calculado pela expressão 4.5 (**rótulas plásticas de momento**).



Figura 5.8 – Esquema de diagramas típicos de momentos nas colunas que justificam o posicionamento das rótulas plásticas de momentos [Pereira, 2009].

Na definição do modelo bidimensional da fachada principal do edifício em estudo, concentrou-se a massa dos nembos na secção superior das **colunas**, desprezando a distribuição da massa ao longo do elemento. Deste modo, o andamento dos diagramas de esforço transverso é constante, sendo, portanto, indiferente o posicionamento das rótulas plásticas ao longo das **colunas**. Optou-se, assim, pela colocação das rótulas plásticas a meia altura das **colunas**, como se pode ver na Figura 5.9. Essas rótulas associam-se aos mecanismos de colapso de corte por **fendilhação diagonal** ou por **deslizamento** e apresentem um valor de resistência ao corte dado pelo menor dos valores calculados pelas expressões 4.7 e 4.9 (**rótulas plásticas de corte**).



Figura 5.9 – Esquema de diagramas típicos de esforço transverso nas colunas que justificam o posicionamento das rótulas plásticas de corte [Pereira, 2009].

Relativamente às **vigas**, que representam os lintéis, colocaram-se as rótulas plásticas a meio destes elementos, como se pode ver na Figura 5.10. Essas rótulas também estão associadas ao mecanismo de colapso por corte, em que a sua resistência ao corte é dada pela expressão 4.10 (**rótulas plásticas de corte**).



Figura 5.10 - Esquema de diagramas típicos de esforço transverso nas vigas que justificam o posicionamento das rótulas plásticas de corte [Pereira, 2009].

Na limitação da deformação das rótulas plásticas recorreu-se à norma italiana *OPCM 3274* onde está prevista a aplicação de um método de pórtico equivalente semelhante ao considerado neste trabalho. Deste modo, assumiu-se uma deformação última de 0,8% da altura eficaz do elemento para as **rótulas plásticas de momentos** nas **colunas** e de 0,4% da altura eficaz do elemento para as **rótulas plásticas de corte** nas **colunas**, relativo aos dois mecanismos de deslizamento e fendilhação diagonal nos nembos. De referir que, nas **rótulas plásticas de corte** nas **vigas**, não se procede a nenhuma limitação máxima da deformação.

5.4 Análise Estática Não Linear - Princípios Gerais

Para não se recorrer a análises dinâmicas não lineares, as análises estáticas não lineares, vulgarmente designadas por **pushover**, permitem a consideração do comportamento fisicamente não linear sem grandes custos computacionais. Estas análises correspondem à imposição de carregamentos horizontais crescentes que permitem que se defina a capacidade resistente da estrutura. Esta capacidade pode ser representada graficamente por uma curva que traduz a variação do esforço transverso na base do edifício com o deslocamento no seu topo (**curva de capacidade**) [Bento et al., 2004].

A facilidade e a eficácia das análises *pushover* têm resultado na sua inclusão e consideração na mais recente regulamentação internacional para análises sísmicas de edifícios. De modo geral, independentemente do regulamento, a filosofia que orienta as análises *pushover* é comum. Além da definição de uma curva de capacidade, os diferentes regulamentos propõem a definição do espetro de resposta elástico, representativo da ação sísmica condicionante e posterior adaptação ao comportamento não linear. A interseção das duas curvas permite a definição do **ponto de desempenho sísmico** (Figura 5.11) ou do **deslocamento objectivo** (performance point ou target displacement) [EC8, 2005] [ATC40, 1996] [FEMA 273, 1997] [FEMA, 356] [OPCM 3274, 2003].


Figura 5.11 – Ponto de desempenho sísmico [Pereira, 2009].

Além da modelação numérica considerando o efeito do comportamento não linear, a principal questão da de um **pushover** reside na variação em altura da intensidade das forças estáticas equivalentes. É precisamente neste aspeto que as várias metodologias correspondentes aos diversos regulamentos apresentam diferenças. A distribuição da intensidade das forças estáticas equivalentes varia em altura com a rigidez dos elementos da estrutura, a qual não se mantém constante ao longo da análise. Nesse sentido, no procedimento *Displacement-Based Pushover (DAP)*, a atualização da distribuição em altura das forças estáticas equivalentes é efetuada procedendo à aplicação de deslocamentos, ao invés de forças, através de uma análise adaptativa que considera as características de rigidez do modelo em cada passo da análise. Outros procedimentos, partindo do mesmo princípio, mas resolvendo o problema de outra maneira, têm sido desenvolvidos, tais como o atual *Displacement-Based Pushover (ADAP)* e o *Seismic Adaptive Pushover (SDAP)* [Casanova *et al.*, 2007]. No entanto, o procedimento mais corrente continua a residir na adoção de uma distribuição triangular das forças estáticas equivalentes.

Na realização da análise de *pushover* no presente trabalho, recorreu-se ao **Método N2** para se poder obter o **ponto de desempenho sísmico**, que permite converter um sistema em vários graus de liberdade num sistema de um só grau de liberdade. Após a aplicação do **Método N2**, ainda se efetuou um amortecimento do espetro sísmico elástico.

De seguida, apresenta-se a descrição do **Método N2** e do amortecimento efetuado no espetro sísmico elástico.

Método N2

Este método de análise tem vindo a ser desenvolvido e adaptado principalmente por Fajfar em [Fajfar, 1999, 2000], incluindo a sua aplicabilidade a estruturas irregulares [Fajfar *et al.*, 2008]. A generalização do método encontra-se formalizada através da introdução do procedimento de análise no *EC8* (Parte 1, Anexo B) [EC8, 2003], onde se

encontram explicitados os pressupostos e condições para a determinação do deslocamento objetivo numa análise estática não linear.

O método aqui apresentado corresponde a uma versão simplificada e permite a determinação do deslocamento objetivo através de um sistema equivalente de um grau de liberdade e da utilização de espectros inelásticos da ação sísmica.

Para tal, é necessário a construção de um modelo de cálculo em que as características geométricas e reológicas da estrutura estejam definidas e através desse modelo, será possível efetuar a transformação dos vários graus de liberdade num grau de liberdade equivalente. Esse modelo equivalente de um grau de liberdade é representativo das características dinâmicas globais da estrutura e no qual as seguintes relações são válidas:

$$S_{de} = \frac{T^{*^2}}{4\pi^2} S_{ae}$$
(5.2)

em que:

 T^* é o período do sistema equivalente de um grau de liberdade (seg);

 S_{ae} é a aceleração espectral elástica (m/s²);

 S_{de} é o deslocamento espectral elástico (m).

A transformação do sistema de vários graus de liberdade para o sistema de um grau de liberdade e das relações entre forças basais e deslocamentos em relações entre acelerações espectrais e deslocamentos espectrais faz-se a partir da seguinte equação fundamental do movimento sem a parcela relativa ao amortecimento [Fajfar, 2000].

$$[M]{\ddot{u}} + {R} = [M]{1}a$$
(5.3)

em que:

[M] é a matriz de massa (ton);

 $\{\ddot{u}\}$ é o vetor de deslocamentos (m);

 $\{R\}$ é o vetor das forças internas (KN);

 $\{1\}$ é o vetor unitário que determina a direção da ação;

a é a aceleração na base (m);

O campo de deslocamentos pode ser escrito como função duma configuração deformada e permanece proporcional a esta durante todo o cálculo. Este ponto é

considerado por Fajfar [Fajfar, 2000] numa hipótese determinante para os resultados e para a análise.

$$\{u\} = \{\phi\}d_t \tag{5.4}$$

em que:

 $\{\phi\}$ é o vector que determina a configuração de deslocamentos;

 d_t é o deslocamento no ponto de controlo do sistema de vários de graus de liberdade (m).

Por outro lado, a distribuição de forças aplicadas à estrutura, $\{\psi\}$, depende da mesma configuração de deslocamentos, $\{\phi\}$:

$$\{P\} = p\{\psi\} = p[M]\{\phi\}$$
(5.5)

em que:

{*P*} é o vetor de forças exteriores aplicadas (kN);

p é o fator que traduz a intensidade da ação;

[M] é a matriz de massa (ton).

A configuração de deslocamentos mais adequada e, a correspondente configuração de carga depende do tipo de estrutura.

Do equilíbrio de forças resulta que, as forças internas devem ser iguais às forças exteriores:

$$\{\phi\}^{T}[M]\{\phi\}\dot{d}_{t} + \{\phi\}^{T}[M]\{\phi\}p = \{\phi\}^{T}[M]\{1\}a$$
(5.6)

e de onde resulta a equação fundamental do sistema de um grau de liberdade:

$$m^{*}\ddot{d}^{*} + F^{*} = m^{*}a$$

$$m^{*} = \{\phi\}^{T}[M]\{1\}$$

$$d^{*} = \frac{d_{t}}{\Gamma}$$

$$F^{*} = \frac{V}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^{T}[M]\{1\}}{\{\phi\}^{T}[M]\{\phi\}}$$
(5.7)

em que:

 m^* é a massa equivalente do sistema de um grau de liberdade;

 d^* é o deslocamento equivalente do sistema de um grau de liberdade;

 F^* é a força basal equivalente do sistema de um grau de liberdade;

V é a força basal do sistema de vários graus de liberdade;

 Γ é o fator de transformação do sistema de vários graus de liberdade para um sistema com um grau de liberdade.

Através desta transformação, é possível obter o diagrama que relaciona a força basal e os deslocamentos equivalentes do sistema de um grau de liberdade e a relação idealizada do comportamento. O tipo de idealização e o cálculo dos valores correspondentes à cedência do sistema são aproximações que dependem do tipo de estrutura em estudo.

O *EC8*, no seu Anexo B, sugere apenas uma representação bilinear sem rigidez póscedência para a idealização do comportamento. Segundo os resultados obtidos por Bhatt [Bhatt, 2007] em análises a edifícios de betão armado, a aproximação bilinear sem rigidez após cedência (idealização bilinear elastoplástica perfeita - Figura 5.12), constitui uma boa aproximação comparativamente com os resultados de uma análise dinâmica não linear. No presente estudo adotou-se a idealização sugerida pelo *EC8*.



Figura 5.12 – Idealização bilinear elastoplástica perfeita da relação F* - d* [EC8, 2003].

Assumida uma idealização do comportamento não linear, o valor do período relativo ao sistema equivalente de um grau de liberdade resultante da transformação e a respetiva aceleração espetral são dadas por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$
(5.8)

$$Sa = \frac{F_{\mathcal{Y}}^{*}}{m^{*}} \tag{5.9}$$

em que:

 T^* é o período do sistema equivalente de um grau de liberdade;

 m^* é a massa equivalente do sistema de um grau de liberdade;

 d_y^* é o deslocamento equivalente do sistema de um grau de liberdade correspondente à cedência (m);

 F_y^* é a força basal equivalente do sistema de um grau de liberdade correspondente à cedência (kN).

Sa é a aceleração espectral correspondente (m/s²).

Neste caso, a plasticidade e a capacidade de deformação da estrutura fica patente na definição da ação. Parte-se de um espetro elástico no formato acelerações/deslocamentos espetrais e recorre-se ao fator de correção R_{μ} para ter em conta a dissipação de energia através dos ciclos histeréticos.

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$$
(5.10)

em que:

 $S_{ae}(T^*)$ é a aceleração espectral elástica para o período do sistema equivalente de um grau de liberdade (m/s²);

 S_{ay} - aceleração espectral correspondente ao ponto de cedência (m/s²);

Dependendo do comportamento dinâmico da estrutura, o fator de redução é aplicado de forma distinta:

$$T^* < T_c \ e \ S_a = \frac{F_y^*}{m^*} \ge S_{ae}(T^*)$$
 $S_d = S_{de}(T^*)$ (5.11)

$$T^* < T_C \ e \ S_a = \frac{F_y^*}{m^*} < S_{ae}(T^*) \qquad S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1)\frac{T_C}{T^*}) \quad (5.12)$$

$$T^* \ge T_C \qquad \qquad S_d = S_{de}(T^*) \tag{5.13}$$

em que:

 R_{μ} é o fator de redução;

 μ é a ductilidade, relação entre o máximo deslocamento e o deslocamento correspondente à cedência;

 T_c é o período característico da ação sísmica, correspondente ao período de transição entre o domínio de aceleração constante e velocidade constante do espectro de resposta (seg).

A Figura 5.13 ilustra graficamente as condições definidas para T^* maior e menor que T_C .



Figura 5.13 – Representação gráfica do Método N2 [EC8, 2003].

O ponto de desempenho representa a interseção do espetro de capacidade da estrutura com o espetro de resposta referente à ação sísmica em análise para o mesmo nível de energia dissipada, isto é, para o mesmo nível de amortecimento.

Tendo em conta que o amortecimento é definido pela expressão 5.14 [Clough *et al.*, 1995] e tendo em consideração a representação bilinear proposta por *ATC40* [ATC40, 1996], é possível calcular o valor do amortecimento para um ponto do espetro de capacidade, assumindo a manutenção da rigidez inicial do espetro e avaliando o melhor declive após cedência de modo a que as áreas acima e abaixo do espectro simplificado sejam iguais (conservação da energia dissipada)) (Figura 5.14). O *ATC40* apresenta também um procedimento aproximado de cálculo do amortecimento (Figura 5.15).



Figura 5.14 – Cálculo do amortecimento. Procedimento exacto (adaptado de [ATC40, 1996]).

$$\xi_h = \frac{2}{\pi} \frac{A_{ciclo}}{A_{rect}} \tag{5.14}$$

em que:

 ξ_h é o amortecimento histerético;

Aciclo é a área definida por um ciclo histerético;

 A_{rect} é a área definida pelo retângulo envolvente dos ciclos histeréticos.



Figura 5.15 – Cálculo do amortecimento. Procedimento proposto pelo ATC40 [ATC40, 1996].

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \frac{S_{ay} S_{dpi} - S_{dy} S_{api}}{S_{api} S_{dpi}}$$
(5.15)

em que:

 S_{ay} é a aceleração espetral correspondente ao ponto de cedência (m/s²);

 S_{dy} é o deslocamento espetral correspondente ao ponto de cedência (m);

 S_{api} é a aceleração espetral correspondente ao valor máximo (m/s²);

 S_{dpi} é o deslocamento espetral correspondente ao valor máximo (m);

 E_D é a energia dissipada por amortecimento (m²/s²);

 E_{S0} é a energia de deformação elástica (m²/s²).

O amortecimento total ξ é dado por:

$$\xi = k\xi_h + \xi_0 \tag{5.16}$$

em que:

 ξ_h é o amortecimento histerético;

 ξ_0 é o amortecimento elástico;

k é o fator de correção do amortecimento histerético.

Da expressão 5.16 é necessário determinar o fator de correção k. De acordo com o *ATC40* este fator depende do tipo de edifício (novo, tradicional ou deficiente) e da duração do movimento do solo (curta ou longa), conforme se apresenta na Tabela 5.2.

Duração do sismo	Edifícios Novos	Edifícios Antigos/Tradicionais	Edifícios Deficientes
Curta	Tipo A	Тіро В	Tipo C
Longa	Тіро В	Tipo C	Тіро С

Tabela 5.2 – Tipos de comportamento estrutural (adaptado de [ATC40, 1996]).

Entende-se por edifícios novos aqueles cujos sistemas estruturais resistentes às forças horizontais e sua pormenorização verificam os regulamentos atuais, por edifícios deficientes, aqueles cujos sistemas estruturais resistentes às forças horizontais têm um comportamento histerético indeterminado, ou que sofre degradação, e por edifícios tradicionais, todos os outros, nomeadamente a maioria dos edifícios reforçados. As designações Tipo A, Tipo B e Tipo C provêem do *ATC40* e dizem respeito ao valor de amortecimento equivalente que a estrutura apresenta (Tabela 5.3).

Para o edifício em estudo considera-se que é do tipo "edifício deficiente", ou seja, que apresenta um comportamento estrutural do tipo C, para uma duração do sismo curta ou longa.

Tipo de comportamento estrutural	ζ _{eq} (%)	k _o (-)
Tine A	≤ 16,25	1,0
про А	≥ 16,25	1,13-(0,51.ζ _{eq} .π/2)
Tino D	≤ 25	0,67
про в	≥ 25	0,845-(0,446.ζ _{eq} .π/2)
Tipo C	qualquer valor	0,33

Tabela 5.3 – Fator de modificação de amortecimento viscoso equivalente (adaptado de [ATC40, 1996]).

A redução do espectro de resposta regulamentar, referente à ação sísmica com 5% de amortecimento, pode ser efetuada recorrendo ao valor do coeficiente de correção do amortecimento η , definido no *EC8*:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \ge 0.55 \tag{5.17}$$

em que ξ é o amortecimento total da estrutura.

Assim, determinam-se a aceleração espetral amortecida, S_a' , e o deslocamento espetral amortecido da estrutura, S_a' :

$$S_a{}' = S_a.\eta \tag{5.18}$$

$$S_{d}{}' = \frac{T^{2}}{4\pi^{2}} S_{a}{}'$$
(5.19)

em que:

 S_a é a aceleração espetral da estrutura no sistema de um grau de liberdade.

T é o período da estrutura correspondente ao sistema de um grau de liberdade.

5.5 Análise de Pushover do Caso de Estudo

O objetivo deste capítulo é averiguar a facilidade e rapidez da modelação e análise não linear através do *SAP2000* em estruturas de alvenaria, bem como avaliar a fiabilidade de seus resultados.

A estrutura em análise é a fachada principal do edifício em estudo, a qual é regular no que diz respeito às propriedades mecânicas da alvenaria, localização e dimensão das aberturas.

Seguindo as propostas da modelação *SAM*, obteve-se para o caso de estudo o pórtico equivalente representado na Figura 5.16.

Os dados das **vigas** do **Pórtico Equivalente** encontram-se na Tabela 5.4 e os dados relativos às **colunas** encontram-se resumidos na Tabela 5.5. Foram consideradas os mesmos valores já adotados no capítulo 4 para as propriedades mecânicas da alvenaria (Tabela 5.6).

Na definição das ações a aplicar ao modelo considerou-se que as cargas são compostas por duas componentes: uma primeira que diz respeito ao peso próprio da parede e, uma segunda, para as cargas atuantes no piso. As cargas provenientes dos pisos foram calculadas com recurso a áreas de influência. O peso próprio das colunas foi aplicado nas suas extremidades superiores, juntamente com as cargas provenientes dos pisos. As cargas aplicadas nas extremidades superiores das colunas estão representadas na Tabela 5.7.

Definidas as cargas verticais a aplicar ao modelo, é necessário definir a intensidade das forças estáticas equivalentes à ação sísmica.

Um dos objetivos das análises **pushover** é determinação da força necessária para se atingir um limite de dano pré-estabelecido. Neste caso, pretendeu-se estimar a força de corte basal correspondente ao colapso da estrutura, pelo que as forças estáticas equivalentes ao nível de cada piso são função linear de um parâmetro que se irá variar ao longo da análise. Posteriormente determinaram-se as forças estáticas equivalentes com base na expressão 4.11, do capítulo 4 (Tabela 5.8).



Figura 5.16 – Modelo de Pórtico Equivalente da fachada principal do caso de estudo.

Piso	Elemento	L (m)	h (m)	t (m)
	H1	0,95	1,7	0,7
1º	H1′	2,275	1,1	0,7
	H1"	1,766	1,7	0,7
	H2	0,95	1,57	0,7
2º	H2′	2,275	1,1	0,7
	H2"	0,884	1,57	0,7
	H3	0,95	1,4	0,7
3º	H3′	2,275	1,1	0,7
	H3"	0,884	1,4	0,7
	H4	0,95	1,2	0,7
4º	H4'	2,275	1,1	0,7
	H4"	0,884	1,2	0,7
5º	H5	0,95	0,6	0,7
	H5′	2,275	0,6	0,7
	H5"	0,884	0,6	0,7

Tabela 5.4 – Dimensões das vigas do Pórtico Equivalente.

Elemento	H (m)	t (m)	h' (m)	D (m)	H _{eff} (m)
VA0	3,5	0,7	2,35	0,95	2,50
VB0	3,5	0,7	1,8	1,43	2,25
VC0	3,5	0,7	2,1	1,07	2,34
VD0	3,5	0,7	2,1	1,07	2,34
VE0	3,5	0,7	1,8	1,43	2,25
VF0	3,5	0,7	2,35	0,95	2,50
VA1	3,4	0,7	2,38	0,95	2,52
VB1	3,4	0,7	2,1	1,43	2,40
VC1	3,4	0,7	2,13	1,51	2,43
VD1	3,4	0,7	2,13	1,51	2,43
VE1	3,4	0,7	2,1	1,43	2,40
VF1	3,4	0,7	2,38	0,95	2,52
VA2	3,2	0,7	2,35	0,95	2,46
VB2	3,2	0,7	2,07	1,43	2,33
VC2	3,2	0,7	2,1	1,51	2,36
VD2	3,2	0,7	2,1	1,51	2,36
VE2	3,2	0,7	2,07	1,43	2,33
VF2	3,2	0,7	2,35	0,95	2,46
VA3	3	0,7	2,27	0,95	2,37
VB3	3	0,7	2,1	1,43	2,30
VC3	3	0,7	2,1	1,51	2,32
VD3	3	0,7	2,1	1,51	2,32
VE3	3	0,7	2,1	1,43	2,30
VF3	3	0,7	2,27	0,95	2,37
VA4	3	0,7	2,27	0,95	2,37
VB4	3	0,7	2,1	1,43	2,30
VC4	3	0,7	2,1	1,51	2,32
VD4	3	0,7	2,1	1,51	2,32
VE4	3	0,7	2,1	1,43	2,30
VF4	3	0,7	2,27	0,95	2,37

Tabela 5.5 – Dimensões das colunas do Pórtico Equivalente.

Tabela 5.6 – Pro	nriedades mer	ânicas da al	vonaria
Tabela 5.0 - Pro	prieuaues mec	allicas ua al	venaria.

Módulo de Elasticidade (E) (Mpa)	1740
Módulo de distorção (G) (Mpa)	242
Peso específico (Kg/m ³)	1900
Resistência à compressão (fd) (Mpa)	1,46
Atrito (μ)	0,46

Piso	Elemento	Carga (kN)
	VA0	316
	VB0	534
10	VC0	497
19	VD0	497
	VE0	538
	VF0	315
	VA1	239
	VB1	390
20	VC1	402
Ze	VD1	402
	VE1	389
	VF1	239
	VA2	166
	VB2	264
20	VC2	289
5=	VD2	289
	VE2	264
	VF2	169
	VA3	102
	VB3	156
10	VC3	176
4=	VD3	176
	VE3	156
	VF3	97
	VA4	38
	VB4	66
50	VC4	64
<u>-ر</u>	VD4	67
	VE4	66
	VF4	34

Tabela 5.7 – Carga na extremidade superior de cada coluna.

Tabela 5.8	– Forças	estáticas	equivalentes.
------------	----------	-----------	---------------

Piso i	h _i (m)	W _{i, parede} (kN)	W _{i, piso} (kN)	W _{i, total} (kN)	Fi/Fh
Piso 1	3,5	569,5	30,1	599,5	0,08
Piso 2	6,9	546,2	30,1	576,3	0,16
Piso 3	10,1	499,7	30,1	529,8	0,21
Piso 4	13,1	453,2	30,1	483,3	0,25
Piso 5	16,1	453,2	30,1	483,3	0,30

Recorrendo ao modelo de elementos finitos tridimensional apresentado no capítulo 3 obteve-se a tensão vertical, σ_0 , em cada elemento correspondente à ação das cargas verticais na combinação quase permanente. Refira-se que na realidade, numa análise não linear a tensão vertical σ_0 instalada é variável ao longo da análise. No caso em estudo, optou-se por simplificação de cálculo por considerar os valores da tensão vertical σ_0 nas colunas correspondente à aplicação das cargas verticais no regime elástico linear.

Para a definição da distância do ponto de momento nulo à extremidade mais afastada nas colunas (H_0), aplicou-se em simultâneo, no modelo bidimensional de pórticos equivalentes da fachada, as cargas verticais e as forças estáticas equivalentes. É de salientar que o diagrama de momentos é proporcional às forças estáticas equivalentes, bastando, assim, conhecer a distribuição destas forças em altura.

A determinação dos deslocamentos elásticos nas colunas foi efetuada através do cálculo do quociente entre os esforços de cedência das rótulas corte e a rigidez elástica dos elementos. Por sua vez, a determinação das rotações elásticas é efetuada de acordo com a Figura 5.17.



Figura 5.17 – Relação deslocamento-rotação adotada [Pereira, 2009].

Admitiu-se, portanto, que:

$$\phi_{elastico} = \frac{\delta_{elastico}}{h_{eff}}$$
(5.20)

em que:

 $\delta_{elastico}$ é o deslocamento elástico relativo entre as extremidades do nembo de alvenaria;

 h_{eff} é a altura eficaz do nembo de alvenaria;

 $\phi_{elastico}$ é a rotação elástica relativa entre as extremidades do nembo de alvenaria;

Seguindo os valores da norma *OPCM 3274*, foram adotados os limites de deformação $\phi_u = 0.8\%$. h_{eff} para as rótulas plásticas de momento e $\delta_u = 0.4\%$. h_{eff} para as rótulas plásticas de corte. Como referido, na caracterização destes elementos só é possível introduzir o patamar plástico, ou seja:

$$\phi_{plastico} = \phi_u - \phi_{elastico} \tag{5.21}$$

$$\delta_{plastico} = \delta_u - \delta_{elastico} \tag{5.22}$$

No cálculo de $\delta_{elastico}$ das colunas, considerou-se que estas têm um funcionamento estrutural do tipo encastrado/encastrado deslizante de onde resulta:

$$\delta_{elastico} = \frac{L^3}{12.E.I}$$
(5.23)

em que:

L é o comprimento da coluna;

E é o módulo de elasticidade do material constituinte da coluna;

I é a inércia da secção de corte da coluna.

Sabe-se que o comportamento real das **colunas** do modelo é intermédio entre o comportamento de um elemento do tipo encastrado/encastrado e o comportamento de um elemento encastrado/encastrado deslizante. No entanto, o valor calculado de δ_u tem ordem de grandeza superior ao valor calculado de $\delta_{elastico}$, quer seja considerado para o funcionamento estrutural da **coluna** um comportamento do tipo encastrado/encastrado deslizante ou do tipo encastrado/encastrado. Assim, o valor obtido para $\delta_{plastico}$ pela expressão 5.22 é pouco influenciado pelo do tipo de comportamento considerado para as **colunas**.

Deste modo, procedeu-se ao cálculo dos esforços de cedência a atribuir das rótulas plásticas, bem como dos seus limites de deformação plástica. Na Tabela 5.9 apresentam-se os esforços de cedência e os limites de deformação correspondentes às **colunas** e na Tabela 5.10 os esforços de cedência e os limites de os limites de deformação correspondentes às **vigas**.

Definido o modelo, procedeu-se à identificação do mecanismo de colapso e da curva de **pushover** (Figura 5.19 e 5.20). Na Figura 5.18 apresenta-se o gráfico relativo à distribuição triangular das forças laterais do *EC8* (distribuição utilizada na análise de **pushover**).

O ponto A, indicado a vermelho na Figura 5.19, representa a secção de controlo escolhida para esta análise.

Piso	Flemento	M_{rd}	V _{rd,desl.}	V _{rd, fend, diag.}	δ_{plastico}	$\phi_{plastico}$
		(kN.m)	(kN)	(kN)	(m)	(rad)
	VA0	92,6	117,4	94,3	0,0100	0,0200
	VB0	217,5	230,0	149,1	0,0090	0,0180
	VC0	123,6	205,2	122,8	0,0093	0,0187
PISO U	VD0	123,6	206,9	122,8	0,0093	0,0187
	VE0	217,9	234,2	149,6	0,0090	0,0180
	VF0	92,4	117,1	94,1	0,0100	0,0200
	VA1	80,6	89,7	83,9	0,0100	0,0201
	VB1	191,2	172,6	130,5	0,0096	0,0192
Dico 1	VC1	210,4	177,5	136,5	0,0097	0,0194
PISU 1	VD1	210,4	178,7	136,5	0,0097	0,0194
	VE1	190,9	172,2	130,4	0,0096	0,0192
	VF1	80,6	90,3	83,9	0,0100	0,0201
	VA2	63,0	59,1	72,7	0,0098	0,0197
	VB2	148,6	112,8	111,7	0,0093	0,0186
Dico 2	VC2	170,1	128,5	119,6	0,0094	0,0189
P150 Z	VD2	170,1	128,6	119,6	0,0094	0,0189
	VE2	148,6	113,2	111,7	0,0093	0,0186
	VF2	63,8	60,2	73,2	0,0098	0,0197
	VA3	42,5	32,7	61,2	0,0095	0,0190
	VB3	97,5	64,0	92,6	0,0092	0,0184
Dico 2	VC3	115,0	76,4	100,0	0,0093	0,0185
PISU 5	VD3	115,0	76,6	100,0	0,0093	0,0185
	VE3	97,5	61,1	92,6	0,0092	0,0184
	VF3	40,7	30,9	60,2	0,0095	0,0190
	VA4	17,2	8,7	47,0	0,0095	0,0190
	VB4	44,7	23,4	73,0	0,0092	0,0184
Dico 4	VC4	46,0	24,8	75,6	0,0093	0,0185
P150 4	VD4	48,0	26,1	76,4	0,0093	0,0185
	VE4	44,7	23,9	73,0	0,0092	0,0184
	VF4	15,5	8,3	46,0	0,0095	0,0190

Tabela 5.9 – Esforços de cedência e limites de deformação plástica nas colunas.

Piso	Vrd (kN)
	64,5
1º	41,7
	64,5
	59,5
2º	41,7
	59,5
	53,1
3º	41,7
	53,1
	45,5
4º	41,7
	45,5
	22,8
5⁰	22,8
	22,8

Tabela 5.10 – Esforços de cedência nas vigas.



Figura 5.18 – Distribuição de forças usadas na análise pushover (forças laterais do EC8).

A análise envolveu um total de 52 passos, em que a intensidade das forças horizontais foi calculada através do incremento do parâmetro linear que controla a intensidade dessas forças.

Na análise, como se pode observar na Figura 5.19, verifica-se que se formam rótulas plásticas nas colunas do último piso (rótulas de corte). Tal situação é provável, pois os valores de resistência ao corte dos nembos (V_{rd,desl.}) no último piso são baixos, em virtude da diminuição da intensidade dos esforços de compressão. Tal facto reflete-se no desenvolvimento da curva de **pushover**, que sofre uma "quebra" quando o ponto A

atinge deslocamentos na ordem dos 17,7 mm, para uma força de corte basal última de 378,1 kN. Esta "quebra" representa o início do mecanismo de colapso da estrutura.



Figura 5.19 – Mecanismo de colapso total.



Figura 5.20 – Curva de *pushover* retirada do SAP2000.

Na Figura 5.21 encontra-se representado o desenvolvimento de uma das rótulas de corte do último piso (rótula R1 da Figura 5.19) durante esta análise de **pushover**. A rótula R1 permanece em regime elástico até ao 11º passo, onde se atinge o seu valor de corte máximo (8,7 KN). Quando se atinge o seu valor de deformação plástica (8,6 mm, no 19º passo), a rótula colapsa, sofrendo deformações irreversíveis.



Figura 5.21 – Relação deformação-esforço transverso da rótula R1 (Figura 5.19).

Definida a curva de *pushover*, aplicou-se de seguida o **Método N2**, tendo-se obtido os resultados representados na Tabela 5.11:

m*	178,2
Г	1,524
Fy*	248,2
dm*	0,0066
Em*	0,9273
dy*	0,0058
Т*	0,405

Tabela 5.11 – Valores de cálculo obtidos através do Método N2.

Atendendo a que T^{*}>T_c=0,4, então S_d=S_{de}(T^{*}) e d_t^{*}=0,0153m. Convertendo os resultados novamente para o sistema de vários graus de liberdade, obtém-se dt=0,0233m e $\frac{F_y^*}{m^*}$ =1,392. A interseção da curva de **pushover** com o espetro sísmico encontra-se ilustrada na Figura 5.22.



Figura 5.22 – Interseção da curva de *pushover* com o espetro sísmico.

O espetro sísmico considerado foi o correspondente ao sismo do tipo I do *EC8*, pois este é condicionante, apresentando acelerações maiores para o valor da frequência própria do edifício do que no caso do sismo do tipo II.

A intersecção entre o espetro do sismo do tipo I com a curva de capacidade corresponde ao ponto de deslocamento 0,0409 m e de aceleração 1,392 m/s².

Aplicando o processo de amortecimento do espetro de resposta sísmico e após algumas iterações para a determinação do valor do amortecimento total (ξ) calculouse o ponto de desempenho da estrutura.

Atingiu-se um amortecimento histerético de 42%, a que corresponde um amortecimento equivalente de 19%. Na Figura 5.23 encontra-se representado o espetro sísmico sem amortecimento (linha a azul), a curva de capacidade da estrutura (linha a vermelho) e o espetro sísmico amortecido (linha a verde). O ponto de desempenho da estrutura trata-se da interseção do espetro sísmico amortecido com a curva de capacidade da estrutura.



Figura 5.23 – Intersecção da curva de *pushover* com o espectro sísmico amortecido.

A curva de **pushover** interseta a curva do espetro sísmico amortecido para um deslocamento de 16,8mm. Analisando a curva de **pushover** retirada do *SAP2000* (Figura 5.23), sabe-se que a estrutura colapsa para um deslocamento de 17,7 mm, no sistema de vários graus de liberdade. Dividindo este valor pelo coeficiente de transformação (Γ), obtém-se o valor de 11,6mm, o que significa que o colapso ocorre antes da interseção da curva de capacidade da estrutura com a curva do espetro sísmico do tipo I amortecido. Assim, constata-se que a estrutura não apresenta um ponto de desempenho sísmico, ou seja que a estrutura não apresenta capacidade resistente para suportar a ação sísmica regulamentar.

5.5.1 Conclusões

Os resultados obtidos na análise pushover permitem concluir que o edíficio em estudo não apresenta uma boa resposta face à ação sísmica.

Na fachada, verificou-se que as zonas mais críticas se localizam no último piso, onde ocorreu o colapso que consistiu na formação de rótulas de corte nos nembos.

Tal facto é compreensível, pois nos últimos pisos as tensões verticais são reduzidas, o que resulta numa reduzida resistência a esforços de corte. Esse fato foi detetado numa grande quantidade de edifícios com estrutura em alvenaria sujeita à ação sísmica. Por exemplo, em Itália uma grande quantidade deste tipo de edifícios colapsou durante o sismo de *Modena*, em 2012, e pôde-se constatar que alguns edifícios sofreram danos mais severos nas suas zonas mais altas (Figuras 5.24 e 5.25).



Figura 5.24 – Imagem de uma construção em alvenaria após a ação do sismo Modena, Bolonha.



Figura 5.25 – Imagem de um edifício de alvenaria após a ação do sismo Modena, Bolonha.

Refira-se que a análise de *pushover* foi realizada apenas na fachada principal do edifício, dando-nos resultados relativos apenas a uma parte da estrutura do trabalho.

Para obter resultados mais conclusivos a nível global, esta análise deveria ser realizada em todas as paredes dos vários alinhamentos do edifício em estudo.

É importante referir que as hipóteses desta análise no que se refere às propriedades dos materiais foram definidas com base na literatura. Assim, as hipóteses têm ser confirmadas no edifício em questão.

6 Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

A análise sísmica de edifícios antigos de alvenaria deve ser suficientemente expedita e eficaz mas com um rigor significante para que as suas conclusões sejam válidas. A eficácia de qualquer modelação numérica está associada à correta caracterização estrutural e material dos edifícios. No presente estudo, procurou-se descrever as características mecânicas dos materiais constituintes dos edifícios antigos e apresentar os sistemas construtivos de paredes de alvenaria mais comuns e que influenciam a modelação numérica.

Um dos objetivos deste trabalho foi o teste de metodologias simplificadas com modelos de elementos finitos elásticos lineares para verificação de segurança sísmica em edifícios antigos. O procedimento utilizado permitiu ter uma noção geral do comportamento dum edifício antigo relativamente à ação sísmica.

O método de análise proposto baseou-se em análises dinâmicas lineares por espetro de resposta. Esta opção possibilita simplificar a verificação de segurança, pelo que se considera ser a mais adequada para uma análise global de um edifício. Este processo foi composto por duas verificações de segurança. A primeira verificação consistiu na avaliação global do corte basal, considerando a resistência das paredes apenas no seu plano. A segunda verificação foi realizada para cada um dos alinhamentos de parede ao nível do solo (z=0), onde se comparou a resistência ao corte com os esforços sísmicos. Estas verificações foram feitas considerando duas hipóteses distintas. Na primeira hipótese assume-se 100% da ação sísmica regulamentar do *EC8*. Na opinião do autor esse valor pode ser excessivo para o edfício em questão (edifício antigo em alvenaria, de valor patrimonial), pelo que se considerou uma segunda hipótese, em que se reduz a ação sísmica regulamentar do *EC8* em 35%, de acordo com a norma italiana *OPCM 3274* para edifícios antigos de alvenaria.

Neste procedimento, admitiu-se que as paredes resistentes funcionam apenas segundo o seu plano. Mesmo desprezando o funcionamento das paredes para fora do seu plano é necessário garantir um adequado travamento dos pavimentos e paredes, para evitar colapsos resultantes de deformações fora do plano das paredes. Admitiu-se que este tipo de deficiências construtivas será corrigido quando o edifício for intervencionado.

O objetivo deste trabalho não passa apenas pela análise do comportamento estrutural do edifício com base numa análise linear e encetou-se portanto um procedimento mais completo.

Após a primeira abordagem com modelos elásticos lineares, testou-se uma metodologia mais sofisticada capaz de traçar a resposta completa da estrutura. Efetuou-se então uma análise estática não linear (*pushover*) considerando a fachada principal do edifício em estudo.

A metodologia de análise estática equivalente proposta por outros autores e testada nesta dissertação para aplicação no *software SAP2000*, recorre à idealização de paredes de alvenaria em pórticos equivalentes, sendo o comportamento material não linear simulado através de rótulas plásticas de momento e de corte (por deslizamento e por fendilhação diagonal).

A metodologia apresentada permite identificar muito facilmente a evolução de danos na estrutura até atingir o colapso.

A localização e tipologia dos mecanismos de colapso é muito importante para o projeto do reforço sísmico, pois permite limitar a sua aplicação a zonas onde o reforço seja necessário. Possibilita, portanto, uma poupança e uma maior eficácia ao nível da quantidade de materiais, de mão-de-obra e desafetação do espaço.

De um modo geral, considera-se que os objetivos propostos neste trabalho foram cumpridos.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar de atingidos os objetivos propostos para o trabalho, houve várias simplificações na sua realização, que merecem ser alvo de melhorias.

A análise não linear de estruturas é um processo rigoroso mas exige uma correta definição das propriedades materiais, que não foi conseguida no presente trabalho. De fato, na obtenção das propriedades mecânicas dos materiais recorreram-se a valores de referência com base em regulamentos e outras bibliografias. Assim, verifica-se a necessidade de complementar este trabalho com uma calibração experimental do modelo e com uma caracterização mecânica dos materiais.

Outro aspeto simplificativo neste trabalho foi a consideração do comportamento estrutural das paredes apenas no seu próprio plano, partindo do princípio da existência duma capacidade de deformação das paredes para fora do plano. Assim, é importante o desenvolvimento de outros estudos que considerem o funcionamento das paredes estruturais de alvenaria para fora do seu plano.

A análise não linear foi efetuada somente na fachada principal do edifício, não se tendo em conta o comportamento das restantes paredes estruturais do edifício. Esta análise deveria ser efetuada para os vários alinhamentos de parede. Porém, esse processo é demorado, se se pretendesse usar apenas o sofware *SAP2000*. Assim, pensa-se que o desenvolvimento de um software que facilitasse o processo de

realização desta análise teria uma boa aceitação, pois facilitaria a realização de análises não lineares, e, consequentemente o conhecimento detalhado da resposta da estrutura até ao seu colapso.

Outra contribuição para o estudo deste tipo de modelações apresentadas podia ser através da simulação de mais casos práticos, eventualmente com calibrações através de ensaios experimentais. Só com número considerável de aplicações bem sucedidas se poderá confirmar a validade da metodologia avançada.

Bibliografia

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

[ATC40, 1996] Applied Technology Council. "ATC40 – Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings", California Seismic Safety Commission, 1996

[Bhatt, 2007] Bhatt, C. A. F.. "Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares", Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, 2007

[Branco, 2007] Branco, M.. "Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria", Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 2007

[Brencich *et al.*, 1997] Brencich, A., Lagomarsino, S.. "A macro-element dynamic model for masonry shear walls", Computer Methods in Structural Masonry 4, Ed. G. N. Pande, J. Middleton, B. Kralj, Florence, 1997

[Brencich *et al.*, 1998] Brencich, A., Gambarotta, L., Lagomarsino, S.. "A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings", 11ECEE, 1998

[Bento *et al.*, 2004] Bento, R., Rodrigues, F.. "Análises estáticas não lineares. Ênfase ao método N2". Relatório ICIST, 2004

[Brazão *et al.*, 1993] Farinha, J. S. Brazão e Reis, Correia dos, A.. "Tabelas Técnicas. Setúbal" : Edição P.O.B., 1993.

[Candeias, 2008] Candeias, P. J. O. X.. "Avaliação da vulneravilidade sísmica de edifícios de alvenaria"

[Casanova *et al.*, 2007] Casanova, A., Bento, R., Lopes, M.. "Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria com Referência à Regulamentação Estrangeira", 7º Congresso nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007

[Casanova et al., 2010] Casanova, A., R. Bento, M. Lopes. Comparação de Regulamentação sobre Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios Antigos de Alvenaria. Reabilitar 2010 - Encontro Nacional : Conservação e Reabilitação de Estruturas, 2010

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

[Clough et al., 1995] Clough, R., Penzien, J.. "Dynamics of Stuctures, Computers and Structures, Inc.", 2ª Edição, 1995

[Computers and Structures Inc., 2005] SAP2000 v.11, Computers and Structures Inc., Analysis Reference Manual. CSI, Berkeley, 2005

[Coburn et al., 1994] Coburn, A. W., Spence, R. J. S., Pomonis, A.. "Vulnerability and Risk Assessment (2nd edition)", UNDP Disaster Management Training Program, New York, 1994

[Creazza et al., 2002] Creazza, G., Matteazzi, R., Saetta, A., Vitaliani, R.. Analyses of masonry vaults: a macro approach based on three-dimensional damage model. "Journal of structural engineering", 2002

[Cundall, 1971] Cundall, P.A.. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proc. of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Vol. 1, paper nº II-8, Nancy, France, 1971

[CUR, 1997] Rots, Ed. J. G., Balkema, A. A.. "Structural Masonry: An Experimental/Numerical Basis for Practical Design Rules", Centre for Civil Engineering Research and Codes, Roterdão, 1997

[Dolce, 1989] Dolce, M.. "Schematizzazione e Modellazione per Azioni nel Piano delle Pareti", Corso sul Consolidamento Degli Edifici in Muratura in Zona Sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989

[EC6, 2005] European Committee for Standardization. "Eurocode 6: Design of Masonry Structures" - Part 1-1: General Rules for Buildings—Rules for Reinforced and Uneinforced Masonry Structures", Bruxelas, 2005

[EC8, 2003] European Committee for Standardization. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance" - Part 1: "General rules, seismic actions and rules for buildings", Bruxelas, 2003

[EC8, 2004] European Committee for Standardization. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance" - Part 3: "Assessment and Retrofitting of Buildings", 2004

[Fajfar, 1999] Fajfar, P., "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28, pp. 979-993, 1999

[Fajfar, 2000] Fajfar, P., "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-572, 2000

[Fajfar et al., 2008] Fajfar, P., Marušič, D., Peruš, I., Kreslin, M.. The N2 Method for Asymmetric Buildings (Preliminary Version), Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008

[FEMA 273, 1997] Federal Emergency Management Agency, FEMA 273, "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, DC, 1997

[FEMA 356, 2000] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, DC, 2000

[Gago, 2004] Gago, A.. "Análise Estrutural de Arcos, Abóbadas e Cúpulas: Contributo para o Estudo do Património Construído", Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, 2004

[Gomes, 2011] Gomes, R.. "Sistema Estrutural de Edifícios Antigos de Lisboa – Os "Edifícios Pombalinos" e os "Edifícios Gaioleiros"", Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 2011

[Heyman, 1995] Heyman, J.. "The stone skeleton", Cambridge University Press, Cambridge, UK, 1995

[Icomos, 2003] International Scientific Committee for analysis and restoration of structures of arquitectural heritage. "Recommendations for the analysis, conservation, and structural restoration of architectural heritage, 2003.

[Lemos, 1998a] Lemos, J.V.. Discrete element modeling of the seismic behavior of stone masonry arches. G. Pande *et al.* (eds): Computer Methods in Structural Masonry - 4, E&FN Spon, London, pp. 220-227, 1998

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

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

[Onate *et al.*, 1996] Oñate, E., Hanganu, A., Barbat, A., Oller, S., Vitaliani, R., Saetta, A., Scotta, R.. "Structural analysis and durability assessment of historical constructions using a nite element damage model" em "Structural analysis of historical constructions - possibilities of numerical and experimental techniques", pp. 189-224. Cimne, 1996

[Oliveira, 2003] Oliveira, D. V. C.. "Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading", Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Minho, 2003

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

[Silva, 2011] Silva, J.. "Avaliação e Reforço Sismíco de Edifícios Escolares – Análise de um caso de estudo com estrutura em alvenaria", Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 2011

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

[Sousa *et al.*, 2004] Sousa, M. L., Costa, A. C. , Carvalho, A., Coelho, E.. "An automatic seismic scenario loss methodology integrated on a geographic information system", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper 2526, 2004

[Pereira, 2009] Pereira, D. M.. " Estudo Sísmico de edifícios antigos. Reforço e análise não linear", Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 2009

[Pinho, 2000] Pinho, F. S.. "Paredes de Edifícios Antigos em Portugal", Colecção Edifícios, nº8, LNEC, Lisboa, 2000

[Magenes *et al.*, 1995] Magenes, G., Kingsley, G., Calvi, G. M.. "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, 1995 [Magenes *et al.*, 2000] Magenes, G., Bolognini, D., Braggio, C. (eds). "Simplified Methods for Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings", CNR, National Group for Seismic Protection, 2000

[Macchi, 1997] Macchi, G.. General methodology. "The combined use of experimental and numerical techniques inside a single study". P. Roca *et al.* (eds): "Structural Analysis of Historical Constructions", CIMNE, Barcelona, pp. 10-23, 1997

[Macchi, 2001] Macchi, G.. "Diagnosis of the façade of St. Peter's Basilica in Rome. P.B. Lourenço and P. Roca (eds): Historical Constructions. Universidade do Minho, Guimarães, pp. 309-317, 2001

[Mola et *al.*, 1997] Mola, F.; Vitaliani, R.. "Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments: The St. Mark's Basilica in Venice". P. Roca *et al.* (eds): "Structural Analysis of Historical Constructions". CIMNE, Barcelona, pp. 166-188, 1997

[OPCM 3274, 2003] Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico degli Edifice. Testo integrato dell'Allegato 2 - Edifici - all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05, 2003

[Pagnoni, 1994] Pagnoni, T.. "Seismic analysis of masonry and block structures with the discrete element method". Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 1674-1694, 1978

[Ramos, 2002] Ramos, L.F.. "Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria". MSc Thesis, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2002

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

[RSCCS, 1958] Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, Decreto n.41658 de 31 de Maio, 1958

[Sincraian, 2001] Sincraian, G.E. "Seismic behaviour of blocky masonry structures. A discrete element method approach", Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Portugal, 2001

[Tomazevic, 1978] Tomazevic, M.. "The computer program POR. Report ZRMK", 1978

[Tomazevic *et al.*, 1990] Tomazevic, M., Weiss, P.. "A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings. Fourth U.S." National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, 1990

[Turnšek & Sheppard, 1980] Turnšek, V., Sheppard, P.. "The shear and flexural resistance of masonry walls", Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, pp.517-573, Skopje, 1980

Anexo A



PLANTA DO PISO TIPO

A. I



