

Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria

Joana Louro Delgado

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientadores: Prof.^a Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Prof. Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Vogais: Prof. Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira

Prof. Doutor António Manuel Candeias de Sousa Gago

Outubro 2013

Resumo

Grande parte dos edifícios em Lisboa são em alvenaria de pedra, não estando muitos deles preparados para responder com segurança às exigências regulamentares atuais. Tendo o Corpo de Bombeiros uma função de proteção e segurança da população, será importante que os edifícios que lhe pertencem tenham resistência estrutural adequada às ações sísmicas.

A presente dissertação surge na sequência do interesse de ser realizado um estudo aos edifícios em alvenaria antiga que estão ao serviço dos Bombeiros. Pretendeu-se, assim, dar lugar a uma reflexão sobre a resposta de uma estrutura deste tipo, quando sujeita a ações sísmicas, e, após a análise das suas fraquezas estruturais, delinear as soluções de reforço que melhorem o seu comportamento sísmico.

O edifício escolhido, de construção “Gaioleira”, foi edificado numa época em que não existiam regulamentos para projetar estruturas resistentes aos sismos. Por isso, os edifícios dessa época são dos mais vulneráveis, podendo ainda a sua condição ter sido agravada pelas intervenções de reabilitação a que tenham estado sujeitos, dado que, regra geral, não incluíam obras de reforço sísmico.

A avaliação do comportamento sísmico deste edifício foi suportada num modelo numérico tridimensional desenvolvido no programa *SAP2000*. Reunindo informação a partir das visitas e dos desenhos de arquitetura do edifício, definiram-se as propriedades geométricas dos elementos estruturais e, com base em literatura da especialidade, procurou-se definir a caracterização mecânica dos materiais e as ações estáticas na modelação efetuada.

A calibração do modelo foi baseada no ajuste das propriedades mecânicas dos materiais e na consideração dos edifícios adjacentes, através de uma comparação entre as frequências do modelo e as dos ensaios experimentais *in situ* de caracterização dinâmica.

A análise dinâmica linear teve por base uma combinação de ações em que a variável base é a ação sísmica definida a partir do espectro de resposta do Eurocódigo 8. Avaliaram-se os impactos destas ações nos vários elementos estruturais nomeadamente na distribuição de tensões, nos deslocamentos e nos esforços, concluindo-se que a estrutura não resistiria se fosse atuada pelas ações desta combinação. Com base nos resultados, estudaram-se técnicas de reforço, avaliando o seu efeito no comportamento global da estrutura e no cumprimento da segurança regulamentar.

Palavras-chave: alvenaria; Quartel de Bombeiros; análise dinâmica linear; verificação de segurança; reforço sísmico.

Abstract

A great majority of the buildings in Lisbon were built in stone masonry and many of them do not comply with the current regulations in terms of safety. The main goal of the Firemen Corporation is the protection of population, so it is very important its buildings to be sufficiently structural resistant against seismic actions.

This dissertation focuses on the study of an old masonry building belonging to a Firemen Headquarter, which role is vital for a community, especially when concerning to a critical situation. The purpose of this work was to study the seismic vulnerability of an existent building of this type, identifying its structural weaknesses and outlining strengthening solutions, which would improve the seismic behaviour of the building.

In “Gaioleiro” construction’s time, there were no regulations for the seismic design, meaning that the buildings from that time are more vulnerable and their condition may have worsened due to the fact that the rehabilitation interventions did not probably include seismic strengthening.

The evaluation of the building’s seismic behaviour was supported by a three-dimensional numerical model developed in SAP2000 program, which is based on the finite elements method. With the information collected from visits and from architectural drawings of the building, geometric properties of the structural elements were defined. Moreover, and, based also on literature, the mechanical properties of the materials and static actions were defined.

The calibration of the model of the building was based on dynamic characteristics of the building obtained by means of linear dynamic analyses, comparing the obtained frequencies of the model with the ones obtained from in situ experimental tests of dynamic characterization.

The study of the results of the linear dynamic analysis with response spectrum was focused on the stress distribution, the displacements and the internal forces on the structural elements, due to the seismic action combination defined in Eurocode 8. It was concluded that, taking into account the seismic action also used for the design of the new structures, the building is vulnerable and needs to be strengthened.

Finally, aiming of preventing eventual damages in case of a future earthquake event, strengthening techniques were studied, evaluating their effect on the global structural behaviour and also on the compliance with the safety regulation.

Key-words: masonry; Firemen Headquarter; linear dynamic analysis; security evaluation; seismic reinforcement.

Agradecimentos

Com a apresentação desta dissertação queria agradecer a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para a sua realização:

À Professora Rita Nogueira Leite Pereira Bento e ao Professor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes, meus Orientadores, que me incentivaram, me deram todo o seu apoio e fizeram as revisões ao trabalho, permitindo um melhor seguimento da tese.

A todos os Bombeiros e pessoal do Quartel de Bombeiros que se mostraram bastante recetivos à minha presença e me disponibilizaram informações úteis ao desenvolvimento desta tese. Agradeço, em especial, ao Major José Monteiro, que autorizou as visitas, e ao Subchefe Pedro Rosado, que conduziu essas visitas ao edifício.

Ao meu Tio Francisco, que me ajudou e me deu um grande impulso no arranque desta dissertação.

Ao Professor Carlos Sousa Oliveira, que demonstrou um conhecimento científico profundo e que se mostrou sempre disponível em transmiti-lo.

Ao Mauro, à Ana e ao André, que sempre me responderam com um sorriso a todas as minhas inúmeras dúvidas, agradeço do fundo do coração todo o auxílio e paciência. Agradeço igualmente à Jelena, à Beatriz e à Helena, bolseiras no IST.

Ao meu irmão, que é um exemplo na minha vida, e à Márcia, sua mulher, que a distância não os impediu de me ajudarem.

Ao Carlos, pela felicidade que me proporcionou e pela tranquilidade transmitida em todas as horas.

À Raquel, à Sílvia e à Ana Teresa, que me deram alento, agradeço a amizade que me têm dedicado.

À Tia Ana, que esteja onde estiver sempre torceu por mim e desejou que a bom porto eu chegasse.

Aos meus amigos e colegas de curso, que me apoiaram e me deram forças nestes anos de faculdade.

Por fim, mas não menos importante, quero agradecer aos meus Pais, por todo o carinho e amor incondicionais com que me educaram, por toda a paciência e incentivo constantes.

A toda a restante família e amigos, por me permitirem crescer e chegar até ao dia de hoje.

Simbologia

Unidades:

Aceleração	m/s^2 ;
Ângulo de distorção entre pisos	%;
Área	m^2 ;
Comprimento	m, mm;
Erro	%;
Fator de participação de massa	%;
Força	kN, kN/m, kN/m^2 ;
Frequência	Hz;
Intensidade de som	dB;
Intervalo de tempo	s, m;
Massa volúmica	ton/m^3 ;
Massa	ton, kg/m^2 , ton/m^2 , kg/m, ton/m;
Módulo de distorção	GPa;
Módulo de elasticidade	GPa;
Momento de inércia	m^4 ;
Peso volúmico	kN/m^3 ;
Tensão	kPa, MPa.

Siglas:

CEN	Comité Européen de Normalisation;
CMEST	Center for Mechanical & Environmental Systems Technology;
CQC	Combinação Quadrática Completa;
DFT	<i>Discrete Fourier Transform</i> ;

EESD	Earthquake Engineering and Structural Dynamics;
EUA	Estados Unidos da América;
FCT	Fundação para a Ciência e a Tecnologia;
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i> ;
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto;
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i> ;
GECORPA	Grémio das Empresas de Observação e Restauro do Património Arquitectónico;
ICIST	Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção;
ICOMOS	Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico;
IST	Instituto Superior Técnico;
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
NP	Norma Portuguesa;
NTC	Norme Tecniche per le Costruzioni;
OPCM	Ordinanza del presidente del Consiglio dei ministri;
PhD	Doctor of Philosophy;
SPES	Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica;
SRSS	Square-Root-of-Sum-of-Squares;
UNL	Universidade Nova de Lisboa.

Símbolos:

A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica;
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;
d_r	valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
E	módulo de elasticidade;

f_c	tensão de compressão;
f_t	tensão de tração;
g	aceleração da gravidade;
G	módulo de distorção;
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j ;
h	altura entre pisos;
I_x	momento de inércia para a direção X (correção);
I_y	momento de inércia para a direção Y (correção);
q	coeficiente de comportamento;
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável i ;
S	coeficiente de solo;
$S_d(T)$	espectro de cálculo (para análise elástica);
S_{max}	parâmetro para calcular S ;
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
T_B	limite inferior de período do ramo espectral de aceleração constante;
T_C	limite superior de período do ramo espectral de aceleração constante;
T_D	valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;
γ	peso volúmico;
γ_I	coeficiente de importância;
ν	coeficiente de Poisson;
ν	coeficiente de redução que tem em conta o menor período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos;
ρ	massa volúmica;
τ	tensão de corte;
$\Psi_{2,1}$	coeficiente parcial de segurança quase permanente para a ação variável i .

Índice

1	Introdução	1
1.1	Motivação do Estudo e Enquadramento Geral	1
1.2	Objetivos Principais e Metodologia da Dissertação	2
1.3	Estrutura e Organização do Documento	3
2	Caracterização dos Edifícios “Gaioleiros”	5
2.1	Considerações Gerais	5
2.2	Enquadramento Histórico dos Edifícios “Gaioleiros”	5
2.3	Conceção Estrutural	6
2.4	Vulnerabilidade Sísmica	8
2.5	Enquadramento Histórico do Aquartelamento	9
3	Edifício Estudado	13
3.1	Introdução.....	13
3.2	Caracterização Geral.....	14
3.3	Elementos Estruturais.....	17
3.3.1	Paredes Resistentes.....	17
3.3.2	Paredes Divisórias.....	18
3.3.3	Pavimentos e Teto.....	19
3.3.4	Cantarias	20
3.3.5	Cobertura.....	21
3.3.6	Intervenções Anteriores.....	21
4	Modelação em Elementos Finitos	23
4.1	Introdução.....	23
4.2	Método dos Elementos Finitos	24
4.3	Características Mecânicas dos Materiais	24
4.3.1	Alvenaria.....	25
4.3.2	Madeira.....	26
4.3.3	Aço	27
4.3.4	Betão	27
4.3.5	Resumo das Características dos Materiais.....	28
4.4	Definição da Massa	28

4.4.1	Paredes Resistentes.....	28
4.4.2	Paredes Divisórias.....	28
4.4.3	Pavimento e Teto.....	29
4.4.4	Cobertura.....	29
4.4.5	Massas adicionais	29
4.5	Elementos Estruturais no Modelo	30
4.5.1	Elementos <i>Shell</i>	30
4.5.2	<i>Frame</i>	31
4.6	Caracterização do Modelo 3D	35
5	Calibração do Modelo	39
5.1	Introdução.....	39
5.2	Ensaio <i>In Situ</i> de Caracterização Dinâmica do Edifício	39
5.3	Tratamento dos Resultados Experimentais	41
5.4	Calibração do Modelo de Análise	43
5.4.1	Modelo Isolado	43
5.4.2	Consideração dos Edifícios Adjacentes.....	45
5.5	Caracterização Dinâmica do Modelo Adotado.....	47
5.6	Influência dos Pavimentos Rígidos.....	49
6	Avaliação Sísmica do Edifício	51
6.1	Introdução.....	51
6.2	Definição da Ação Sísmica.....	51
6.3	Combinação de Ações.....	54
6.4	Verificação de Segurança à Ação Sísmica.....	55
6.4.1	Deslocamentos	55
6.4.2	Tensões nos Elementos Estruturais	60
6.4.2.1	Paredes de Alvenaria de Pedra	62
6.4.2.2	Paredes de Alvenaria de Tijolo	71
6.4.3	Ligação Pavimento – Alvenaria	72
6.4.4	Síntese de Resultados.....	74
7	Estudo de Reforço Estrutural	75
7.1	Reforço dos Pavimentos.....	75

7.1.1	Alterações ao Modelo	76
7.1.2	Análise Modal	77
7.1.3	Deslocamentos	78
7.1.4	Tensões nos Elementos Estruturais	83
7.1.4.1	Paredes de Alvenaria de Pedra	84
7.2	Reforço das Paredes de Alvenaria de Pedra.....	88
7.2.1	Execução de Lâminas de Betão Armado e Injeção de Caldas	88
7.2.2	Alterações ao Modelo	89
7.2.3	Análise Modal	90
7.2.4	Tensões nos Elementos Estruturais	91
7.3	Síntese de Resultados.....	96
8	Comentários Finais	97
8.1	Conclusões Gerais	97
8.2	Desenvolvimentos Futuros	99
9	Referências Bibliográficas.....	101
Anexo A.	Elementos do Projeto do Edifício Atual.....	107
Anexo B.	Propriedades dos Materiais	113
Anexo C.	Processamento dos Registos	115
Anexo D.	Tensões nos Elementos Estruturais no Modelo com Diafragmas Rígidos	117
Anexo E.	Deslocamentos para Reforço com Cantoneiras 2L100x100x10 e Lâminas de Betão Armado	121

Índice de Figuras

Figura 2.2 – Derrubamento num edifício em alvenaria: a) rotação de uma parede exterior em torno da base; b) colapso num cunhal [16].....	9
Figura 2.3 – Mecanismos de colapso no plano da parede de alvenaria: a) esmagamento da parede de alvenaria devido à descarga da viga sobre a mesma (Fonte: Teixeira Duarte S.A.) [17]; b) fendilhação diagonal [18].....	9
Figura 2.4 – Planta do Quartel do Corpo de Bombeiros Municipais construído no terreno do Mosteiro da Esperança [19]	10
Figura 2.5 – Vista de um dos edifícios constituintes do Quartel onde são visíveis traços do antigo Mosteiro.....	11
Figura 3.1 – Material usado nas visitas ao edifício.....	13
Figura 3.2 – Orientação do edifício segundo as suas direções principais.....	14
Figura 3.3 – Distinção dos Blocos do edifício.....	14
Figura 3.4 – Empena do Bloco S que encosta a outro edifício.....	15
Figura 3.5 – Escadas em pedra na entrada do edifício no Bloco N.....	15
Figura 3.6 – Arcos principais do edifício por onde é feito o acesso ao Quartel de Bombeiros.....	16
Figura 3.7 – Pormenor do edifício no Piso Térreo - acesso ao interior do Bloco S.....	16
Figura 3.8 – Parede de tijolo furado	18
Figura 3.9 – Paredes em <i>pladur</i> e divisórias em vidro na Mansarda (Bloco N).....	19
Figura 3.10 – Divisória em vidro.....	19
Figura 3.11 – Revestimento na Mansarda (Bloco C).....	20
Figura 3.12 – Revestimento das IS	20
Figura 3.13 – Teto onde estão visíveis os barrotes que constituem o pavimento	20
Figura 3.14 – Madres de madeira que suportam a cobertura (não original).....	21
Figura 3.15 – Sistema de suporte da cobertura	21
Figura 3.16 – Pormenor da planta do Quartel do Corpo de Bombeiros Municipais [19].....	22
Figura 3.17 – Planta atual do Piso Térreo	22
Figura 3.18 – “Fachada do edifício do Quartel do Batalhão de Sapadores Bombeiros” [19].....	22
Figura 4.1 – Representação da malha definida no programa <i>SAP2000</i>	26
Figura 4.2 – Representação dos elementos <i>shell</i> (vista da Fachada do edifício).....	30
Figura 4.3 – Secção transversal do pavimento [12]	32
Figura 4.4 – Modelação do pavimento através de elementos <i>frame</i> (vista em planta).....	33
Figura 4.5 – Pormenor da modelação referente a um conjunto de tabiques, entre pavimentos e pilares de aço (Bloco S).....	34
Figura 4.6 – Pormenor da planta do Piso 1	35
Figura 4.7 – Pormenor da planta do Piso 2.....	35
Figura 4.8 – Perspetiva do modelo do interior do Quartel	35
Figura 4.9 - Perspetiva do modelo do exterior do Quartel.....	36
Figura 4.10 – Planta das fundações da Cave.....	36
Figura 4.11 – Planta das fundações do Piso Térreo	36

Figura 5.1 – Material utilizado no registo de acelerações	40
Figura 5.2 – Localização dos pontos onde foram feitos os ensaios	40
Figura 5.3 - Aspeto visual do registo das acelerações do ensaio II001. De cima para baixo estão o sinal da direção X, o da direção Y e o da direção Z	41
Figura 5.4 – Implantação dos edifícios adjacentes.....	45
Figura 5.5 – 1º Modo de vibração – vista XY	46
Figura 5.6 – 2º Modo de vibração – vista XY	46
Figura 5.7 – 3º Modo de vibração – vista XY	47
Figura 5.8 – 4º Modo de vibração – vista XY	47
Figura 5.9 – 5º Modo de vibração – vista XY	47
Figura 5.10 – Modelo adotado depois de calibrado.....	47
Figura 5.11 – 1º modo de vibração.....	49
Figura 5.12 – 2º modo de vibração.....	49
Figura 5.13 – 3º modo de vibração.....	49
Figura 5.14 – 4º modo de vibração.....	49
Figura 5.15 – Corte da estrutura deformada – vista YZ	50
Figura 5.16 – Translação segundo Y - vista XY	50
Figura 5.17 – Translação segundo X - vista XZ	50
Figura 5.18 – Torção - vista XY.....	50
Figura 6.1 – Excerto da carta geológica de Lisboa [40]	51
Figura 6.2 – Zonamento sísmico do território continental português segundo o EC8 [39]	52
Figura 6.3 – Alinhamentos verticais de referência na análise dos deslocamentos.....	56
Figura 6.4 – Esquema representativo dos deslocamentos (plano horizontal) [44]	57
Figura 6.5 – Planos verticais de parede na verificação das tensões.....	62
Figura 6.6 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)	62
Figura 6.7 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa).....	63
Figura 6.8 – Pormenor do arco de descarga sobre a janela.....	63
Figura 6.9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)	64
Figura 6.10 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima - kPa)	64
Figura 6.11 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa).....	65
Figura 6.12 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)	65
Figura 6.13 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (kPa)	65

Figura 6.14 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa)	66
Figura 6.15 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)	66
Figura 6.16 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa).....	67
Figura 6.17 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa).....	67
Figura 6.18 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa)	67
Figura 6.19 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais G e H (esquerdo e direito, respetivamente) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa).....	68
Figura 6.20 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais G e H (esquerdo e direito, respetivamente) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)	68
Figura 6.21 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais G e H devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa).....	68
Figura 6.22 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais G e H devido à Combinação Sísmica (kPa)	69
Figura 6.23 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)	69
Figura 6.24 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)	70
Figura 6.25 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)	70
Figura 6.26 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa)	70
Figura 6.27 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) para as ações verticais quase-permanentes (kPa).....	71
Figura 6.28 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa).....	71
Figura 6.29 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa).....	72
Figura 6.30 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa)	72
Figura 7.1 – Exemplo de ligação possível entre as diagonais de reforço e os elementos de madeira do pavimento [44].....	76
Figura 7.2 – Pormenor da modelação da solução de reforço do pavimento	77
Figura 7.3 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	84

Figura 7.4 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	84
Figura 7.5 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10.....	85
Figura 7.6 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	85
Figura 7.7 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10.....	86
Figura 7.8 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	86
Figura 7.9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	87
Figura 7.10 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	87
Figura 7.11 – Injeção de calda em alvenarias (tubos de injeção) [49].....	88
Figura 7.12 – Pormenor da conexão da parede de alvenaria de pedra com a lâmina de betão (num caso com intervenção nas duas faces da parede) [52]	89
Figura 7.13 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	92
Figura 7.14 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x102L100x100x10 e lâminas de betão armado	92
Figura 7.15 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado.....	93
Figura 7.16 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	93
Figura 7.17 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	94
Figura 7.18 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	94

Figura 7.19 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais <i>A, B, C, D, E</i> e <i>F</i> (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado.....	94
Figura 7.20 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais <i>A, B, C, D, E</i> e <i>F</i> (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	95
Figura A. 1 – Desenho da Fachada Principal.....	107
Figura A. 2 – Desenho da Fachada Secundária.....	107
Figura A. 3 – Desenho da Empena do Lado Norte.....	108
Figura A. 4 – Planta da Cave	108
Figura A. 5 – Planta do Piso Térreo	108
Figura A. 6 – Planta do Piso 1.....	109
Figura A. 7 – Planta do Piso 2.....	109
Figura A. 8 – Planta do Piso 3.....	109
Figura A. 9 – Planta do Piso 4.....	109
Figura A. 10 – Planta de Cobertura.....	110
Figura A. 11 – Planta da Claraboia	110
Figura A. 12 – Corte C-D.....	110
Figura A. 13 – Cortes A-A' e B-B'.....	111
Figura D. 1 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano <i>I</i>) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos.....	117
Figura D. 2 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano <i>J</i>) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos	117
Figura D. 3 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano <i>K</i>) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos	117
Figura D. 4 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano <i>I</i>) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos	118
Figura D. 5 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano <i>K</i>) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos.....	118
Figura D. 6 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano <i>J</i>) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos.....	118
Figura D. 7 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais <i>A, B, C, D, E</i> e <i>F</i> (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos	119
Figura D. 8 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais <i>A, B, C, D, E</i> e <i>F</i> (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos.....	119
Figura D. 9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais <i>a, b</i> e <i>c</i> (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos	119

Figura D. 10 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias interiores dos planos verticais *a*, *b* e *c* (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos.....120

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Síntese das dimensões do edifício estudado	15
Tabela 4.1 – Características dos materiais utilizados na modelação	28
Tabela 4.2 – Cálculos dos momentos de inércia por metro.....	32
Tabela 4.3 – Propriedades dos barrotes	32
Tabela 4.4 – Definição das sobrecargas em função da classe de barrote	33
Tabela 5.1 – Ensaio realizados: localização e duração.....	41
Tabela 5.2 – Módulos de elasticidade das alvenarias de tijolo e de pedra.....	43
Tabela 5.3 – Frequências e participação de massa dos principais modos do edifício (valores obtidos da análise dinâmica do modelo).....	43
Tabela 5.4 - Módulos de elasticidade das alvenarias de tijolo e de pedra regular alterados.....	44
Tabela 5.5 – Alteração das frequências próprias com módulos de elasticidade diferentes das alvenarias de tijolo e de pedra regular	44
Tabela 5.6 – Alteração das frequências próprias com módulo de elasticidade diferentes da alvenaria de tijolo pedra irregular.....	45
Tabela 5.7 – Caracterização dos modos de vibração considerando os edifícios adjacentes	46
Tabela 5.8 – Frequências e participação de massa dos principais modos do edifício	48
Tabela 5.9 – Modos de vibração do edifício modelado com diafragmas rígidos	49
Tabela 6.1 – Parâmetros definidores do espectro de resposta	52
Tabela 6.2 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência	59
Tabela 6.3 – Limites estabelecidos para o ângulo de distorção entre pisos (FEMA 356/357 [4, 5])	60
Tabela 6.4 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência.....	60
Tabela 6.5 – Valores considerados na resistência dos materiais.....	61
Tabela 6.6 – Características de resistência da madeira.....	73
Tabela 6.7 – Esforços de tração dos barrotes.....	73
Tabela 7.1 – Modos de vibração do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10.....	77
Tabela 7.2 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	81
Tabela 7.3 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a diafragmas rígidos	82
Tabela 7.4 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10	82
Tabela 7.5 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a diafragmas rígidos.....	83
Tabela 7.6 – Modos de vibração do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	90

Tabela B. 1 – Características mecânicas das alvenarias de pedra de acordo com diversos autores	113
Tabela B. 2 – Características mecânicas das alvenarias de tijolo de acordo com diversos autores ..	113
Tabela B. 3 – Características mecânicas da madeira de acordo com diversos autores	113
Tabela E. 1 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	122
Tabela E. 2 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	122

Índice de Gráficos

Gráfico 5.1 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 2)	42
Gráfico 5.2 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 2)	42
Gráfico 6.1 – Espectros de dimensionamento de ambos os sismos	53
Gráfico 6.2 – Deslocamentos para fora dos planos das paredes segundo o maior eixo do edifício (Direção X)	56
Gráfico 6.3 – Deslocamentos para fora dos planos das paredes segundo o menor eixo do edifício (Direção Y)	57
Gráfico 7.1 – Deslocamentos na direção X no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10	78
Gráfico 7.2 – Deslocamentos na direção Y no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10	79
Gráfico 7.3 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical N ₄ (segundo o maior eixo do edifício – Direção X)	80
Gráfico 7.4 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical C ₅ (segundo o maior eixo do edifício – Direção X)	80
Gráfico 7.5 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical N ₁ (segundo o menor eixo do edifício – Direção Y)	80
Gráfico 7.6 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical C ₂ (segundo o menor eixo do edifício – Direção Y)	81
Gráfico C. 1 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 1)	116
Gráfico C. 2 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 1)	116
Gráfico C. 3 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 3)	116
Gráfico C. 4 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 3)	116
Gráfico E. 1 – Deslocamentos na direção X no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10 e lâminas	121
Gráfico E. 2 – Deslocamentos na direção Y no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10 e lâminas de betão armado	121

1 Introdução

1.1 Motivação do Estudo e Enquadramento Geral

A necessidade do desenvolvimento do estudo do comportamento dinâmico de um edifício pertencente a um Quartel de Bombeiros, ou seja, de um edifício crítico, fundamenta-se, principalmente, na sua importância numa situação de emergência. Esta denominação de edifício crítico relaciona-se com a função que o edifício desempenha, permitindo assim caracterizar a sua importância vital para a proteção civil. No que diz respeito aos edifícios “Gaioleiros”, apesar dos inúmeros estudos que têm vindo a ser feitos, parece ser inesgotável a quantidade de informação que fica por conhecer e que se julga necessário aprofundar acerca do seu comportamento estrutural na ocorrência de ações sísmicas. Tendo em consideração este aspeto, viu-se a necessidade de avaliar em termos sísmicos, um edifício em alvenaria cuja importância em situação de risco é vital.

Em Portugal, mais concretamente em Lisboa, existe uma vasta densidade de estruturas construídas ao longo dos séculos, tendo uma grande parte dessas edificações adquirido uma importância cultural que merece ser preservada. A construção “Gaioleira” é uma das tipologias com maior presença no edificado mas também uma das mais vulneráveis à ação sísmica. Há, portanto, que fazer prevenção atempada, identificando aquelas potencialmente críticas e intervindo quando se torne necessário, mas de uma forma regrada e responsável, salvaguardando as suas principais características arquitetónicas.

Sabendo que o setor da construção atravessa neste momento uma situação de crise, enfrenta-se, mais do que nunca, o desafio da procura de um desenvolvimento sustentável do qual faça parte a reabilitação dos edifícios. A solução da demolição total e posterior construção de um edifício novo não é ambientalmente desejável nem plausível e, portanto, há que tentar habilitar os edifícios a responder da melhor forma à ação sísmica, visando manter simultaneamente a sua segurança e a sua funcionalidade.

Nos últimos anos, a Câmara Municipal de Lisboa tem vindo a reabilitar e a promover a reabilitação dos edifícios. De acordo com o referido no Diário Imobiliário [1], foram feitas 8200 intervenções ao nível do património privado em Lisboa. Infelizmente, a reabilitação sísmica tem sido raramente o foco da intervenção. Este trabalho visa, também, contrariar esta situação e conduzir a uma melhor perspetiva nas intervenções de reforço.

Apesar disso, tem-se notado um despertar de consciências e conhecimento sobre o risco sísmico em Portugal. É exemplo disso o processo em curso de adoção da Estratégia Europa 2020, a qual tem como um dos objetivos aumentar a resistência sísmica do edificado.

A todos estes pontos supracitados, acrescenta-se a ausência de um regulamento nacional específico para estruturas em alvenaria de pedra já construídas. Será portanto, com o avançar de trabalhos

como este, que se acrescentam novos pontos ao conhecimento sobre edifícios em alvenaria antiga, e que poderão, eventualmente, um dia conduzir a uma regulamentação que sirva de base a intervenções futuras.

1.2 Objetivos Principais e Metodologia da Dissertação

Este trabalho insere-se no contexto do trabalho de investigação do Projeto FCT PTDC/ECM/100872/08 – Vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria (www.severes.org), e foi desenvolvido no Instituto Superior Técnico (IST). O estudo contou ainda com a colaboração do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa, a quem se agradece novamente toda a disponibilidade e cooperação que foram fundamentais para o seu desenvolvimento.

A presente dissertação teve como propósitos primordiais avaliar o comportamento sísmico de um edifício em alvenaria de pedra, que tem de estar apto a uma situação de emergência, e propor soluções de reforço estrutural, que aumentem a capacidade de resposta sísmica desse edifício. Dado que muitos dos edifícios inseridos nos Quartéis de Bombeiros em Lisboa não foram concebidos para os atuais requisitos de segurança estrutural e, simultaneamente, as construções “Gaioleiras”, feitas em alvenaria de pedra, são das que levantam maiores problemas e das que mais precisam de intervenção, optou-se pelo estudo de um edifício real, pertencente a esta tipologia construtiva, que estivesse ao serviço do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa.

Com vista à realização de futuros projetos de reabilitação e contribuição para o avanço do conhecimento do estado sobre a temática tratada, procurou-se formular uma metodologia de trabalho, descrevendo as suas várias fases, desde a pesquisa bibliográfica até à decisão sobre uma adequada opção de reforço.

A proximidade da localização do edifício permitiu um conhecimento mais aprofundado da sua construção através de algumas visitas ao local. Todavia, as alterações feitas à estrutura e a impossibilidade de ensaios de caracterização mecânica (devido ao seu carácter destrutivo) constituíram uma dificuldade maior na identificação dos elementos estruturais e respetivos materiais do edifício. Uma vez que a intervenção não pode ser realizada de uma forma responsável, sem o conhecimento a fundo sobre a tipologia construtiva do edifício, tentou-se ultrapassar este obstáculo com o recurso a literatura da especialidade.

Para o desenvolvimento desta tese, foi inicialmente realizado um estudo histórico sobre o Quartel de Bombeiros, o que permitiu situá-lo no período de construção “Gaioleira”. Esta compilação de informação incidiu analogamente na procura de características gerais dos edifícios construídos na mesma época, nomeadamente os materiais mais utilizados na construção, as tipologias construtivas, as anomalias e os modos de rotura mais frequentes e o funcionamento estrutural deste tipo de edifícios, sobretudo no que se refere ao seu comportamento perante ações sísmicas.

Paralelamente a esta pesquisa, foram efetuados ensaios *in situ* de caracterização dinâmica, procurando-se desta forma identificar as frequências de vibração fundamentais.

Os ensaios experimentais tiveram como objetivo a calibração de um modelo numérico em elementos finitos, realizado no programa de cálculo automático *SAP2000* [2], que fosse capaz de simular o comportamento dinâmico da estrutura analisada.

Numa primeira parte da análise dinâmica tridimensional, avaliou-se o desempenho do edifício, tendo como referência os requisitos regulamentares. O estudo recorreu a análises dinâmicas lineares por espectro de resposta e o nível de ação sísmica foi estabelecido de acordo com a regulamentação europeia Eurocódigo 8 [3]. A análise paramétrica consistiu na determinação das áreas mais fracas onde ocorre concentração de tensões, das zonas com maior amplitude de deslocamentos e das ligações pavimento-alvenaria com maiores esforços de tração. Não existindo um regulamento específico para as estruturas antigas de alvenarias, foram aplicados critérios e verificações de segurança prescritos pelo Eurocódigo 8 [3] e pelo Regulamento Americano FEMA 356/357 [4, 5].

Por último, tendo avaliado os efeitos do sismo no edifício e concluído quais as zonas mais vulneráveis à sua ocorrência, procurou-se encontrar soluções de reforço eficazes que permitissem aumentar a segurança estrutural, baseando todas as escolhas no que é prática em Portugal.

1.3 Estrutura e Organização do Documento

A estrutura deste trabalho está organizada em nove capítulos e cinco anexos referentes à temática abordada. Seguidamente, procede-se a uma breve descrição dos temas desenvolvidos em cada capítulo.

O primeiro e presente capítulo diz respeito à introdução do tema desenvolvido, abrangendo a motivação do estudo, o enquadramento geral, os objetivos principais pretendidos, a metodologia definida e a organização de todo o documento.

No segundo capítulo, de cariz histórico, procede-se a uma abordagem sumária aos edifícios “Gaioleiros” em geral, referindo o seu funcionamento estrutural e identificando aspetos construtivos e fragilidades peculiares. De uma forma mais centrada no Quartel de Bombeiros, em que se insere o edifício estudado, e no sentido de aprofundar esta pesquisa histórica, procurou-se sintetizar os aspetos principais que precederam a construção deste aquartelamento.

Segue-se o terceiro capítulo que, sendo relativo ao edifício estudado, engloba uma descrição do próprio edifício em termos construtivos, apresentando separadamente os elementos estruturais e caracterizando sucintamente os materiais e dimensões desses elementos.

No quarto capítulo desenvolve-se um modelo de cálculo em *SAP2000* [2], que serve de base ao restante trabalho. A partir de uma pesquisa bibliográfica acerca dos materiais comumente usados nos edifícios da mesma época de construção, definiram-se as propriedades mecânicas desses materiais e massas a considerar no modelo. Posteriormente, foi feita uma descrição dos vários elementos que visam simular, de forma mais aproximada possível, o comportamento do edifício e

concluiu-se o capítulo com uma caracterização global do modelo, salientando-se os aspetos mais relevantes no procedimento da modelação e nas opções tomadas.

O quinto capítulo compreende a determinação das frequências fundamentais do edifício, baseada em ensaios experimentais para medição das vibrações da estrutura exposta à vibração ambiente, e os passos principais na calibração do modelo numérico. São descritas diversas alterações ao modelo para aproximar as frequências e modos de vibração aos resultados experimentais. Finalizada esta calibração, identificaram-se os modos de vibração mais importantes no comportamento global do modelo e, por último, efetuou-se uma análise da influência que os pavimentos rígidos têm sobre os modos de vibração do modelo.

No sexto capítulo é definida a ação sísmica regulamentar, são apresentados os resultados decorrentes da análise dinâmica linear por espectro de resposta e as conclusões daí retiradas. Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos, distribuição das tensões nas paredes de alvenaria e forças nas ligações entre o pavimento e a alvenaria.

No sétimo capítulo, é dado lugar de destaque à procura de soluções de reforço aplicáveis ao edifício, ao nível dos pavimentos e das alvenarias, com a finalidade de reduzir a sua vulnerabilidade. Através de alterações ao modelo original é analisada a eficácia dessas intervenções no comportamento sísmico da estrutura.

No oitavo capítulo são passadas em revista as principais conclusões, procurando-se refletir sobre todo o trabalho numérico e analítico. Procura-se efetuar uma análise crítica ao trabalho desenvolvido, sugerindo alguns aspetos passíveis de serem aprofundados no âmbito deste tema e são apontadas novas direções a tomar na investigação de edifícios em alvenaria.

O nono e último capítulo diz respeito à bibliografia que serviu de referência a este trabalho.

Por fim, apresentam-se os vários anexos correspondentes a documentos que complementam a dissertação e auxiliam na leitura e na compreensão do estudo.

2 Caracterização dos Edifícios “Gaioleiros”

2.1 Considerações Gerais

Previamente à análise mais detalhada do edifício em particular, desenvolveu-se um levantamento histórico sobre os edifícios “Gaioleiros”. Neste capítulo, pretende-se fazer uma caracterização geral deste tipo de construção, resumindo-se os métodos construtivos da época e os materiais usados, com o intuito de enquadrar o tema desta dissertação e identificar padrões comuns às estruturas erguidas no mesmo período.

De forma a compreender a vulnerabilidade sísmica dos “Gaioleiros”, são também abordadas as falhas estruturais principais e mais correntes nestes edifícios, fazendo uma síntese dos aspetos mais relevantes no comportamento global da estrutura.

Por último, faz-se um enquadramento histórico do Quartel, onde o edifício em estudo está inserido. A pesquisa efetuada conduziu a um passado histórico imponente, que fez crescer uma sensibilidade e uma compreensão sobre o estado atual do edifício.

2.2 Enquadramento Histórico dos Edifícios “Gaioleiros”

Os edifícios “Gaioleiros” fazem parte de uma época (compreendida aproximadamente entre a década de 70 do século XIX e a década de 30 do século XX), em que a lembrança do terramoto de 1755 remetia para um passado distante, dando lugar a técnicas construtivas menos cuidadosas e menos preventivas perante uma nova ocorrência de sismo.

Interessa, antes de mais, fazer uma retrospectiva anterior a este período, no sentido de se compararem duas tipologias construtivas tão distintas como esta, reconhecida nos edifícios “Gaioleiros”, e a caracterizada pelo registo do Marquês de Pombal.

Posteriormente ao terramoto de 1 de novembro de 1755, surgiu uma estrutura urbana reticulada e regular que deu lugar aos edifícios “Pombalinos”, construídos usando “modernas técnicas de estrutura (Gaiola Pombalina) para mitigar consequências de futuros desastres” [6].

As opções arquitetónicas da combinação da estrutura de madeira (bom comportamento às ações horizontais e com capacidade de dissipação de energia) com a alvenaria (boa resistência ao fogo) estavam associadas a ligações que se pretendia que assegurassem o funcionamento de conjunto das estruturas e maximizassem a sua resistência sísmica. Paralelamente a esta conjugação de materiais (de boa qualidade), a simetria, a regularidade e a repetição eram também características preponderantes deste período de construção.

A qualidade da Gaiola Pombalina, constituída “por vários elementos que interligam paredes interiores, exteriores, vigamentos de pavimentos e asnas de cobertura formando um sistema quase perfeito de

solidarização dos diferentes elementos estruturais”, era de tal forma elevada que é equiparada com a das edificações atuais em betão armado [7].

No entanto, o rigor e a qualidade construtivos são perdidos com o passar dos anos. Em resposta ao crescimento pronunciado da população na capital a partir 1870, procurou-se uma expansão urbana associada a um conceito de “pragmatismo, adaptando-se ao terreno e às ruas existentes com muita sensatez” [8]. Deu-se início a um novo plano para Lisboa erigido pelo Engenheiro Ressano Garcia, que visava o crescimento a norte da cidade, nascendo desse plano três novas artérias principais (Av. da Liberdade, Fontes Pereira de Melo e da República) e conjuntamente bairros para responder ao crescimento urbano da população, nomeadamente Campo de Ourique, Bairro Camões e Avenidas Novas [8, 9].

Apesar de o desenho das novas avenidas ser “suficientemente regrado para, por si, assegurar uma certa qualidade”, a não existência de regulamentos específicos, que assegurassem a qualidade das estruturas, e a maior liberdade conferida nos critérios de construção levaram a uma decadência nos métodos construtivos e nos materiais empregues, tendo sido postos de parte os fundamentos básicos de resistência às ações sísmicas e dando lugar a uma maior heterogeneidade das edificações. Surge ainda o conceito de “prédio de rendimento” que aparece ligado à finalidade com que estes edifícios são construídos (de venda ou de aluguer), estando associados a construtores meramente interessados no lucro que daí poderia surgir [8].

2.3 Conceção Estrutural

Como referido anteriormente, apesar da liberdade conferida aos construtores, o período dos edifícios “Gaioleiros” é marcado por características comuns, tais como a escassa variedade de materiais usados, essencialmente restringida à utilização de alvenaria (de tijolo e de pedra) e de madeira. De notar que estes materiais são também usados na época “Pombalina”, sendo, no entanto, as técnicas construtivas aplicadas muito diferentes e os próprios elementos estruturais distintos.

Optou-se, neste trabalho, por caracterizar separadamente os elementos principais constituintes dos edifícios “Gaioleiros”, ou seja, aqueles que têm uma função estrutural ou, pelo menos, uma função de compartimentação. São eles apresentados pela seguinte ordem: Fundações, Paredes Resistentes, Paredes Divisórias, Pavimento e Cobertura. Omitiu-se, no entanto, a descrição dos Saguões, que são também característicos dos “Gaioleiros”, mas que não são elementos relevantes neste trabalho, já que o edifício, objeto de análise, não contém nenhuma abertura desta natureza.

Fundações

As fundações são em alvenaria com argamassas constituídas por areia e cal. Dependendo do tipo de solo, assim as fundações diferem: para solos bons a pequena profundidade, as fundações são como que uma continuação das paredes mestras (de espessura igual ou ligeiramente superior); para solos bons a profundidades superiores a 3 m, são construídos poços encimados por arcaria [8, 10].

Paredes Resistentes

As paredes exteriores são constituídas, na sua maioria, por alvenaria de pedra irregular argamassada, em que a sua espessura é muito variável e sendo vulgar uma diminuição da secção horizontal das paredes com a altura do edifício (provavelmente associada ao custo da construção). Existe inclusive casos em que as espessuras habituais do piso térreo de 0,80 m ou 0,90 m diminuem para menos de metade.

Relativamente às paredes de alvenaria de tijolo resistentes, são construídas com tijolo maciço ou furado e podem ser aplicados a uma ou a meia vez. São frequentemente aplicadas na caixa de escadas, nas cozinhas e nas instalações sanitárias, no caso de paredes paralelas às fachadas [8].

Comparativamente com os edifícios “Pombalinos”, nos “Gaioleiros” há um acréscimo do número de pisos e há uma despreocupação com o nivelamento das cêrceas dos vários edifícios de um mesmo quarteirão. Sucede ainda uma outra alteração relativamente ao seguimento, dado no processo construtivo: o que outrora teria sido prática comum constituir toda a estrutura de madeira e, posteriormente, preenchê-la com a alvenaria, deixa de o ser, sendo usual nesta época o desenvolvimento piso a piso (primeiro as paredes e depois os pavimentos) [8, 9, 10].

Paredes Divisórias

As paredes de “tabique” são as de menor espessura, podendo ser constituídas por tábuas de madeira fasquiadas e rebocadas ou, em alguns casos, por tijolo. As suas espessuras podem variar de 0,10 m a 0,15 m e não há registos bibliográficos de variarem com a altura.

Estas paredes divisórias, em princípio, não têm função estrutural, embora, em casos de pior construção, poderem vir a ganhar relevância a este nível [8, 10, 11].

Pavimento

O pavimento é de madeira, em geral de pinho marítimo ou de casquinha.

Os pisos elevados são vulgarmente constituídos por barrotes de madeira (dimensões de altura variáveis entre 0,16 m e 0,22 m e de largura compreendidas entre 0,07 m e 0,08 m), dispostos perpendicularmente às fachadas e espaçados de 0,35 m a 0,40 m, e por tarugos, que travam os barrotes ortogonalmente. É usual a aplicação de peças únicas a toda a profundidade do edifício [8]. Contudo, os vigamentos eram simplesmente apoiados nas paredes de alvenaria, apenas sendo pregados a frechais ou até descurando a utilização desses frechais. O revestimento dos pavimentos é correntemente de soalho ou de mosaicos, no caso das cozinhas e instalações sanitárias.

Excecionalmente, o piso térreo é constituído por terra batida ou por um enrocamento em alvenaria de pedra arrumada à mão [8, 12].

Cobertura

Finalmente, as coberturas inclinadas são as mais comuns neste tipo de edifícios, sendo a madeira o material primordial nas estruturas do telhado. O revestimento é vulgarmente em telha de Marselha e a madeira, que constitui o ripado, em pinho. A cobertura assenta diretamente nas paredes ou em elementos específicos como mísulas ou elementos metálicos [10].

Consoante a importância do edifício ou a sua dimensão, também as estruturas das coberturas se podem tornar mais complexas [8, 10].

2.4 Vulnerabilidade Sísmica

Sendo inúmeras as características dos edifícios “Gaioleiros” que traduzem o decaimento da qualidade estrutural, tentou-se sintetizar, nesta secção, as fraquezas das construções “Gaioleiras”, no sentido de uma melhor compreensão sobre o seu comportamento estrutural e, assim, de uma maior consciência da sua vulnerabilidade, em especial ao sismo.

A atividade sísmica muito espaçada no tempo, mas de elevada intensidade, dificulta um juízo conclusivo acerca do comportamento dos “Gaioleiros” à ação sísmica. O único sismo em que foi possível o registo de danos neste tipo de edifícios data de 1969, em Lisboa [13]. Indicam-se os aspetos mais relevantes descritos por Marécos e Castanheta [14] acerca dos danos causados por tal sismo: “[...] verificaram-se estragos consideráveis [...]. Tais estragos deverão atribuir-se, em grande parte, à má qualidade da alvenaria, ao precário estado de conservação e à falta de travamento entre paredes resistentes e entre estas e as divisórias. Frequentemente a ligação entre paredes ortogonais é feita por simples encosto sem qualquer interligação dos elementos entre si, do que resultam muitas vezes fendas nos cunhais, com o conseqüente desaprumo das paredes mestras.”. De acordo com o citado, a falta de fiabilidade das ligações entre os vários elementos estruturais e não estruturais e a fraca qualidade das alvenarias conduzem a um sistema sem funcionamento conjunto e que, em caso de sismo, pode comprometer a segurança do edifício.

Simultaneamente, a flexibilidade dos pavimentos em madeira limita a transmissão das forças geradas pelo sismo entre as várias paredes que lhe terão de resistir e o aumento da dimensão dos vãos reflete-se em maiores vibrações dos pavimentos [6, 13].

Uma vez que a resposta sísmica destes edifícios depende da dimensão e distribuição das paredes, a redução da espessura das paredes resistentes, conjuntamente com o aumento dos pés direitos e o crescimento em altura dos edifícios, agrava os problemas estruturais. Verifica-se ainda que, na maioria dos casos, as fundações são insuficientes [12, 13].

Aliado a esta fraca garantia de estabilidade estrutural dos “Gaioleiros”, encontra-se o facto de o período de vida útil já ter sido excedido, pelo que o estado atual dos materiais empregues na construção poderá não ser o mesmo da altura em que foram aplicados (dependendo sempre da existência ou não de obras de conservação).

Além das anteriormente referidas respeitantes à conceção estrutural, a natureza dos danos num edifício depende de muitas outras variáveis, nomeadamente o tipo de solo, o estado de deterioração do edifício, a ação sísmica atuante. Apesar do grande leque de anomalias que poderão ocorrer, verificou-se, em estudos anteriores, maior probabilidade de existirem mecanismos de rotura ao nível das paredes de alvenaria, tanto no seu plano como para fora dele ou até mesmo resultantes da desagregação da própria parede. Nesta sequência, abordam-se em seguida alguns desses mecanismos [15, 16].

Engloba-se, nos mecanismos de colapso para fora do plano, o derrubamento das paredes periféricas, derivado da deformação excessiva dessas paredes perpendicularmente ao seu plano. Poderá suceder de uma forma global, com rotação em torno da linha da fundação, ou abranger parte de duas paredes ortogonais, designando-se por derrubamento composto – Figura 2.1.

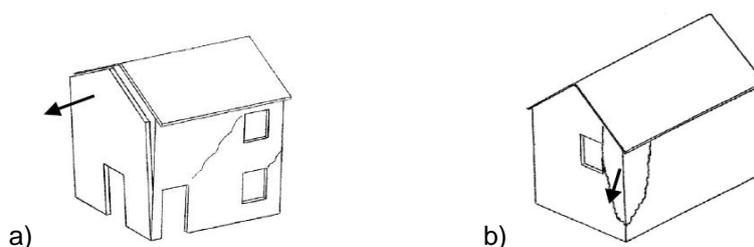


Figura 2.1 – Derrubamento num edifício em alvenaria: a) rotação de uma parede exterior em torno da base; b) colapso num cunhal [16]

Nos mecanismos de colapso no plano das paredes (interiores e exteriores) incluem-se o esmagamento, devido à concentração de tensões axiais elevadas, e a fendilhação diagonal, resultante de uma rotura por esforço transversal, com origem no centro das paredes e propagação para os cantos. Encontram-se ilustrados, na Figura 2.2, estes dois modos de rotura.

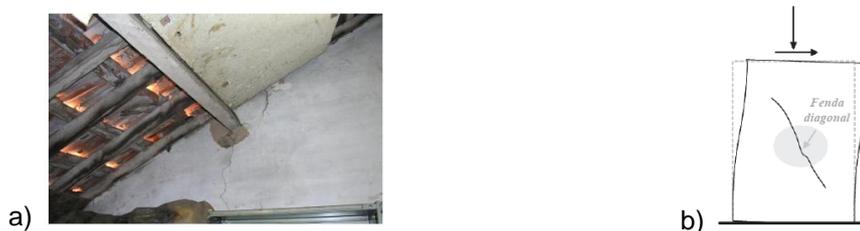


Figura 2.2 – Mecanismos de colapso no plano da parede de alvenaria: a) esmagamento da parede de alvenaria devido à descarga da viga sobre a mesma (Fonte: Teixeira Duarte S.A.) [17]; b) fendilhação diagonal [18]

2.5 Enquadramento Histórico do Aquartelamento

Ao longo dos séculos o local onde está implantado o edifício em questão teve outras funções para além da presente. Apesar de o Quartel de Bombeiros ter sido edificado de raiz, na sua construção foram usados vários materiais do Mosteiro da Esperança, edificação que precedeu a atual.

O Mosteiro de Nossa Senhora da Esperança ou, como inicialmente era chamado, de Nossa Senhora da Piedade, começou a ser construído em 1527 e, tal como este, muitos outros mosteiros e conventos lisboetas se localizavam entre as zonas de Alcântara e Chiado. A sua edificação deveu-se sobretudo a D. Izabel de Mendanha, “fidalga ilustre” que doou grande parte da sua fortuna a este fim. Apesar de não ter vivido o tempo suficiente para ver inaugurado o Mosteiro, passou o seu legado a D. Joana de Eça, “camareira da Rainha D. Catarina e mulher de D. João III”, permitindo desta forma que fosse concluída a construção e que, em 1536, as religiosas franciscanas começassem a residir neste espaço [19].

O terramoto de 1755 não causou grandes estragos no Mosteiro, o qual era constituído, na sua maioria, por edifícios de piso térreo ou de dois andares. Apenas se tem conhecimento de pequenos estragos, sendo o desmoronamento da abóbada na igreja o maior deles.

A 28 de Maio de 1834 foi decretada a Extinção das Ordens, pelo que esta casa religiosa também não foi exceção. Em 1881, morreu a última freira, o que permitiu, ainda nesse ano, a demolição parcial do edifício e a reestruturação desta zona no traçado de Lisboa. Inicialmente, pretendia-se erguer uma Padaria Municipal, o que não se concretizou, devido especialmente aos períodos prolongados de greves dos padeiros nessa época e prevalecendo então a ideia de construir uns armazéns para o material usado no serviço das inspeções de incêndios. Este espaço começou por ser uma caserna, posteriormente uma instalação balnear e, em 1901, as obras de construção deram, por fim, lugar ao Quartel que hoje podemos encontrar, pertencente ao Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa [19, 20].

Resumidamente, o Quartel é, atualmente, provido de duas paradas ao mesmo nível (a Parada Inferior e a Parada das Oficinas) e outra a poente destas, mas a uma cota superior e suportada por terrapleno de 6 m de altura. Entre as duas paradas a este, ligadas por um túnel, está o parque da 1ª Companhia que alberga as viaturas operacionais. Ainda num patamar acima da Parada Superior, encontram-se uma piscina, um balneário e um campo de jogos. No seguimento desta breve descrição, apresenta-se a Figura 2.3, referente a uma planta geral do Quartel de Bombeiros.



Figura 2.3 – Planta do Quartel do Corpo de Bombeiros Municipais construído no terreno do Mosteiro da Esperança [19]

Tal como referido anteriormente, apesar de a maioria do edifício do Mosteiro da Esperança ter sido demolido, foram aproveitadas diversas partes, entre elas muitos dos azulejos que se encontram nas paredes do Quartel, assim como as janelas geminadas e balaústres. Tal pode ser observado a partir da Figura 2.4.



Figura 2.4 – Vista de um dos edifícios constituintes do Quartel onde são visíveis traços do antigo Mosteiro

3 Edifício Estudado

3.1 Introdução

Para o estudo deste edifício, o Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa disponibilizou plantas de arquitetura. A aproximação com a realidade seria tanto maior quanto mais dados acerca deste edifício se tivesse, pelo que deveriam ser efetuados ensaios que pudessem definir as propriedades dos materiais. Sendo impossível a concretização de tais ensaios e a não acessibilidade a uma memória descritiva sobre a construção deste edifício, realizou-se um estudo paralelo sobre outros trabalhos no âmbito de edifícios em alvenaria de pedra. Desta forma, admitiram-se *a priori* determinadas características do edifício, nomeadamente os materiais usados, que se foram ajustando ao modelo de acordo com os ensaios de caracterização dinâmica.

As visitas ao Quartel foram essenciais para uma melhor caracterização do edifício e dos materiais estruturais. Com esse objetivo, fez-se uso de uma máquina fotográfica para fazer um levantamento fotográfico do edifício, de uma fita métrica e de um distanciómetro para fazer medições *in situ* e das plantas do edifício para orientação e comparação com a realidade (Figura 3.1).

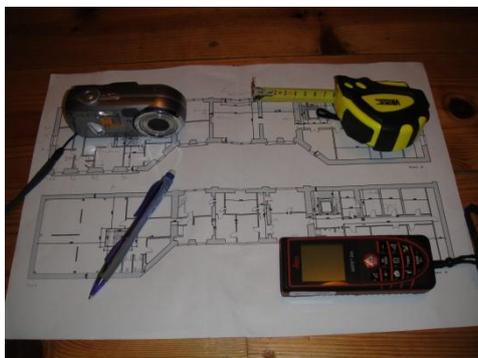


Figura 3.1 – Material usado nas visitas ao edifício

Sendo a edificação do fim do século XIX, a existência de betão apenas pode ser fruto de uma intervenção posterior à década de 40. Como resultado disto, o pavimento entre a Cave e o Piso Térreo, um pilar no Piso Térreo no Bloco Norte do edifício e a caixa de elevador são em betão 'armado'. Além destes elementos, existem outros que têm também um peso importante na atualidade, como sejam as paredes divisórias leves que aliam a sua fácil aplicação à versatilidade. Neste âmbito têm-se os painéis de gesso cartonado, a que vulgarmente se denomina por *pladur*, e as divisórias parcialmente ou totalmente em vidro, que conferem uma sensação mais ampla dos espaços. O contraste entre modernidade e tradição está bastante enraizado nas diversas áreas do edifício, espelhando as diferentes intervenções a que foi sujeito ao longo dos anos.

3.2 Caracterização Geral

A edificação do Quartel foi terminada em 1901 e, como tal, o edifício em foco neste trabalho remete para uma época pouco assertiva da Engenharia Civil. Apesar de se notar um maior cuidado na construção ligado à importância desta estrutura, as marcas de uma época em que os edifícios são tipicamente denominados de “Gaioleiros” estão muito presentes, o que se verificará a partir da descrição mais pormenorizada nos próximos capítulos.

Apesar de exteriormente o edifício ser simétrico em relação à direção Y, (Figura 3.2), interiormente e analisando os diferentes elementos estruturais, o edifício é claramente assimétrico nesta direção.

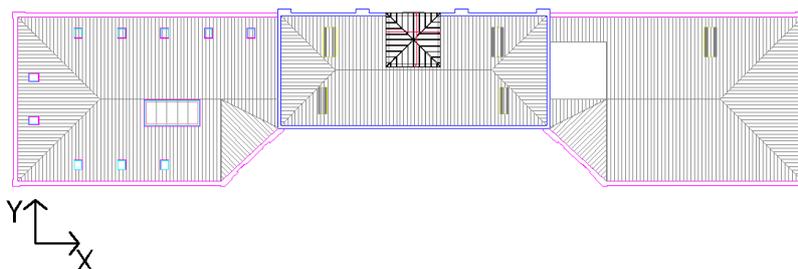


Figura 3.2 – Orientação do edifício segundo as suas direções principais

Esta construção é formada por três “blocos”, cujas paredes exteriores são de alvenaria de pedra. Para uma melhor perceção do edifício em análise, distinguiram-se esses “blocos” denominando-os por Blocos N, C e S, correspondentes às áreas de edifício consoante a sua posição mais a norte, a centro ou a sul, respetivamente. Tal disposição está representada na Figura 3.3. O Bloco N contém uma Cave, um Piso Térreo, dois pisos elevados (Pisos 1 e 2) e uma Mansarda (Piso 3), tendo uma altura de cerca de 19,8 m, desde a Cave ao topo da Mansarda. O Bloco C é constituído por um Piso Térreo, três elevados (Pisos 1 a 3), uma Mansarda (Piso 4) e uma Claraboia, perfazendo uma altura de 26,5 m, desde o nível do terreno até ao topo da Claraboia. O Bloco S tem um Piso Térreo, dois pisos elevados (Pisos 1 e 2) e uma Mansarda (Piso 3), constituindo um total de aproximadamente 18,8 m em altura. Esta disposição pode ser confirmada no Anexo A, onde estão dispostas as plantas, alçados e cortes do edifício.

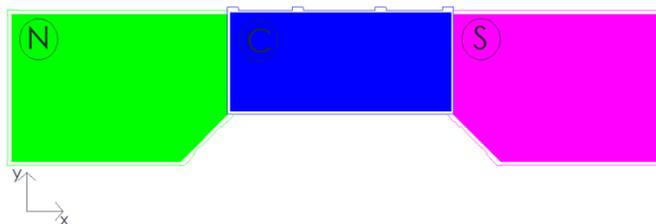


Figura 3.3 – Distinção dos Blocos do edifício

O edifício apresenta uma área de construção de aproximadamente 2597,2 m², uma área de implantação de 573,6 m² e um perímetro (em relação a um Piso Tipo) de 136,8 m (Tabela 3.1).

O pé-direito é variável de piso para piso: a Cave tem 2,5 m, o Piso Térreo 4,1 m, os Pisos 1 e 2 têm ambos 3,8 m e a Mansarda, de pé-direito variável, atinge uma altura máxima de 3,8 m.

Tabela 3.1 – Síntese das dimensões do edifício estudado

Indicador	Dimensão
Área de Construção [m ²]	2597,2
Área de Implantação [m ²]	573,6
Perímetro [m]	136,8
Pé-direito Tipo [m]	3,8

A empena a poente do Bloco S encosta parcialmente a um outro edifício do Quartel de Bombeiros, como se pode observar na Figura 3.4.



Figura 3.4 – Empena do Bloco S que encosta a outro edifício

No edifício existem vários acessos verticais que incluem escadas interiores, um elevador e as escadas (também interiores) que ladeiam todo o contorno do elevador.

Como é possível observar-se pela Figura 3.5, na entrada do edifício pelo Bloco N, há umas escadas em pedra, que são típicas deste tipo de edifícios [12].



Figura 3.5 – Escadas em pedra na entrada do edifício no Bloco N

O Bloco S tem duas entradas de acesso ao edifício. No entanto, no Piso Térreo não existe comunicação com o elevador, excetuando quando o acesso é feito pela porta entre os arcos principais (ao nível do Piso Térreo, que atravessam o edifício em toda a sua largura e que permitem tanto o acesso pedonal como o das viaturas operacionais), em que se acede diretamente ao elevador (Figuras 3.6 e 3.7)



Figura 3.6 – Arcos principais do edifício por onde é feito o acesso ao Quartel de Bombeiros

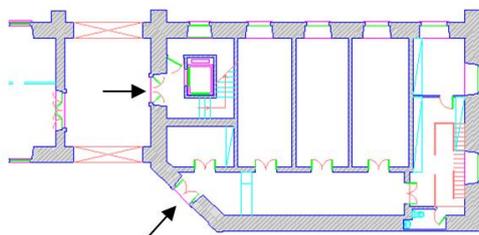


Figura 3.7 – Pormenor do edifício no Piso Térreo - acesso ao interior do Bloco S

3.3 Elementos Estruturais

3.3.1 Paredes Resistentes

As paredes resistentes do edifício diminuem a sua espessura em altura, o que é corrente nos edifícios “Gaioleiros”. Assim, tem-se menos massa e menores valores de forças de inércia nos pisos superiores, levando a que os esforços no andar inferior diminuam (relativamente ao caso da não variação das espessuras em altura), contribuindo para uma economia de material. Este edifício foi construído no apogeu da época dos “Gaioleiros”, o que se verifica não só pelo aspeto anteriormente descrito, como por ser um edifício de grande porte: quatro pisos acima do solo em todo o edifício e ainda mais um na zona central, culminando com cerca de 22 metros em altura em relação ao terreno.

De acordo com as plantas do Projeto de Arquitetura, as paredes exteriores, de alvenaria de pedra, variam entre 0,5 m e 1,0 m, podendo haver apenas pequenas alterações pontuais a estas espessuras devido à existência de aberturas.

Não se recorreu a ensaios destrutivos, pois tal não faz parte dos objetivos deste trabalho e certamente não seria possível ter autorização para realizar este tipo de ensaios num edifício em utilização. A forma de se aferirem os materiais usados foi por observação *in situ* em zonas pontuais degradadas, pelo conhecimento histórico prestado pelos Bombeiros, com quem se teve contacto durante as visitas, e ainda a partir dos resultados experimentais obtidos para a caracterização dinâmica da estrutura. Assim, concluiu-se que existem dois tipos de alvenarias de pedra para as paredes resistentes exteriores: alvenaria de pedra irregular e de pedra regular.

As paredes interiores resistentes são de tijolo maciço, de espessura 0,30 m, ou furado, cuja espessura varia, na sua maioria, de 0,10 m a 0,15 m. Nos pisos superiores constatou-se, pela análise de algumas paredes (Figura 3.8), que são de tijolo furado. Apesar de não se verificar, através da observação direta, nada que comprovasse a existência de tijolo maciço, o conhecimento prestado pelo pessoal interno ao Quartel e o facto de as paredes de alvenaria de tijolo maciço terem em geral 0,30 m de espessura ao nível do rés-do-chão, leva a concluir-se que neste piso do Bloco S foi utilizado este tipo de paredes. Para reforçar esta ideia, a planta original do Quartel (Figura 3.16) apresenta a mesma disposição de paredes que a atual, concluindo-se que tais não foram alteradas posteriormente à construção do edifício [12, 19].



Figura 3.8 – Parede de tijolo furado

Verificou-se ainda que na Cave as paredes interiores são de alvenaria de pedra, ao contrário dos restantes pisos em que é utilizado o tijolo como material de construção, o que é frequente nos edifícios “Gaioleiros” [10].

3.3.2 Paredes Divisórias

As paredes de compartimentação têm espessura de 0,10 m e contribuem pouco para a resistência da estrutura.

Neste edifício existem três tipos de divisórias sem função estrutural significativa: umas correspondentes aos tabiques, outras às paredes em *pladur* e ainda outras totalmente ou parcialmente em vidro. As primeiras estão dispostas nos vários pisos, as de *pladur* estão presentes na Mansarda do Bloco N (Figura 3.9), que corresponde a uma parte do edifício recentemente remodelada, e as últimas correspondem também a partes do edifício recentes, como é o caso do Piso 1 no Bloco S (Figura 3.10).



Figura 3.9 – Paredes em *pladur* e divisórias em vidro na Mansarda (Bloco N)

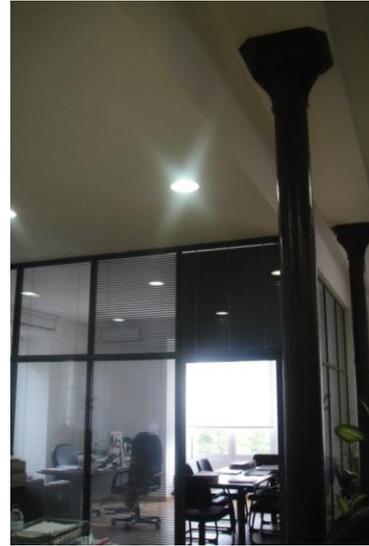


Figura 3.10 – Divisória em vidro

3.3.3 Pavimentos e Teto

Como referido anteriormente, a estrutura dos pavimentos dos “Gaioleiros” é, geralmente, em madeira e segue a disposição seguinte: os vigamentos principais, perpendiculares às fachadas, estão afastados entre eixos de 0,35 m a 0,40 m e são travados por tarugos na direção ortogonal [8].

Contrariamente aos restantes, o pavimento entre a Cave e o Piso Térreo é constituído por uma camada de betão, não existindo qualquer tipo de informação acerca da sua espessura ou características do betão.

Muitos dos tetos são falsos pelo que não é possível conhecer exatamente se existe algum outro material que o esteja a reforçar.

Originalmente, o revestimento do edifício era todo em soalho. Contudo, atualmente, existem, além do soalho original, diversos tipos de revestimento, tais como os materiais sintéticos vinílicos ou os mosaicos cerâmicos para as zonas das casas de banho, como se mostram nas Figuras 3.11 e 3.12, respetivamente.



Figura 3.11 – Revestimento na Mansarda (Bloco C)



Figura 3.12 – Revestimento das IS

Alguns dos pavimentos foram envernizados, pelo que a madeira do soalho parece estar bem conservada, apesar de não se saber se de facto a madeira está deteriorada no seu interior, nas vigas e tarugos que constituem os pavimentos. O pavimento apresenta uma espessura global de cerca de 0,30 m (Figura 3.13).



Figura 3.13 – Teto onde estão visíveis os barros que constituem o pavimento

3.3.4 Cantarias

A cantaria, além da sua função decorativa, desempenha uma função estrutural muito importante e é uma forma de expressão da nobreza e da importância deste edifício na cidade de Lisboa. Assim, não só nos contornos de aberturas de portas e janelas, pilastras, cunhais e cornijas é usada cantaria, como também o Piso Nobre, ou seja, o Piso Térreo, aparenta ser de alvenaria de pedra de boa qualidade. Por conseguinte, esta pedra confere ao edifício maior resistência mecânica e rigidez estrutural [10].

3.3.5 Cobertura

A cobertura do edifício consiste em telhas cerâmicas tipo Marselha que assenta num sistema robusto em madres de madeira (possivelmente em pinho) e elementos metálicos (Figura 3.14 e Figura 3.15). Numa das visitas ao edifício conseguiu-se ter acesso ao último piso em mansarda, onde foi possível ter uma perceção clara da estrutura que envolve o telhado, e à cobertura, permitindo uma análise mais próxima e, portanto, mais detalhada da cobertura e da claraboia.



Figura 3.14 – Madres de madeira que suportam a cobertura (não original)



Figura 3.15 – Sistema de suporte da cobertura

3.3.6 Intervenções Anteriores

Sendo este um edifício muito antigo (com mais de cem anos), não é de estranhar que tenham sido feitas alterações à estrutura inicialmente construída. Comparando a planta do Piso Térreo do edifício original (Figura 3.16) com aquela que foi disponibilizada pelo Regimento de Sapadores Bombeiros correspondente ao edifício atual (Figura 3.17), pode concluir-se que o Bloco N do edifício é aquele que sofreu mais alterações.

Apesar de não existirem disponíveis outras plantas respeitantes aos restantes pisos, percebe-se, pelo uso dos materiais e tecnologias de construção, que essa disposição estrutural não é a original, tal como descrito nos subcapítulos anteriores. Foram efetuadas intervenções ao nível de paredes independentemente de serem ou não paredes mestras, ou seja, paredes com uma função estrutural importante.



Figura 3.16 – Pormenor da planta do Quartel do Corpo de Bombeiros Municipais [19]

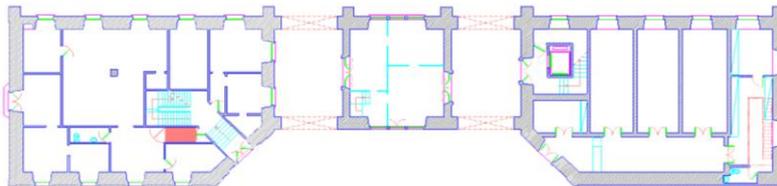


Figura 3.17 – Planta atual do Piso Térreo

No entanto, toda a arquitetura de fachada do edifício (Figura 3.18) parece permanecer inalterada, sendo esta uma forma de preservar o património de que esta estrutura faz parte. Além disso, a Cave também não sofreu alterações no que diz respeito à disposição das paredes resistentes. Este facto é certamente uma vantagem, visto que se trata do piso mais solicitado e, por conseguinte, uma intervenção estrutural associada à eliminação de elementos verticais neste piso tornaria o edifício mais vulnerável.



Figura 3.18 – “Fachada do edifício do Quartel do Batalhão de Sapadores Bombeiros” [19]

4 Modelação em Elementos Finitos

4.1 Introdução

Sendo o edifício em estudo correspondente a uma estrutura existente, tentou-se neste trabalho, definir um modelo numérico que representasse o melhor possível a estrutura em análise. Com tal objetivo, definiram-se, no modelo, as características dos elementos estruturais e dos respetivos materiais constituintes, sendo posteriormente feita uma calibração à modelação, de modo a conseguir-se uma resposta da estrutura mais aceitável.

A definição dos materiais e das suas características mecânicas foi o primeiro passo realizado previamente ao início da modelação e foi efetuado através de uma pesquisa bibliográfica criteriosa. Além desta caracterização mecânica dos materiais, a modelação numérica pressupõe uma definição geométrica dos elementos estruturais, o que foi conseguido através da observação direta e do estudo do Projeto de Arquitetura facultado. As massas dos elementos estruturais e as ações estáticas são também componentes muito importantes na simulação do edifício, sendo, portanto, alvo de detalhe neste capítulo. Relativamente a todas estas características, consideraram-se valores presentes em estudos atuais e normas nacionais e internacionais [12, 21, 22, 23, 24, 25, 26].

Uma vez que a ação sísmica varia rapidamente ao longo do tempo, a sua resposta será sempre dinâmica [27], pelo que a escolha do programa *SAP2000* [2] na criação do modelo recaiu no facto de permitir análises modais dinâmicas tridimensionais e de ser um programa comercial e, portanto, de fácil aquisição. Em casos de ações sísmicas mais gravosas, o comportamento elástico da alvenaria ao nível dos esforços de flexão afasta-se da realidade, sendo, no entanto, a elevada complexidade inerente a análises dinâmicas não lineares a razão pela qual se optou por uma análise dinâmica elástica linear baseada nos espectros de resposta.

Neste modelo criou-se uma malha, de maneira a que o eixo X correspondesse ao maior comprimento do edifício, o eixo Y, na direção perpendicular, coincidissem com a menor dimensão horizontal e o eixo Z correspondesse à direção vertical.

As unidades tomadas no modelo são kN, m e ton para o caso das forças, comprimentos e massas, respetivamente.

Neste capítulo, além do estudo às características mecânicas e geométricas e às massas admitidas na definição dos elementos usados na modelação, é igualmente realizada uma breve descrição acerca da evolução que tomou o trabalho e, no fim desta secção, caracterizado globalmente o modelo do edifício.

4.2 Método dos Elementos Finitos

Antes de se abordar o programa *SAP2000* [2], é conveniente explicar em que consiste a modelação por elementos finitos. Muitos dos problemas de Engenharia utilizam equações derivadas parciais e só um número reduzido deles é que consegue obter uma solução exata. Portanto, vê-se a necessidade de encontrar formas de se aproximarem esses resultados, sendo o Método de Elementos Finitos uma das maneiras mais simples de se obterem essas aproximações [28]. Resumidamente, o Método dos Elementos Finitos é uma forma de resolução numérica de um sistema de equações diferenciais parciais, que permite obter soluções teóricas sobre o estado de tensão e de deformação de um sólido, com uma geometria qualquer, sujeito a ações externas [29, 30].

O programa *SAP2000* [2] é um programa muito interativo e bastante coerente, suportado nestes modelos numéricos. Neste programa, os deslocamentos são compatíveis, ao contrário das tensões. Quanto maior a discretização usada no modelo, melhor a qualidade dos resultados, tendo essa discretização como entrave o aumento de complexidade do modelo e, por conseguinte, o tempo que este demora a correr.

4.3 Características Mecânicas dos Materiais

Posteriormente à definição da malha, o passo executado na modelação do edifício no programa *SAP2000* [2] foi a definição das características mecânicas dos materiais constituintes dos elementos. De acordo com os elementos estruturais existentes, definiu-se a alvenaria de pedra regular para as paredes exteriores da Cave e do Piso Térreo; a alvenaria de pedra irregular para as paredes exteriores dos restantes pisos e para as paredes interiores da Cave; a alvenaria de tijolo maciço para as paredes interiores do Bloco S do Piso Térreo; a alvenaria de tijolo furado para todas as restantes paredes resistentes no interior do edifício; a madeira para o pavimento do edifício e paredes de compartimentação; o betão para o pilar do Piso Térreo no Bloco N; e o aço referente aos pilares do Bloco S no Piso 1 e às vigas usadas em áreas intervencionadas no edifício.

Na definição destas propriedades dos materiais foram fundamentais os valores aferidos de ensaios experimentais (realizados *in situ* e em laboratório) em trabalhos anteriores, da Norma Italiana e das Tabelas Técnicas [21, 22, 24, 25, 26].

As características mecânicas a introduzir no programa *SAP2000* [2] são, essencialmente, para o tipo de análise que se vai efetuar neste trabalho, o peso volúmico, o módulo de elasticidade (ou módulo de *Young*) e o coeficiente de *Poisson*.

O peso volúmico está diretamente relacionado com a massa volúmica através da aceleração gravítica.

O módulo de elasticidade é uma propriedade de difícil definição para os materiais presentes no edifício em estudo, mas muito importante, pois influencia diretamente a frequência de vibração e, por conseguinte, condiciona a resposta do edifício para as ações dinâmicas. A partir do valor definido

para esta propriedade do material e do coeficiente de Poisson, o programa *SAP2000* [2] calcula automaticamente o módulo de distorção através da seguinte expressão:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{(Equação 4.1)}$$

Por fim, o coeficiente de *Poisson*, para uma determinada tensão longitudinal, relaciona as extensões transversais com as longitudinais.

4.3.1 Alvenaria

Verificaram-se diferenças consideráveis na qualidade da alvenaria usada nos edifícios “Gaioleiros”, sendo que os valores presentes na bibliografia são meramente indicativos e devem ser avaliados para este caso concreto.

Inicialmente optou-se por usar, na modelação do edifício, características da alvenaria ordinária de pedra irregular para todas as paredes exteriores. No entanto, a observação mais detalhada do edifício permitiu concluir que os pisos inferiores (ou seja, Cave e Piso Térreo) foram construídos com uma pedra de melhor qualidade, assim como, em toda a altura do edifício, este material foi usado em casos pontuais, como sejam os cantos do edifício e os contornos de aberturas. O módulo de elasticidade usado para a alvenaria de pedra regular foi de 2,4 GPa, valor baseado na Norma Italiana e correspondente ao mínimo de *muratura a blocchi lapidei squadrati* (isto é, blocos quadrados de alvenaria de pedra) [22]. A este tipo de alvenaria foi denominado de *CANTARIA* e adotou-se um peso volúmico de 22 kN/m³, o que, em massa volúmica, corresponde a 2,24 ton/m³ [22].

Para as alvenarias de pedra irregular, designadas por *ALVPED*, optou-se pela *muratura in pietrame disordinata*, cujo peso volúmico é de 19 kN/m³, isto é, uma massa volúmica de 1,94 ton/m³. Em relação ao módulo de elasticidade de 1,0 GPa, fundamentou-se a sua escolha num valor próximo do limite máximo da Norma Italiana e verificando a aceitabilidade desse valor face a estudos em edifícios “Gaioleiros” [22, 24] (ver Anexo B onde estão dispostas as características mecânicas da alvenaria e madeira retiradas da bibliografia).

Constatou-se que a disposição das paredes de alvenaria de tijolo em altura varia bastante, o que se deve às sucessivas alterações estruturais efetuadas ao edifício original. No entanto, na modelação do edifício, com o intuito de aferir quais as paredes que eram resistentes, detetaram-se aquelas que tinham continuidade em pelo menos dois pisos e, desta forma, definiu-se a malha ilustrada na Figura 4.1.



Figura 4.1 – Representação da malha definida no programa SAP2000

Em relação a estas paredes de tijolo, foram definidos três tipos de materiais: *TIJ Furado*, *TIJ Macico* e *TIJ Mansarda*.

O primeiro material diz respeito ao usado em praticamente todas as paredes interiores de alvenaria de tijolo do edifício. O seu módulo de elasticidade é de 1,2 GPa e o seu peso volúmico de 12 kN/m^3 (ou seja, $1,22 \text{ ton/m}^3$). Para a definição das características deste material foram analisados os valores propostos de duas tipologias da Norma Italiana: *muratura in mattoni pieni e malta di calce* (alvenaria de tijolo maciço com argamassa de cal) e *muratura in blocchi di calcestruzzo o argila espansa* (alvenaria de blocos de cimento ou argila expandida). Foi adotado um valor mínimo do módulo de elasticidade da *muratura in mattoni pieni e malta di calce* e o peso volúmico da *muratura in blocchi di calcestruzzo o argila espansa* [22].

O *TIJ Macico*, definido apenas nas paredes do Piso Térreo no Bloco S, foi caracterizado por um peso volúmico de 18 kN/m^3 (correspondente a $1,84 \text{ ton/m}^3$) e um valor intermédio de 1,5 GPa para o módulo de elasticidade, baseados nas propriedades da *muratura in mattoni pieni e malta di calce* prescritas pela Norma Italiana [22].

A terceira tipologia diz respeito às paredes de tijolo furado no último piso do Bloco S (Mansarda do edifício). Tem as mesmas características usadas na modelação que as restantes paredes de tijolo furado, mas não foi considerado o peso volúmico/massa volúmica nos elementos estruturais modelados; a sua massa foi tida em conta diretamente na massa do pavimento do último piso.

Para todos os tipos de alvenaria, optou-se por um coeficiente de *Poisson* de 0,2.

4.3.2 Madeira

A fim de se identificar o material usado neste edifício e respetivas propriedades, o ideal seria a realização de ensaios às propriedades desse material e à identificação exata da espécie. No entanto, considerando os resultados da consulta a dados históricos, que indicam a abundância de pinho bravo em território nacional e a vulgarização na construção de pavimentos em edifícios “Gaioleiros”, deduz-se que possivelmente neste edifício também foi usado este tipo de madeira.

Com o passar dos anos na utilização do pinho bravo, foram observadas diversas anomalias que se relacionam com a sua suscetibilidade a ataques de insetos e fungos, o que provavelmente se deve também à falta de um correto tratamento e adequação à função para que é utilizado [10]. O aspeto

exterior do pavimento pode conduzir a falsas expectativas sobre a preservação dos pavimentos, tendo sido, no entanto, esta a única forma que se conseguiu de avaliar a sua qualidade. Assim, salvo o que foi referido, a observação direta sugere a existência de um cuidado na prevenção de irregularidades nos pavimentos e na preservação da sua qualidade.

Na modelação, para o material usado no pavimento e representativo desta madeira, designado de *MADPAV*, foi inicialmente associado um módulo de elasticidade de 6 GPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,2, valores retirados do trabalho de Branco [12]. Posteriormente, sob pena de poder ser aquele um valor demasiado gravoso, adotou-se um módulo de elasticidade de 10 GPa, valor de acordo com as Tabelas Técnicas [21].

Foi ainda definido outro material para os tabiques, designado por *MADTAB*, tendo este as mesmas propriedades que *MADPAV* mas sem massa volúmica, visto que a sua massa é considerada no cálculo da massa dos pavimentos.

O programa de cálculo automático calculou ainda um módulo de distorção de 4,17 GPa, apesar de não ser relevante no modelo, uma vez que os elementos de madeira modelados trabalham essencialmente à compressão e flexão [12].

4.3.3 Aço

Este edifício tem ainda presentes elementos em aço: os pilares no Piso 1 do Bloco S, ilustrados na Figura 3.9, e possíveis vigas que serviram para alterações de vãos no edifício. Esta possibilidade da existência de vigas será explicada posteriormente neste capítulo, na secção 4.5.2.

Como valores adotados para este material (designado por *ACO*) tem-se coeficiente de *Poisson* de 0,3, peso volúmico de 78 kN/m³ (o que corresponde a uma massa volúmica de 7,95 ton/m³) e módulo de elasticidade de 200 GPa.

4.3.4 Betão

A recolha de informações junto dos Bombeiros foi muito importante para a consciencialização acerca da existência de elementos em betão não visíveis no edifício, como é o caso do pavimento entre a Cave e o Piso Térreo. Apesar de não se conhecerem as características do betão, usaram-se as mesmas propriedades do betão C20/25 (denotação conforme o Eurocódigo 2), uma vez que é uma classe de betão comum na construção [31]. Designou-se, desta forma, o material do pilar no Piso Térreo no Bloco N de C20/25 e, para o caso do pavimento que aqui foi referido, tomaram-se as mesmas características no cálculo da sua massa, apesar de não ter sido definido nenhum material no programa, uma vez que a sua modelação direta não foi realizada, ou seja, considerou-se apenas um diafragma rígido, mais adiante explicado.

A opção por um peso volúmico de 24 kN/m³ (usual para betão não armado) ou de 25 kN/m³ (usual para betão armado) é pouco relevante devido à utilização pontual no edifício. Assim, considerou-se o

peso volúmico de 24 kN/m³ (correspondente a uma massa volúmica 2,45 ton/m³), um módulo de elasticidade de 30 GPa (correspondente a um módulo de distorção de 12,5 GPa) e um coeficiente de Poisson de 0,2.

4.3.5 Resumo das Características dos Materiais

Sumarizando o que atrás foi descrito acerca dos materiais, apresenta-se em seguida a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características dos materiais utilizados na modelação

Material	Peso Volúmico γ [kN/m ³]	Massa Volúmica ρ [ton/m ³]	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Coefficiente de Poisson ν [-]	Módulo de Distorção G [GPa]
ALVPED	19	1,94	1,0	0,2	0,42
CANTARIA	22	2,24	2,4	0,2	1,0
TIJ Furado	12	1,22	1,2	0,2	0,5
TIJ Macico	18	1,84	1,5	0,2	0,63
TIJ Mans	0	0	1,2	0,2	0,5
MADPAV	1	0,1	10	0,2	4,17
MADTAB	0	0	10	0,2	4,17
C20/25	24	2,45	30	0,2	12,5
ACO	78	7,95	200	0,3	76,9

4.4 Definição da Massa

Para a caracterização dinâmica do edifício e a sua avaliação sísmica (onde se vai recorrer a uma análise dinâmica) é essencial a definição adequada da sua massa. De acordo com o que foi observado nas visitas e também no que é corrente neste tipo de edifícios, os valores das massas tiveram como referências o Eurocódigo 1 [26], as Tabelas Técnicas [21] e outros estudos consultados [12, 23, 32].

4.4.1 Paredes Resistentes

As paredes resistentes incluem as de alvenaria de pedra e de tijolo. Com exceção das paredes de tijolo na Mansarda, em que a sua massa está distribuída no pavimento, os elementos definidos já a incluem a partir da massa volúmica dos materiais.

4.4.2 Paredes Divisórias

As paredes divisórias compreendem os tabiques, paredes tipo *pladur* e paredes parcialmente ou totalmente em vidro. A sua massa foi considerada por uma massa uniformemente distribuída no pavimento. Apesar de piso para piso a disposição destas paredes variar e, por conseguinte, a sua

massa também, essas variações não foram consideradas por não serem relevantes na definição do modelo. Adotou-se um valor médio de 70 kg/m^2 [21].

4.4.3 Pavimento e Teto

Embora o revestimento varie muito nas diversas divisões, considerou-se aceitável a definição de soalho para todas elas, uma vez que a diferença de massa não é significativa. Tendo por base o trabalho de Branco [12], definiu-se um espaçamento de 0,40 m entre eixos de barrotes e um soalho de 0,02 m de espessura, perfazendo uma massa uniformemente distribuída de 50 kg/m^2 . Em relação ao teto, adotou-se uma solução corrente que consiste numa esteira e estuque à base de cal e gesso aplicados sobre um fasquiado de madeira que inclui reboco e esboço. Considerou-se uma massa de 60 kg/m^2 para esta solução [10, 12].

No pavimento do Piso Térreo em betão foi usada uma massa correspondente a 0,12 m de espessura, o que perfaz cerca de 306 kg/m^2 . Embora não se conheça a espessura desta laje, considerou-se este valor aceitável, face às dimensões dos vãos e massas aí existentes. A massa deste pavimento foi aplicada num único ponto, localizado no centro geométrico do piso, uma vez que ele foi definido por um diafragma rígido (piso rígido no plano).

4.4.4 Cobertura

Para a cobertura, considerou-se a mesma massa que a do trabalho de Monteiro [32], ou seja, 194 kg/m^2 de massa uniformemente distribuída. Uma vez que a cobertura descarrega nas paredes resistentes, decidiu-se colocar toda esta massa sobre as paredes, extinguindo-se, desta forma, os modos locais devidos aos grandes vãos aí existentes.

4.4.5 Massas adicionais

Além das massas anteriormente definidas para os vários pisos, consideraram-se ainda outras respeitantes a diferentes elementos estruturais. São o caso dos pilares em aço e em betão, cuja massa é definida a partir da massa volúmica dos materiais.

Relativamente às escadas e claraboia presentes no edifício, visto que são massas pontuais, optou-se por as considerar nos nós das paredes adjacentes, eliminando por completo quaisquer modos locais que daí pudessem advir. Com base nos valores adotados na dissertação de Mestrado de Cardoso [23], considerou-se a massa de 200 kg/m para as escadas e, com base no peso correspondente às paredes da claraboia, calculou-se um valor de $1,9 \text{ ton/m}$ para a sua massa.

Em termos de simulação, optou-se por não representar a caixa do elevador ou qualquer tipo de massa subjacente a ele, visto que não se tem qualquer informação sobre a sua construção nem é conhecida a ligação desse elemento aos pavimentos. Além disso, a consideração de um elemento

tão rígido como este faria diminuir os esforços no resto da estrutura, o que poderia conduzir a esforços contra a segurança.

4.5 Elementos Estruturais no Modelo

Posteriormente à definição dos materiais é necessário, para poder construir um modelo, a representação geométrica dos elementos. Assim, no programa *SAP2000* [2], recorreu-se a dois tipos de elementos: *Shell* e *Frame*, que se explicam nas secções 4.5.1 e 4.5.2, respetivamente.

4.5.1 Elementos *Shell*

Os elementos *Area* podem ser definidos como placa, membrana ou *shell*, englobando este o comportamento de membrana e placa, simultaneamente. Na modelação deste edifício apenas se usaram os elementos *shell*, o que permitiu simular tanto o comportamento no próprio plano como a flexão na direção perpendicular e, além disso, a opção *thick* relativa a esses elementos permitiu ainda considerar a deformação por esforço transversal. Podendo os elementos ter três ou quatro nós, deu-se preferência aos de quatro por permitirem melhores resultados.

Apesar de a utilização do elemento tridimensional *Solid* ser mais adequada, a grande complexidade do edifício em questão e a boa aproximação do modelo ao comportamento da estrutura, com o recurso a elementos *shell*, levaram a que fossem estes os elementos escolhidos na simulação das paredes de alvenaria de pedra *ParPED* e de tijolo *ParTIJ*.

A acessibilidade às plantas de arquitetura em *AutoCAD* [33] foi de grande utilidade na definição de espessuras das paredes. Com base numa avaliação criteriosa dessas plantas, adotaram-se espessuras para as paredes de alvenaria de pedra entre 0,35 m e 1,0 m e para as de alvenaria de tijolo de 0,1 m a 0,3 m.

Pode observar-se, a partir da Figura 4.2, uma representação do modelo com os elementos anteriormente descritos.

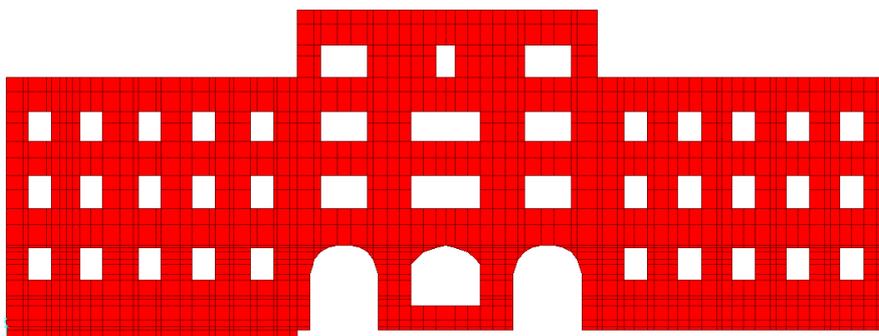


Figura 4.2 – Representação dos elementos *shell* (vista da Fachada do edifício)

4.5.2 *Frame*

Uma vez que a hipótese de piso rígido não é válida neste tipo de pavimentos, decidiu-se utilizar o elemento *Frame* para a modelação dos barrotos que constituem os pisos e, igualmente, para as paredes divisórias com fraca resistência estrutural. O elemento *Frame* consiste num elemento reto que une dois nós, em que cada nó tem seis graus de liberdade (três rotações e três deslocamentos independentes), simulando, desta forma, o comportamento tridimensional de viga-coluna.

Pavimento de Madeira

A hipótese de piso rígido nos pavimentos de madeira afasta-se da realidade, fundamentalmente devido à baixa rigidez do piso, o que leva a distorção no plano horizontal e a diminuição da capacidade de transmissão das forças de inércia às paredes resistentes [34]. Perante isto, a modelação do pavimento de madeira consistiu numa malha de *frames*, em que as vigas principais funcionam todas na direção Y, ou seja, perpendicularmente à fachada.

De forma coerente com o que é predominante neste tipo de edifícios, optou-se por o espaçamento entre barrotos ser de 0,40 m. No entanto, de forma a se adequar a malha de *frames* aos nós já existentes na grelha de modelação (devidos aos elementos *Area* anteriormente definidos para as paredes), criaram-se quatro grupos de elementos com espaçamentos diferenciados, conforme o trabalho de Branco [12]. Assim, cada grupo compreende uma determinada gama de espaçamentos, bastando corrigir os momentos de inércia, de maneira a simular os barrotos como se estivessem de facto espaçados de 0,40 m. Denominaram-se estes elementos por *Barrote x*, sendo $x=1,2,3$ ou 4 consoante a sua classe. Refira-se, no entanto, que o mais importante na caracterização destes elementos são as suas áreas, uma vez que o contributo da rigidez axial é fundamental.

Na primeira classe, consideraram-se os espaçamentos inferiores a 0,65 m, admitindo-se um espaçamento médio de 0,55 m; na segunda, agruparam-se os espaçamentos de 0,65 m a 0,75 m (exclusive), considerando um espaçamento médio de 0,70 m; o terceiro grupo compreende os espaçamentos entre 0,75 m e menores que 0,85 m, adotando um espaçamento médio de 0,80 m; e, por último, os espaçamentos maiores ou iguais a 0,85 m encontram-se na classe cujo espaçamento médio é de 0,90 m.

Em termos de modelação, optou-se pelas dimensões do vigamento de $[0,08 \times 0,18] \text{ m}^2$, valores intermédios do que é corrente em edifícios “Gaioleiros”.

Foram calculados os momentos de inércia por metro para as direções X e Y. Na direção X, calculou-se o momento de inércia de um barrote e, em seguida, dividiu-se esse valor pelo espaçamento de 0,40 m. Para ter em conta os diferentes espaçamentos no modelo, multiplicou-se este quociente pelo seu espaçamento. Apesar de este critério não ser válido em Y, uma vez que o momento de inércia nesta direção não é tão importante, seguiu-se da mesma forma este método. Simplificadamente, apresentam-se os cálculos feitos (Tabela 4.2) e um esquema representativo da secção transversal do pavimento (Figura 4.3).

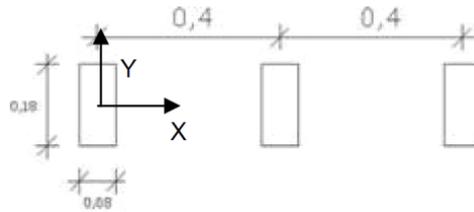


Figura 4.3 – Secção transversal do pavimento [12]

Tabela 4.2 – Cálculos dos momentos de inércia por metro

Direção	Momento de Inércia [m ⁴]	Momento de Inércia por metro [m ⁴ /m]
X	$\frac{bh^3}{12} = 3,89 * 10^{-5}$	$\frac{bh^3}{12} * \frac{1}{0,40} = 9,72 * 10^{-5}$
Y	$\frac{hb^3}{12} = 7,68 * 10^{-6}$	$3 * \frac{hb^3}{12} = 2,30 * 10^{-5}$

Tendo em consideração os valores das massas para este material, definiram-se as densidades de massa equivalentes, de acordo com cada espaçamento (Tabela 4.3). Refere-se apenas que, relativamente aos barrote no piso da Mansarda no Bloco S, a sua massa difere, devido à massa das paredes de tijolo ter sido definida como uniformemente distribuída pelos barrote.

Esta opção pela massa uniformemente distribuída deve-se ao facto de as paredes no piso da Mansarda não terem sido definidas com a sua altura real, o que, para tal, a cobertura teria de ser modelada inclinada.

Tabela 4.3 – Propriedades dos barrote

Secção	Espaçamento [m]	I _y (correção)	I _x (correção)	Massa equivalente [ton/m ³]	Peso equivalente [kN/m ³]
Barrote 1	0,55	1,7	1,4	6,0	58,8
Barrote 2	0,70	2,1	1,8	7,6	74,9
Barrote 3	0,80	2,4	2,0	8,7	85,6
Barrote 4	0,90	2,7	2,3	9,8	96,3
Barrote 1 (Mansarda)	0,55	1,7	1,4	12,5	122,6
Barrote 2 (Mansarda)	0,70	2,1	1,8	15,9	156,0
Barrote 3 (Mansarda)	0,80	2,4	2,0	18,2	178,3
Barrote 4 (Mansarda)	0,90	2,7	2,3	20,5	200,6

O cumprimento das dimensões de entrega dos vigamentos às paredes e as emendas dos vigamentos vão-a-vão em edifícios “Gaioleiros” constituem fatores de pouca confiança, uma vez que estas ligações são feitas apenas por encaixe em zonas vazadas de alvenaria ou “pousando” as vigas nas paredes. De facto, a carência de resistência à flexão das ligações e de continuidade dos elementos poderá incutir na fragilidade do edifício e eventualidade de rotura, em caso de sismos intensos,

devido à falta de capacidade de dissipação de energia [9]. Não sendo possível uma inspeção criteriosa dos pavimentos que confirmasse a sua qualidade e a das ligações entre o pavimento e as paredes de alvenaria, optou-se por rotular os vigamentos principais nestes nós de ligação, para a situação de sismo, simulando assim a incapacidade de transmissão de momentos fletores.

Relativamente aos tarugos, cuja função predominante é a de dar alguma rigidez aos pavimentos no plano horizontal, definiram-se com uma secção de $[0,08 \times 0,08]$ m² e denominaram-se de *VSECUN*. A sua massa foi distribuída pelos elementos principais e, uma vez que a sua função predominante é a de travar os elementos principais, definiram-se como barras de reduzida área que só funcionam axialmente, ou seja, são bi-rotuladas [12].

Por fim, foram também definidas as sobrecargas (Tabela 4.4), contabilizando-as parcialmente, mediante a utilização de um coeficiente prescrito no Eurocódigo 0 usado na combinação de ações [35]. Recorreu-se do Eurocódigo 1 [26], para definir as sobrecargas em função do uso dado ao pavimento, o que, neste caso, sendo um edifício meramente de escritórios, corresponde a uma sobrecarga de 3 kN/m².

Tabela 4.4 – Definição das sobrecargas em função da classe de barrote

Secção	Sobrecargas [kN/m]
Barrote 1	1,69
Barrote 2	2,15
Barrote 3	2,46
Barrote 4	2,75

Na Figura 4.4 encontra-se a modelação da planta de um dos pisos tipo do modelo, onde se pode visualizar os vários *frames* que simulam os barrote e tarugos.

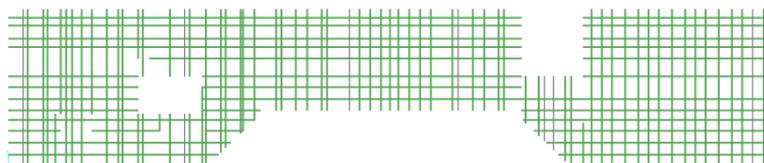


Figura 4.4 – Modelação do pavimento através de elementos *frame* (vista em planta)

Cobertura

Relativamente à cobertura, optou-se por, de uma forma simplificada, não considerar o seu contributo estrutural, caracterizando-a pelos mesmos elementos que nos restantes pavimentos, diferindo apenas na sua massa e na forma como foi definida essa massa no modelo. Como anteriormente citado, uma vez que a sua massa descarrega sobre as paredes e, tendo como preocupação a eliminação dos modos locais, decidiu-se que tal massa fosse apenas localizada nessas paredes.

Paredes Divisórias

As paredes divisórias em tabique e em *pladur* foram simuladas através de pórticos contraventados. Esta representação foi baseada no modelo da tese de Branco [12], igualmente para um edifício “Gaioleiro”, e tem, como objetivo, modelar o travamento devido à presença destes elementos no edifício. Assim, os elementos verticais denominaram-se de *ParDIVIS* e os elementos horizontais de *VRIGIDBx* e *VRIGIDCx*, consoante a localização do *frame* estivesse no pavimento dos pisos ou na cobertura, respetivamente, sendo *x* a correspondência com a classe de espaçamento da viga. Em relação à direção perpendicular ao vigamento principal do pavimento, os elementos horizontais denominaram-se de *VRIGIDO*. Para definição destes elementos rígidos, optou-se por uma área e momentos de inércia elevados (10 000 vezes maior que o valor inicial) representativos da sua rigidez elevada ao esforço normal e à flexão, respetivamente. Pretende-se, com isto, simular o efeito dos tabiques sobre as deformações no pavimento, na zona onde colocados. Uma vez que no modelo os elementos verticais (exemplificação da sua modelação na Figura 4.5) não têm massa, esta foi distribuída pelos *frames* do pavimento, tal como referido anteriormente.

Contrariamente, no caso das paredes em vidro, devido à sua fraca contribuição na ocorrência de um sismo e visto haver uma grande probabilidade em se partirem, não foram representadas no modelo e apenas se considerou a sua massa distribuída no pavimento.

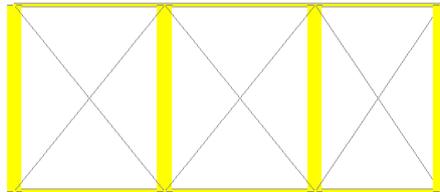


Figura 4.5 – Pormenor da modelação referente a um conjunto de tabiques, entre pavimentos e pilares de aço (Bloco S)

Cantarias

Os elementos criados para simular o uso da cantaria nas pilastras, contornos de aberturas em portas e janelas e cornijas, são igualmente em *frames* e têm as mesmas características que as paredes em alvenaria de pedra regular usadas no Piso Nobre. Criaram-se, portanto, três tipos de elementos, em que apenas a sua área de secção é alterada: *CANTARIAPIL*, *CANTARIAARC* e *CANTARIAJAN*, consoante o seu destino fossem as pilastras, os arcos correspondentes às aberturas para circulação dos veículos no Quartel de Bombeiros (arcos principais) ou as janelas, respetivamente.

Vigas

Face ao que foi representado nas plantas, observa-se a existência de vigamentos em algumas zonas de onde foram retiradas paredes mestras. Não existindo qualquer descrição acerca dessas vigas, no

que se refere às suas dimensões ou mesmo ao seu material, fez-se um pré-dimensionamento face às cargas que têm de suportar e, por conseguinte, optou-se por uma secção HEA320.

Depois de efetuada uma análise dinâmica modal inicial ao edifício, constatou-se a existência de inúmeros modos locais, muito devido ao facto de os pavimentos não serem rígidos e as massas não se concentrarem apenas nos nós ao nível dos pisos, na zona onde estão localizadas as paredes.

No entanto, a existência destes modos locais não é relevante para aferir o comportamento da estrutura, pelo que se tentou eliminá-los. Exemplificando, pode constatar-se a partir das Figuras 4.6 e 4.7, que o Piso 2 do Bloco N tem paredes de alvenaria de tijolo (assinaladas a amarelo) que não constam no piso inferior (Piso 1). A questão levantada, sobre como pisos com vãos da ordem dos 10 metros conseguem suportar as cargas distribuídas nos pisos superiores, levou a que fossem consideradas no modelo vigas metálicas com o mesmo tipo de secção - HEA320.

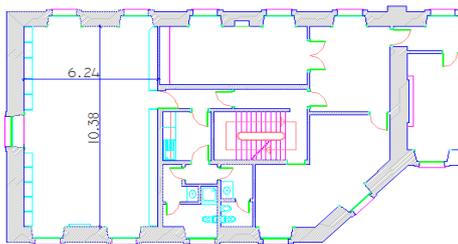


Figura 4.6 – Pormenor da planta do Piso 1

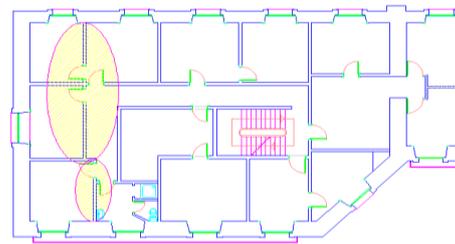


Figura 4.7 – Pormenor da planta do Piso 2

4.6 Caracterização do Modelo 3D

Definidos os materiais, massas e elementos da estrutura, sintetizam-se ainda alguns pontos que importam referir, no sentido de dar início a uma análise mais global do modelo. Apresentam-se nas Figuras 4.8 a 4.11 algumas imagens do modelo para uma melhor perceção do que foi realizado.

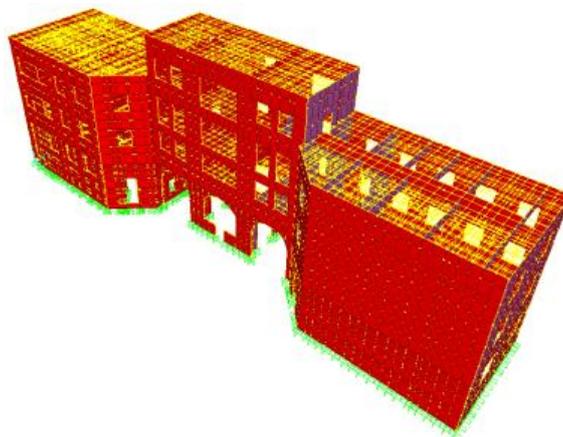


Figura 4.8 – Perspetiva do modelo do interior do Quartel

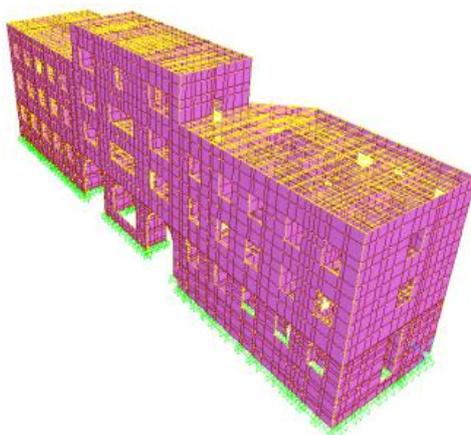


Figura 4.9 - Perspetiva do modelo do exterior do Quartel

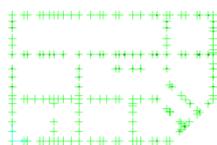


Figura 4.10 – Planta das fundações da Cave

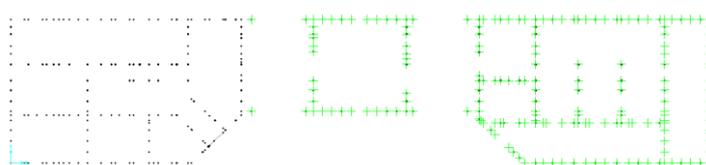


Figura 4.11 – Planta das fundações do Piso Térreo

Como verificado a partir do que foi descrito neste capítulo, utilizaram-se vários tipos de elementos com diferentes características no programa *SAP2000* [2], tendo como finalidade traduzir o melhor possível o comportamento global da estrutura.

Relativamente aos pavimentos, as massas e inércias foram definidas de acordo com o espaçamento entre *frames*, para que houvesse uma distribuição uniforme de rigidezes e massas em toda a área dos pavimentos. Foi prestada bastante atenção em coincidir os nós das paredes com os dos pavimentos, de modo a não existirem quaisquer elementos soltos. Além disso, no modelo, a interseção entre barrote e tarugos num mesmo piso tem de ser igualmente definida por um único nó. Esta forma de definição dos pavimentos por *frames* teve como base o facto de, para o piso de madeira, não se poder definir o piso rígido no plano. O mesmo não se adequa ao pavimento em betão, o qual foi definido por um diafragma rígido, em que a sua massa de translação foi toda localizada no correspondente centro geométrico e associado um momento polar de inércia.

Devido à complexidade do edifício, os elementos *shell* (que simularam as paredes de alvenaria) têm dimensão reduzida, o que permite, desta forma, uma melhor qualidade dos resultados que advirão com o desenvolvimento deste trabalho. As aberturas na malha do modelo correspondem à existência de portas, janelas ou arcos nas paredes da estrutura, mantendo-se as suas dimensões e localizações reais.

Independentemente do tipo de solo presente no terreno, optou-se por considerar as fundações encastradas, por uma questão de simplicidade. Devido à cota máxima abaixo do nível do solo ser reduzida (cerca de 0,90 m), não se considerou relevante a existência de um apoio que simulasse o piso enterrado.

Como já mencionado, embora a adoção de um comportamento não linear para o material pudesse refletir-se numa visão mais realista relativamente à resposta da estrutura, a maior complexidade do modelo e consequente exigência do mesmo conduziram à opção por uma análise linear.

O modelo tem, na sua totalidade, 15865 nós, 11028 *frames* e 10986 *areas*, o que corresponde a 5m 51s para ser corrida a análise *Modal* (para os dez primeiros modos de vibração).

5 Calibração do Modelo

5.1 Introdução

O comportamento de uma estrutura sujeita a ações dinâmicas em regime linear pode ser determinado mediante a sobreposição da resposta nos seus modos de vibração, a cada um dos quais está associada uma frequência [36]. Desta forma, numa tentativa de aproximar o modelo à realidade, fizeram-se ensaios de caracterização dinâmica com o intuito de determinar as frequências fundamentais predominantes do edifício e correspondentes modos de vibração face às vibrações ambientais. Estas vibrações englobam todas aquelas impostas pela envolvente, que não sejam forçadas (provocadas por impulsos aplicados lateralmente na estrutura, tais como a utilização de máquinas) e não afetem a integridade da estrutura.

Este tipo de ensaios *in situ* foi usado devido à sua facilidade e rapidez de execução, por serem não destrutivos e, além disso, a existência do equipamento no Instituto Superior Técnico permitiu a realização dos ensaios com custos mínimos.

5.2 Ensaios *In Situ* de Caracterização Dinâmica do Edifício

No dia 11 de abril de 2012 fez-se uma visita ao edifício, entre as 15 e as 16 horas, com o objetivo de se realizarem os ensaios de vibração ambiente, tendo-se recorrido ao último piso do edifício (aproximadamente a uma cota de 14,5 m em relação à cota da rua), onde as vibrações têm maior amplitude e se detetam de forma mais distinta as frequências.

Recorreu-se a uma unidade triaxial de registo digital de acelerações da marca *Kinematics*, modelo *ETNA* (com sensor interno *Episensor*), cujas características mais importantes são definidas de seguida:

- Gama dinâmica superior a 135 dB;
- Largura de banda do sensor de DC até 200 Hz;
- Linearidade inferior a 1000 $\mu\text{g/g}$;
- Histerese inferior a 0,1% do *full scale*;
- Sensibilidade cruzada inferior a 1% (incluindo desalinhamentos);
- *Full-scale* seleccionável por *hardware* entre 0,25g e 4g.

Esta unidade triaxial (Figura 5.1) é configurável através de um computador portátil com o *software Quick Talk*. O registo dos dados é primeiramente armazenado em cartão PCMCIA interno, usando uma conversão analógico-digital com resolução de 18 bits. Posteriormente, para a leitura e tratamento dos resultados, fez-se uso do programa *Tsoft* [37].



Figura 5.1 – Material utilizado no registo de acelerações

A escolha dos locais dos ensaios (Figura 5.2) teve, como critério, que cada um estivesse localizado num Bloco diferente do edifício, de forma a ser possível verificar se vibravam de maneira diferente uns dos outros. Além disso, a escolha de um ponto no interior do edifício permitiu identificar essencialmente os efeitos de translação, e a de outros dois pontos, com excentricidade relativamente ao centro do edifício, permitiu o registo de modos de vibração com participação de massa em ambas as direções horizontais.



Figura 5.2 – Localização dos pontos onde foram feitos os ensaios

De maneira a facilitar a leitura dos resultados, teve-se o cuidado de manter as coordenadas cartesianas do aparelho de medição dos registos coincidentes com as direções principais em planta, ou seja, as direções X e Y, dos registos, referem-se às componentes S-N e E-O, respetivamente. Relativamente à direção Z, esta corresponde à componente vertical.

A possibilidade de erros nas medições conduziu a quatro ensaios (cada um registando as acelerações nas três componentes cartesianas) por cada ponto assinalado na Figura 5.2. Resumidamente, o registo foi efetuado em termos de acelerações num determinado intervalo de tempo (neste caso, cada registo durou 120 segundos, com exceção de um deles, devido ao facto de se ter esquecido de parar o ensaio, não afetando em nada os resultados) e posteriormente, baseando-se na Transformada de Fourier, identificaram-se as frequências fundamentais do edifício através dos picos dos espectros obtidos.

Encontra-se na Tabela 5.1, a caracterização dos doze ensaios efetuados.

Tabela 5.1 – Ensaio realizado: localização e duração

Registo	Ponto de Medição	Duração (s)
II001	1	120
II002	1	120
II003	1	120
II004	1	120
IJ001	2	340
IJ002	2	120
IJ003	2	120
IJ004	2	120
IK001	3	120
IK002	3	120
IK003	3	120
IK004	3	120

Na Figura 5.3 encontra-se representado um exemplo dos registos das acelerações no programa *TSoft* [37], utilizado na leitura desses resultados. Neste caso, as acelerações representadas são as do ensaio II001 (localizado no Ponto 1), para cada canal 1, 2 e 3 correspondente a cada direção X, Y e Z, respetivamente.

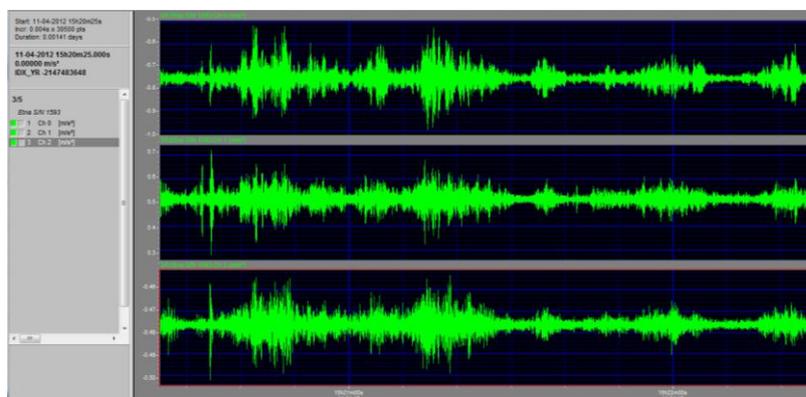


Figura 5.3 - Aspeto visual do registo das acelerações do ensaio II001. De cima para baixo estão o sinal da direção X, o da direção Y e o da direção Z

5.3 Tratamento dos Resultados Experimentais

Para determinação das frequências próprias fundamentais para cada direção, procedeu-se ao método da Transformada Rápida de Fourier, com base nos registos efetuados. Os conceitos e cálculos realizados para este tratamento dos resultados constam no Anexo C.

Estas frequências são identificadas pelos máximos da função para os valores de frequências compreendidos entre 1 a 10 Hz, correspondendo ao que é corrente para edifícios. Uma vez que a direção Z tinha apenas registo de frequências muito elevadas, características de modos de vibração com pouca participação de massa devidos a translações na vertical do pavimento, não se considerou necessário estudar esta direção na caracterização dinâmica do edifício. Este resultado será útil na calibração do modelo, uma vez que não é de todo realista que haja vibrações verticais entre os primeiros modos de vibração.

Depois de obtidos os espectros relativos a cada direção para cada ponto do edifício, identificaram-se minuciosamente as frequências, verificando, para cada direção, as que são comuns (ou praticamente) nos vários ensaios. Resumidamente, apresentam-se os Gráficos 5.1 e 5.2 relativos aos espectros das direções X e Y no ponto de medição 2, respetivamente.

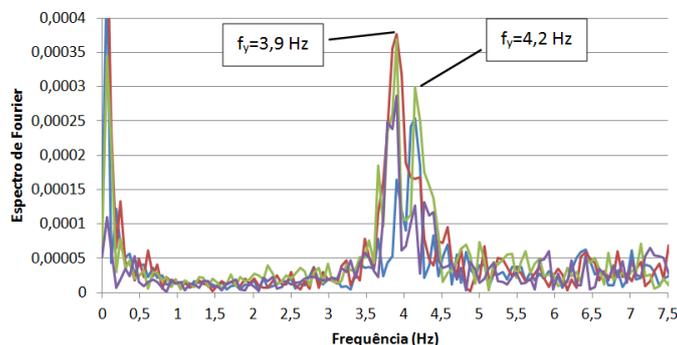


Gráfico 5.1 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 2)

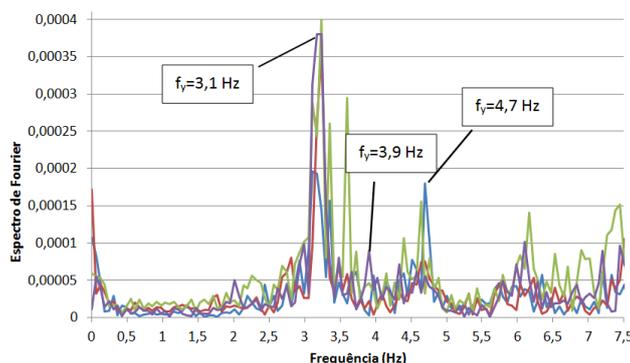


Gráfico 5.2 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 2)

Com base nestes gráficos e nos restantes correspondentes aos pontos de medição 1 e 3 (Gráficos C.1 a C.4 do Anexo C), concluiu-se que as frequências fundamentais para cada direção são semelhantes nos três blocos. Assim, as frequências próprias de valores mais baixos são de 3,1 Hz, segundo Y, e de 3,9 Hz, segundo X. Apesar de não ser tão intensa a frequência na direção Y, verificou-se que também existe um pico para 3,9 Hz, pelo que se concluiu que esta será uma frequência fundamental, mas com uma participação de massa menor segundo Y. Detetou-se ainda um modo de vibração essencialmente de translação, segundo X, para a frequência de 4,2 Hz.

De salientar que os picos obtidos nestes gráficos (Gráfico 5.1 e Gráfico 5.2), para o ponto 2, não são necessariamente determinantes das frequências fundamentais do edifício. Por exemplo, na direção Y, o caso da frequência de 3,6 Hz que, para um dos ensaios no ponto 2, corresponde a um pico, nos restantes ensaios o mesmo não foi verificado, ou seja, concluiu-se que tal pode ter derivado de uma perturbação pontual aquando do ensaio. Relativamente aos restantes gráficos, respeitantes aos locais de ensaios 1 e 3, encontram-se ilustrados no Anexo C.

Como seria de esperar, os valores são mais elevados do que para os edifícios de betão armado, isto devido a uma grande rigidez das estruturas em alvenaria para as vibrações de baixas amplitudes.

5.4 Calibração do Modelo de Análise

Numa tentativa de se aproximarem os resultados do modelo às frequências próprias obtidas dos ensaios experimentais, procedeu-se à calibração do modelo.

O conhecimento dos parâmetros mecânicos dos materiais usados na construção é muito importante no comportamento da estrutura, pelo que a definição dos módulos de elasticidade inerentes aos materiais foi cuidadosamente ponderada.

Assim, a calibração do modelo realizou-se em duas vertentes: uma respeitante à alteração dos módulos de elasticidade e outra considerando os edifícios adjacentes. São apresentados de seguida os testes efetuados mais relevantes.

5.4.1 Modelo Isolado

A calibração iniciou-se apenas com a consideração do modelo independentemente da envolvente ao edifício. As alterações relativas aos módulos de elasticidade das alvenarias de tijolo e de pedra mais relevantes na calibração do modelo (baseada no comportamento dinâmico da estrutura) são apresentadas neste subcapítulo.

Relembra-se que o modelo inicial apresentava os módulos de elasticidade para os vários materiais considerados, presentes na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Módulos de elasticidade das alvenarias de tijolo e de pedra

Material	Módulo de Elasticidade [GPa]
Alvenaria de pedra irregular	1,0
Alvenaria de pedra regular	2,4
Alvenaria de tijolo maciço	1,5
Alvenaria de tijolo furado	1,2

Resumem-se, na Tabela 5.3, os valores das frequências e participação de massa dos principais modos de vibração do modelo com os módulos de elasticidade apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.3 – Frequências e participação de massa dos principais modos do edifício (valores obtidos da análise dinâmica do modelo)

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Fator de participação de massa [%]			Frequências dos registos de vibração ambiente [Hz]	Dif. [%]
			Translação X	Translação Y	Rotação Z		
1	0,41	2,44	0,07	33,82	26,78	3,1	21
2	0,33	3,03	2,54	2,16	1,99	-	-
3	0,30	3,33	0,77	16,15	17,12	-	-
4	0,28	3,60	17,17	1,19	3,01	3,9	8
5	0,25	4,01	32,84	0,00	0,39	4,2	4

Verifica-se, a partir da Tabela 5.3, que o primeiro e terceiro modos do modelo têm uma grande participação de massa de translação segundo Y, mas também existe uma grande componente de torção. No entanto, face aos resultados experimentais obtidos, seria de esperar que o primeiro modo de vibração do modelo não tivesse uma componente tão elevada de torção, além de que a sua frequência está ainda muito distante desses registos experimentais. Ao invés, as duas primeiras frequências relativas aos modos de translação na direção X (modos 4 e 5) são já muito próximas dos resultados experimentais. Isto deve-se ao facto de o edifício ser muito simétrico na direção X, pelo menos ao nível das paredes exteriores, que são aquelas com maior peso no comportamento da estrutura. O segundo modo corresponde a um modo de torção com fraca participação de massa, pelo que não foi considerado nesta calibração.

Numa tentativa de se aproximar os valores das frequências, alteraram-se os módulos de elasticidade da alvenaria de pedra regular e das alvenarias de tijolo. Indicam-se, na Tabela 5.4, os valores desses módulos de elasticidade usados no modelo e, na Tabela 5.5, estão resumidos os resultados do comportamento dinâmico do edifício na sequência dessas modificações.

Tabela 5.4 - Módulos de elasticidade das alvenarias de tijolo e de pedra regular alterados

Material	Módulo de Elasticidade [GPa]
Alvenaria de pedra irregular	1,0 (mantém-se)
Alvenaria de pedra regular	3,2
Alvenaria de tijolo maciço	1,7
Alvenaria de tijolo furado	1,3

Tabela 5.5 – Alteração das frequências próprias com módulos de elasticidade diferentes das alvenarias de tijolo e de pedra regular

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Fator de participação de massa [Hz]			Frequências dos registos de vibração ambiente [Hz]	Dif. [%]
			Direção X	Direção Y	Rotação Z		
1	0,39	2,55	0,07	31,53	25,35	3,1	18
2	0,31	3,19	2,49	1,92	2,09	-	-
3	0,29	3,46	1,02	16,70	17,44	-	-
4	0,27	3,76	15,96	1,53	2,26	3,9	3
5	0,24	4,20	31,46	0,01	0,43	4,2	0

Verifica-se ainda uma grande diferença de valores em relação aos resultados experimentais (Tabela 5.5). Por conseguinte, alterou-se o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra irregular para 1,1 GPa e resumem-se os principais modos de vibração na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Alteração das frequências próprias com módulo de elasticidade diferentes da alvenaria de tijolo pedra irregular

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Fator de participação de massa [%]			Frequências dos registos de vibração ambiente (Hz)	Dif. [%]
			Direção X	Direção Y	Rotação Z		
1	0,38	2,62	0,07	32,03	25,72	3,1	16
2	0,31	3,25	2,29	2,16	2,03	-	-
3	0,28	3,53	0,79	16,48	17,00	-	-
4	0,26	3,84	15,21	1,17	2,43	3,9	2
5	0,23	4,31	33,11	0,00	0,49	4,2	3

Constatou-se que o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra irregular é aquele que tem maior influência na estrutura, mas, apesar da sua alteração, continua a existir uma grande discrepância na direção Y em relação aos ensaios de caracterização dinâmica (Tabela 5.6). No entanto, o comportamento sísmico de uma estrutura depende igualmente das suas características intrínsecas e da interação com a envolvente [38]. Assim, a calibração do modelo não pode ser apenas considerando o edifício isolado, uma vez que existem dois edifícios adjacentes a este, cuja parede do Bloco S na fachada de tardoz corresponde a uma parede meeira.

5.4.2 Consideração dos Edifícios Adjacentes

Os edifícios adjacentes, assinalados na Figura 5.4 pelos números 2 e 3, afetam o comportamento do edifício em estudo (identificado pelo número 1), pelo que se considera importante a modelação do seu efeito.

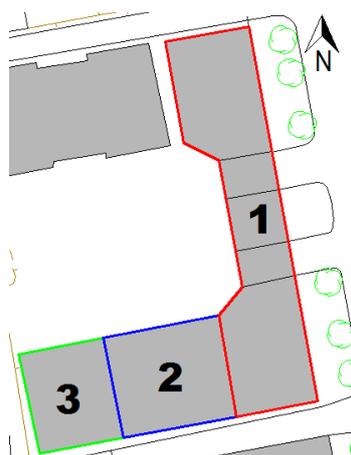


Figura 5.4 – Implantação dos edifícios adjacentes

Uma vez que o Quartel de Bombeiros foi todo edificado na mesma época, a utilização do mesmo tipo de materiais e dos mesmos métodos construtivos é algo plausível e daí se modelarem os edifícios adjacentes iguais ao Bloco S.

Dado o comprimento desses edifícios de 28 metros, optou-se por fazer duas cópias do Bloco S, perfazendo cerca de 23 metros de comprimento, já se aproximando mais do comprimento real de fachada dos edifícios adjacentes, e de apenas dois pisos, uma vez que o edifício, junto da empena do

edifício em estudo, tem apenas dois pisos. Os resultados da análise modal encontram-se resumidos na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Caracterização dos modos de vibração considerando os edifícios adjacentes

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Fator de participação de massa [Hz]			Frequências dos registos de vibração ambiente [Hz]	Dif. [%]
			Direção X	Direção Y	Rotação Z		
1	0,37	2,70	0,02	20,97	10,14	3,1	13
2	0,30	3,33	2,58	4,87	0,00	-	-
3	0,26	3,83	10,77	4,64	0,11	3,9	2
4	0,23	4,31	27,19	1,24	3,73	4,2	3
5	0,22	4,53	0,01	3,02	6,92	-	-

A partir desta tabela, verifica-se que a consideração dos edifícios adjacentes tem uma grande influência nos modos de vibração. O primeiro modo deixa de ter uma componente de torção tão elevada (cerca de 10%) e constitui fundamentalmente uma translação segundo Y (Figura 5.5). Esta minimização dos efeitos de torção global era expectável, já que, estando apoiados entre si, os edifícios não podem rodar separadamente. O segundo e o quinto modos têm pouca participação de massa, pelo que têm pouca influência no comportamento global da estrutura (Figura 5.6 e Figura 5.9). O terceiro modo tem uma maior participação de massa segundo X mas também tem uma componente segundo Y, tal como os resultados experimentais (Figura 5.7). Além disso, a sua frequência tem um erro de 2% em relação a esses resultados.

O quarto modo corresponde praticamente à translação segundo X, e a sua frequência está também muito próxima da dos resultados experimentais (Figura 5.8).

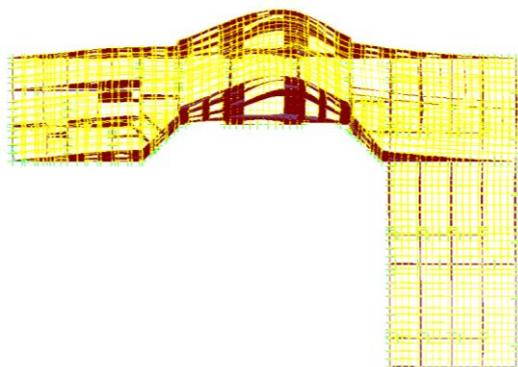


Figura 5.5 – 1º Modo de vibração – vista XY

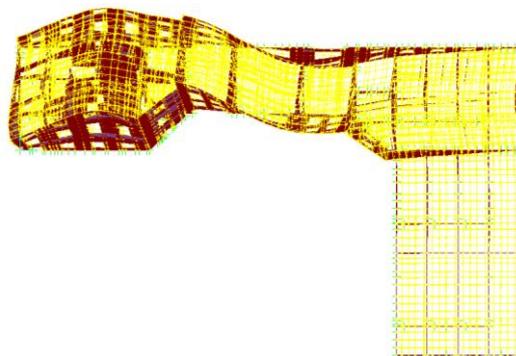


Figura 5.6 – 2º Modo de vibração – vista XY

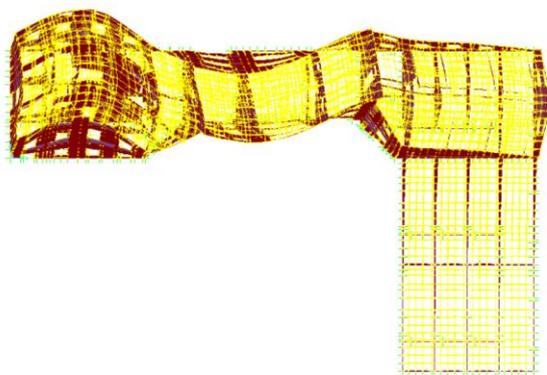


Figura 5.7 – 3º Modo de vibração – vista XY

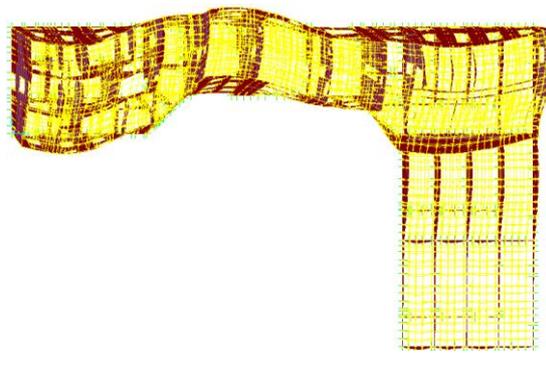


Figura 5.8 – 4º Modo de vibração – vista XY

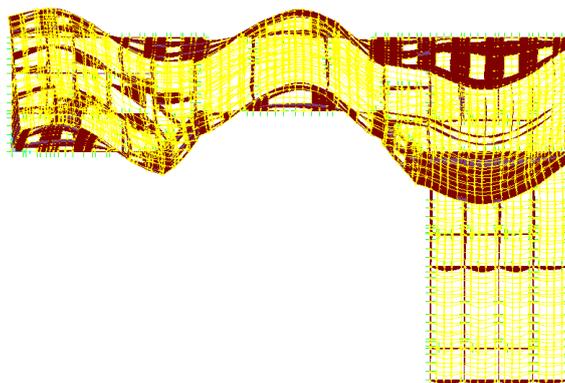


Figura 5.9 – 5º Modo de vibração – vista XY

Apesar de não ser uma calibração exata, devido à complexidade do edifício e o facto de existirem diversos parâmetros que não foram testados, como sejam a rigidez das fundações, aceitou-se esta modelação como razoável. Assim, este modelo é aquele que será utilizado no estudo de reabilitação deste edifício (Figura 5.10).

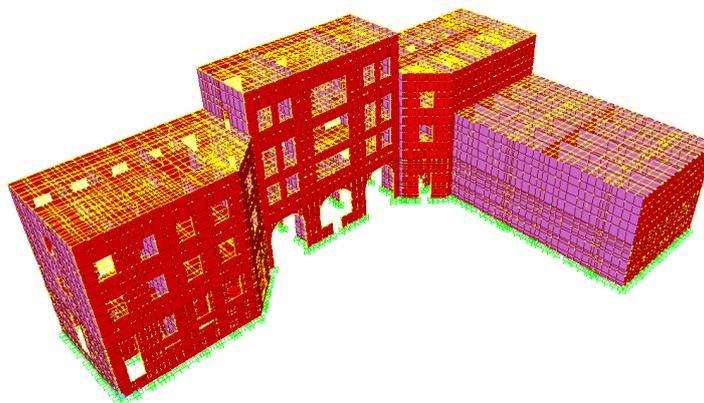


Figura 5.10 – Modelo adotado depois de calibrado

5.5 Caracterização Dinâmica do Modelo Adotado

Será feita uma breve análise dos modos de vibração mais importantes do modelo para uma melhor compreensão do seu comportamento.

Na Tabela 5.8 constam os valores resumidos dos períodos, frequências e os fatores de participação modal para os primeiros 400 modos, até ser obtida uma participação de massa de 80%, nas duas direções X e Y.

Tabela 5.8 – Frequências e participação de massa dos principais modos do edifício

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Fator de participação de massa		Valor acumulado	
			Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
1	0,37	2,70	0,02	20,97	0,02	20,97
2	0,30	3,33	2,58	4,87	2,60	25,84
3	0,26	3,83	10,77	4,64	13,37	30,47
4	0,23	4,31	27,19	1,24	40,56	31,71
5	0,22	4,53	0,01	3,02	40,57	34,73
6	0,21	4,72	10,72	0,00	51,28	34,74
7	0,20	5,00	1,40	2,34	52,68	37,07
8	0,19	5,39	0,21	0,82	52,90	37,89
9	0,18	5,66	2,38	0,03	55,28	37,92
10	0,17	6,00	0,04	0,36	55,32	38,28
...						
30	0,13	7,85	0,18	0,34	59,86	42,90
...						
200	0,07	13,59	0,07	0,13	74,84	65,52
...						
400	0,05	19,60	0,03	0,04	81,60	81,41

Os modos com maior contribuição no comportamento da estrutura são os primeiros, sendo que, até ao trigésimo modo, o fator de participação modal acumulado é de cerca de 60% e de 43%, para as direções X e Y, respetivamente.

Seguidamente, procede-se a uma caracterização geral sobre os quatro primeiros modos de vibração e a apresentação das respetivas configurações em vista tridimensional (Figuras 5.11 a 5.14).

O primeiro modo de vibração apresenta uma frequência própria de 2,70 Hz, sendo inferior ao resultado experimental em cerca de 13%, e corresponde a um modo de translação segundo Y (fator de participação de massa de cerca de 21% e com maior contribuição do Bloco Central), e com uma componente elevada de torção (cerca de 10%). Sendo Y a menor direção do edifício, as paredes têm menor comprimento e, portanto, a rigidez é menor, pelo que seria de esperar que fosse esta a direção correspondente ao primeiro modo de vibração. A componente de torção deve-se essencialmente à assimetria do edifício segundo esta direção.

O segundo modo de vibração, de frequência 3,33 Hz, corresponde a um modo de torção com as participações de massa, segundo X e Y, de 2,6% e de 4,9%, respetivamente, ou seja, com baixa influência no comportamento dinâmico da estrutura.

O terceiro modo ocorre para uma frequência de 3,83 Hz e apresenta uma maior participação modal segundo X (cerca de 10,8%). No entanto, a direção Y também tem 4,6% de participação modal.

O quarto modo é praticamente translação pura segundo X (cerca de 27,2%) e mobiliza os três blocos no mesmo sentido. Este modo e o anterior são aqueles que mais se aproximam dos ensaios experimentais.

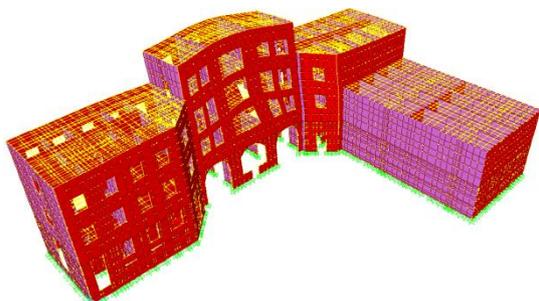


Figura 5.11 – 1º modo de vibração

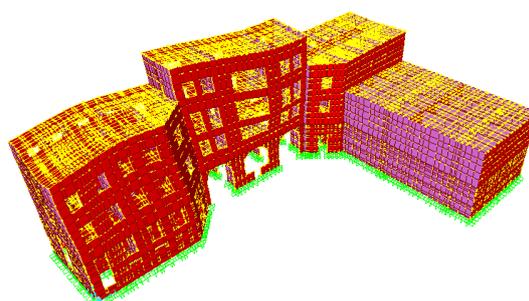


Figura 5.12 – 2º modo de vibração

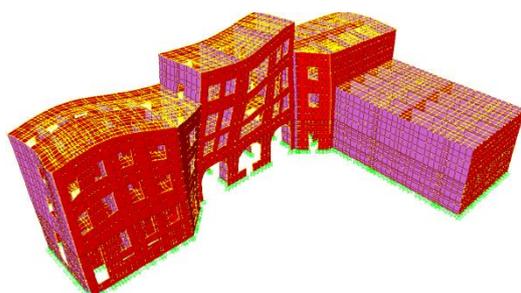


Figura 5.13 – 3º modo de vibração

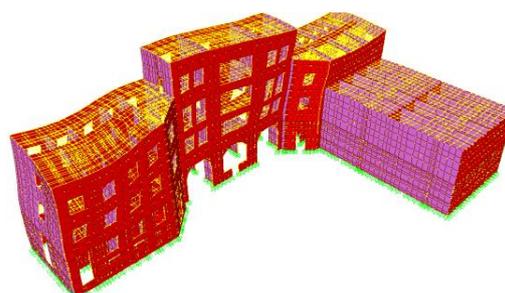


Figura 5.14 – 4º modo de vibração

5.6 Influência dos Pavimentos Rígidos

Pretende-se, neste ponto, analisar a influência que os pisos rígidos teriam sobre o comportamento dinâmico do edifício. Assim, essa hipótese de piso foi simulada através de diafragmas, com exceção do piso da cobertura, razão que será explicada mais adiante no Capítulo 7, onde é feito um estudo da solução de reforço dos pavimentos.

Na Tabela 5.9 apresentam-se os três primeiros modos de vibração do edifício modelado.

Tabela 5.9 – Modos de vibração do edifício modelado com diafragmas rígidos

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Fator de participação de massa [%]		
			Direção X	Direção Y	Rotação Z
1	0,26	3,86	0,00	36,01	9,51
2	0,21	4,66	56,12	0,01	0,30
3	0,17	5,75	0,00	3,31	16,98

Uma vez que o edifício se torna mais rígido, as frequências de vibração são mais elevadas, sendo também os fatores de participação de massa associados maiores.

Além disso, os três blocos deformam-se como se de um só se tratasse, sendo muito mais uniforme a deformada em altura (Figura 5.15). O facto de o pavimento ser agora rígido no plano horizontal faz

com que os deslocamentos horizontais, ao nível de cada piso, correspondam ao movimento de um corpo rígido.

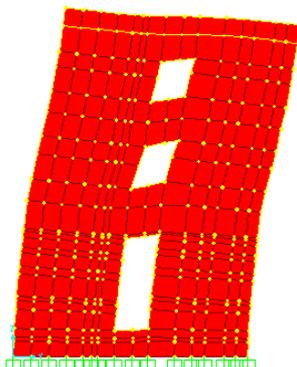


Figura 5.15 – Corte da estrutura deformada – vista YZ

Relativamente ao primeiro modo, continua a ser de translação segundo Y, mas tendo esta direção um fator de participação de massa muito superior e havendo uma ligeira diminuição do efeito da torção. Como já referido, as características intrínsecas ao edifício, relativas à disposição das paredes e aos materiais usados, revelam ser uma das principais razões para o efeito da torção neste modo, sendo, no entanto, suavizado pela existência dos edifícios adjacentes (Figura 5.16).

O segundo modo é praticamente de translação segundo X e com uma participação de massa de cerca de 56% nessa direção (Figura 5.17).

O terceiro modo é de torção com participação de massa de praticamente 17% (Figura 5.18).

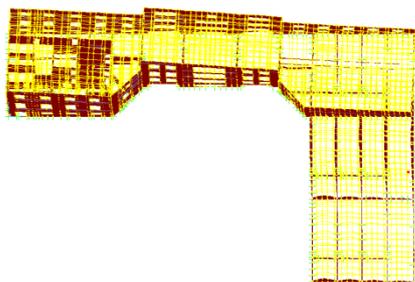


Figura 5.16 – Translação segundo Y - vista XY

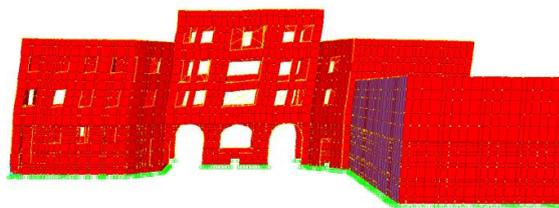


Figura 5.17 – Translação segundo X - vista XZ

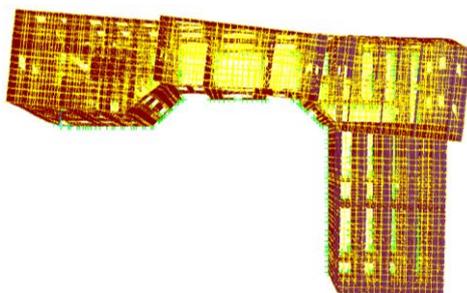


Figura 5.18 – Torção - vista XY

6 Avaliação Sísmica do Edifício

6.1 Introdução

Tendo calibrado o modelo da estrutura, realizou-se, neste capítulo, uma análise dinâmica modal por espectros de resposta com o intuito de avaliar o comportamento da estrutura quando sujeita à ação sísmica. Começou-se por definir a ação sísmica através do espectro de resposta, de acordo com a regulamentação europeia Eurocódigo 8 [3]. De seguida verificou-se a segurança do edifício para a combinação sísmica de ações, analisando os valores dos deslocamentos e tensões das alvenarias e das forças de tração dos barrotes constituintes dos pavimentos.

6.2 Definição da Ação Sísmica

Para definição indireta da ação sísmica por espectro de resposta, consideraram-se os sismos tipo 1 (sismo interplacas, com epicentro afastado e magnitude elevada) e tipo 2 (sismo intraplacas, com epicentro próximo e magnitude baixa), de acordo com o prescrito pelo Eurocódigo 8 e Anexo Nacional [3, 39].

A fundação do edifício em estudo assenta em solo de boas características, classificado como tipo B, segundo a carta geológica de Lisboa – Figura 6.1 [40]. A partir do tipo de terreno, definiram-se os valores dos parâmetros S_{max} , T_B , T_C e T_D do espectro de resposta elástico e de dimensionamento, estabelecidos no Anexo Nacional [39], para as componentes horizontais da ações sísmicas tipo 1 e tipo 2.

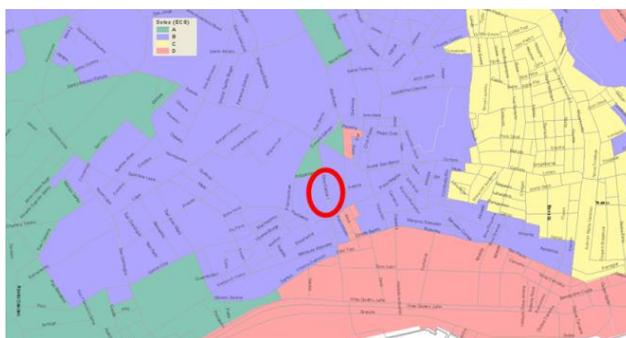


Figura 6.1 – Excerto da carta geológica de Lisboa [40]

O Eurocódigo 8 define a ação sísmica de forma diferenciada para cada zona do país, tendo em consideração as diferentes características da sismicidade de cada uma, conforme o tipo de sismo e dividindo o território nacional em função do parâmetro de aceleração horizontal máxima na rocha, a_g . A partir da Figura 6.2, verifica-se que Lisboa pertence às zonas 1.3 e 2.3, para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

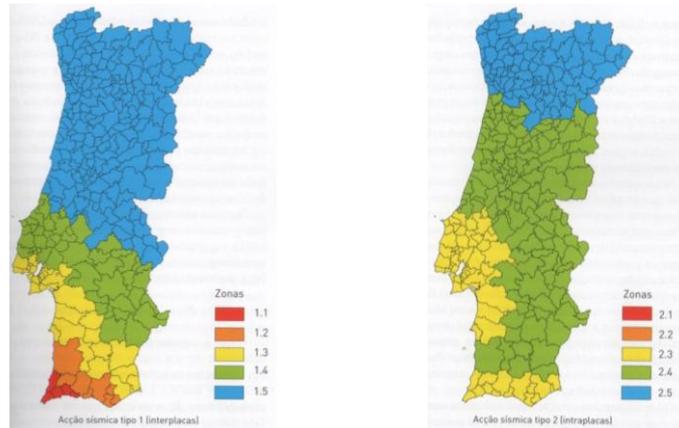


Figura 6.2 – Zonamento sísmico do território continental português segundo o EC8 [39]

Este edifício enquadra-se na classe de importância IV, ou seja, é um edifício “cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil”, já que está ao serviço do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa. Assim, o coeficiente multiplicativo, γ_I , da ação sísmica de referência, referente ao período de retorno de 475 anos, tem valor de 1,95 para a ação sísmica tipo 1 e de 1,5 para a ação sísmica tipo 2.

Resumindo, os valores caracterizadores do espectro de resposta, para a estrutura em questão, foram reunidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros definidores do espectro de resposta

Zona Sísmica	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	a_{gR} (m/s ²)	γ_I	a_g (m/s ²)	S
1.3	1,35	0,1	0,6	2,0	1,5	1,95	2,925	1,125
2.3	1,35	0,1	0,25	2,0	1,7	1,5	2,550	1,169

De referir que o valor do parâmetro S foi determinado, tendo em consideração que a_g se situa entre 1 m/s² e 4 m/s², pela seguinte equação [39]:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad \text{(Equação 6.1)}$$

O espectro de resposta de dimensionamento é definido pelas seguintes expressões presentes no Eurocódigo 8 – 3.2.2.5:

$$0 < T < T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{(Equação 6.2)}$$

$$T_B < T < T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{(Equação 6.3)}$$

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

$$T_D < T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] > \beta \cdot a_g \quad \text{(Equação 6.5)}$$

Onde:

$S_d(T)$ é o espectro de resposta de cálculo;

T é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projeto para um terreno tipo A, que se calcula a partir do produto entre o coeficiente de importância da estrutura (γ_I) e o valor da aceleração do terreno de referência (a_{gR});

T_B é o limite inferior de período do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior de período do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o fator de terreno;

q é o coeficiente de comportamento;

β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O coeficiente de comportamento tem em conta a não linearidade da estrutura, ou seja, obtém-se comparando os resultados de análises lineares com os de análises dinâmicas não lineares. No que se refere a estruturas existentes, o Eurocódigo 8 não indica nenhum valor para este coeficiente, pelo que se sugere que se mantenha uma atitude conservativa a este respeito, assente no pressuposto de que esta estrutura não tenha uma capacidade de dissipação de energia significativa, face ao sistema estrutural e materiais usados na sua construção. Assim, aconselha-se o valor de 1,5 para o coeficiente de comportamento, o que corresponde ao valor proposto no Eurocódigo 8 para estruturas de Classe de Ductilidade Baixa [3].

Calculados os parâmetros, obtiveram-se os seguintes espectros de resposta de dimensionamento, ilustrados no Gráfico 6.1.

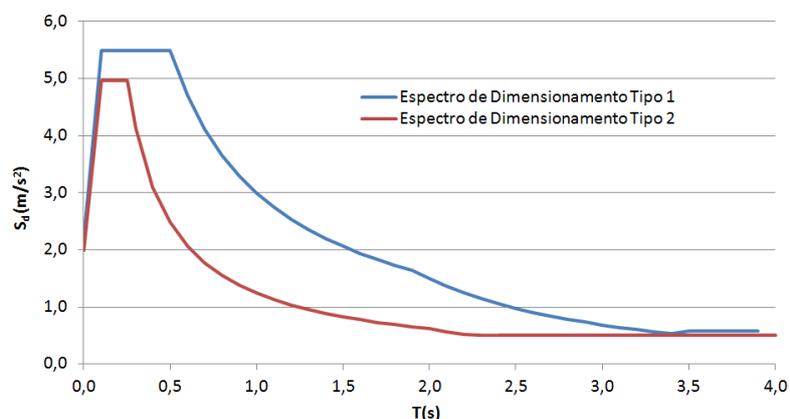


Gráfico 6.1 – Espectros de dimensionamento de ambos os sismos

Analisando este gráfico, observa-se que o espectro do sismo tipo 1 é sempre o condicionante, independentemente do período de vibração, pelo que será apenas este a ser considerado na avaliação sísmica do edifício em análise.

6.3 Combinação de Ações

A segurança da estrutura é verificada tendo em conta um conjunto de ações que se pressupõe atuarem simultaneamente na estrutura, mas não com os valores característicos. Esta forma de analisar a estrutura tem, por base, o facto de ser muito improvável a atuação simultânea de todas as ações variáveis com os seus valores característicos [27]. Assim, toma-se a ação sísmica como variável base e adota-se a seguinte combinação de ações, definida de acordo com o Eurocódigo 0 [35]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

" + " significa "a combinar com";

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

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

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente parcial de segurança quase permanente para a ação variável i;

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

Sendo a utilização do edifício fundamentalmente de escritório, o coeficiente multiplicativo do valor característico das sobrecargas é de 0,3 ($\psi_{2,i}$ – Eurocódigo 0, Anexo A1 [35]), de maneira a ser tido em consideração um valor provável para essa ação a atuar em simultâneo com o valor característico da ação variável de base.

Neste trabalho, recorreu-se ao método de "Combinação Quadrática Completa" na combinação modal, o qual permite combinar as respostas máximas de modos com qualquer relação de frequências entre si. Em relação à combinação direcional de ações, é utilizado o método SRSS (do inglês "Square-Root-of-Sum-of-Squares") para calcular o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura, correspondente à raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas e admitindo que o sismo, na sua totalidade, atua simultaneamente nas duas direções principais, X e Y.

6.4 Verificação de Segurança à Ação Sísmica

O estudo de reabilitação deste edifício não pode ser feito sem uma avaliação sísmica e consequente verificação da segurança da estrutura à ação do sismo. O Eurocódigo 8 – Parte 3 [41] considera que a avaliação de segurança é um processo quantitativo para verificar se a estrutura, danificada ou não, é capaz de responder satisfatoriamente à combinação sísmica de dimensionamento.

Pretende-se que o edifício tenha o comportamento tão próximo do real quanto possível, aquando da situação de sismo. Tal como referido no Capítulo 5, a falta de confiança no encastramento das ligações entre o pavimento e a parede exterior levou à consideração de rótulas nesses nós. Outra alteração feita no modelo foi a redução do módulo de elasticidade em 25% para ter em conta a fendilhação. De facto, uma diminuição do módulo de elasticidade faz sentido, na medida em que há uma degradação do estado dos materiais ao longo do tempo e é necessário considerar a degradação da rigidez das alvenarias. Contudo, esta redução de 25% é meramente indicativa (apenas tendo como referência uma análise de sensibilidade ao módulo de elasticidade feita por Frazão [42], em Tese de Mestrado ainda a submeter), conduzindo, por um lado, ao aumento dos deslocamentos e, por outro, à diminuição dos esforços.

Esta análise ao edifício será efetuada cumprindo o especificado no Eurocódigo 8 [3], considerando-se, para o efeito, a ação das cargas gravíticas (cargas permanentes e sobrecargas regulamentares) e a ação sísmica.

Nesta secção começa-se com a avaliação dos deslocamentos em pontos de referência da estrutura, segue-se com a análise das distribuições de tensões nas paredes estruturais mais relevantes e, por último, analisam-se os esforços de tração instalados nos barrotes.

6.4.1 Deslocamentos

A análise dos deslocamentos baseia-se na determinação dos deslocamentos horizontais e deslocamentos relativos entre pisos segundo alinhamentos verticais de referência.

A verificação da segurança do edifício a este nível será realizada segundo dois regulamentos: o Eurocódigo 8 – Parte 1 [3] e o Regulamento Americano FEMA 356/357 [4, 5]. O Eurocódigo 8 – Parte 1 destina-se a construções novas, pelo que a sua adequação a um edifício existente é questionável. Relativamente ao Regulamento FEMA 356/357 [4, 5], este “é aplicável a várias tipologias de edifícios, entre as quais a que abrange os edifícios de alvenaria não reforçada com diafragmas flexíveis, a que podem ser assimilados os edifícios antigos de alvenaria e madeira” [43].

A escolha dos alinhamentos verticais para verificação dos deslocamentos baseou-se nos locais onde ocorre maior deformação. Assim, os alinhamentos foram definidos aproximadamente a meio das fachadas do edifício, visto que é aí onde ocorrem os máximos deslocamentos, para fora do plano das paredes.

No cálculo dos deslocamentos, torna-se importante avaliar a deformada das paredes no plano horizontal (à cota dos pavimentos), visto que o pavimento não é rígido e, portanto, para uma determinada parede e à mesma cota, os deslocamentos horizontais para fora do plano da parede são diferentes. Assim, optou-se por analisar também os deslocamentos horizontais para as extremidades de cada parede (na direção perpendicular ao plano da parede).

Na Figura 6.3 são identificados os alinhamentos verticais de referência na planta do edifício. A denominação dos alinhamentos segue a seguinte nomenclatura: a letra corresponde ao Bloco do edifício a que o alinhamento pertence e o índice corresponde ao(s) número(s) que identifica(m) o alinhamento.

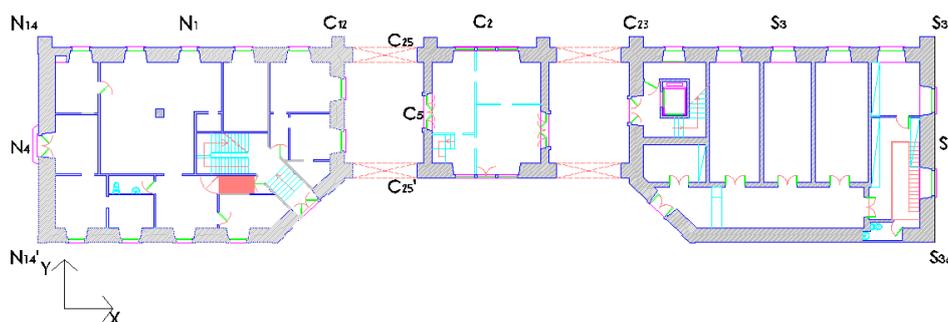


Figura 6.3 – Alinhamentos verticais de referência na análise dos deslocamentos

Embora C_5 seja um alinhamento no meio do edifício, o facto de o Bloco C ser mais elevado do que os outros dois pode levar a que os deslocamentos dos pisos superiores nesse Bloco sejam significativos e, daí, a consideração desse alinhamento nestas verificações.

Resumidamente, apresenta-se, nos Gráficos 6.2 e 6.3, a evolução em altura dos deslocamentos horizontais para fora do plano das paredes, em ambas as direções principais de deformação.

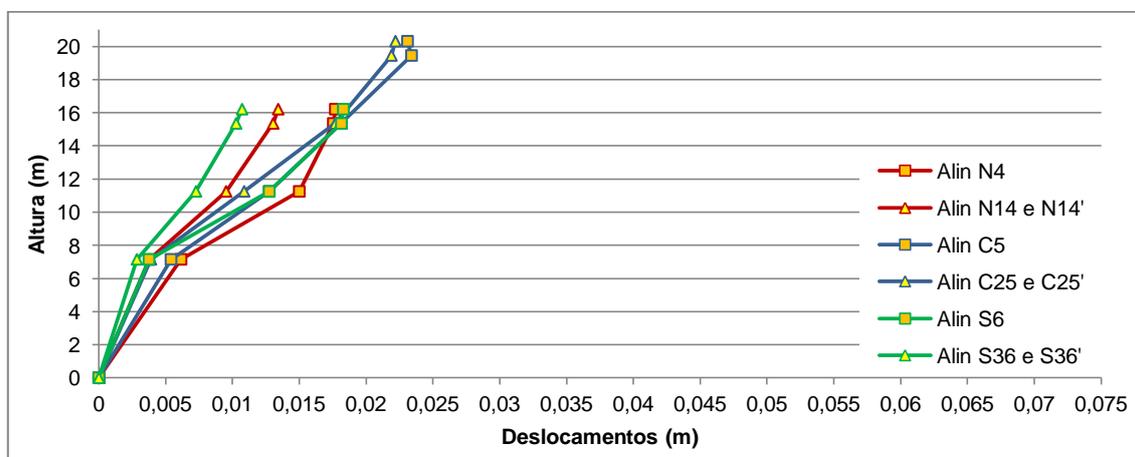


Gráfico 6.2 – Deslocamentos para fora dos planos das paredes segundo o maior eixo do edifício (Direção X)

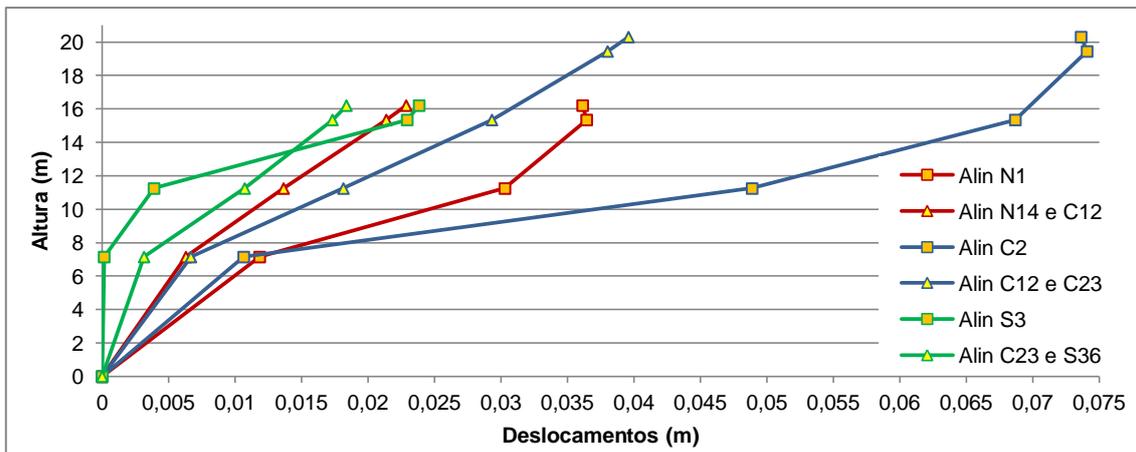


Gráfico 6.3 – Deslocamentos para fora dos planos das paredes segundo o menor eixo do edifício (Direção Y)

No Gráfico 6.2, a linha identificada por “Alin N₁₄ e N₁₄”, traduz o cálculo da média dos deslocamentos horizontais nesses dois alinhamentos (para fora do plano da empena e à cota de cada pavimento), com vista à avaliação da deformada dos pavimentos, tal como ilustrado na Figura 6.4. A mesma lógica é seguida para os restantes alinhamentos de extremidades das paredes.

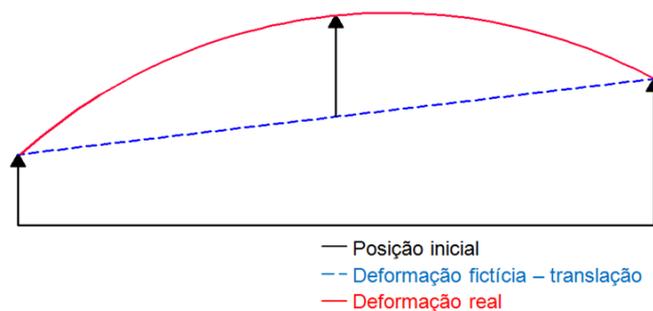


Figura 6.4 – Esquema representativo dos deslocamentos (plano horizontal) [44]

Na direção X, verifica-se que os deslocamentos (à mesma cota do edifício) de todos os alinhamentos avaliados são da mesma ordem de grandeza e, como era de prever, os dois últimos pisos do Bloco C são os mais flexíveis, uma vez que não estão confinados pelos Blocos N e S. Esta direção é muito menos deformável do que a perpendicular, o que se justifica pelo maior comprimento de parede de alvenaria exterior neste sentido (cerca de quatro vezes maior).

Na direção Y (Gráfico 6.3), o alinhamento C₂ é o mais deformável, o que se pode explicar por três razões principais: o Bloco C é aquele que tem menor área em planta, maior dimensão em altura e é constituído por grandes aberturas. Desta forma, dá origem a um Bloco bem mais flexível do que os restantes e que pode comprometer a segurança do edifício, como se irá verificar de seguida.

Ainda neste gráfico, especificamente no alinhamento S₃, verifica-se que os deslocamentos para fora do plano da fachada são os menores até ao Piso 1. O facto de existir um edifício adjacente apenas com dois pisos (acima do solo) torna os deslocamentos no meio da parede em questão mais reduzidos até à cota da cobertura desse edifício (sendo inferiores aos deslocamentos identificados

nas extremidades da fachada), havendo um aumento acentuado dos deslocamentos para as cotas superiores.

Pode concluir-se que há uma quebra de rigidez localizada na zona acima dos 7,15 m (acima dos arcos principais), que se traduz na maior deformação das paredes.

Por observação dos resultados, as paredes de fachada deformam-se mais para fora do seu plano, podendo culminar no colapso da estrutura por derrubamento da fachada [34]. Procede-se ao cálculo dos deslocamentos relativos entre pisos, estabelecendo uma comparação com os limites aceitáveis prescritos no Eurocódigo 8, segundo o critério de “limitação de danos” para uma ação sísmica de maior probabilidade de ocorrência (Estado Limite de Serviço) [3]. De acordo com o preconizado, devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:

- a) Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad \text{(Equação 6.6)}$$

- b) Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad \text{(Equação 6.7)}$$

- c) Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,010h \quad \text{(Equação 6.8)}$$

Em que:

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (m);

h é a altura entre pisos (m);

v é o coeficiente de redução que tem em conta o menor período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Sendo este um edifício importante para a proteção civil, o Eurocódigo 8 menciona ainda a possível necessidade de verificações adicionais às prescritas [3].

O valor recomendado para o coeficiente v é de 0,40, para uma ação sísmica do Tipo 1 (sismo interplacas) [39].

Note-se que os deslocamentos resultantes do programa *SAP2000* [2] deverão ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento, uma vez que o coeficiente de comportamento dos deslocamentos é

unitário [3] e a ação sísmica foi definida pelo espectro de dimensionamento (o qual já inclui o efeito do coeficiente de comportamento).

Na Tabela 6.2 constam os deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência.

Tabela 6.2 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência

Piso	Deslocamentos relativos entre pisos [m]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,0119	0,0107	0,0002	0,0062	0,0054	0,0038
1° - 2°	0,0185	0,0383	0,0038	0,0089	0,0074	0,0090
2° - 3°	0,0062	0,0198	0,0191	0,0026	0,0054	0,0054
3° - 4°	-0,0003	0,0054	0,0009	0,0002	0,0053	0,0002
4° - 5°	-	-0,0005	-	-	-0,0003	-

A partir destes deslocamentos relativos (Tabela 6.2), consideram-se cumpridos os limites presentes no Eurocódigo 8. O deslocamento relativo mais condicionante, na direção Y, deu-se entre o 1º e o 2º pisos, no alinhamento C_2 , correspondendo a cerca de 75% do valor limite “para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura” [3].

Em ambas as direções verifica-se que, nas paredes exteriores (com exceção das paredes segundo X do Bloco S), há uma inversão, a meia altura do edifício, da tendência observada para a evolução dos deslocamentos relativos em altura (nos pisos inferiores os deslocamentos aumentam e depois começam a diminuir). É esperado o aumento dos deslocamentos relativos com a altura no alinhamento S_3 e não a inversão sentida para os restantes deslocamentos, devido ao edifício adjacente ter apenas dois pisos, tornando o Bloco S mais deformável, na direção Y, nos Pisos 2 e 3, comparativamente ao Bloco N.

Contrariamente aos deslocamentos relativos entre pisos para a direção Y, na direção X os deslocamentos relativos não são muito elevados, pois a direção Y é mais flexível, como já anteriormente mencionado.

Segue-se agora o procedimento prescrito no regulamento FEMA 356/357 [4, 5], permitindo uma comparação com o regulamento do Eurocódigo 8 [3]. No regulamento Americano são definidos três níveis do comportamento sísmico diferentes: “Ocupação imediata”, “Salvaguarda de vidas” e “Prevenção de colapso”. No primeiro, admite-se fendilhação reduzida nos elementos estruturais e não estruturais, de tal forma que permita a ocupação imediata do edifício, após um sismo de projeto e, neste caso, os danos possam ser reparados sem desocupação do edifício. No segundo nível, admitem-se danos nos componentes estruturais e não estruturais, desde que não ocorra o colapso total ou parcial da estrutura e que não haja perda de vidas. No último nível, correspondente à “Prevenção de colapso”, há danos extensivos, incluindo o esmagamento e colapso de algumas paredes.

Para cada um desses níveis, é prescrito um limite para o ângulo de distorção entre pisos (γ), calculado pelo quociente entre o deslocamento relativo entre dois pisos sucessivos (“interstory drift”) e a altura do piso – Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Limites estabelecidos para o ângulo de distorção entre pisos (FEMA 356/357 [4, 5])

Nível de comportamento sísmico	Ângulo de distorção entre pisos [%]
Ocupação imediata	0,1
Salvaguarda de vidas	0,5
Prevenção de colapso	0,6

Na Tabela 6.4 apresentam-se os ângulos de distorção calculados para os vários pisos.

Tabela 6.4 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência

Piso	Ângulos de distorção entre pisos [%]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,17	0,17	0,00	0,09	0,08	0,06
1° - 2°	0,45	0,93	0,09	0,22	0,18	0,22
2° - 3°	0,15	0,48	0,46	0,06	0,13	0,13
3° - 4°	0,03	0,13	0,10	0,02	0,13	0,02
4° - 5°	-	0,05	-	-	0,03	-

Com exceção do nível entre o 1° e o 2° pisos, para o deslocamento segundo Y, perpendicular à fachada, no alinhamento C_{2y} , mais nenhum dos ângulos calculados ultrapassa o limite de “Salvaguarda de vidas” (inserido na verificação de segurança ao Estado Limite Último). A grande rigidez conferida pela alvenaria de pedra contribui muito para essa gama de valores reduzidos da Tabela 6.4, podendo, no entanto, esse deslocamento relativo entre os pisos 1 e 2 do alinhamento C_{2y} , na direção Y (0,93% da altura entre pisos), que excede o máximo admitido pelo regulamento FEMA 356/357 [4, 5], originar o colapso, ou seja, comprometer a segurança da estrutura. A causa provável dessa deformação excessiva deve-se, em parte, à supressão da parede de alvenaria de pedra no Piso 1. Será, portanto, aconselhável tomarem-se medidas preventivas no sentido de minimizar esses danos na eventualidade de ocorrer o sismo.

Pode concluir-se que os maiores deslocamentos ocorrem entre os Pisos 1 e 2 ou entre os Pisos 2 e 3, o que coincide com os pisos de maior pé-direito e de maiores aberturas. É também importante referir, em jeito de conclusão, que o Eurocódigo 8 é muito menos condicionante do que o regulamento FEMA 356/357, já que todos os limites são verificados no primeiro, mas nem todos o são no segundo regulamento.

6.4.2 Tensões nos Elementos Estruturais

Nesta parte do trabalho, pretende-se analisar as tensões nas várias paredes de alvenaria, devidas à combinação de ações em que a ação sísmica é a variável base. São considerados limites admissíveis de segurança para as tensões de compressão, f_c , de tração, f_t e de corte, τ , com base na

Regulamentação Italiana (Tabela 6.5) [22], tendo em conta os valores dos módulos de elasticidade definidos para as alvenarias no Capítulo 5.

Tabela 6.5 – Valores considerados na resistência dos materiais

Alvenaria	f_c [MPa]	f_t [MPa]	τ [MPa]
Pedra regular	8,0	0,18	0,12
Pedra irregular	1,8	0,048	0,032
Tijolo maciço	3,7	0,130	0,087
Tijolo furado	2,4	0,090	0,060

Relativamente às alvenarias de pedra irregular e regular, tendo sido aceites os valores máximos para os módulos de elasticidade das tipologias *muratura in pietrame disordinata* e *muratura a blocchi lapidei squadrati* [15], respetivamente, estabeleceram-se igualmente os limites superiores para as resistências. Por outro lado, uma vez definido um mínimo para o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolo furado, avançaram-se com os limites mínimos para as resistências. Para a alvenaria de tijolo maciço, aceitaram-se valores intermédios, dado que o módulo de elasticidade também está entre os limites estipulados na Norma Italiana para a tipologia *muratura in mattoni pieni e malta di calce*.

No sentido de uma melhor compreensão dos resultados, optou-se por separar os esforços devidos às cargas verticais quase-permanentes dos resultantes da combinação sísmica de ações. A avaliação da distribuição de tensões é feita para as tensões verticais (compressão e tração) e de corte.

Os valores de tensão obtidos do programa *SAP2000* [2], são de tração ou de compressão consoante sejam positivos ou negativos, respetivamente, e a verificação global da segurança é efetuada em termos médios para os planos de parede, determinando-se as áreas mais condicionantes.

Ao contrário do verificado com os deslocamentos absolutos e os deslocamentos relativos, as tensões e os esforços da estrutura são os obtidos diretamente da análise.

Os valores presentes na Tabela 6.5 são considerados uma referência para análise na situação da estrutura não reforçada. Pode-se concluir que as alvenarias funcionam fundamentalmente à compressão, apenas tendo resistências residuais à tração e ao corte.

A Figura 6.5 permite uma visualização e compreensão dos planos verticais de parede onde se verificaram as tensões (as paredes em alvenaria de pedra são identificadas por letras maiúsculas e as paredes em alvenaria de tijolo por letras minúsculas).

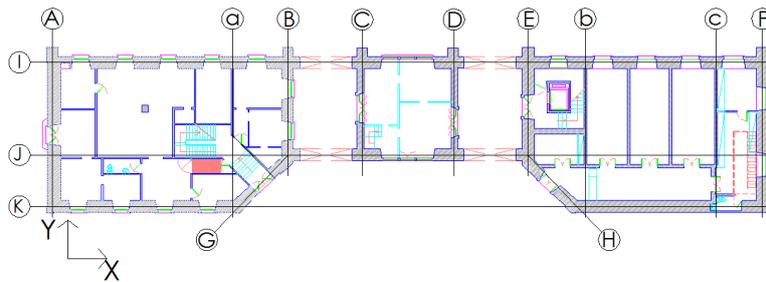


Figura 6.5 – Planos verticais de parede na verificação das tensões

Optou-se por fazer referência a todas as paredes de alvenaria de pedra e apenas a algumas paredes de tijolo, as mais condicionantes no edifício, permitindo uma melhor compreensão global acerca do efeito das solicitações no modelo adotado. Contudo, a apresentação exhaustiva dos campos de tensões será dispensada no capítulo seguinte (Capítulo 7), dado que, por essa altura, já terão sido determinadas as zonas mais condicionantes.

6.4.2.1 Paredes de Alvenaria de Pedra

Direção X

As Figuras 6.6 a 6.22, com exceção da Figura 6.8, representam a distribuição das tensões verticais e de corte nas paredes de alvenaria das fachadas para as ações verticais quase-permanentes e para a combinação sísmica (ou seja, as tensões devidas às cargas quase-permanentes somadas ou subtraídas das resultantes do sismo). Excepcionalmente, a distribuição das tensões de corte são apenas apresentadas para a combinação sísmica, já que são pouco significativas para as ações verticais quase-permanentes.

De salientar o facto de as escalas de cores, referentes aos mapas de tensões, variarem consoante a ordem de grandeza dos valores obtidos para as tensões de tração, de compressão ou de corte.

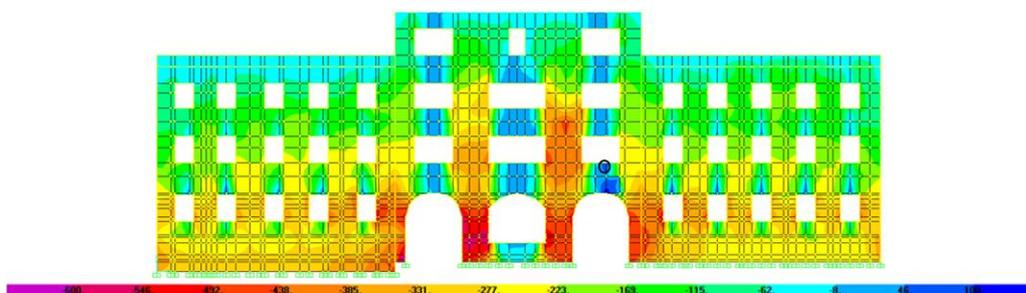


Figura 6.6 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)

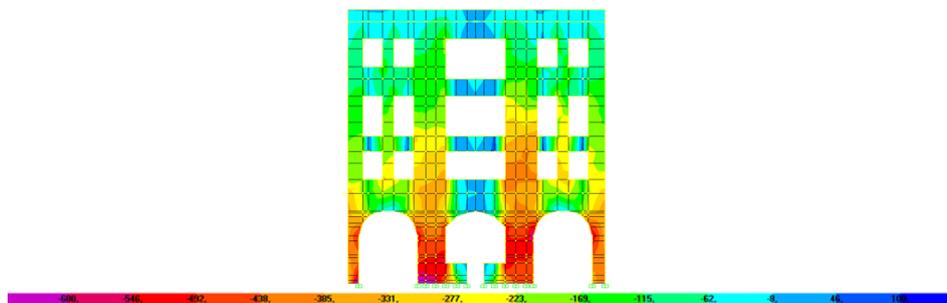


Figura 6.7 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)

Verifica-se, a partir da Figura 6.6 e da Figura 6.7, que as tensões verticais aumentam no sentido de cima para baixo, o que vai de encontro com o esperado. Na zona central do edifício, onde estão localizados os arcos principais (de acesso ao Quartel de Bombeiros), há uma grande concentração de compressões nas paredes, o que se deve a essas grandes aberturas e, por conseguinte, os elementos estruturais abaixo do arco terem uma menor dimensão para suportarem as cargas.

Observa-se que as tensões instaladas sob as aberturas das janelas se assemelham às das vigas, ou seja, compressões em cima e trações em baixo. Mesmo sem se considerar a ação sísmica, denotam-se trações nas zonas das janelas e arcos principais, algumas excedendo mesmo os limites de resistência à tração. No entanto, a realidade observada no edifício mostra que a fendilhação que resultaria dessas solicitações não se verifica. No presente caso, os vãos sobre as janelas são vencidos por pedras dispostas em arcos (Figura 6.8) e, uma vez que não foram modelados esses arcos, não se consegue obter a distribuição exata de tensões. Assim, pode concluir-se que “os esforços devidos às cargas permanentes não são relevantes na análise dos lintéis entre pilares das fachadas” [45], uma vez que esses arcos permitem a transmissão de carga, em forma de compressão, para os elementos de alvenaria contínuos. Daí que estas zonas estejam comprimidas para as ações quase-permanentes e não tracionadas, como os resultados do modelo assim o indicam [34].



Figura 6.8 – Pormenor do arco de descarga sobre a janela

Relativamente ao Bloco C, mais especificamente no Piso 1, perpendicularmente à zona onde está situada a viga e não a parede mestra original (substituída numa intervenção posterior à construção do edifício – plano D da Figura 6.5), há também uma concentração de tensões de compressão, consistindo numa assimetria da distribuição de tensões verticais do edifício.

Analisando a distribuição de tensões verticais para as ações quase-permanentes, denota-se que os valores obtidos dos resultados não excedem os valores adotados para a resistência (com exceção dos casos pontuais descritos). No entanto, devido à classe de importância elevada do edifício, o sismo será a ação condicionante, pelo que se analisará de seguida as tensões devidas à combinação sísmica.

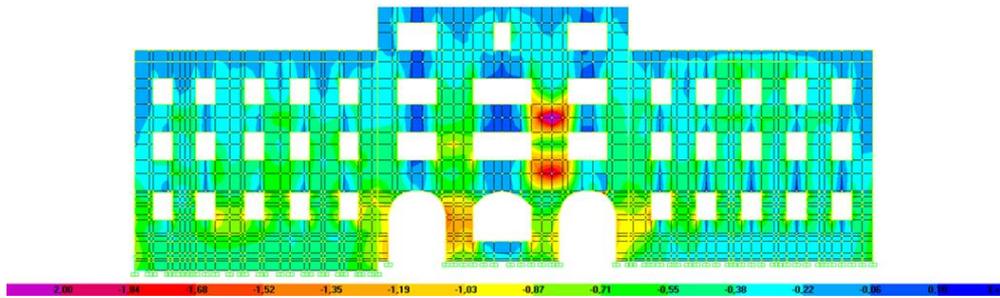


Figura 6.9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada principal (plano J) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)

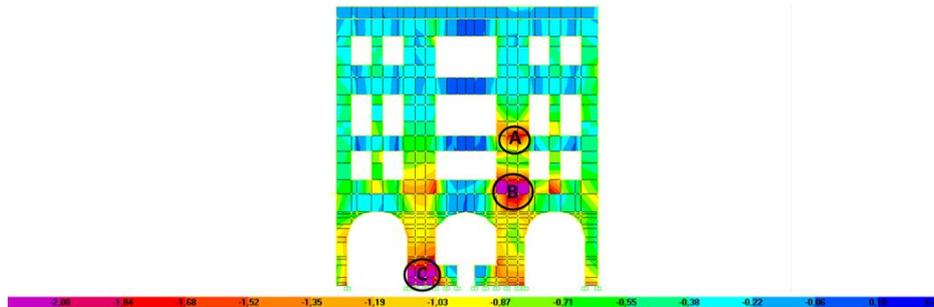


Figura 6.10 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima - kPa)

No que se refere às tensões resultantes da combinação sísmica, observam-se, na Figura 6.10, concentrações de tensões em três zonas específicas no plano de fachada secundária: A, B e C.

A zona A corresponde ao nó de ligação com a viga substituta da parede mestra do plano D. Pressupõe-se, no entanto, que, no edifício real, tais tensões não serão tão intensas neste ponto singular, mas existirá uma distribuição pelas zonas em redor da viga. Esta concentração de tensões deve-se essencialmente a um efeito localizado do modelo definido com o programa SAP2000 [2], uma vez que a viga é simulada por um elemento *frame*, ligada às fachadas apenas num único nó de ligação.

Relativamente à zona B, as tensões elevadas devem-se à distribuição de tensões que conflui em grande parte para aí.

A zona C remete para o efeito de binário criado para resistir à ação sísmica. Nesta zona, as tensões de compressão máximas são de aproximadamente -3 MPa, sendo um valor inferior à resistência da alvenaria de pedra regular definida na Tabela 6.5.

As zonas A e B já não cumprem as resistências definidas para a mesma ordem de grandeza de tensões, uma vez que a alvenaria de pedra irregular tem valores inferiores de resistência à compressão. Além destas tensões localizadas, devidas à combinação sísmica de ações, mais nenhuma ultrapassam os valores estabelecidos para os limites de resistência à compressão nas alvenarias de pedra.

Verifica-se que, apesar de se ter atribuído uma classe de importância elevada ao edifício, o solo de boas condições contribui para que as tensões resultantes da ação sísmica, definida indiretamente pelo espectro de resposta, sejam menores, levando a que os limites de resistência à compressão sejam verificados na sua maioria.

Contudo, são os valores das tensões de tração e de corte os mais condicionantes, essencialmente devido à fraca resistência da alvenaria para essas tensões, pelo que merecem atenção especial. Assim, apresentam-se, nas Figuras 6.11 a 6.14, essas distribuições de tensões.

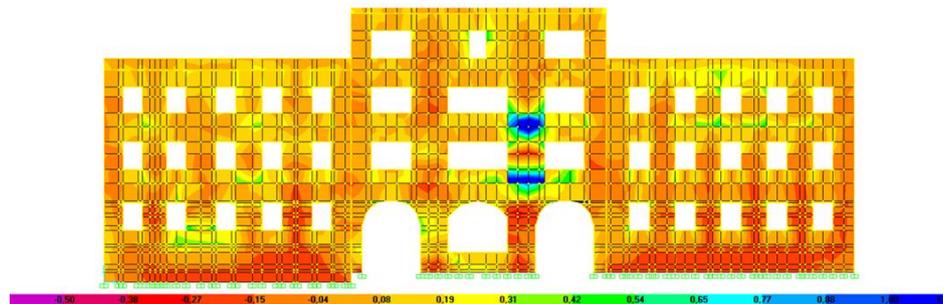


Figura 6.11 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

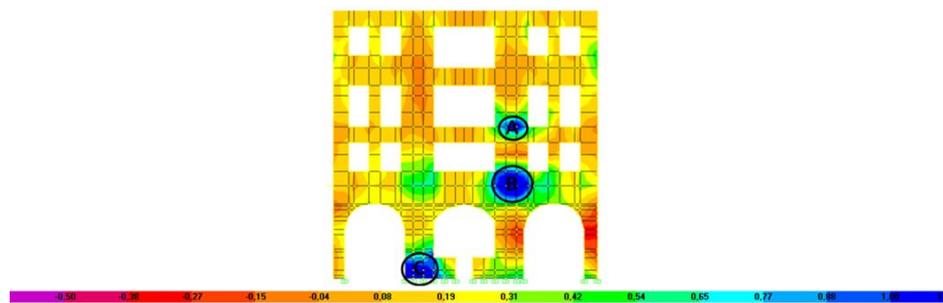


Figura 6.12 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

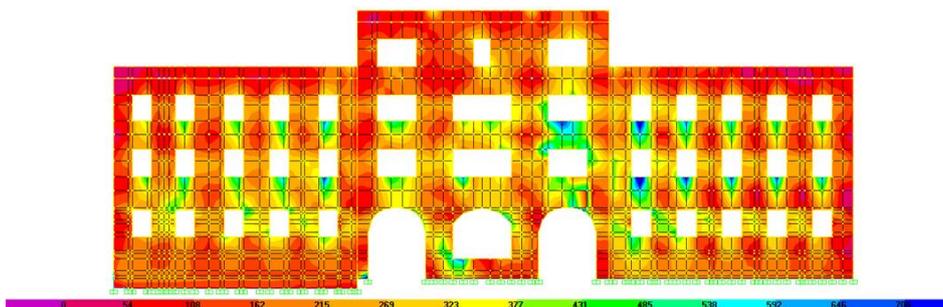


Figura 6.13 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (kPa)

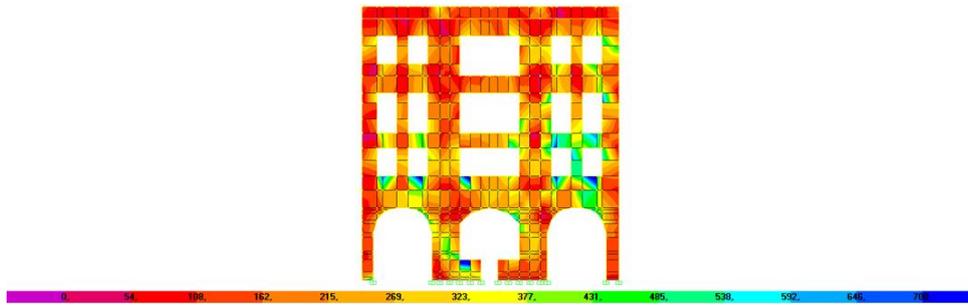


Figura 6.14 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa)

Nas Figura 6.11 e Figura 6.12, verifica-se novamente grande concentração de tensões nos pontos singulares anteriormente assinalados na Figura 6.10, devido às mesmas razões apontadas. Conclui-se que as assimetrias existentes no edifício (principalmente causadas pela utilização de uma viga em substituição de uma parede mestra) e as grandes aberturas nas fachadas conduzem à distribuição de tensões de tração apresentada e podem comprometer a segurança da estrutura, visto que a resistência de tração considerada é fortemente ultrapassada (além dos grandes deslocamentos verificados anteriormente).

A partir da Figura 6.13 e da Figura 6.14, observa-se uma concentração de tensões de corte junto das aberturas, especialmente verificada nas zonas dos lintéis, onde a menor espessura das alvenarias contribui para o aumento dessas tensões.

São ilustrados, de seguida, nas Figuras 6.15 a 6.18, os diagramas de tensões nas paredes de alvenaria do plano K.

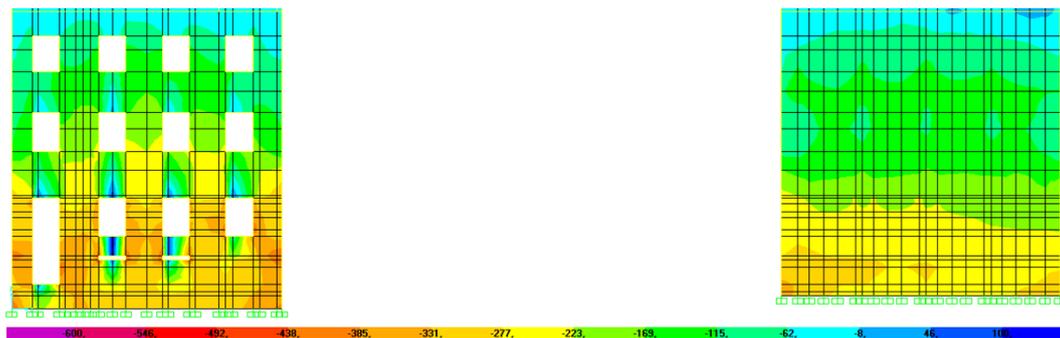


Figura 6.15 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)

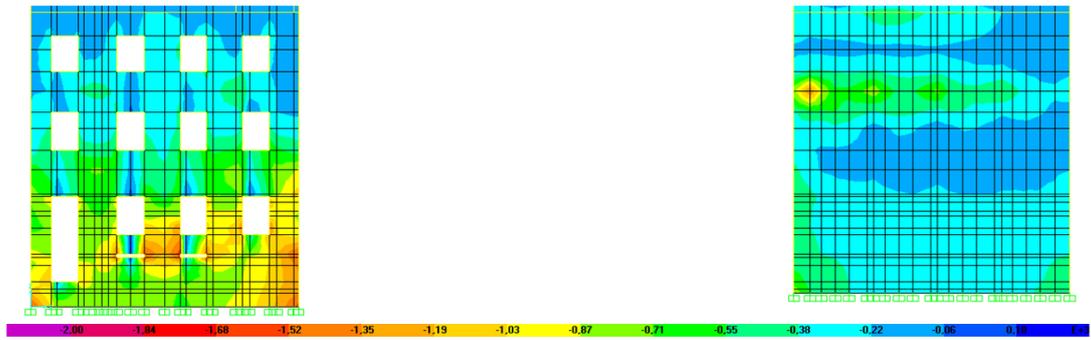


Figura 6.16 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano *K*) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)

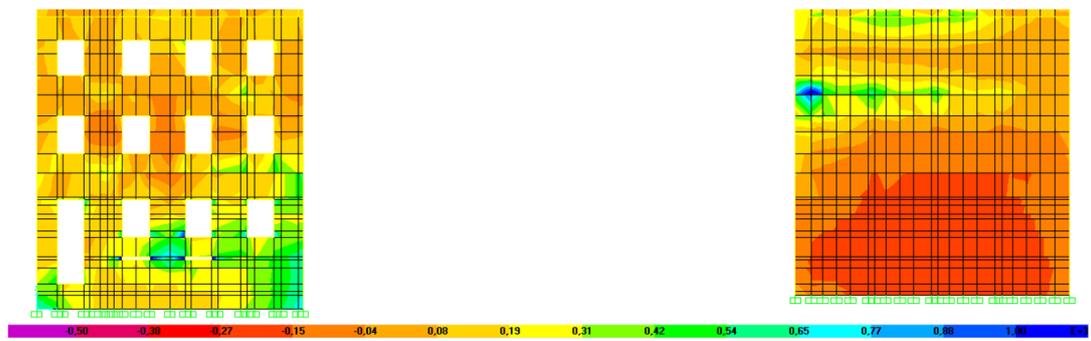


Figura 6.17 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano *K*) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

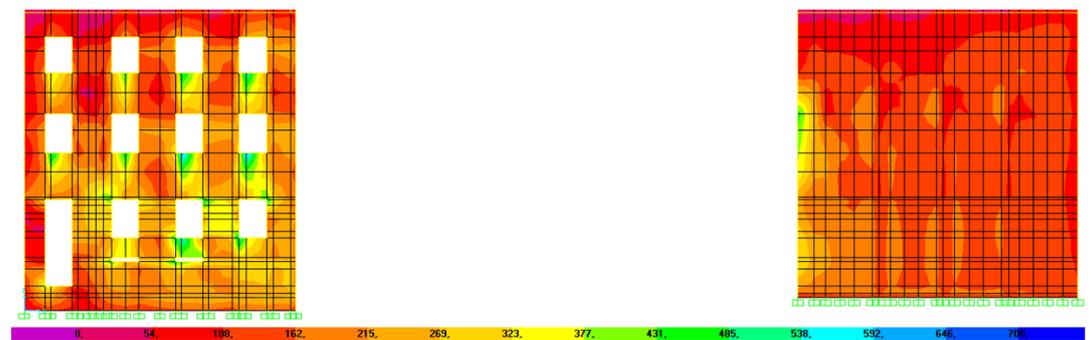


Figura 6.18 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano *K*) devido à Combinação Sísmica (kPa)

A parede de empena entre os dois edifícios (plano *K* do Bloco S) não tem quaisquer aberturas, o que é uma vantagem para distribuição das tensões e, portanto, os valores das tensões atuantes estão, em geral, longe dos valores resistentes correspondentes. É de salientar apenas a concentração de tensões ao nível do pavimento do Piso 2, na empena de ligação do Bloco S ao edifício do lado, verificada no modelo. O impacto entre os dois edifícios não foi modelado, existindo, no entanto, uma concentração de tensões para a combinação sísmica de ações (Figura 6.16 e Figura 6.17), à cota em que o edifício adjacente, de apenas dois pisos, tem a cobertura; de facto, é esta a zona da parede onde se obtêm maiores valores. Nesta zona, são atingidos valores de tração da ordem de grandeza dos 1,0 MPa, ultrapassando largamente a resistência à tração da alvenaria; pelo contrário, as tensões de compressão não constituem um problema, visto que o valor máximo obtido é de -1,4 MPa, ou seja, cerca de 78% da resistência à compressão da alvenaria de pedra irregular.

A parede de fachada do plano *K* no Bloco N ultrapassa as tensões admissíveis de tração, sendo as zonas mais gravosas os cantos inferiores dessa parede, onde se atinge um máximo de 0,76 MPa.

Direção XY

Por último, analisam-se agora os planos *G* e *H* (Figuras 6.19 a 6.22) correspondentes às fachadas diagonais do edifício.

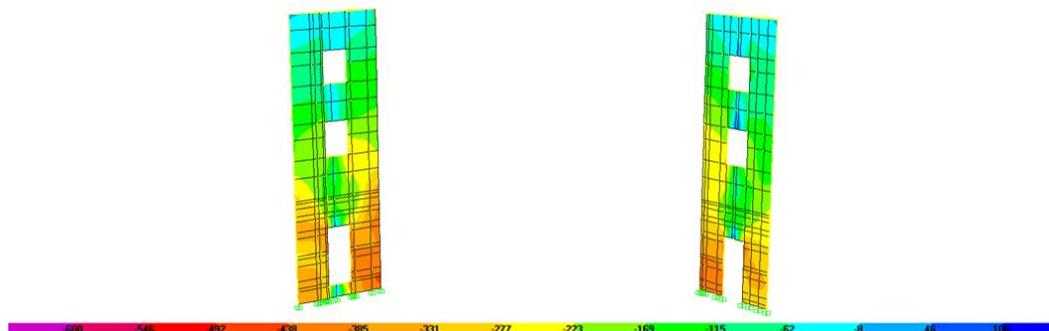


Figura 6.19 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais *G* e *H* (esquerdo e direito, respetivamente) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)

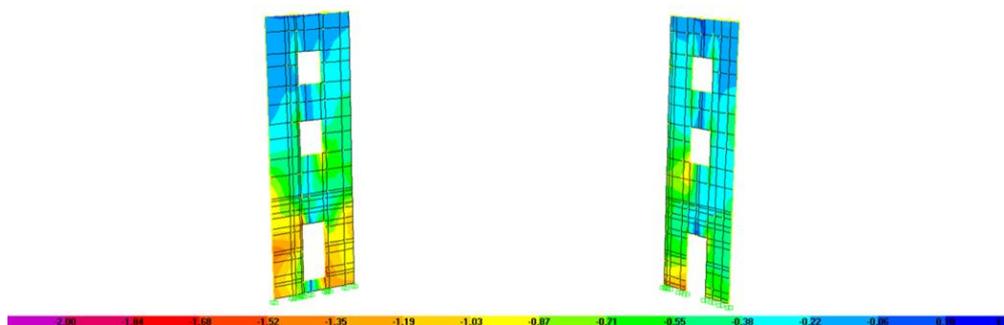


Figura 6.20 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais *G* e *H* (esquerdo e direito, respetivamente) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)

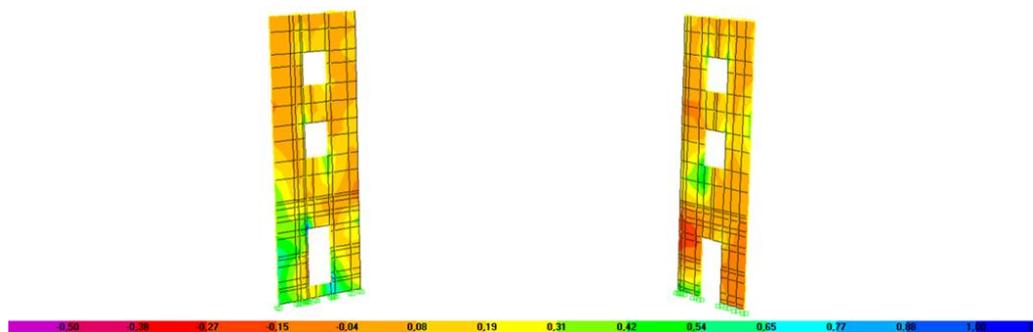


Figura 6.21 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais *G* e *H* devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

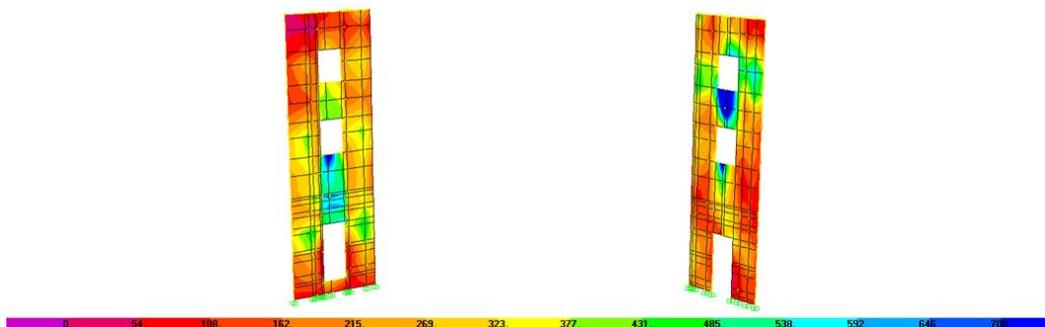


Figura 6.22 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais G e H devido à Combinação Sísmica (kPa)

Comparando estes dois planos, conclui-se que é o plano G o mais gravoso. O facto de o plano H ser adjacente à empena partilhada pelos dois edifícios (no plano K), que não tem nenhuma abertura, permite uma melhor distribuição dos esforços pelas paredes, o que torna esse plano H muito menos solicitado.

Relativamente às trações (Figura 6.21), é o Piso Térreo o mais condicionante (atingindo valores da ordem de 1 MPa), apesar de a resistência à tração da alvenaria de pedra regular ser maior (0,18 MPa). As maiores tensões de corte (Figura 6.22) ocorrem principalmente junto às aberturas, tal como verificado anteriormente na Figura 6.13 e na Figura 6.14.

Direção Y

Na direção do menor eixo do edifício, as paredes mestras que constituem os planos A, B, C, D, E e F são também importantes neste estudo, pois absorvem forças de inércia significativas e, portanto, ficam sujeitas a tensões muito elevadas, agravadas pela existência de aberturas nessas paredes.

As Figuras 6.23 a 6.26, respeitantes às paredes mestras paralelas ao menor eixo do edifício, correspondem às distribuições de tensões verticais, devidas às ações verticais quase-permanentes e à ação sísmica, e às distribuições de tensões de corte, resultantes da combinação sísmica.

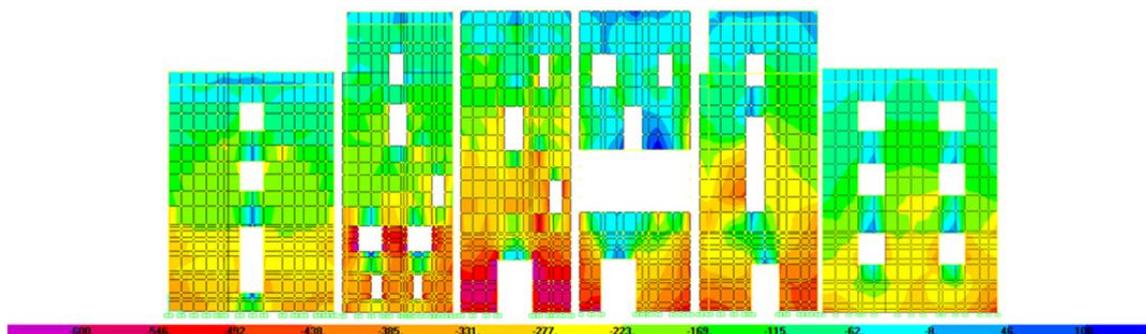


Figura 6.23 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido às ações verticais quase-permanentes (kPa)

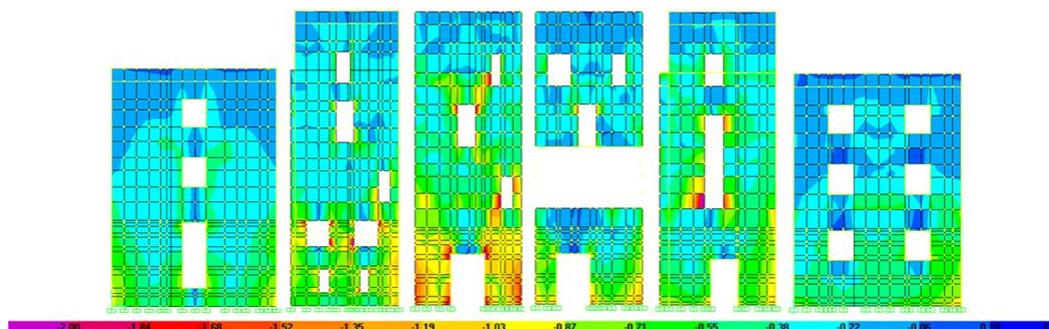


Figura 6.24 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)

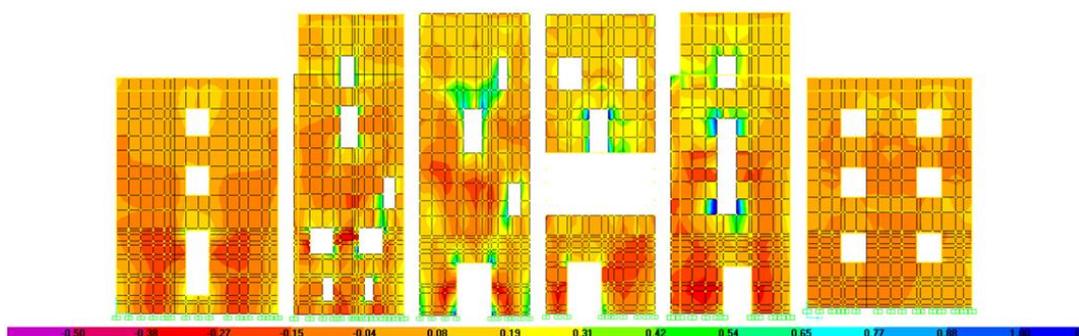


Figura 6.25 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

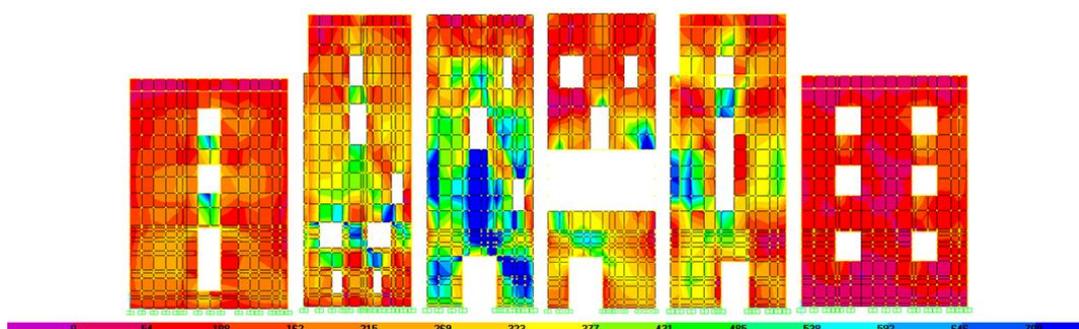


Figura 6.26 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa)

Os valores das tensões de compressão estão muito longe das capacidades resistentes das alvenarias de pedra, apenas atingindo um valor de -2,4 MPa, para a combinação sísmica, nos cantos da abertura no piso térreo do plano C, correspondendo a cerca de 30% da resistência da alvenaria de pedra regular.

A ordem de grandeza das trações é muito semelhante nas várias paredes, constituindo valores superiores aos limites máximos previstos para as resistências das alvenarias de pedra regular e irregular. No entanto, esses valores verificados para os planos de parede segundo a direção Y não excedem muito os valores resistentes das alvenarias (com exceção dos cantos das aberturas), o que seria de esperar, uma vez que os valores de tração são sempre mais elevados para maiores comprimentos de parede, dado que o binário de forças tem associado um braço de maior comprimento.

Observa-se, no plano C, que as tensões de corte são muito mais elevadas (superiores a 1 MPa) do que nas restantes paredes segundo a direção Y. Este agravamento das tensões deve-se ao plano D ter a viga em substituição da parede (ao nível do pavimento no Piso 2), pelo que as tensões passam para o plano de parede C. Além disso, o facto da espessura da parede ser menor face às dos planos A, B, E e F também conduz a um aumento das tensões em C.

Por último, verifica-se que os cantos das paredes são também zonas muito solicitadas na combinação sísmica de ações. A partir disto, conclui-se que os cantos das empenas e das fachadas são sempre zonas de maior concentração de esforços, porque são significativamente solicitadas nas duas direções (X e Y) e são zonas onde se sentem mais os efeitos da torção.

6.4.2.2 Paredes de Alvenaria de Tijolo

Posteriormente a uma análise detalhada sobre todos os planos correspondentes às paredes de alvenaria de pedra, analisam-se seguidamente os planos referentes às paredes interiores de alvenaria de tijolo, ilustrados nas Figuras 6.27 a 6.30.

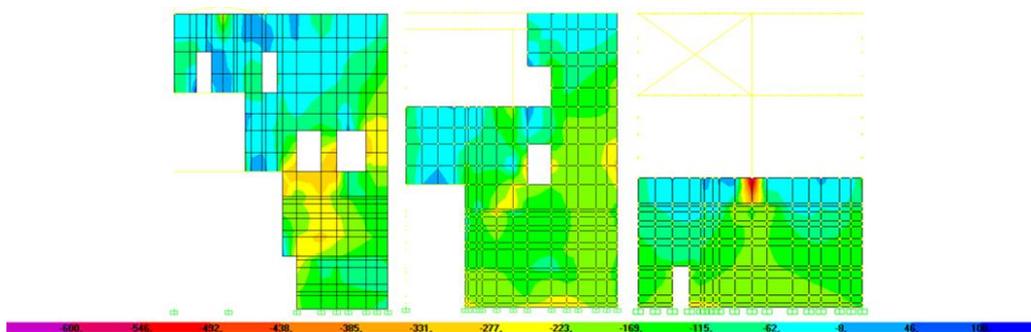


Figura 6.27 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) para as ações verticais quase-permanentes (kPa)

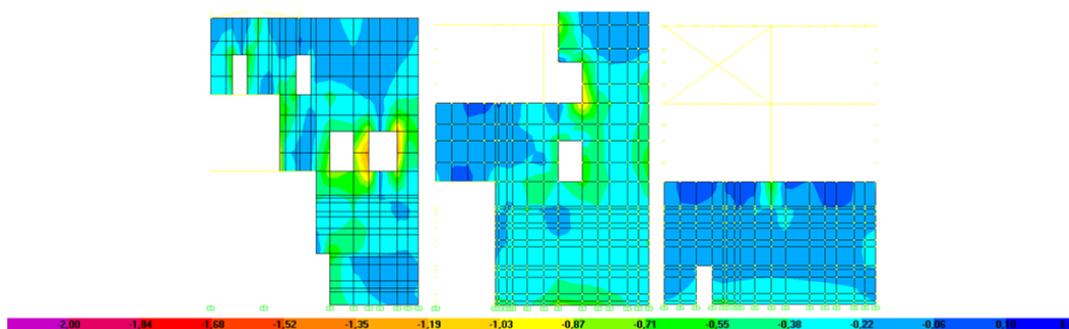


Figura 6.28 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (compressão máxima – kPa)

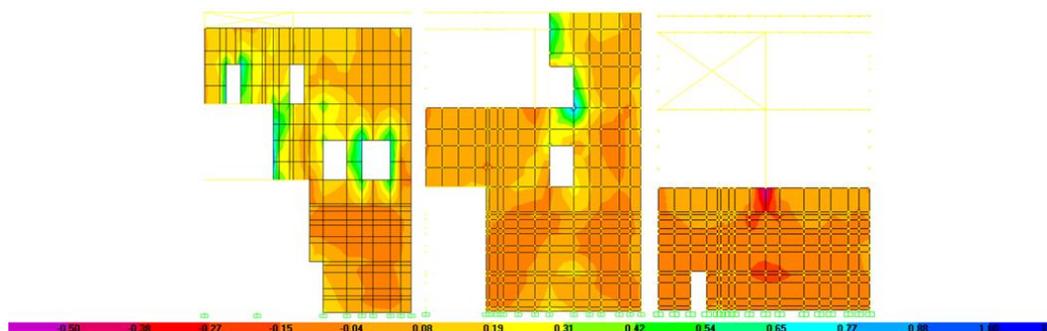


Figura 6.29 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa)

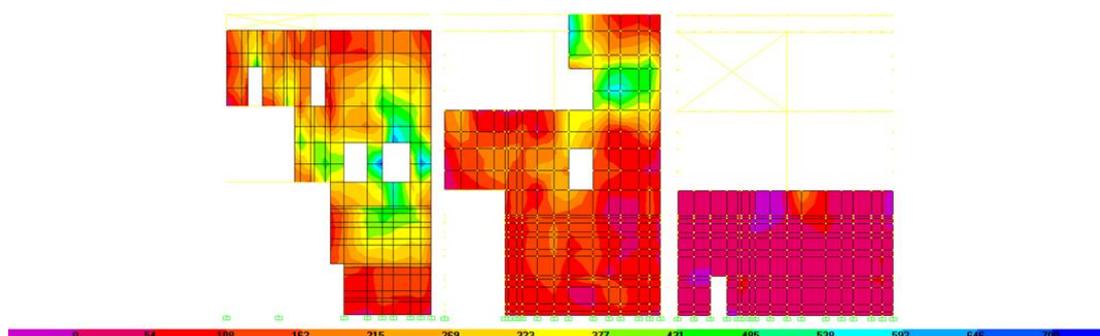


Figura 6.30 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa)

Relativamente ao plano *a*, há uma concentração de tensões em torno das aberturas do Piso 1, chegando a atingir valores de tensão de corte e de tração de 0,7 MPa. O facto de também não haver continuidade em altura nas paredes torna a distribuição de tensões pior.

No plano *b*, ao nível do Piso 2, há uma concentração de tensões de corte originadas pelo pavimento de grandes dimensões (aproximadamente $5,1 \times 13,3 \text{ m}^2$), que essa parede ajuda a suportar.

O plano *c* é, dos três, o menos solicitado, resultando do facto de apenas existir parede de alvenaria ao nível do Piso Térreo. De salientar a pequena concentração de tensões, ao nível do pavimento, coincidente com o pilar em ferro no Piso 1. De forma semelhante ao que se passava com a existência da viga na zona A da Figura 6.10, também esta concentração de tensões é resultado de um efeito localizado do modelo. Na realidade, os valores das tensões não serão tão elevados, mas distribuem-se pelas zonas adjacentes.

6.4.3 Ligação Pavimento – Alvenaria

Nesta secção, pretende-se obter uma estimativa das forças de ligação de tração dos barrotes às paredes exteriores. A partir dos resultados do modelo, obtiveram-se os valores máximos, os quais foram comparados com os limites de segurança (Tabela 6.6), e calcularam-se as médias de todos os valores, verificando-se a respetiva discrepância em relação aos valores máximos.

Tabela 6.6 – Características de resistência da madeira

	Resistência média
Força de arrancamento [kN]	10
Tensão de tração [MPa]	90
Tensão de compressão [MPa]	50
Tensão de corte [MPa]	7

Considera-se a força de arrancamento de 10 kN para as ligações elementos de madeira/fachada (barrotes de pavimento ligados às paredes de alvenaria). Este é um valor meramente empírico, mas muito conservativo, que se baseia apenas em casos particulares de edifícios reais estudados e foi facultado pela empresa Oz (2004) [45]. Da experiência e conhecimento adquiridos ao longo dos anos sobre estes edifícios, conclui-se que as ligações dos pavimentos às paredes são muito piores do que as dos Edifícios “Pombalinos” e que as resistências das ligações variam muito de edifício para edifício, pelo que a consideração de um valor conservativo será a melhor opção. Num projeto real, seria desejável inspecionar estas ligações, pelo menos algumas.

Em relação às tensões de tração, de compressão e de corte da madeira de pinho (nas ligações alvenaria-barrote), verificou-se que os valores são pouco significativos (face às resistências médias das Tabelas Técnicas [21] indicadas na Tabela 6.6), pelo que não se faz menção deles neste estudo.

Torna-se importante a verificação da força de arrancamento nos barrotes dos pavimentos, uma vez que são eles que permitem solidarizar as fachadas opostas, impedindo a sua queda simultânea para o exterior do edifício, devido a movimentos de oposição de fase [45] (isto depende de os barrotes terem continuidade entre fachadas ou pelo menos estarem bem solidarizados entre si, o que deve resultar de inspeções detalhadas ao edifício e posteriores reforços, se necessário). Assim, foram avaliadas, no modelo, todas as ligações dos barrotes de piso às alvenarias.

Força de Arrancamento

Procura-se, agora, avaliar de que forma é que os esforços de tração condicionam o comportamento sísmico do edifício, resumindo-se, com esse objetivo, os valores de tração máximos e médios para os pavimentos de cada piso na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Esforços de tração dos barrotes

	Valor	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Cobertura (Blocos N e S)	Piso 4 (Bloco C)	Cobertura (Bloco C)
Força de tração [kN]	Máximo	128,22	125,00	78,90	100,00	37,00	42,00
	Médio	14,43	15,98	14,62	19,65	5,12	10,13

A partir desta tabela, conclui-se que o esforço máximo de tração ocorre ao nível do pavimento do Piso 1. No entanto, a média dos esforços permite aferir que os valores são, em geral, maiores ao nível da cobertura dos Blocos N e S. Nota-se a existência de casos pontuais com valores bastante elevados, daí que haja uma grande diferença entre os valores máximos e os médios.

Globalmente, a força de arrancamento é excedida em 52% nas ligações dos elementos, pelo que o funcionamento conjunto entre os pavimentos e as paredes não se verifica, se a estrutura for sujeita à ação sísmica de dimensionamento considerada. A existência das paredes de empena, que são perpendiculares às de fachada, pode ajudar a evitar o colapso para fora do plano das paredes de fachada, contudo, a resposta a esta questão obrigaria um estudo mais detalhado envolvendo uma análise não linear ou iterativa.

6.4.4 Síntese de Resultados

Da análise anterior aos deslocamentos horizontais, conclui-se que, ao contrário dos pavimentos em betão dos edifícios atuais, a deformação horizontal para fora dos planos das paredes não é constante, pelo que interessa observar a diferença entre a deformação fictícia e a deformação real, definidas na Figura 6.4.

Observam-se deformações muito mais pronunciadas na direção Y já que é essa a direção menos rígida. O deslocamento relativo maior acontece entre os Pisos 1 e 2, sendo uma das razões principais a substituição da parede mestra no plano *D* (definido na Figura 6.5).

Analisando as distribuições de tensões (de tração e de corte), as zonas mais suscetíveis encontram-se nas proximidades das arcarias, onde as aberturas são maiores e a parede mestra no plano *D* foi substituída por uma viga. Verifica-se que a não existência dessa parede mestra se traduz igualmente numa assimetria de tensões nas paredes.

No que se refere às forças de arrancamento, constata-se que, na maioria das vezes, os limites de segurança são excedidos, especialmente ao nível das coberturas.

Neste contexto, conclui-se que o reforço deve conduzir a menores deslocamentos e menores tensões, especialmente na direção Y e nas zonas mais vulneráveis assinaladas, e que, relativamente às forças de arrancamento, os esforços de tração nos barrotes sejam controlados.

Note-se que o derrubamento ou rotura por flexão das fachadas para fora do seu plano é um dos mecanismos que constitui maior risco de acontecer neste tipo de estruturas em alvenaria [23]. No entanto, uma das limitações do programa *SAP2000* [2] diz respeito às ligações entre pavimentos e fachadas. Na estrutura real, submetida à ação sísmica, os esforços de flexão das fachadas para fora do seu plano serão maiores do que aquelas que se concretizam no modelo, porque, à medida que as ligações se partem, deixam de resistir à tração, o que não se verifica neste programa com a modelação considerada. Nesta sequência, o resultado seria mais rigoroso, caso fosse realizada uma análise não linear ou fossem efetuadas várias análises lineares iterativas, em que cada ligação deixaria de funcionar à tração, quando excedesse a sua capacidade resistente.

7 Estudo de Reforço Estrutural

Neste capítulo são apresentados e analisados os principais resultados obtidos pela introdução de soluções de reforço, no domínio das simulações numéricas. Pretende-se que, posteriormente à avaliação sísmica do edifício, se consiga propor uma intervenção adequada que permita melhorar o desempenho sísmico da estrutura. Realça-se o facto de não se pretender, com este trabalho, “receitar” a melhor solução mas apresentar uma solução de reforço possível.

O processo de reabilitação para uma estrutura já existente é iterativo até se obterem níveis de segurança que cumpram os requisitos. No caso concreto deste edifício, pertencente ao Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa, foram testadas algumas medidas de reforço, atendendo-se à compatibilização entre materiais já existentes no edifício e os utilizados nesse reforço, até que a segurança dos elementos estruturais fosse verificada (ou pelo menos da sua maioria).

Como referido anteriormente, verificou-se que o edifício tinha sofrido muitas alterações ao longo do seu período de vida. Contudo, essas intervenções (estruturais e não estruturais) foram todas no seu interior, permanecendo inalterado o aspeto arquitetónico exterior. Assim, pressupõe-se que a esta herança física secular esteja associada uma preservação e um respeito pelo seu contexto cultural, levando a que seja também este um requisito a considerar nas intervenções sugeridas neste trabalho.

Todavia, deve-se ter presente que “os resultados da modelação das estruturas das construções antigas não são (...) em geral tão fiáveis como no caso das construções novas, pelo que deverá ser avaliada a consistência desses resultados com o estado em que a estrutura realmente se encontra, particularmente no que se refere à eventual existência de danos” [46].

7.1 Reforço dos Pavimentos

Neste subcapítulo tem-se por objetivo, avaliar qual a contribuição, em termos de desempenho sísmico, da solução de reforço que permite tornar os pisos mais rígidos no seu plano. Esta intervenção altera significativamente o comportamento dinâmico do modelo e poderá reduzir o nível dos danos da estrutura, eventualmente associado a uma diminuição dos deslocamentos de maior amplitude.

O reforço proposto consiste na introdução de diagonais metálicas (protegidas contra a corrosão) no pavimento e de ligações que permitam uma solidarização adequada entre as vigas de madeira dos pavimentos e as paredes. No entanto, outra hipótese de intervenção poderia passar pela introdução de um novo plano de soalho, cujas tábuas estivessem posicionadas perpendicularmente às originais (no caso em que o pavimento ainda seja em soalho) [47]. A opção por diagonais metálicas justifica-se simplesmente por ser uma solução para os pavimentos utilizada em Portugal, existindo porém outras formas de intervir que cumprem os mesmos objetivos.

O comportamento de diafragma rígido permite manter a forma em planta do pavimento, não sofrendo variações de dimensões ou distorções, quando sujeito a ações horizontais. A aproximação da modelação do pavimento a esta estrutura “ideal” tem, como principal vantagem, a compatibilização de deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, distribuir os esforços em função da rigidez dos elementos verticais resistentes, evitando-se, assim, a rotura das fachadas através do controlo da distribuição dos esforços [6].

De forma a existir uma base comum, os parâmetros analisados são os mesmos que os seguidos no Capítulo 6 (análise dos modos de vibração, das tensões e deslocamentos), com exceção das verificações das ligações do pavimento à alvenaria, uma vez que, neste caso, a opção de reforço que interliga esses elementos, desde que bem dimensionada, visa garantir a segurança a esse nível.

7.1.1 Alterações ao Modelo

Nesta secção, o modelo anteriormente estudado é objeto de diferentes alterações, que simulam a intervenção de reforço ao nível dos pavimentos, numa tentativa de se obterem resultados o mais próximo da realidade.

Propõe-se que os perfis das diagonais metálicas sejam cantoneiras duplas de lados iguais, afastados entre si de 3 m a 4 m. Este afastamento permitirá uma melhoria significativa do pavimento e aproximará mais o seu comportamento do de diafragma rígido.

Recorrendo ao modelo inicial (sem qualquer intervenção), procedeu-se à simulação do reforço do pavimento através de elementos *frame* – designados por $2L100x100x10$ – com a secção de duas cantoneiras iguais, de dimensões $100x100x10$ mm³ cada uma, e utilizando o material ACO, já anteriormente definido no Capítulo 4. Na Figura 7.1 é ilustrado um exemplo da secção transversal deste reforço.

Desenvolveu-se ainda um outro modelo, apenas alterando as dimensões das cantoneiras para $200x200x20$ mm³ (designação no modelo como $2L200x200x20$), permitindo, desta forma, verificar se esta modificação influenciaria significativamente o comportamento da estrutura. Tendo-se registado diferenças ligeiras entre os resultados obtidos nos dois modelos, optou-se pela solução de reforço com diagonais $2L100x100x10$ (representação da simulação em planta na Figura 7.2), por razões económicas. Por conseguinte, apenas são apresentados os resultados de ambos os modelos na evolução em altura das deformações horizontais (como forma de comparação entre modelos), sendo a análise dos modos de vibração e das tensões efetuada apenas ao modelo escolhido.

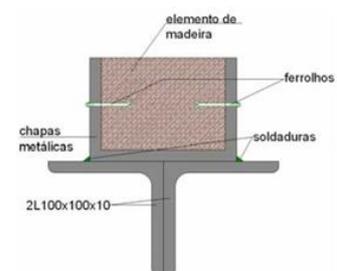


Figura 7.1 – Exemplo de ligação possível entre as diagonais de reforço e os elementos de madeira do pavimento [44]

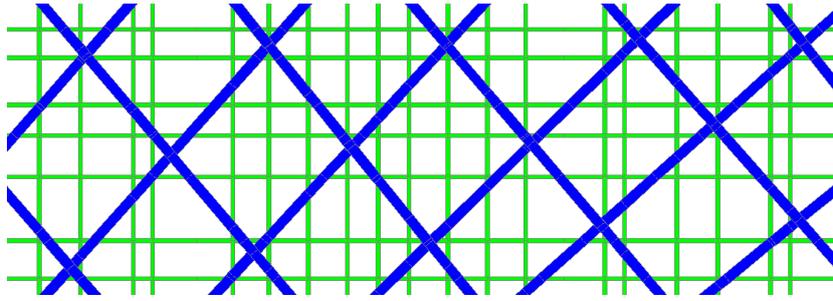


Figura 7.2 – Pormenor da modelação da solução de reforço do pavimento

Importa referir que as ligações entre estes elementos metálicos e a estrutura existente são fundamentais ao bom funcionamento do conjunto, pelo que é indispensável uma forte e adequada conexão entre eles, contribuindo, assim, para a segurança da estrutura.

Procedeu-se também à avaliação da solução “ideal” de os pavimentos serem, de facto, diafragmas rígidos, tendo sido realizada uma comparação com os resultados do modelo selecionado.

Constatou-se ainda que uma modificação da cobertura para diafragma rígido não evidencia grandes alterações nos resultados, pelo que se optou por não reforçar a cobertura, sendo, assim, uma solução menos dispendiosa e mais próxima do que possivelmente será executado, já que, geralmente, não é objeto de intervenção no reforço sísmico dos edifícios [48].

7.1.2 Análise Modal

Tal como anteriormente verificado no Capítulo 5, o aumento de rigidez da estrutura induz o aumento das frequências fundamentais. Optou-se, neste caso, por não apresentar os resultados relativos à análise modal do modelo com diafragmas rígidos, uma vez que tal já foi registado na Tabela 5.9. Observa-se, em seguida, a Tabela 7.1 referente aos modos de vibração do modelo com perfis 2L100x100x10.

Tabela 7.1 – Modos de vibração do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Fator de participação de massa [%]		
			Direção X	Direção Y	Rotação Z
1	0,31	3,24	0,02	32,68	12,69
2	0,25	4,00	14,21	0,25	0,78
3	0,22	4,49	30,46	0,20	4,28

Numa análise comparativa entre a Tabela 5.9 e a Tabela 7.1, pode concluir-se que as duas primeiras frequências fundamentais correspondem a modos de vibração semelhantes, embora as frequências do modelo com diafragmas rígidos sejam superiores. No entanto, o modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 deu origem a um terceiro modo de vibração fundamentalmente de translação segundo X (aproximadamente 30,5% de participação de massa segundo X), enquanto o modelo com recurso a diafragmas rígidos gerou um modo de torção, cuja rotação em torno do eixo vertical tem o fator de participação de massa maior (cerca de 17%).

Comparando a Tabela 5.8, relativa às frequências e à participação de massa dos principais modos de vibração do modelo sem qualquer intervenção, com a Tabela 7.1 anteriormente apresentada, verifica-se que houve um aumento de cerca de 20% no valor das duas primeiras frequências.

Este aumento das frequências fundamentais não se reflete numa alteração da severidade do efeito da ação sísmica em termos de acelerações, uma vez que os modos que mais condicionam a resposta global da estrutura, ou seja, com maior participação de massa, permanecem no ramo espectral de aceleração constante, como se pode observar no Gráfico 6.1.

O aumento da participação de massa global acumulada deve-se à existência de menos modos de vibração locais. Por exemplo, ao fim de 100 modos, a participação de massa acumulada, na direção X, passa de 66,74% para 75,34% e, na direção Y, passa de 49,61% para 69,53%, comparando com o modelo original da estrutura.

7.1.3 Deslocamentos

A fim de poderem ser apresentados, de uma forma mais clara, os resultados obtidos, foram adotadas diferentes escalas nos gráficos referentes à evolução em altura dos deslocamentos horizontais nas paredes de alvenaria de pedra (Gráficos 6.2, 6.3, 7.1, 7.2, E.1, E.2).

Relativamente ao modelo de reforço do piso com diagonais de secção 2L100x100x10, os Gráficos 7.1 e 7.2 representam, respetivamente, a evolução em altura dos deslocamentos horizontais perpendiculares às paredes de alvenaria de pedra do edifício, segundo X e Y.

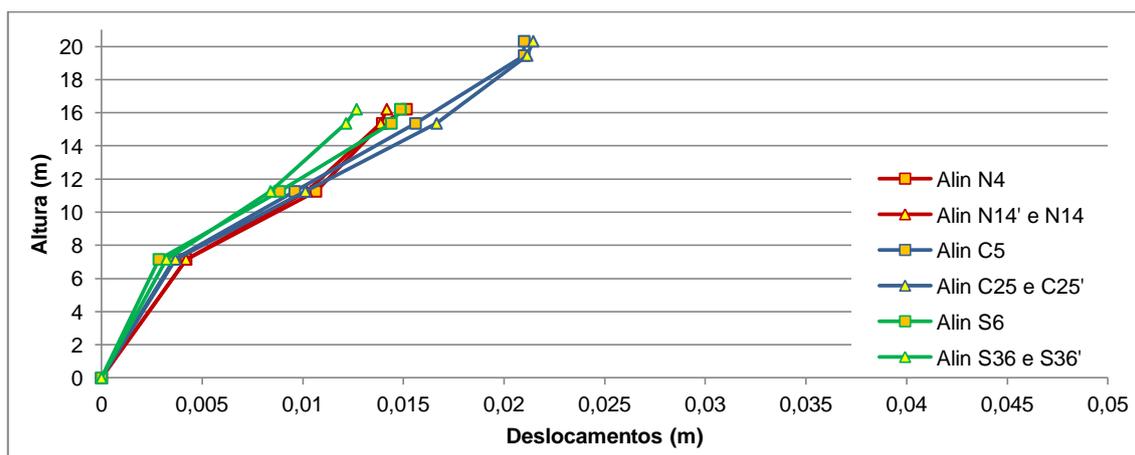


Gráfico 7.1 – Deslocamentos na direção X no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10

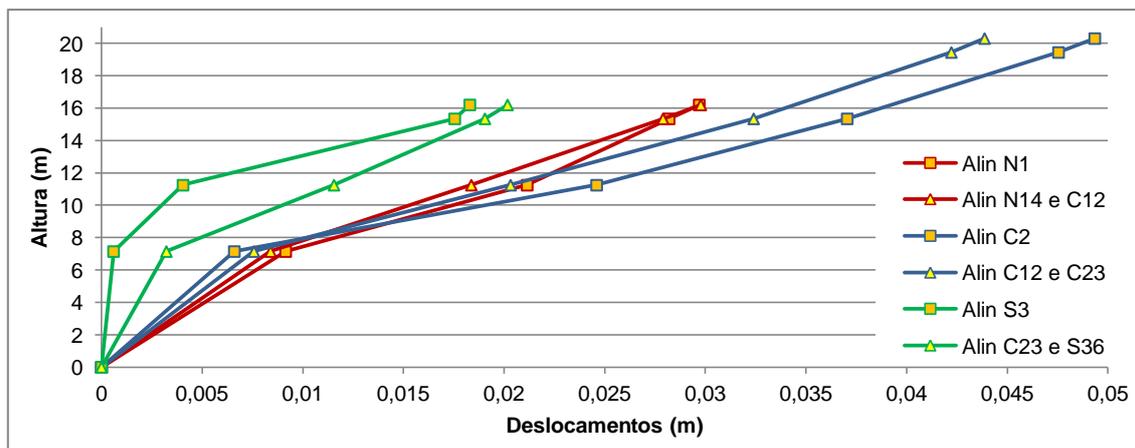


Gráfico 7.2 – Deslocamentos na direção Y no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10

Comparando os Gráficos 7.1 e 7.2 com os Gráficos 6.2 e 6.3 (correspondentes à situação não reforçada), verifica-se uma maior proximidade entre os deslocamentos nos cunhais e os ocorridos a meio das paredes, o que resulta do aumento de rigidez distorcional dos pisos conferido pelas diagonais metálicas.

Uma vez que praticamente não existe torção no edifício, podem analisar-se os esforços separadamente para cada direção. Comparando os Gráficos 6.3 e 7.2, constata-se uma maior redução do valor dos deslocamentos absolutos do Bloco C na direção Y. Isto pode ser justificado pelo facto de este Bloco ser o mais deformável, levando a que a diferença relativa entre esses deslocamentos seja mais significativa do que em qualquer um dos outros Blocos. Além disso, dado que os esforços se dividem em função da rigidez dos elementos, são os planos de parede A e F (designação presente na Figura 6.5) os mais rígidos e, conseqüentemente, os mais esforçados, permitindo, desta forma, que as paredes na direção Y do Bloco C sejam menos solicitadas e, portanto, conduzindo a um decréscimo maior de deslocamentos dessas paredes.

A fim de melhor compreender as diferenças nas deformações horizontais, ao longo da altura do edifício e para as várias paredes, existentes entre as modelações de reforço referidas, optou-se por representar graficamente esses resultados – Gráficos 7.3 a 7.6. Uma vez que os Blocos N e C são os mais condicionantes relativamente à amplitude dos deslocamentos, resolveu-se apresentar os resultados com a exceção dos respeitantes ao Bloco S.

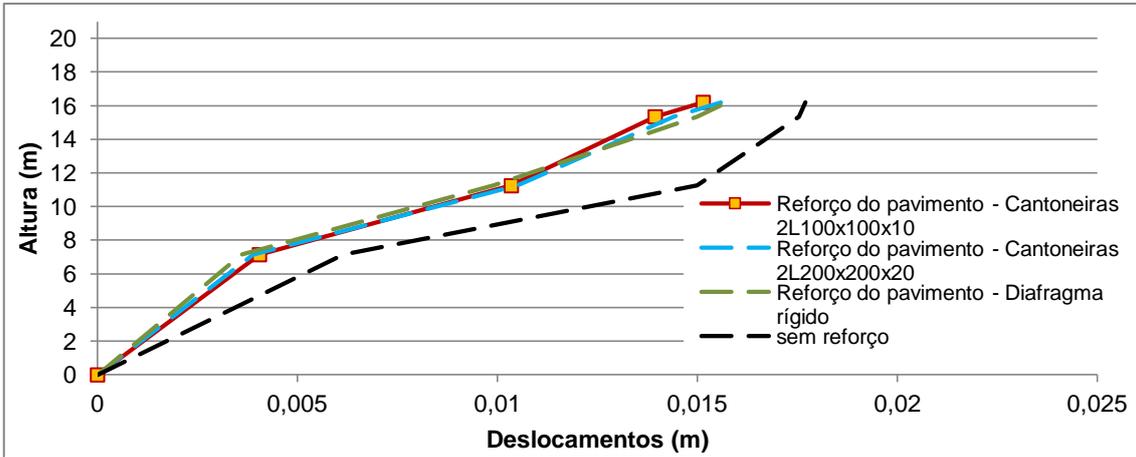


Gráfico 7.3 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical N₄ (segundo o maior eixo do edifício – Direção X)

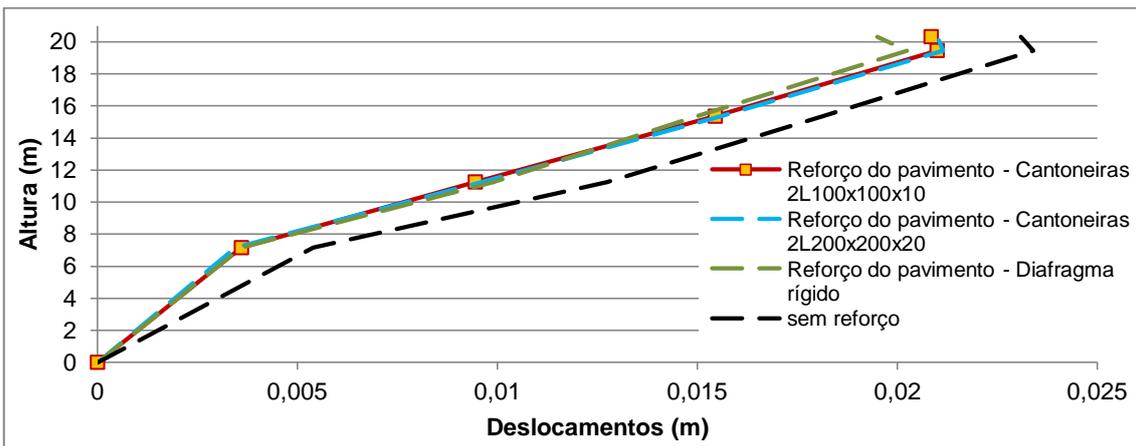


Gráfico 7.4 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical C₅ (segundo o maior eixo do edifício – Direção X)

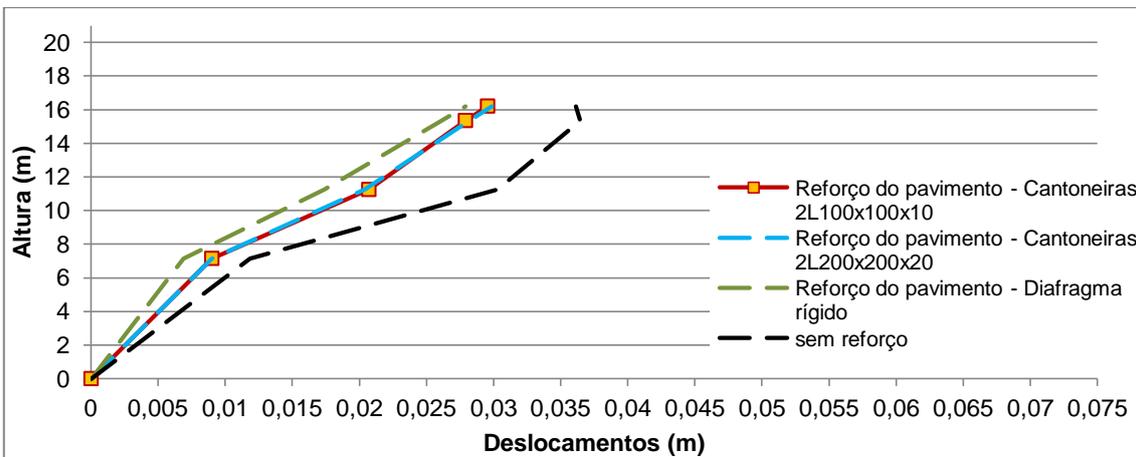


Gráfico 7.5 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical N₁ (segundo o menor eixo do edifício – Direção Y)

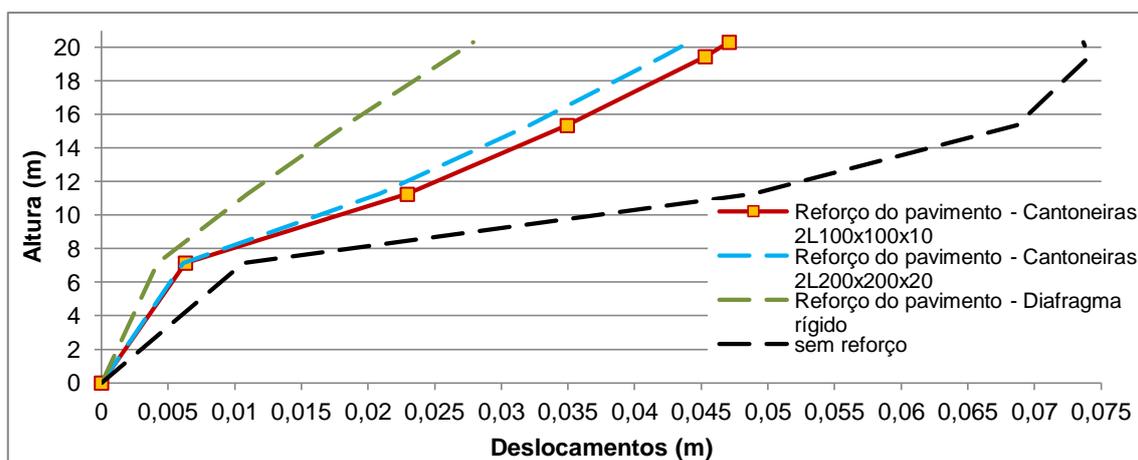


Gráfico 7.6 – Comparação entre diferentes modelações numéricas face à amplitude dos deslocamentos horizontais ao longo da altura no alinhamento vertical C₂ (segundo o menor eixo do edifício – Direção Y)

Observando estes resultados, pode concluir-se que, para a direção Y, o pavimento modelado com diafragmas rígidos é aquele que conduz a menores deslocamentos, comparativamente com as restantes modelações. Pelo contrário, na direção X verifica-se que, por vezes, há maiores deslocamentos no modelo com diafragmas rígidos, sendo, no entanto, essa diferença pouco significativa: por um lado, a rigidificação do pavimento ajuda a uma diminuição dos deslocamentos na direção X, por outro, o facto de esta direção ser mais rígida reflete-se num aumento dos esforços, podendo conduzir a deslocamentos horizontais maiores.

Relativamente ao Gráfico 7.6, tal como referido anteriormente, a direção Y é aquela que sofre uma redução maior nos deslocamentos no alinhamento C₂: em comparação com os apresentados para o modelo inicial, os deslocamentos diminuem em média cerca de 43,6% no modelo com as cantoneiras 2L100x100x10 e cerca de 67,7% no modelo com diafragmas rígidos.

A partir da amplitude dos deslocamentos, pode observar-se que os modelos com recurso a cantoneiras constituem uma “solução intermédia” entre o modelo sem reforço e o modelo com diafragmas rígidos e pode confirmar-se a veracidade da pouca diferença na utilização das duas cantoneiras distintas, já referida anteriormente.

Os deslocamentos relativos ao nível de cada piso encontram-se expressos na Tabela 7.2 e na Tabela 7.3.

Tabela 7.2 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

Piso	Deslocamentos relativos entre pisos [m]					
	Alin N _{1y}	Alin C _{2y}	Alin S _{3y}	Alin N _{4x}	Alin C _{5x}	Alin S _{6x}
R/C - 1°	0,0090	0,0063	0,0008	0,0041	0,0036	0,0029
1° - 2°	0,0117	0,0167	0,0036	0,0063	0,0059	0,0060
2° - 3°	0,0072	0,0120	0,0131	0,0036	0,0060	0,0054
3° - 4°	0,0017	0,0104	0,0008	0,0012	0,0056	0,0005
4° - 5°	-	0,0018	-	-	-0,0002	-

Tabela 7.3 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a diafragmas rígidos

Piso	Deslocamentos relativos entre pisos [m]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,0069	0,0042	0,0014	0,0036	0,0036	0,0036
1° - 2°	0,0105	0,0068	0,0033	0,0063	0,0063	0,0063
2° - 3°	0,0087	0,0074	0,0063	0,0051	0,0051	0,0051
3° - 4°	0,0018	0,0080	0,0003	0,0008	0,0053	0,0005
4° - 5°	-	0,0017	-	-	-0,0008	-

Comparando os valores constantes nas Tabelas 7.2 e 7.3 com os da Tabela 6.2 (modelo sem reforço), verifica-se que há uma redução significativa dos deslocamentos relativos, sendo os seus valores em cada piso mais próximos uns dos outros. Na situação sem reforço, o deslocamento relativo máximo, de valor 0,0383 m diminuiu para:

- 0,0167 m (cerca de 32% do limite estipulado no Eurocódigo 8 [3]), na situação de reforço com recurso a cantoneiras 2L100x100x10, verificado à cota do pavimento entre os Pisos 1 e 2 no alinhamento C_2 , na direção Y;

- 0,0105 m, (cerca de 20% do limite estipulado no Eurocódigo 8 [3]) na modelação com diafragmas rígidos, verificado entre os Pisos 1 e 2 no alinhamento N_1 , na direção Y.

No modelo com diafragmas rígidos, os deslocamentos relativos na direção X (direção mais rígida) são, à mesma cota, praticamente iguais em todas as paredes, verificando-se novamente um maior deslocamento relativo entre os Pisos 1 e 2.

Nas Tabelas 7.4 e 7.5 são resumidos os ângulos de distorção entre pisos para os modelos com cantoneiras 2L100x100x10 e com diafragmas rígidos, respetivamente.

Tabela 7.4 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

Piso	Ângulos de distorção entre pisos [%]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,13	0,10	0,01	0,06	0,06	0,04
1° - 2°	0,29	0,41	0,09	0,15	0,14	0,15
2° - 3°	0,18	0,29	0,32	0,09	0,15	0,13
3° - 4°	0,19	0,25	0,09	0,14	0,14	0,05
4° - 5°	-	0,21	-	-	0,02	-

Tabela 7.5 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a diafragmas rígidos

Piso	Ângulos de distorção entre pisos [%]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,10	0,07	0,02	0,05	0,06	0,06
1° - 2°	0,26	0,16	0,08	0,15	0,15	0,15
2° - 3°	0,21	0,18	0,15	0,12	0,12	0,12
3° - 4°	0,21	0,19	0,03	0,09	0,13	0,05
4° - 5°	-	0,19	-	-	0,09	-

Contrariamente à situação sem reforço, nenhum dos valores presentes na Tabela 7.4 e na Tabela 7.5 ultrapassa o limite de “Salvaguarda de vidas”, prescrito na Regulamentação FEMA 356/357 [4, 5], confirmando-se, portanto, que esta solução de reforço é eficaz na redução dos deslocamentos do edifício.

7.1.4 Tensões nos Elementos Estruturais

Neste subcapítulo, apresenta-se a análise das distribuições de tensões nas alvenarias do edifício em estudo, com a solução de reforço já referida.

A mudança dos pavimentos flexíveis para rígidos altera a distribuição das tensões: os esforços devidos à ação sísmica, que se distribuíam em função das áreas de influência dos diferentes elementos estruturais verticais no modelo original, passam a distribuir-se em função da rigidez dos respetivos elementos. Em muitas partes do edifício, os elementos que anteriormente tinham maiores tensões, são agora menos solicitados e vice-versa.

Perante esta situação, considera-se relevante avaliar as distribuições de tensões, realizando-se um balanço entre as vantagens e as desvantagens desta solução de reforço.

Uma vez que as tensões de compressão não ultrapassam os valores resistentes, tanto para as ações verticais quase-permanentes como para a combinação sísmica, optou-se por não apresentar as distribuições de tensões nas várias paredes para esses casos, mostrando-se apenas as distribuições de tensões de tração e de corte, já que são as mais condicionantes para as estruturas de alvenaria.

Sendo o modelo que simula o reforço com recurso a elementos *frame* de secção 2L100x100x10, aquele que se aproxima mais da realidade, decidiu-se evidenciar, no subcapítulo seguinte, a distribuição de tensões respetivas e, em anexo (Anexo D), as figuras referentes ao modelo com diafragmas rígidos.

7.1.4.1 Paredes de Alvenaria de Pedra

Direção X

Avaliados os resultados do modelo em estudo e tendo em consideração as resistências admitidas para os materiais, observa-se que o edifício é mais solicitado nas paredes de alvenaria de pedra. Sendo as resistências das alvenarias de tijolo superiores às alvenarias de pedra, são estas paredes as que mais condicionam a segurança global do edifício, apresentando-se, de seguida, os mapas de tensões para as paredes de alvenaria de pedra.

Paredes de Fachada

De maneira a facilitar o processo de comparação entre os modelos sem reforço e com reforço através de cantoneiras 2L100x100x10, decidiu-se utilizar as mesmas escalas de cores entre mapas de tensões do mesmo género: de tração ou de corte.

Analisaram-se as distribuições de tensões de tração nas paredes de fachada, apresentando-as nas Figuras 7.3 a 7.5.

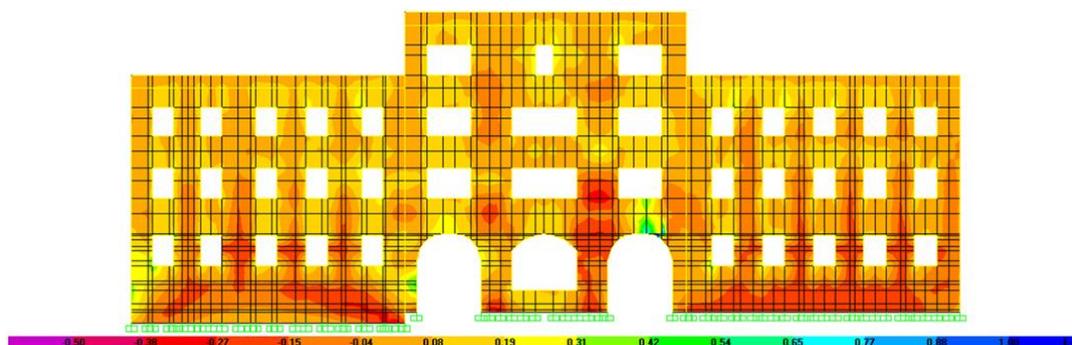


Figura 7.3 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

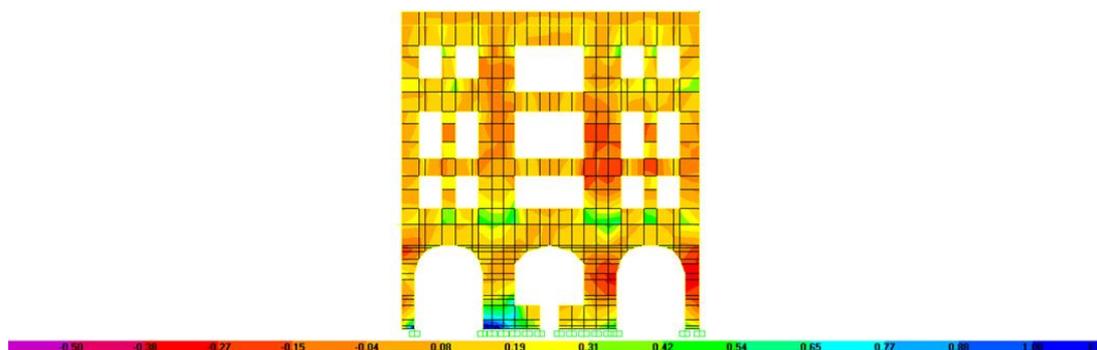


Figura 7.4 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10



Figura 7.5 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

Pode observar-se, a partir das Figuras 7.3 a 7.5, que, de um modo geral, as tensões passaram a estar mais concentradas nos cantos das paredes, próximo das fundações (observação especialmente evidente na Figura 7.5). No plano K (identificado na Figura 7.5), constata-se um máximo das tensões de tração para as paredes exteriores de alvenaria de pedra, da ordem de grandeza de 1,28 MPa, o que corresponde a cerca de 7 vezes superior à resistência considerada para a alvenaria de pedra regular.

É visível uma distribuição mais uniforme de tensões do que a obtida no modelo base e as zonas anteriormente condicionantes, assinaladas na Figura 6.10 e na Figura 6.12, mostram-se agora muito menos solicitadas. No entanto, existem pontos que ficaram agravados com o reforço dos pavimentos, nomeadamente os cantos inferiores das paredes, já referidos anteriormente.

As Figuras 7.6 a 7.8 particularizam a distribuição das tensões de corte nas paredes de alvenaria das fachadas para a combinação sísmica.

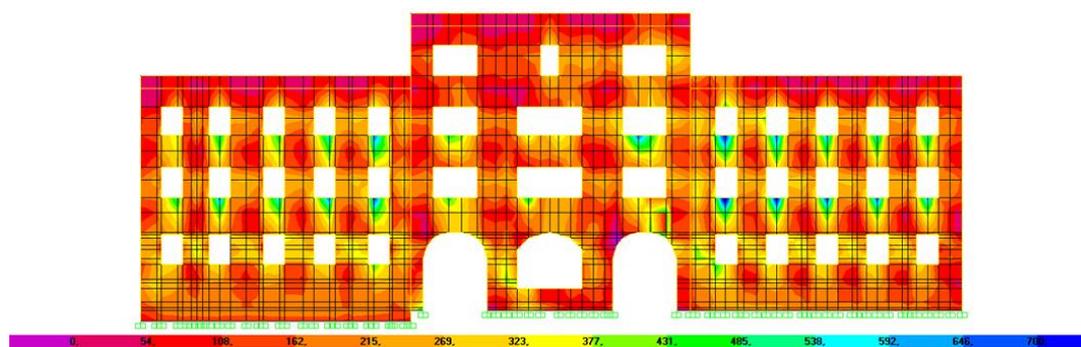


Figura 7.6 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

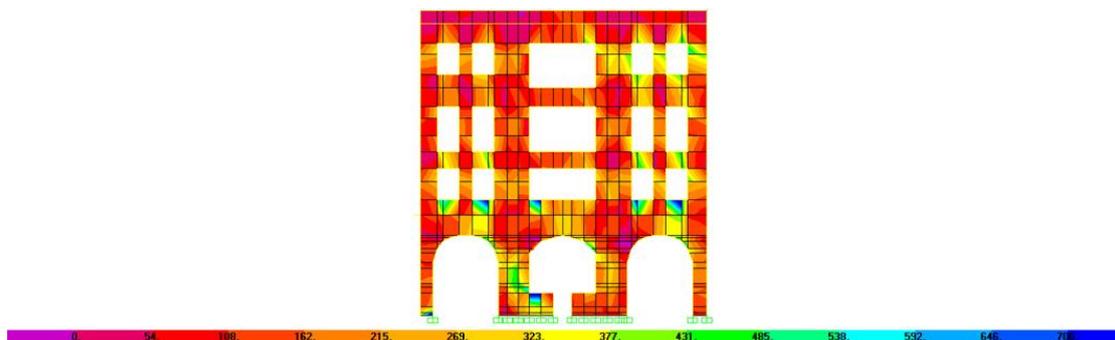


Figura 7.7 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

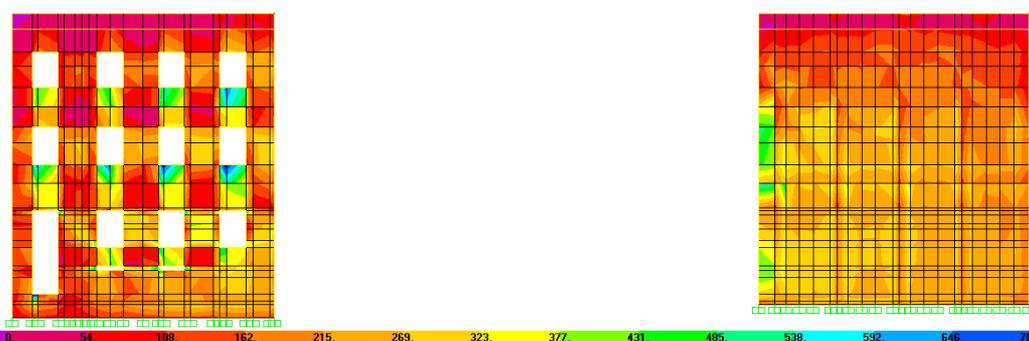


Figura 7.8 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

Comparando os valores obtidos para as tensões de corte entre o modelo base e o modelo com reforço dos pavimentos, observa-se uma diminuição das tensões para as cotas maiores do edifício, o que se deve ao facto de a cobertura ser mais flexível (pois não foi modelada nenhuma intervenção a essa cota).

Constata-se um agravamento das tensões de corte no plano *K*, na empena que divide o edifício em estudo do edifício adjacente (Figura 7.8). Como já referido, na situação de pisos rígidos, a distribuição é proporcional à rigidez dos elementos verticais para deslocamentos horizontais. Assim, sendo esta empena sem aberturas e, portanto, mais rígida, absorve naturalmente maiores esforços, quando da ocorrência da ação sísmica, e, por conseguinte, as tensões de tração (Figura 7.5) e de corte (Figura 7.8) são maiores.

Assim como verificado para as tensões de tração, a utilização das cantoneiras nos pavimentos contribui para a uniformização das tensões de corte, o que pode ser explicado pela redistribuição de esforços/tensões, passando os elementos de maior rigidez a ser mais solicitados. Apesar da ligeira redução das tensões nas aberturas, os limites considerados para a resistência ao corte nas alvenarias de pedra são igualmente ultrapassados.

Conclui-se que os valores resistentes ao corte e à tração são ultrapassados em muitas zonas do modelo, não sendo, portanto, esta uma intervenção única a propor ao edifício para a melhoria ao seu desempenho sísmico.

Direção Y

A Figura 7.9 e a Figura 7.10, a seguir apresentadas, ilustram as distribuições de tensões de tração e de corte para as paredes orientadas segundo Y, respetivamente.

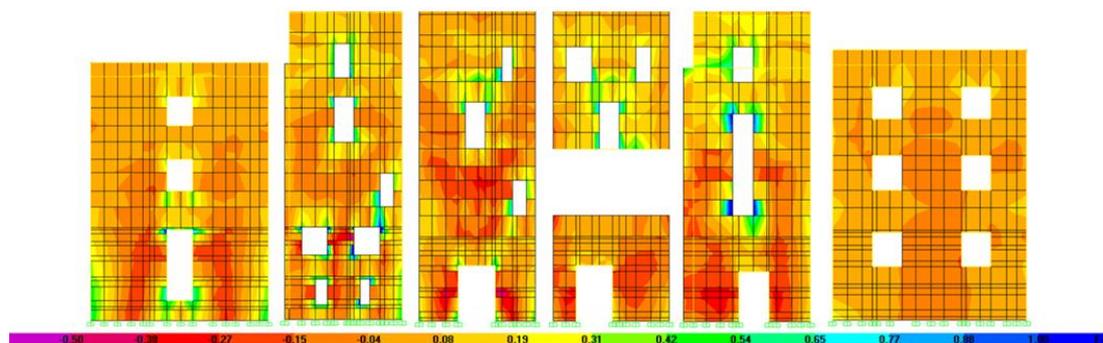


Figura 7.9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

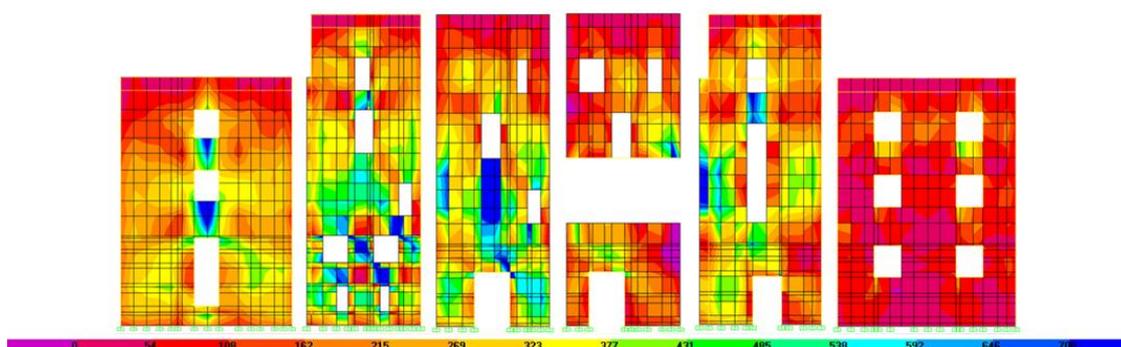


Figura 7.10 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10

Como seria de esperar, em relação à situação sem reforço, há um agravamento das tensões (de corte e de tração) nos planos de parede A e F, uma vez que são os mais rígidos na direção Y. As restantes paredes nesta direção apresentam menores tensões, especialmente ao nível das tensões tangenciais.

Relativamente às tensões de tração nas paredes apresentadas na Figura 7.9, confirma-se que os valores são menores face aos das paredes de fachada, as quais são mais rígidas, e que os valores resistentes considerados para a tração são, em geral, maiores do que as tensões instaladas.

As tensões de corte nestas paredes apresentavam, antes do reforço, valores máximos de 1,56 MPa, tendo passado, agora, para 1,26 MPa (Figura 7.10), o que significa que é ainda um valor muito acima da resistência considerada.

Pode concluir-se que este reforço contribui para uma melhor distribuição das tensões, sendo, no entanto, insuficiente para garantir a segurança global do edifício.

7.2 Reforço das Paredes de Alvenaria de Pedra

7.2.1 Execução de Lâminas de Betão Armado e Injeção de Caldas

Apesar de não fazer parte do objetivo desta tese o planeamento de trabalhos que envolve as soluções de reforço, considera-se relevante que, previamente à modelação numérica, haja um breve enquadramento das técnicas de reforço a propor, de forma a poder ser compreendido em que consiste cada uma das técnicas e a razão que levou à escolha dessa solução.

O recurso conjunto a encamisamento com betão armado e a injeção de caldas na reabilitação estrutural de paredes de alvenaria constituem uma forma de intervir muito intrusiva e pouco reversível. No entanto, a ação sísmica muito elevada definida pelo Eurocódigo 8 [3], reflete-se numa dificuldade em garantir a segurança deste edifício, sendo que só uma melhoria muito significativa no desempenho da estrutura poderá conduzir ao cumprimento da regulamentação.

Tanto no processo de injeção de caldas como no de execução do encamisamento de betão armado, é necessária a remoção do reboco ou de revestimento e a limpeza da parede. Sendo estes trabalhos realizados uma única vez, esta tarefa traduzir-se-á numa economia de tempo e dinheiro, face ao emprego das técnicas em separado.

A injeção consiste na introdução de uma calda fluída em furos previamente realizados nos paramentos exteriores das alvenarias (Figura 7.11), para consolidação destas e visando o melhoramento das suas propriedades físicas e mecânicas.

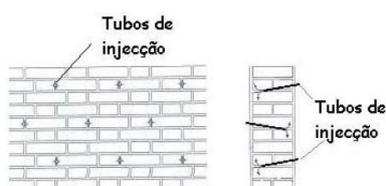


Figura 7.11 – Injeção de calda em alvenarias (tubos de injeção) [49]

Importa referir que a execução das injeções deve ser precedida de um estudo *in situ* e em laboratório, que determine as melhores características da calda para uma adequada compatibilização entre os materiais existentes e os novos e facilidade de introdução da calda nos furos.

Dos aspetos essenciais a uma boa injeção de calda, salientam-se o comportamento monolítico, que deve existir entre a alvenaria e a calda, e o total preenchimento dos vazios [50, 51].

O encamisamento processa-se de forma análoga a um reboco armado, sendo superior a sua espessura e, por conseguinte, melhorando as características mecânicas, em especial ao corte. Pode ser aplicado tanto em alvenarias de pedra como em alvenarias de tijolo maciço e numa ou em ambas as faces da parede existente. No caso específico deste edifício, decidiu-se propor uma solução, com uma espessura da lâmina de betão armado de 0,10 m, somente nas paredes de alvenaria de pedra e no interior do edifício, conservando o aspeto arquitetónico exterior [52].

No caso das paredes de alvenaria de pedra com espessura elevada (superior a 0,70 m), deve proceder-se a uma injeção de calda de ambos os lados da parede e a ligação entre a parede existente e a lâmina de betão deve ser reforçada por cavidades na parede (resultantes da remoção de algumas pedras da parede), nas quais devem ser colocadas armaduras de reforço e preenchidas com betão, como se pode observar a partir da Figura 7.12 [52].

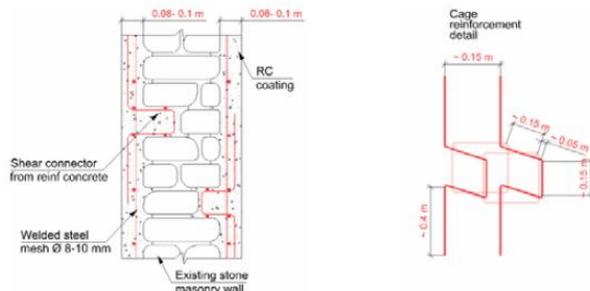


Figura 7.12 – Pormenor da conexão da parede de alvenaria de pedra com a lâmina de betão (num caso com intervenção nas duas faces da parede) [52]

De referir que, para além das soluções propostas, poderá ainda ser necessário o reforço das fundações existentes ou a criação de elementos de fundação adicionais.

7.2.2 Alterações ao Modelo

Nesta secção são indicadas as modificações a realizar no modelo, com vista a simular o reforço anteriormente proposto.

A introdução de lâminas de betão armado só será eficaz com a aproximação do comportamento dos pavimentos do de diafragmas rígidos, já que o aumento de rigidez dos pavimentos permite a transmissão das forças de inércia para aqueles elementos resistentes. Dado que essa intervenção foi anteriormente proposta, as alterações efetuam-se já no modelo com esse tipo de reforço.

Os efeitos que as injeções de caldas têm sobre as paredes de alvenarias dependem de inúmeros fatores, entre eles, das características dos materiais que constituem as paredes, da heterogeneidade e complexidade dessas paredes e até das condições ambientais [53], o que origina uma grande variabilidade de resultados: por exemplo, o trabalho de Mateus [51], baseado nos resultados de Silva [53] e Luso [54], referiu uma divergência de resultados entre 20% e 200%, relativamente ao acréscimo de resistência à compressão.

Devido a esta enorme variabilidade de resultados, criou-se um novo modelo, apenas simulando o reforço com as lâminas de betão armado e com as cantoneiras 2L100x100x10 no pavimento e, posteriormente, fez-se uma estimativa do aumento de resistência que a injeção de calda terá de conferir às paredes de alvenaria, para que possa ser cumprida a segurança. Por uma questão económica, a injeção de calda deve ser pontual, sendo utilizada apenas nas áreas mais vulneráveis.

Dada a dificuldade em aferir os parâmetros mecânicos que a parede terá, depois de reforçada, tomou-se a opção de modelar as lâminas de betão com novos elementos *shell*, de espessura 0,10 m,

compatibilizando os deslocamentos, ao nível de cada piso, com os das paredes do modelo inicial. Designaram-se estes novos elementos de *LAMINA* e atribuiu-se-lhes o material *C30/37*, cujas propriedades são as mesmas que as presentes no Eurocódigo 2 para o betão *C30/37*, visto que é atualmente um material corrente na construção [31].

A modelação das lâminas de betão armado foi efetuada para todas as paredes de alvenaria de pedra, com algumas exceções:

- Relativamente ao plano vertical *D* (definido na Figura 6.5), já foi referida a intervenção posterior à construção do edifício que consistiu na substituição de uma parede mestra (no Piso 1) por uma viga. Dada a descontinuidade em altura que teriam as lâminas de betão, aquelas que estivessem acima do Piso 1 resultariam apenas num acréscimo de peso. Desta forma, propôs-se o reforço só ao nível do Piso Térreo para esse plano de parede.
- No caso do plano *C*, também se propôs o reforço só ao nível do Piso Térreo, de modo a que houvesse simetria entre os planos *C* e *D*.
- A zona da arcaria não foi igualmente englobada nesta intervenção, pela mesma razão apontada para o plano *D* e já que as aberturas que a constituem são ao nível do Piso Térreo.

Por último, de modo a ter em consideração a redução de rigidez, devido à fendilhação do betão na ocorrência de um sismo, o módulo de elasticidade do material é reduzido em 50%, conforme proposto no Eurocódigo 8 [3].

7.2.3 Análise Modal

Na Tabela 7.6, apresentam-se os modos de vibração do modelo reforçado com diagonais metálicas 2L100x100x10 e lâminas de betão armado.

Tabela 7.6 – Modos de vibração do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Fator de participação de massa [%]		
			Direção X	Direção Y	Rotação Z
1	0,22	4,48	0,01	23,05	10,54
5	0,16	6,18	6,41	3,88	0,01
8	0,14	6,97	31,16	3,05	0,32

Comparando com o modelo só com o reforço ao nível dos pavimentos com as diagonais 2L100x100x10, constata-se que o aumento de rigidez nas paredes, segundo Y, traduz-se num aumento do valor da 1ª frequência fundamental em cerca de 38,4% e numa diminuição do fator de participação modal, segundo a direção Y, para 23,05%.

O facto de as lâminas de betão armado serem elementos de grande rigidez, permite aliviar os esforços nas paredes de alvenaria do edifício em análise. No entanto, uma vez que os edifícios adjacentes não foram reforçados, leva a uma menor capacidade de redistribuição dos esforços entre

os seus elementos estruturais e, portanto, as paredes de alvenaria nestes edifícios continuam sujeitas a tensões muito elevadas.

Em relação aos modelos anteriores confirma-se que existe uma diferença no que respeita à presença de modos de vibração locais, os quais, por serem de baixa participação em massa, têm pouca influência nos resultados.

Assim, depois do primeiro, é o quinto modo que, para as frequências mais baixas do modelo, regista uma influência no comportamento global da estrutura, sendo a sua frequência de 6,18 Hz e tendo participação de massa em ambas as direções.

Segue-se o oitavo modo fundamentalmente de translação, segundo X, com fator de participação de massa de 31,16%.

Conclui-se que a colocação das lâminas de betão nas paredes de periferia com o exterior e o cuidado com a simetria do edifício na implementação das lâminas nas paredes interiores (na direção Y) permitiram que não existissem torções muito elevadas.

Finalmente, de referir que, apesar do aumento de rigidez do edifício e, conseqüentemente, do aumento das frequências próprias, os valores da ação sísmica mantêm-se no ramo espectral de aceleração constante, para os modos com maior participação de massa, pelo que os esforços devidos ao sismo serão semelhantes. A diminuição da aceleração sísmica será apenas verificada para frequências superiores a 10 Hz, ou seja, só a partir do 58º modo é que será menor (a participação de massa global, ao fim de 57 modos, é de 59,76% em X e de 56,50% em Y).

Ao fim de 100 modos, há um ligeiro aumento da participação de massa acumulada relativamente à situação sem reforço: na direção X, passa de 66,74% para 68,81%, e, de forma mais significativa, na direção Y, aumenta de 49,61% para 59,55%.

Uma vez que os deslocamentos horizontais nas paredes de alvenaria verificados para a situação de reforço com as cantoneiras 2L100x100x10, resultantes da combinação sísmica de ações, cumprem os regulamentos [3, 4, 5], dispensou-se agora a apresentação das deformações em altura (resumidas em anexo – Anexo E) com o acréscimo de reforço ao nível das paredes de alvenaria, já que, devido ao aumento de rigidez global da estrutura, serão aquelas deformações ainda menores.

7.2.4 Tensões nos Elementos Estruturais

Direção X

Face aos modelos anteriores, as tensões diminuem muito, pelo que houve necessidade de adaptar as escalas de cores.

De seguida, apresentam-se as Figuras 7.13 a 7.18, representativas das distribuições de tensões verticais de tração máxima e de corte, nas alvenarias das fachadas, decorrentes da combinação sísmica de ações.

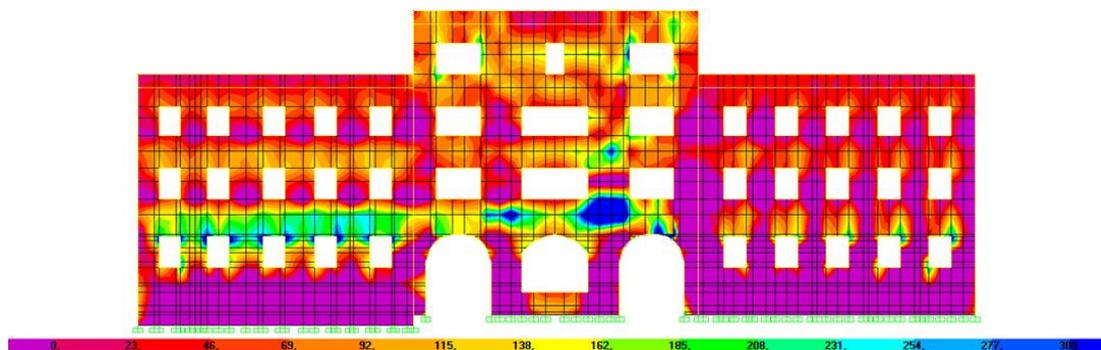


Figura 7.13 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Ao nível do Piso Térreo, no Bloco S, existem paredes de tijolo maciço perpendiculares à fachada principal (plano I) no interior, constatando-se uma redistribuição de esforços entre os vários elementos estruturais, aliviando a alvenaria envolvente. O mesmo não se verifica na área de fachada dos Blocos N e C, onde os elementos interiores não são tão robustos e capazes de diminuir as tensões na fachada. Além disso, os menores deslocamentos para fora do plano da parede do Bloco S relativamente aos outros dois blocos (devidos à existência de edifícios adjacentes), também contribuirão para uma discrepância de valores na fachada entre blocos diferentes.

As zonas adjacentes às janelas, em especial os cantos dessas aberturas, continuam a ser muito solicitadas. Aliás, convém referir que os limites considerados para a resistência à tração da alvenaria são amplamente excedidos, podendo atingir valores da ordem de grandeza de 0,4 MPa.

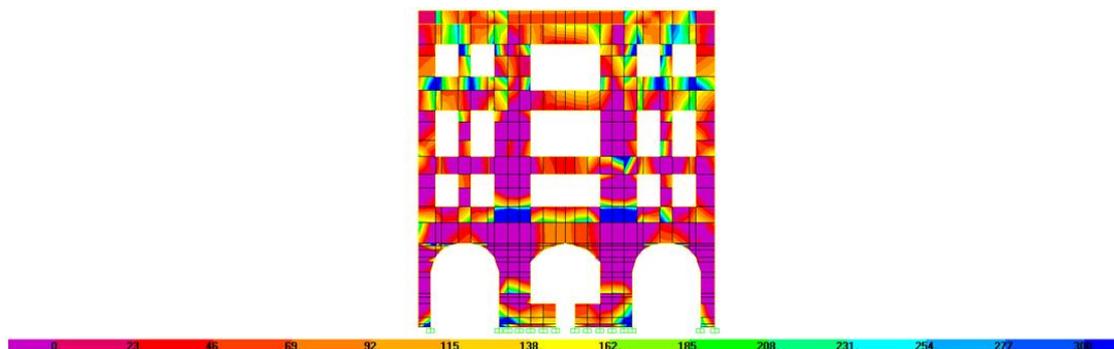


Figura 7.14 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x102L100x100x10 e lâminas de betão armado

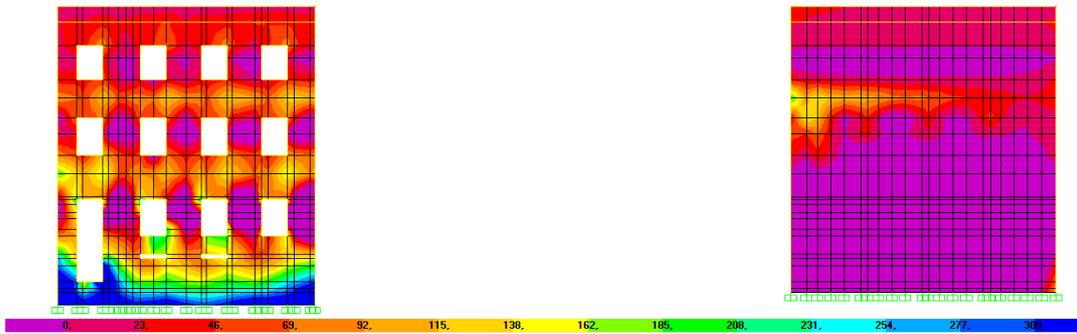


Figura 7.15 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Da análise da Figura 7.15, regista-se uma diminuição do pico de tensão de tração, para a combinação sísmica, de cerca de 1,8 MPa (situação sem reforço) para 0,78 MPa, o que se traduz numa redução para menos de metade. Apesar de os resultados atingirem valores que excedem as resistências definidas, esses casos são pontuais, registando-se agora, na sua maioria, valores abaixo desses limites.

Tal como verificado para o modelo sem reforço, na área de fachada, a qual se encontra perpendicular à viga implementada para substituição da parede mestra (plano D de parede), são também registadas tensões muito elevadas, embora muito menores às iniciais sem qualquer solução de reforço.

Nas Figuras 7.16 a 7.18 estão representadas as tensões de corte nas fachadas.

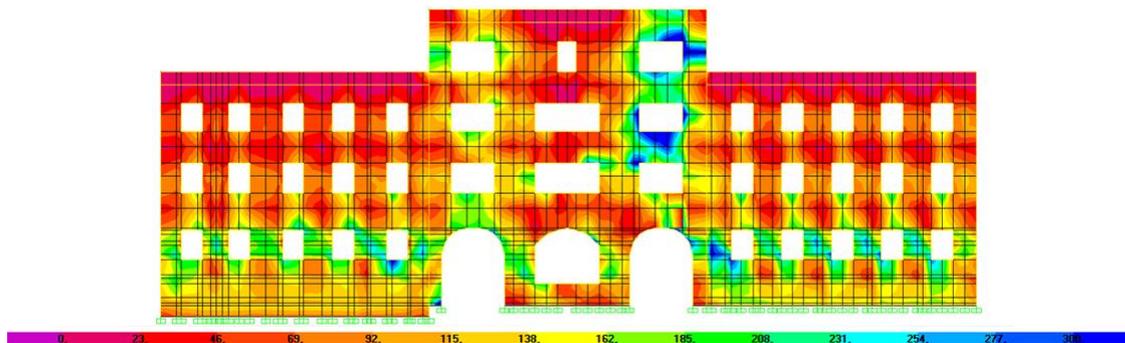


Figura 7.16 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

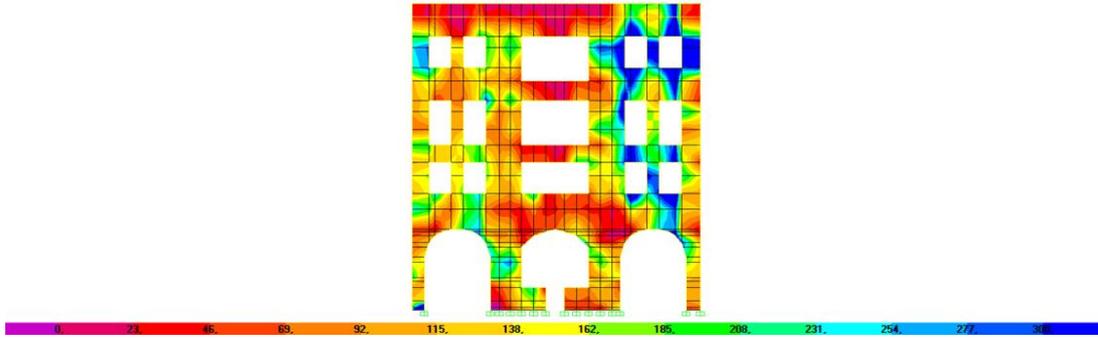


Figura 7.17 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

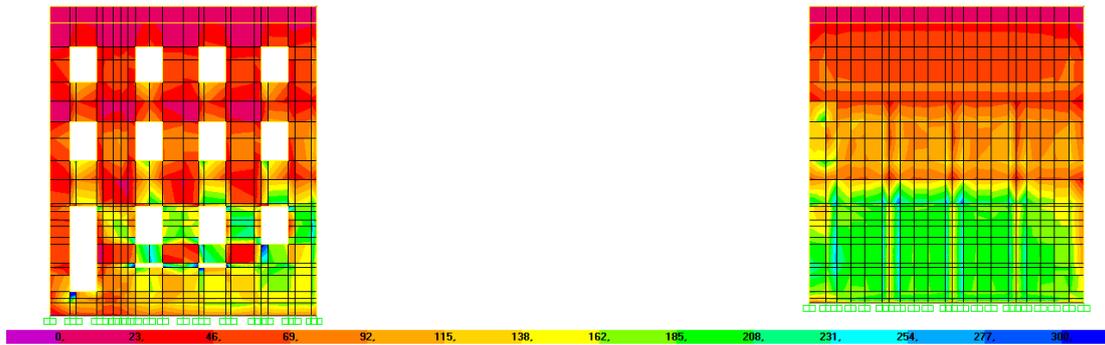


Figura 7.18 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Da sua observação, verifica-se que a inexistência de lâminas de betão por cima dos arcos principais conduz a tensões mais elevadas nessas zonas, especialmente por cima do arco mais próximo do Bloco S, devido à inexistência da parede mestra.

Direção Y

A Figura 7.19 e a Figura 7.20 mostram a distribuição de tensões verticais e de corte nas paredes mestras paralelas ao menor eixo do edifício, devidas à combinação sísmica de ações.

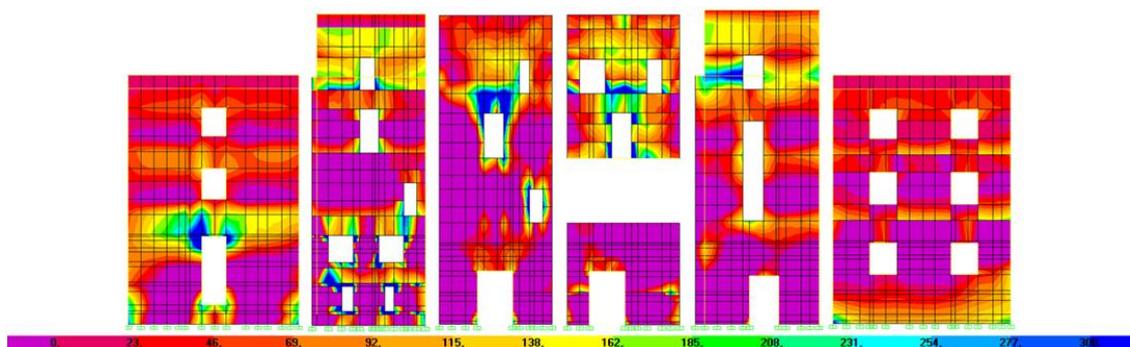


Figura 7.19 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima - kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

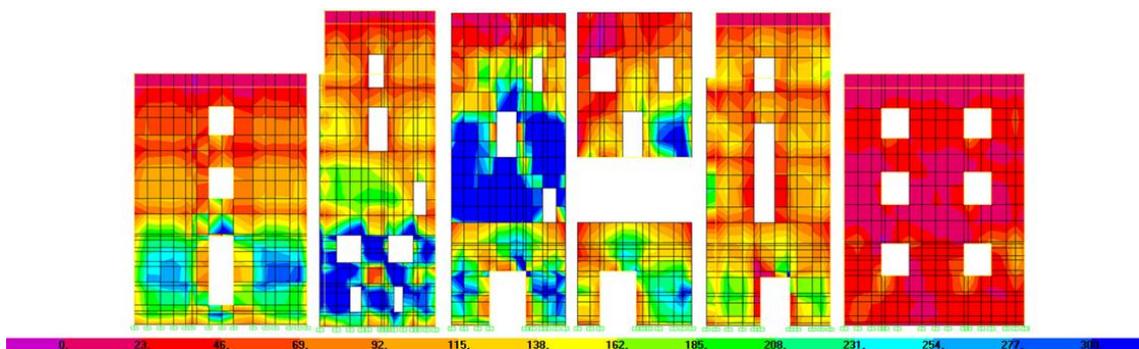


Figura 7.20 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa), no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Relativamente ao comportamento do modelo sob a combinação sísmica, registam-se alterações muito significativas, nomeadamente, as tensões normais de tração mais elevadas nas paredes de alvenaria da Figura 7.19 passaram de 1,4 MPa para 0,7 MPa. Apesar de este valor continuar a ultrapassar as resistências consideradas para as alvenarias, apenas se verifica esta ordem de grandeza das tensões em casos pontuais, como sejam os cantos das aberturas. Em geral, a ordem de grandeza das tensões de tração situa-se abaixo de 0,1 MPa.

Ao nível das tensões de corte, o máximo de tensão verificado passa de 1,5 MPa para 1,0 MPa (no plano C) e regista-se ainda uma grande predominância de valores de tensões superiores a 0,1 MPa, no caso das paredes segundo a direção Y (Figura 7.20).

Conclui-se que o maior problema destas alvenarias relaciona-se com os valores atingidos pelas tensões de corte.

Observando estes mapas de tensões, é possível concluir que o plano F é o que apresenta menores tensões, o que pode ser justificado pela redistribuição de esforços já anteriormente explicada. Relativamente às tensões de corte, são todas inferiores aos limites considerados para a resistência das alvenarias. As tensões de tração são superiores às resistências das alvenarias apenas em casos muito pontuais, como são exemplo os cantos inferiores da parede.

Globalmente, considera-se bastante positivo o resultado da implementação destas soluções de reforço. Com efeito, as tensões diminuíram drasticamente e apresentam agora uma distribuição mais uniforme. No entanto, ainda existem algumas áreas em que as baixas resistências às tensões de tração e de corte são ultrapassadas, sugerindo-se, conseqüentemente, a utilização de injeção de calda pontualmente para estas situações. A seleção da calda deve ter em consideração o aumento em três vezes da resistência à tração e ao corte das alvenarias de pedra irregular, de tal forma que a segurança não seja verificada apenas excepcionalmente.

7.3 Síntese de Resultados

Em resultado da caracterização dinâmica dos modelos com alterações estruturais, verificou-se um aumento de rigidez do edifício e, conseqüentemente, valores de frequências superiores. Com efeito, como os valores das frequências fundamentais, relativas ao comportamento dinâmico global do edifício aumentaram, surgiram modos de vibração locais para valores de frequências mais baixas (no modelo com recurso a lâminas de betão armado). No entanto, essa alteração no valor das frequências não se reflete numa variação das acelerações espectrais, já que os modos fundamentais, com maior peso no comportamento global da estrutura, permanecem no ramo espectral de aceleração constante.

Observou-se que, com a rigidificação do pavimento, a diferença entre o deslocamento final (devido à combinação sísmica) da parede de alvenaria no seu ponto médio e a posição inicial da parede, também no seu ponto médio, é muito menor. Aliás, no geral, todos os deslocamentos horizontais diminuem, sendo verificados os limites definidos tanto no Eurocódigo 8, como na Norma FEMA 356/357 [3, 4, 5].

Efetuada a proposta de reforço, verificou-se uma grande dificuldade no cumprimento das resistências das alvenarias. Conclui-se que a ação sísmica regulamentar muito elevada, definida segundo o Eurocódigo 8 [3], exige um maior número de soluções de reforço, o que se traduz em maiores investimentos e, por conseguinte, num impacte económico-financeiro maior.

De uma forma global, apesar das tensões nas alvenarias não serem inteiramente inferiores às resistências admitidas, considera-se esta solução uma boa opção para reforço da estrutura.

8 Comentários Finais

8.1 Conclusões Gerais

Foi estudado um caso real de um edifício em alvenaria “Gaioleiro”, inserido num Quartel de Bombeiros, que faz parte do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa, o qual deve estar preparado para responder a uma situação de emergência, nomeadamente em caso de sismo, situação que foi o objeto de análise neste trabalho. Pretendeu-se, através de um modelo numérico, avaliar a segurança sísmica da estrutura e, eventualmente, propor uma intervenção de reforço que incremente a resistência sísmica se fosse considerado necessário.

Previamente à definição do modelo numérico, foi realizada uma pesquisa acerca do funcionamento do Corpo de Bombeiros, para um contacto inicial com o que viria a ser o trabalho. Assim, como primeira abordagem, visitou-se o Museu do Regimento de Sapadores Bombeiros, que permitiu conhecer um pouco a história e a evolução dos Bombeiros, ao longo dos anos, assim como as técnicas e os instrumentos utilizados nas suas diversas atividades. Um dos dados históricos relevantes a salientar é o facto de o Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa ser a mais antiga corporação de Bombeiros em Portugal, tendo iniciado a sua atividade em 1935, com a designação de “Serviço de Incêndios”.

Ainda antes da modelação, efetuou-se uma pesquisa histórica sobre o que antecedeu o Quartel no local da sua edificação, permitindo situar a sua época construtiva. Tendo sido dada por concluída a sua construção em 1901, concluiu-se que o edifício estudado pertence ao período de construção dos “Gaioleiros”.

Verificaram-se padrões comuns a este tipo de construções que permitiram dar início à modelação da estrutura. A consequente análise das visitas feitas ao edifício e o contacto com os Bombeiros foram também uma grande ajuda no desenvolvimento do modelo.

A inexistência de uma memória descritiva da construção deste edifício levou a que fosse realizada uma análise da literatura sobre o tema, como forma de complemento da informação. Esta é uma das principais limitações da modelação, uma vez que as características dos elementos estruturais podem variar muito, dependendo da sua tipologia, dos materiais empregues, das técnicas construtivas e do estado de conservação. A calibração do modelo através de ensaios de caracterização dinâmica experimental *in situ* foi crucial, tendo sido, no entanto, difícil de executar perante as grandes dimensões do edifício, que conduziram a muitos modos fundamentais. Devido à assimetria desta estrutura, especialmente segundo Y, e à existência de um edifício na empena do Bloco S, foi mais difícil a aproximação das frequências nessa direção com as dos ensaios experimentais.

A observação direta do edifício permitiu concluir que, desde a sua construção, já foi objeto de várias alterações estruturais, suscitando dúvidas se tais intervenções tiveram em conta o seu comportamento ao sismo.

Tipicamente nos edifícios “Gaioleiros”, as paredes de alvenaria têm rigidez muito elevada no seu próprio plano, o que conduz a deformações reduzidas nesses planos. No entanto, a menor resistência para fora do plano das paredes reflete-se em maiores deformações nessa direção. A modelação do pavimento em madeira, através de elementos barra, foi outra particularidade da modelação deste tipo de edifícios, constituindo uma forma de simular a menor rigidez inerente a um pavimento de madeira. Esta falta de rigidez dos pavimentos permite distorção no plano horizontal e limita a transmissão das forças de inércia às paredes resistentes, ao contrário da modelação com piso rígido.

Uma das maiores fragilidades dos edifícios “Gaioleiros” são as ligações entre pavimentos e paredes de alvenaria, que dificilmente podem transmitir momentos, pelo que se tomou a opção de rotular os barrotes na ligação às alvenarias para a ação sísmica.

Neste trabalho, as verificações basearam-se em análises lineares por espectro de resposta, onde o comportamento não linear é considerado simplificado a partir do coeficiente de comportamento. Apesar de ser um modelo simplificado e, em certos pontos especulativo (como seja o caso da diminuição global de rigidez devido à fendilhação causada pelo sismo que foi traduzida na redução dos módulos de elasticidade em 25%), procurou-se aproximá-lo da realidade. Foi possível definir zonas de maior vulnerabilidade estrutural e, portanto, prioritárias no reforço, através da análise qualitativa dos resultados para o nível de segurança sísmico regulamentar do Eurocódigo 8 [3] e do Regulamento Americano FEMA 356/357 [4, 5] e para os limites de resistência das alvenarias considerados.

A verificação de segurança foi efetuada nos diversos elementos resistentes do edifício, tendo-se concluído que a estrutura, apesar de capacitada para as ações verticais, não suporta intensidades sísmicas tão elevadas como as da ação regulamentar. O estudo visou a análise de deformações no plano horizontal, a quantificação das tensões nas alvenarias e das forças nos elementos de ligação madeira-alvenaria.

Os resultados obtidos para as deformações relativas entre pisos excedem os limites impostos no Regulamento Americano FEMA 356/357 [4, 5]. Quantificou-se o nível de tensões nos elementos, constatando-se que são superiores às resistências admitidas. Em termos de ligação pavimento-alvenaria, obtiveram-se valores que excedem a resistência considerada e que traduzem a debilidade existente, o que condiciona a segurança e a funcionalidade do edifício.

As soluções de reforço propostas tiveram sempre em consideração o que é praticado em Portugal para edifícios de alvenaria, dando assim um cariz mais pragmático a este trabalho. Propôs-se a aplicação simultânea de um reforço ao nível dos pavimentos e outro ao nível das paredes de alvenaria, englobando, assim, a utilização de cantoneiras, a inserção de lâminas de betão e, de forma mais localizada, a injeção de caldas. Pretendeu-se, com isto, reduzir os deslocamentos e tensões através do aumento da rigidez da estrutura e aumentar a capacidade resistente dos elementos. Devido à grande fragilidade das ligações entre madeira e alvenaria, constatada pela elevada percentagem de elementos que excedem a força de arrancamento considerada, sugeriu-se ainda uma ligação adequada entre esses elementos.

Relativamente aos deslocamentos para fora dos planos das paredes, bastou a rigidificação dos pavimentos, pela utilização de cantoneiras, para ver cumprida a regulamentação [3, 4, 5]. No entanto, as tensões só sofreram maiores reduções com a aplicação das lâminas de betão armado nas paredes de alvenaria de pedra. Esta solução de reforço é muito intrusiva e de reduzida reversibilidade e, daí, ter sido muito ponderada antes de ser proposta neste trabalho. Observados ainda alguns pontos onde a resistência das alvenarias é ultrapassada, em especial a resistência ao corte, é sugerida a injeção de uma calda apropriada.

Saindo fora do âmbito desta tese, salienta-se a importância dos portões nos arcos principais na entrada e saída dos carros de Bombeiros. Sendo elementos altamente condicionantes para esse fim, sustenta-se a ideia de que devem estar capacitados para uma eventual ocorrência de sismos.

Merecem igualmente referência os elementos projetados para fora do volume global da construção, neste caso, a claraboia e a platibanda ornamental. Estes elementos devem estar eficazmente amarrados aos elementos estruturais, procurando-se, desta forma, evitar a perda de bens materiais e humanos devido à sua queda.

8.2 Desenvolvimentos Futuros

O estudo da resposta sísmica de um edifício de grande importância em situação de emergência é um assunto que merece ser mais desenvolvido e aprofundado. A presente tese visa, desta forma, contribuir para o estudo destes edifícios e ser um exemplo prático de como se processa a análise sísmica em casos semelhantes, apontando para a resolução de diversos problemas detetados. Procurou-se dar relevo às dificuldades acrescidas na verificação da segurança, em comparação com os edifícios de menor classe de importância, devido à maior aceleração sísmica regulamentar.

A impossibilidade de obter as propriedades mecânicas dos materiais usados nesta estrutura e respetivas resistências levou a um estudo paralelo de valores de referência na bibliografia. No entanto, seria interessante complementar esta dissertação com a realização de ensaios experimentais que permitissem aferir as características dos materiais. Embora sejam sempre algo destrutivos, permitem obter resultados quantitativos diretos. Além disso, sugere-se a inspeção interior aos tetos falsos que permita um modelo baseado em menos hipóteses.

Adicionalmente, poderia ser desenvolvida uma análise de sensibilidade que avaliasse a redução de rigidez associada à progressão da fendilhação.

Ao longo do trabalho foi-se tomando cada vez mais consciência sobre a vulnerabilidade sísmica elevada dos edifícios “Gaioleiros”. Desta forma, julga-se razoável uma inspeção profunda, com especial atenção aos edifícios construídos nesta época, e, em simultâneo, a aplicação de soluções de reforço simples e eficazes (desde que necessárias). Deve ser dada especial atenção aos efeitos dos sismos ocorridos no Arquipélago dos Açores, a 1 de Janeiro de 1980 (ilha da Terceira) e a 9 de Julho de 1998 (ilha do Faial), cujos danos implicaram uma reparação e um reforço exaustivos aos edifícios. Ao contrário do que aí ocorreu, em que um plano de reforço coletivo aos edifícios surge na sequência

desses acontecimentos, sugere-se, neste trabalho, que o mesmo seja implementado mas, desta vez, como medida de prevenção.

Já em 2001, foi apresentada uma proposta para diminuição do risco sísmico, sob direção conjunta da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) e do Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico (GECORPA) [55] e, em 2008, Candeias, P. J. [13] sugere também uma reflexão neste sentido.

Levanta-se ainda uma questão referente à avaliação sísmica de estruturas existentes: fará sentido aplicar o mesmo nível de ação sísmica que o exigido para as novas construções? Há que mencionar o caso da Norma Italiana OPCM 3274 [56], que permite uma adaptação da verificação da segurança a cada caso em particular, mais concretamente, uma redução do nível de proteção sísmica até 65% do estimado para as construções novas. Simultaneamente, o Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico (ICOMOS) defende que “os regulamentos preparados para o projecto de estruturas modernas são frequentemente aplicados de forma inapropriada a estruturas históricas” e “o cumprimento dos regulamentos sísmicos (...) pode conduzir a medidas drásticas e frequentemente desnecessárias, que não consideram o comportamento estrutural real” [57]. Seria desejável garantir para as estruturas existentes o mesmo nível de segurança que se exige nas construções novas. Contudo, a reabilitação depende de critérios importantes, tais como económicos, sociais, ambientais e técnicos. Seria de interesse apresentar outras soluções não tão intrusivas e irreversíveis, mediante outro nível de verificação de segurança, que não o usado nesta tese.

Antes de qualquer trabalho de reabilitação ser executado deve existir uma orçamentação aos custos que lhe estão associados e, concluir, a partir da relação custo-benefício, sobre a melhor solução a tomar. Seria, portanto, interessante fazer-se uma estimativa desses custos às soluções escolhidas. Não tendo sido conseguida uma orçamentação de forma atempada, sugere-se, neste contexto, que tal seja avaliado num posterior estudo a este edifício.

Finalmente, propõe-se a realização de uma análise não linear das ligações entre os dois edifícios, com especial atenção aos fenómenos de choque, ou até de uma análise não linear a um dos planos de parede, que permita uma comparação destes resultados com os já obtidos para este edifício. Decorrente dessas análises seria possível validar os resultados e concluir sobre a aceitabilidade da metodologia aqui utilizada.

9 Referências Bibliográficas

- [1] "Site do Diário Imobiliário," [Online]. Available: <http://www.diarioimobiliario.pt/>. [Acedido em 29-08-2013].
- [2] SAP2000®, Three Dimensional Static and Dynamic Finit Element Analysis and Design of Structures. CSI Computers & Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, Califórnia, EUA, 2010.
- [3] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, NP EN 1998-1:2009, CT115 (LNEC), Lisboa, 2009.
- [4] American Society of Civil Engineers, FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, vol. 1, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2000.
- [5] American Society of Civil Engineers, FEMA 357 - Global Topics on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2000.
- [6] Andrade, H.; Pinho, F.; Lúcio, V., Caracterização de Edifícios Antigos. Edifícios "Gaioleiros". Dissertação para Obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL, Lisboa, 2011.
- [7] "Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas," LNEC, [Online]. Available: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE>.
- [8] Appleton, J., Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros", Edições Orion, Amadora, 2005.
- [9] Appleton, J., "Tipificação do parque construído," em *Sismos e Edifícios*, Edições Orion, Amadora, 2008, pp. 389-438.
- [10] Appleton, J., Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção, 1ª ed., Edições Orion, Amadora, 2003.
- [11] Appleton, J., "Lisboa Ameaçada, Contribuição Para uma Política de Reabilitação da Cidade," *Jornal Público*, Março 1996.
- [12] Branco, M., Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício "Gaioleiro" - Métodos de Reforço, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

- [13] Candeias, P. J., Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios de Alvenaria - Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, 2008.
- [14] Marécos, J.; Castanheta, M., "Estudo do comportamento de estruturas sob a acção do sismo de 28 de Fevereiro de 1969," LNEC, Lisboa, 1970.
- [15] Oliveira, C. S., "Seismic Vulnerability of Historical Constructions," em *Bulletin of Earthquake Engineering*, Netherlands, Kluwer Academic Publishers, 2003, pp. 37-82.
- [16] Modena, C., "Criteri e Tecniche per l'Intervento di Miglioramento Sismico di Edifici Storici," [Online]. Available: [http://cesia.ing.unibs.it/schede/24_11_07/Modena\[1\].pdf](http://cesia.ing.unibs.it/schede/24_11_07/Modena[1].pdf). [Acedido em 14-08-2013].
- [17] Silva, J., Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios Escolares - Análise de um Caso de Estudo com Estrutura em Alvenaria. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- [18] Calderini, C.; Cattari, S.; Lagomarsino, S., In-plane strength of unreinforced masonry piers, vol. 38, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2009, pp. 243-267.
- [19] Vieira da Silva, A., Dispersos, vol. I, Biblioteca de Estudos Olisiponenses, Lisboa, 1954, pp. 414-455.
- [20] Alves, M. P.; Infante, S., Lisboa - Freguesia de Santos-o-Velho, Guias Contexto.
- [21] Farinha, B.; Correia dos Reis, A., Tabelas Técnicas, Edições Técnicas E. T. L., Lisboa, 1998.
- [22] Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC, 2008.
- [23] Cardoso, M. R., Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria - Aplicação a um Edifício Pombalino - Dissertação para Obtenção de Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- [24] Silva, V.C.; Soares, I., Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios "Gaioleiros" de Lisboa e Medidas Possíveis Para a Reduzir, inserido no 3º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 1997.
- [25] Azevedo, J.; Lopes, M. S., "Assessment of the Seismic Performance of a Traditional Masonry Building in Lisbon - Relatório CMEST AI 2/95," Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1995.
- [26] Eurocódigo 1: Acções em Estruturas - Parte 1-1:Acções gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1:2009, CEN, Bruxelas, 2009.

- [27] Bento, R., "Análise sísmica de estruturas," em *Sismos e Edifícios*, 1ª ed., Edições Orion, Amadora, 2008, pp. 269-340.
- [28] Pereira, O., "Introdução ao Método dos Elementos Finitos na Análise de Problemas Planos de Elasticidade - Análise de Estruturas II," Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.
- [29] "Wikipédia - Método dos elementos finitos," [Online]. Available: http://pt.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_dos_elementos_finitos. [Acedido em 20-09-2013].
- [30] Azevedo, A., Método dos Elementos Finitos, FEUP, 2003.
- [31] Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1, CEN, 2010.
- [32] Monteiro, M.; Bento, R., "Seismic Assessment of a "Placa" Building - Relatório ICIST DTC nº 20/2012, inserido no Projecto FCT PTDC/ECM/100872/08 - Vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria," Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
- [33] AutoCAD® 2011, Autodesk, Inc.
- [34] Simões, A.; Bento, R., Comportamento Sísmico de um Quarteirão Pombalino - Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.
- [35] Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas, NP EN1990:2009, CEN, Bruxelas, 2009.
- [36] Proença, J. M., "Análise experimental do comportamento sísmico das estruturas," em *Sismos e Edifícios*, Lisboa, Edições Orion, 2008, pp. 341-363.
- [37] TSoft, Computers & Geosciences - <http://www.astro.oma.be/SEISMO/TSOFT/tsoft.html> - A software package for analysis of Time Series and Earth Tides, 24-05-2005.
- [38] Lopes, M., "Concepção de estruturas," em *Sismos e Edifícios*, Edições Orion, Amadora, 2008, pp. 189-268.
- [39] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Anexo Nacional, NP EN 1998-1:2009, CT 115 (LNEC), Lisboa, 2009.
- [40] Carta Geológica do Concelho de Lisboa, Sistema Nacional de Informação Geocientífica.
- [41] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN (ENV 1998-3), 2005.

- [42] Frazão, M. T.; Bento, R., Avaliação e reforço sísmico de um edifício Gaioleiro tipo - Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2013.
- [43] Córias, V., Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos: Alvenaria e Madeira - Técnicas Pouco Intrusivas, 2ª ed., Argumentum, GECORPA, Lisboa, Maio 2007.
- [44] Neves, S.; Bento, R.; Lopes, M., Análise Sísmica de um Edifício da Baixa Pombalina - Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [45] Oliveira, M., Avaliação Sísmica de um Quarteirão Pombalino - Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.
- [46] Santos, S. P., "A Reabilitação Sísmica do Património Construído," em *Sísmica 2004: 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Universidade do Minho, Guimarães, 2004, pp. 956-966.
- [47] Aguiar, J.; Cabrita, A. M.; Appleton, J., Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais, vol. 2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1997.
- [48] Barros, R., Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria com Elementos Metálicos, Universidade Fernando Pessoa, Porto, 2005.
- [49] Roque, J.; Lourenço, P., Técnicas de Intervenção Estrutural em Paredes de Alvenaria Antiga, Universidade do Minho, Guimarães, 2003.
- [50] Vintzileou, E.; Miltiadou-Fezans, A., "Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary of hydraulic lime-based grouts," em *Engineering Structures*, vol. 30, 2008, pp. 2265-2276.
- [51] Mateus, L. P., "Consolidação de Suportes Estruturais de Construções Antigas por Injecção de Caldas - Curso Avançado em Reabilitação de Edifícios e Estruturas Especiais," 2013.
- [52] "Técnicas de Reabilitação de Alvenarias (versão preliminar)," [Online]. Available: http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/1162_T%C3%A9cnicasreabilitacao_alvenarias.pdf. [Acedido em 31-07-2013].
- [53] Silva, B., Diagnosis and strengthening of historical masonry structures: numerical and experimental analyses - PhD Program in "Structural Rehabilitation of Historical and Modern Buildings", University of Brescia, Italy, 2012.
- [54] Luso, E., Análise experimental de caldas à base de cal para injecção de alvenaria antiga - Tese

de Doutoramento, Universidade do Minho, Portugal, 2012.

- [55] "Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado," SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001.
- [56] OPCM n. 3274 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica. Suppl. ord. n. 72 alla G.U. n. 105 del 8/5/2003, Itália, 2003.
- [57] ICOMOS - Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitetónico. "Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro do Património Arquitetónico", 2003.
- [58] Meireles, H.; Bento, R.; Kappos, A., Seismic Vulnerability of Pombalino Buildings - Thesis specifically prepared to obtain the PhD Degree in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
- [59] Ferreira, V.; Farinha, B., Tabelas Técnicas, 4ª ed., Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1974.
- [60] Corradi, M., "Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing," em *Construction and Building Materials*, vol. 22, 2008, pp. 463-472.
- [61] Simões, A.; Bento, R.; Cattari, S.; Lagomarsino, S., Seismic Pushover Analysis of 'Gaioleiro' Buildings in Lisbon. Conferência Internacional de Engenharia Sísmica (SE-50EEE), Skopje, Macedónia, 2013, p. 106.
- [62] Costa, M. G.; Oliveira, C. S., Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos Implantados em Quarteirão - 1º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 1989.

Anexo A. Elementos do Projeto do Edifício Atual



Figura A. 1 – Desenho da Fachada Principal

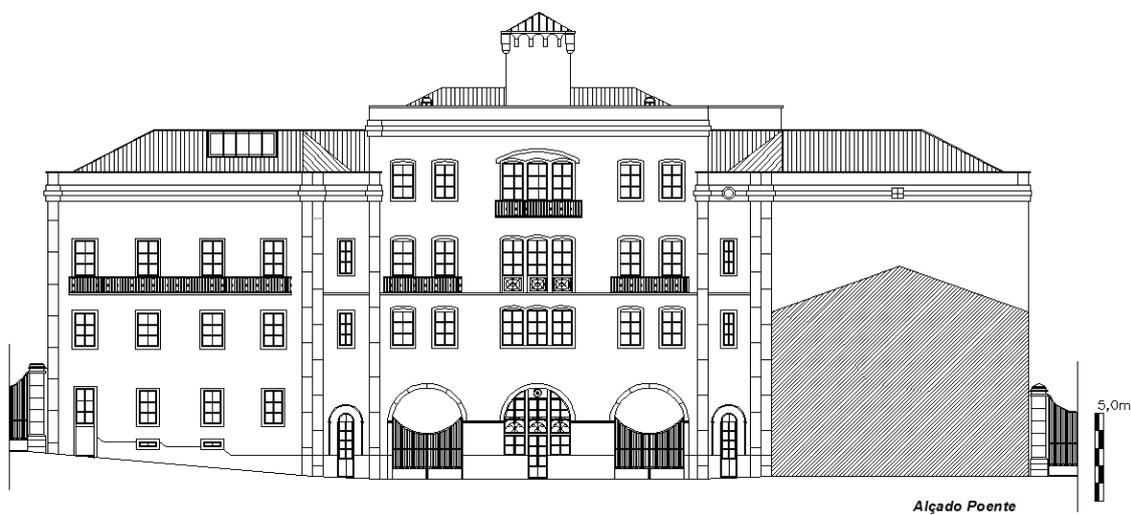


Figura A. 2 – Desenho da Fachada Secundária

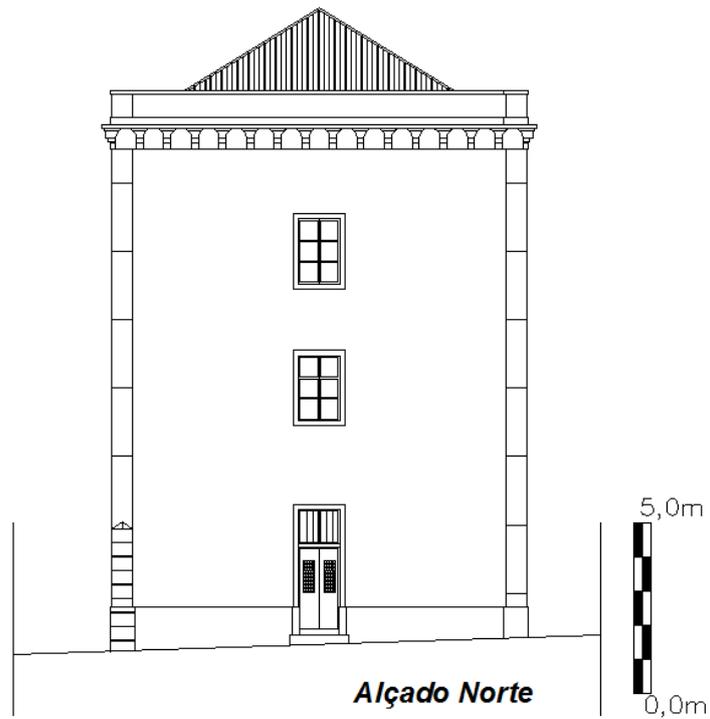


Figura A. 3 – Desenho da Empena do Lado Norte

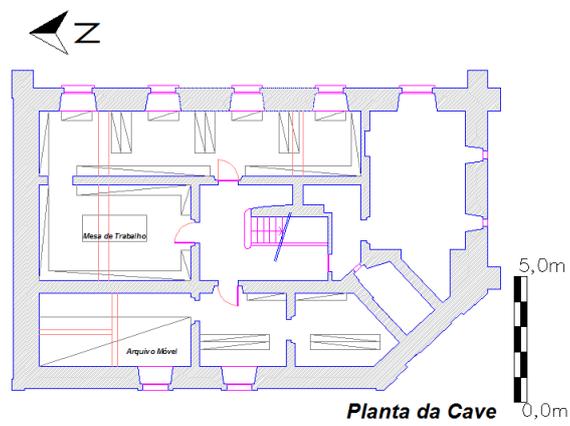


Figura A. 4 – Planta da Cave

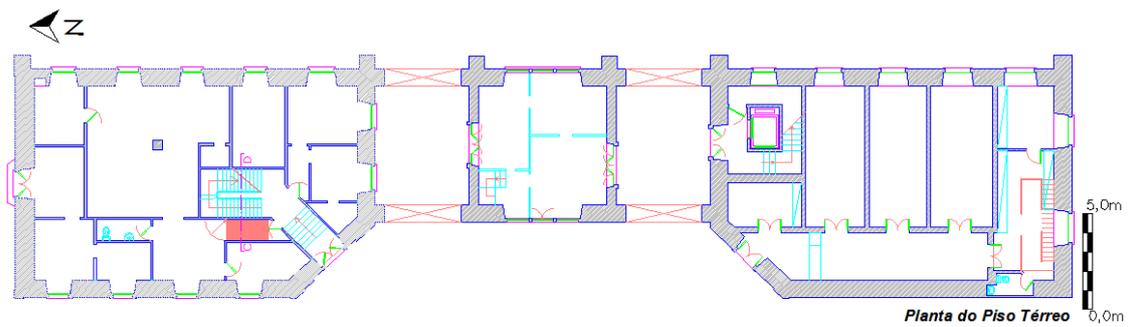


Figura A. 5 – Planta do Piso Térreo

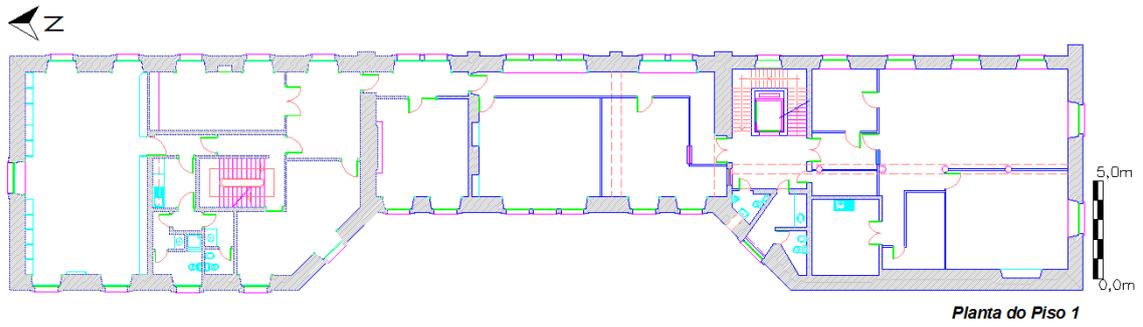


Figura A. 6 – Planta do Piso 1

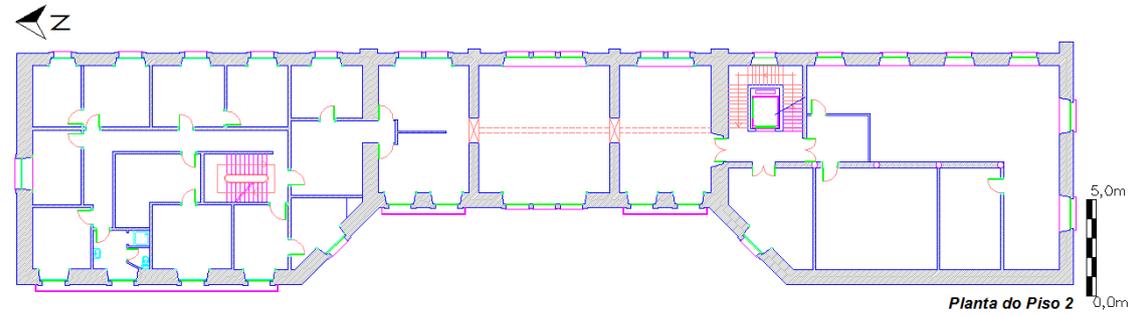


Figura A. 7 – Planta do Piso 2

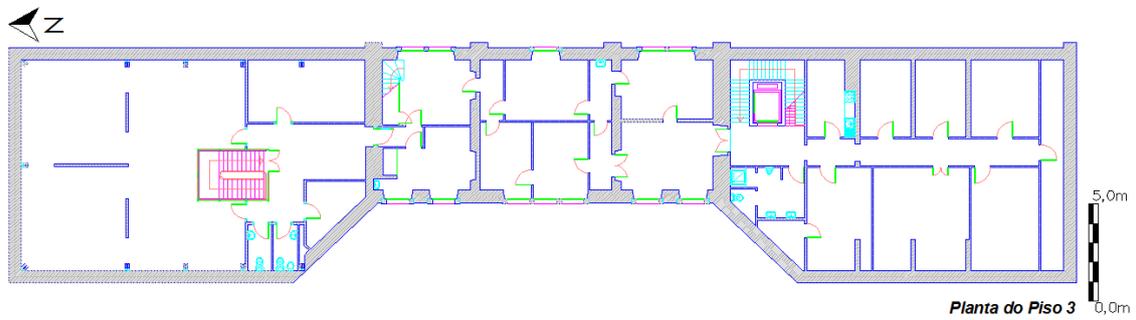


Figura A. 8 – Planta do Piso 3

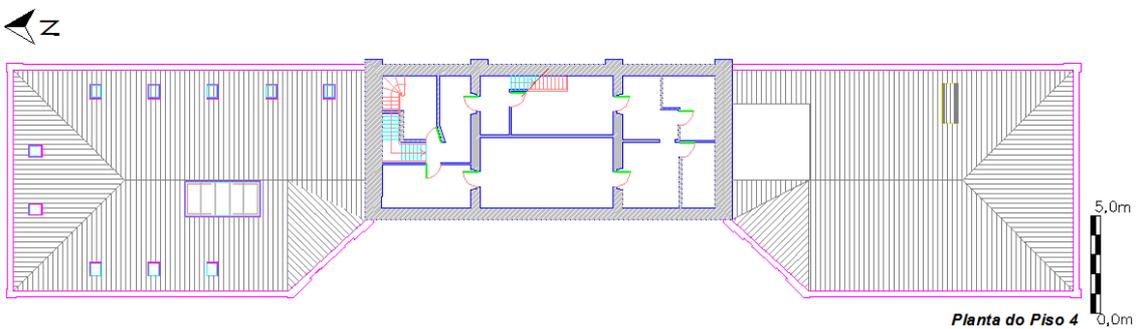


Figura A. 9 – Planta do Piso 4

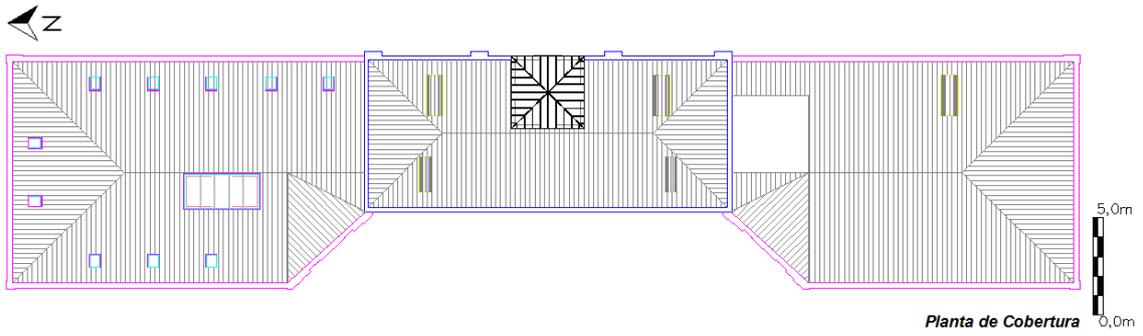


Figura A. 10 – Planta de Cobertura

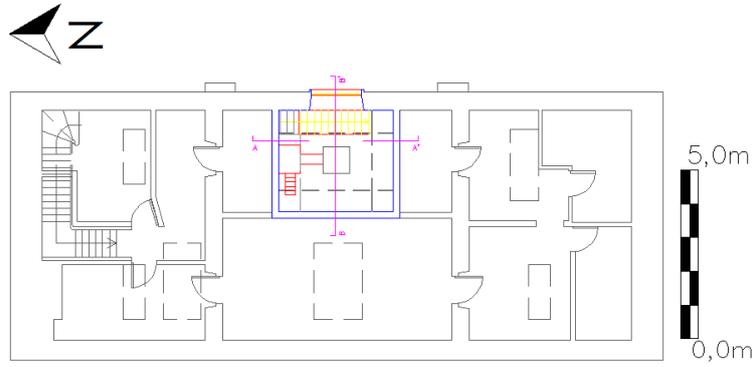


Figura A. 11 – Planta da Claraboia



Figura A. 12 – Corte C-D

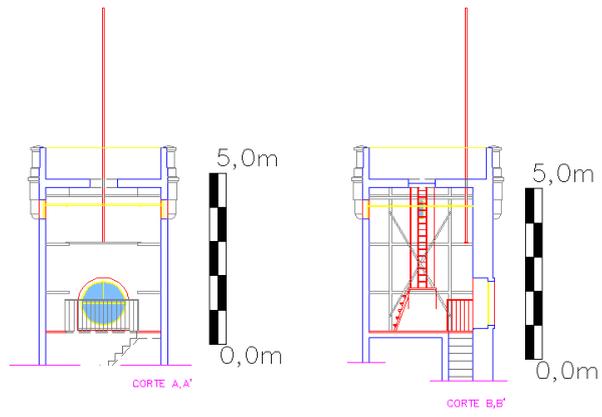


Figura A. 13 – Cortes A-A' e B-B'

Anexo B. Propriedades dos Materiais

Tabela B. 1 – Características mecânicas das alvenarias de pedra de acordo com diversos autores

Material	E [GPa]	Y [kN/m ³]	Resistências			Fonte
			f _c [MPa]	f _t [MPa]	τ [MPa]	
Alvenaria de Pedra Irregular	0,69 - 1,05	19,0	1,0 - 1,8	0,03 - 0,048	0,02 - 0,032	NTC 2008 – Appendici [22]
Blocos quadrados de alvenaria de pedra	2,4 - 3,2	22,0	6,0 - 8,0	0,135 - 0,18	0,09 - 0,12	NTC 2008 – Appendici [22]
Alvenaria de Pedra - Edifício "Pombalino"	1,23	20,0	2,5	0,065	0,04	Meireles, H. [58]
Alvenaria de Pedra - Edifício "Gaioleiro"	0,7 - 1,0	-	0,8 - 1,5	-	-	Silva, V. C.; Soares, I. [24]
Alvenaria de Pedra Irregular	2,5	19,0	0,6 - 1,4	0,05 - 0,07	-	Tabelas Técnicas [59]
Painel de alvenaria de pedra de folha dupla	0,567	-	0,204	-	-	Corradi, M. [60]
	0,988		0,195			
	1,965		0,177			
	1,913		0,185			

Tabela B. 2 – Características mecânicas das alvenarias de tijolo de acordo com diversos autores

Material	E [GPa]	Y [kN/m ³]	Resistências			Fonte
			f _c [MPa]	f _t [MPa]	τ [MPa]	
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa de cal	1,2-1,8	18	2,4 - 4,0	0,09 - 0,138	0,06 - 0,092	NTC 2008 – Appendici [22]
Alvenaria de blocos de cimento ou argila expandida (percentagem de furos entre 45% e 65%)	1,2 - 1,6	12	1,5 - 2,0	0,143 - 0,188	0,095 - 0,125	NTC 2008 – Appendici [22]
Alvenaria de Tijolo Maciço - Edifício "Pombalino"	1,5	18	3,2	0,11	0,0733	Meireles, H. [58]
Alvenaria de Tijolo Maciço - Edifício "Gaioleiro"	1,5	18	3,2	0,114	0,076	Simões, A., 2013 [61]
Alvenaria de Tijolo Furado - Edifício "Gaioleiro"	1,2	12	2,4	0,09	0,06	Simões, A., 2013 [61]
Alvenaria de Tijolo Maciço	5,0	15,68	-	-	-	Tabelas Técnicas [59]

Tabela B. 3 – Características mecânicas da madeira de acordo com diversos autores

Material	E [GPa]	γ [kN/m ³]	Fonte
Pinho	10,0	5,9	Tabelas Técnicas [59]
"Gaioleiro" na zona da Alameda - Pinho	10,0	5,9	Costa, M. G.; Oliveira, C. S. [62]
Pinho	8,0 - 12,0	-	Cardoso, M. R. [23]

Anexo C. Processamento dos Registos

Os registos obtidos do equipamento digital utilizado nos ensaios de caracterização dinâmica correspondem a valores discretos de dados no tempo. A identificação das frequências dos modos de vibração foi conseguida através do método da Transforma Rápida de Fourier (FFT- *Fast Fourier Transform*), seguidamente detalhado.

A Transformada Rápida de Fourier consiste num algoritmo para determinação da Transformada Discreta de Fourier (DFT – *Discrete Fourier Transform*) e a sua inversa. Este algoritmo reduz o número de multiplicações de N^2 para $N \cdot \log_2 N$, sendo N a dimensão do registo.

Escolheu-se o programa *TSoft* [37] para leitura e tratamento dos resultados. Nesse programa adotaram-se 4096 pontos do registo de acelerações iniciais para se obter o espectro de potência. Este número deve-se ao facto de a FFT exigir amostras cuja dimensão seja a potência inteira de 2. Assim, 4096 corresponde a 2^{12} e é o número máximo suportado pelo programa.

Os sinais de aceleração estão separados por intervalos de tempo de 0,004 s, pelo que a duração total usada no cálculo do algoritmo é de 16,4 s.

Utilizou-se o programa *Microsoft Excel* para tratamento dos dados e cálculo do espectro de densidade de potência para a mesma duração de sinal (16,4 s).

Para o traçado do gráfico da aceleração em função das frequências e posterior determinação das frequências fundamentais de vibração, houve que aplicar a FFT a 4096 pontos (com valores de acelerações o mais constante possível para limitar a ocorrência de vibrações forçadas) e converter os intervalos de tempo em intervalos de frequências.

A partir do espectro de Fourier, foi possível a identificação das frequências próprias através dos picos para as frequências mais baixas, ou seja, entre 1 e 10 Hz. Para cada passo da função do espectro de Fourier definiram-se intervalos de frequência de acordo com a Equação C.1.

$$f_f = \frac{n}{4096 * 0,004} \quad \text{(Equação C. 1)}$$

Onde:

n corresponde a cada passo.

A realização de vários ensaios permitiu uma melhor aproximação dos valores das frequências fundamentais, já que foi feita uma sobreposição de gráficos obtidos para cada direção e daí identificados os máximos coincidentes das várias funções. Nos gráficos C.1 a C.4 estão identificadas as frequências próprias encontradas a partir dos pontos de medição 1 e 3, para ambas as direções principais.

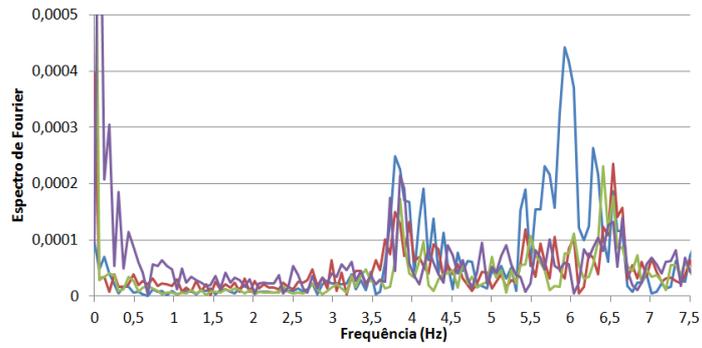


Gráfico C. 1 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 1)

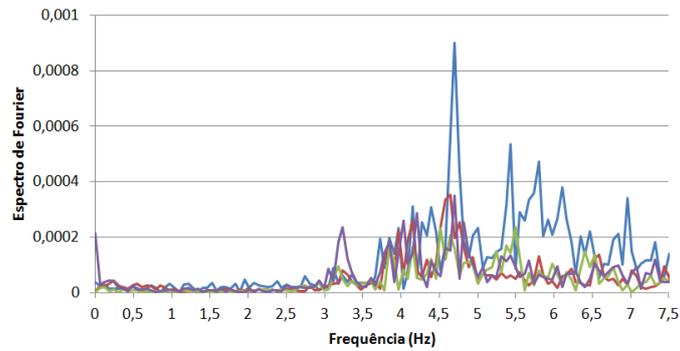


Gráfico C. 2 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 1)

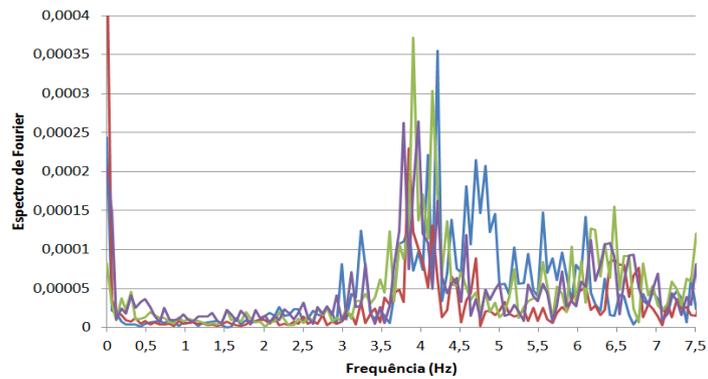


Gráfico C. 3 – Sobreposição das frequências na direção X (ponto de medição 3)

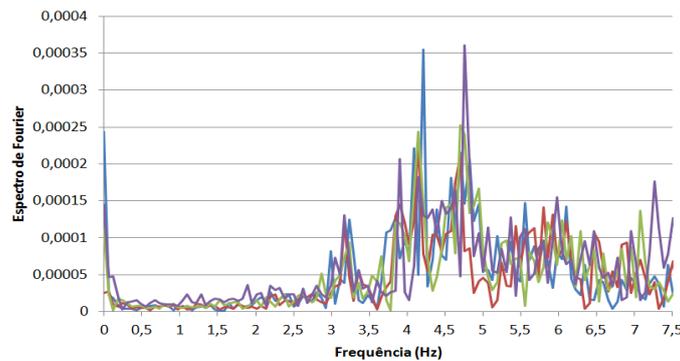


Gráfico C. 4 – Sobreposição das frequências na direção Y (ponto de medição 3)

Anexo D. Tensões nos Elementos Estruturais no Modelo com Diafragmas Rígidos

Paredes de Alvenaria de Pedra

Direção X

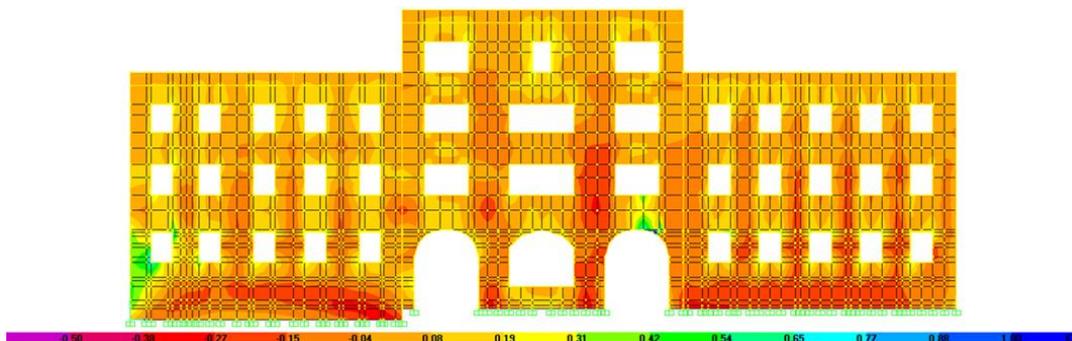


Figura D. 1 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos

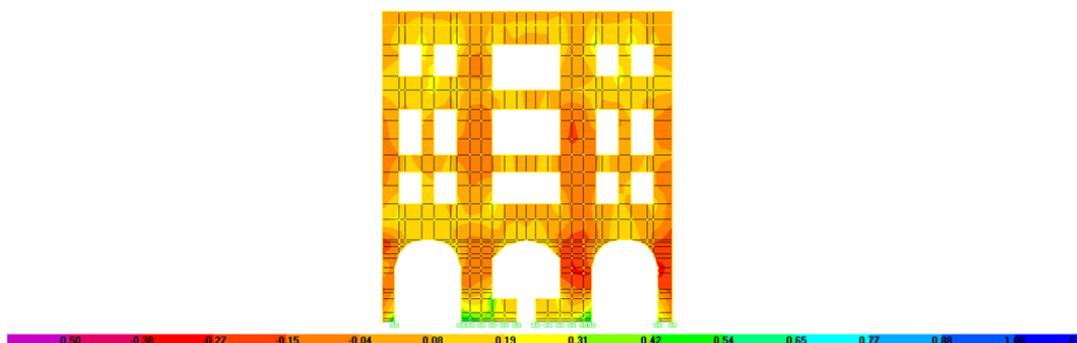


Figura D. 2 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos



Figura D. 3 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos

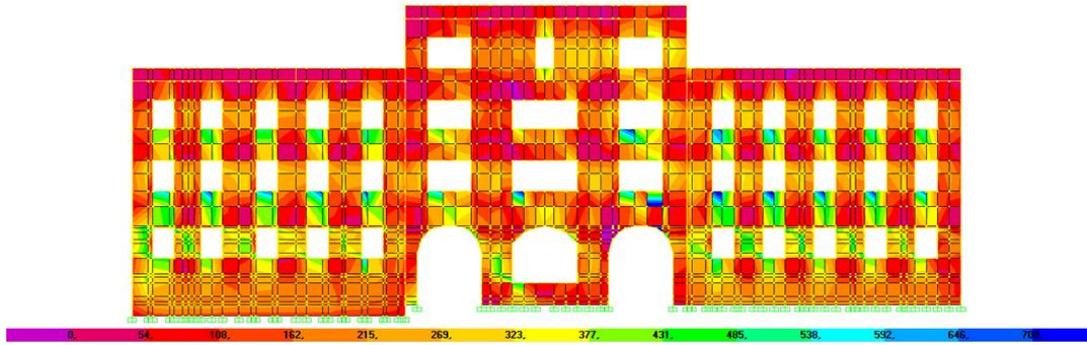


Figura D. 4 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada principal (plano I) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos

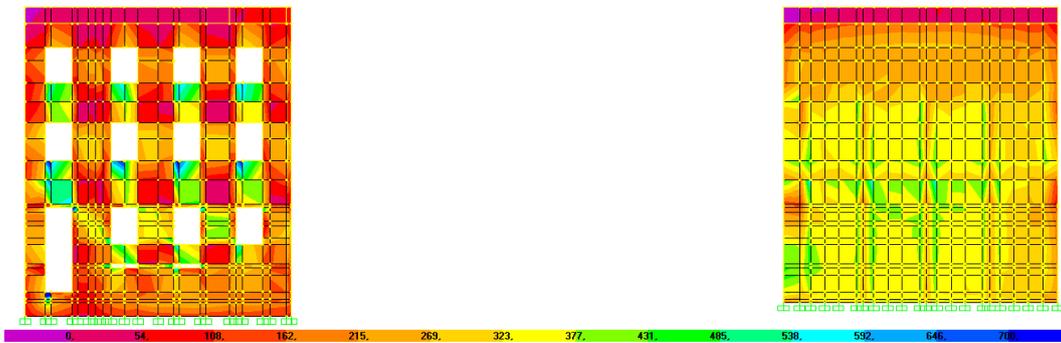


Figura D. 5 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária (plano K) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos

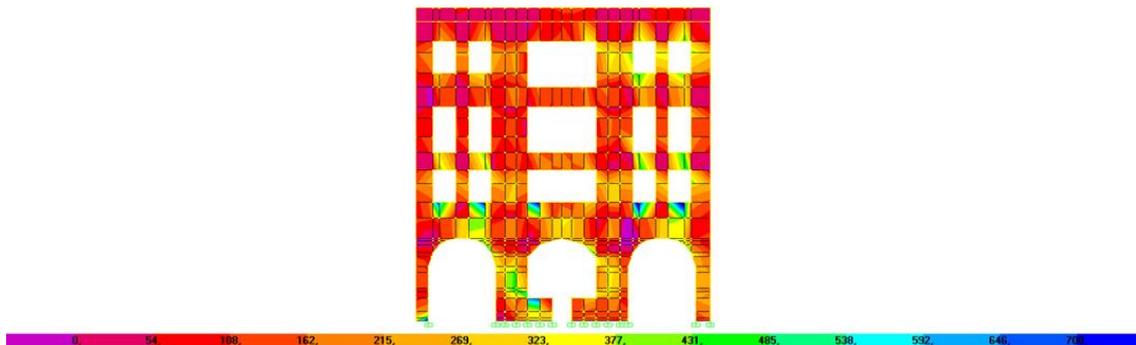


Figura D. 6 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias da fachada secundária (plano J) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos

Direção Y

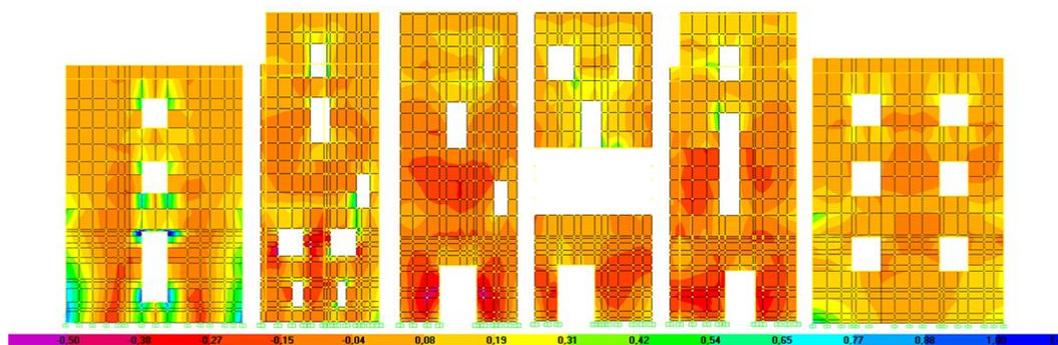


Figura D. 7 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos

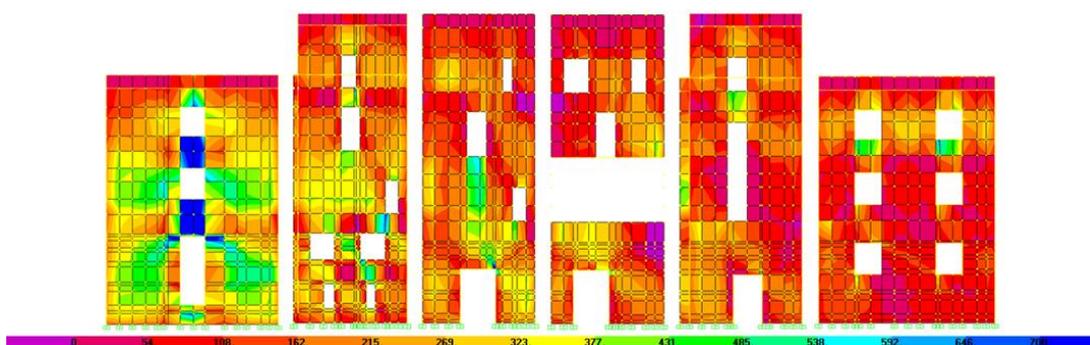


Figura D. 8 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias dos planos verticais A, B, C, D, E e F (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos

Paredes de Alvenaria de Tijolo

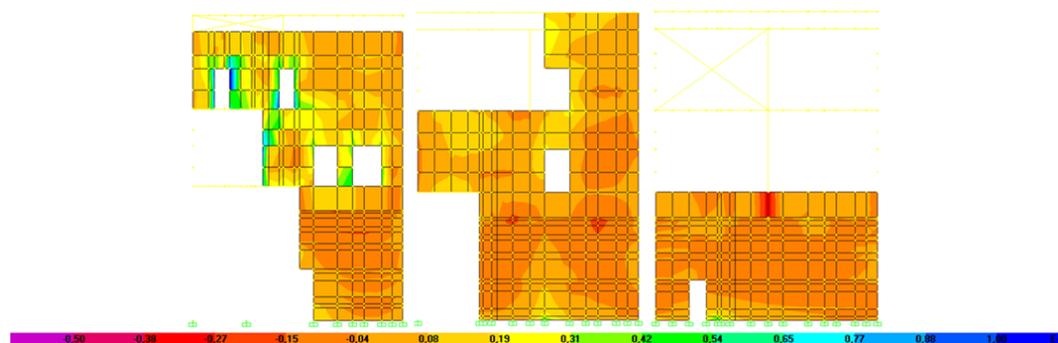


Figura D. 9 – Diagrama de tensões verticais para as alvenarias dos planos verticais a, b e c (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (tração máxima – kPa) no modelo com diafragmas rígidos

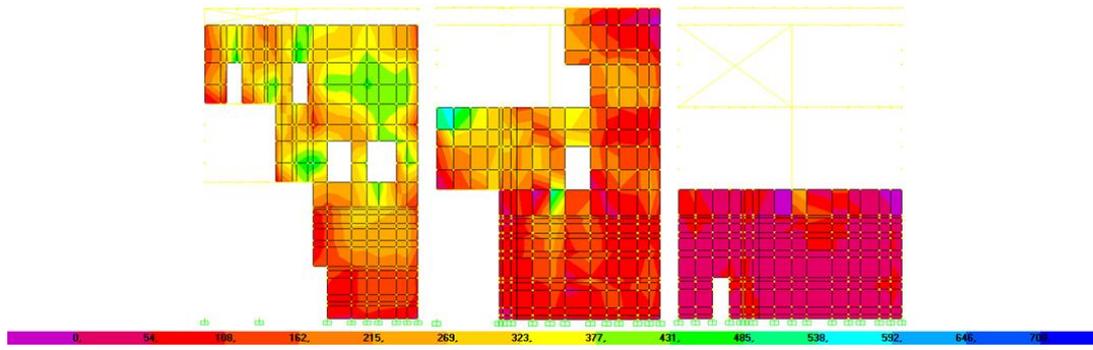


Figura D. 10 – Diagrama de tensões de corte para as alvenarias interiores dos planos verticais *a*, *b* e *c* (da esquerda para a direita nessa ordem) devido à Combinação Sísmica (kPa) no modelo com diafragmas rígidos

Anexo E. Deslocamentos para Reforço com Cantoneiras 2L100x100x10 e Lâminas de Betão Armado

Neste anexo apresentam-se os deslocamentos horizontais no modelo com o reforço através de cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado.

Nos gráficos E.1 e E.2 mostra-se a evolução em altura dos deslocamentos horizontais nas paredes de alvenaria de pedra.

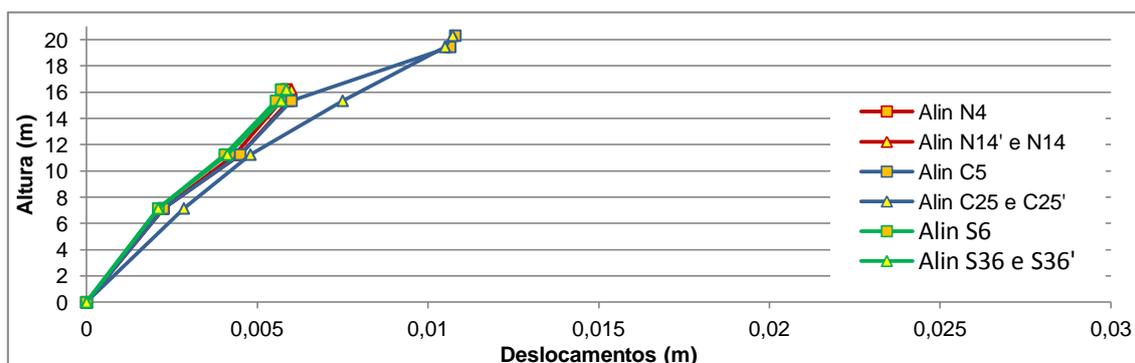


Gráfico E. 1 – Deslocamentos na direção X no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10 e lâminas

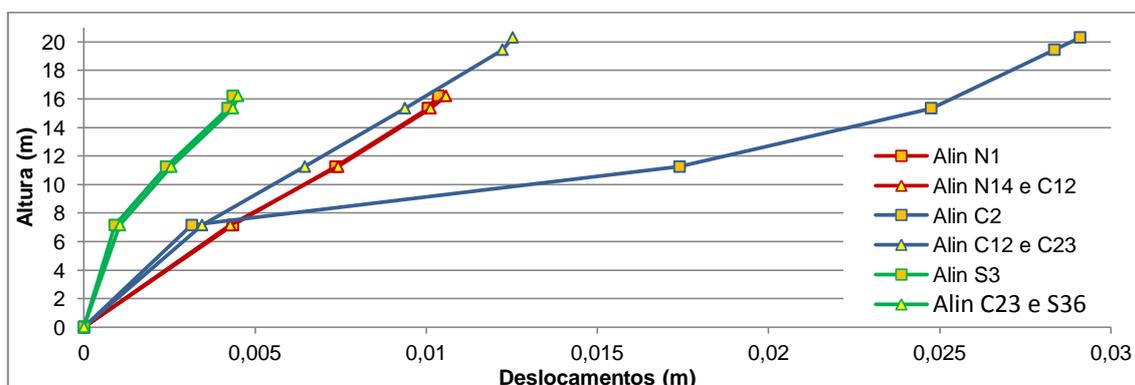


Gráfico E. 2 – Deslocamentos na direção Y no modelo com recurso a diagonais 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Nota-se uma redução considerável dos deslocamentos em todos os alinhamentos. O Bloco C continua a ser aquele que tem maiores deslocamentos e o Bloco S o que tem menores.

Em geral, os deslocamentos nas extremidades e os deslocamentos no “meio” das paredes são semelhantes. No entanto, verifica-se que no Bloco C há uma diferença muito maior entre esses deslocamentos, especialmente na direção Y. Isto pode-se justificar pela introdução de lâminas de betão armado só no Piso Térreo para os planos C e D. Assim, será de prever que os deslocamentos a “meio” da fachada do plano J reduzam muito menos que os das extremidades (relativamente aos deslocamentos verificados para as cotas superiores ao Piso Térreo).

Na direção X, a não introdução de quaisquer lâminas de betão armado na zona da arcada reflete-se em deslocamentos maiores nas extremidades do plano C, em comparação com os deslocamentos verificados a “meio” desse plano de parede.

Tabela E. 1 – Deslocamentos relativos entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Piso	Deslocamentos relativos entre pisos [m]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,0044	0,0032	0,0009	0,0023	0,0023	0,0021
1° - 2°	0,0030	0,0143	0,0015	0,0021	0,0023	0,0020
2° - 3°	0,0027	0,0074	0,0018	0,0014	0,0015	0,0015
3° - 4°	0,0003	0,0036	0,0002	0,0001	0,0047	0,0002
4° - 5°	-	0,0008	-	-	0,0002	-

Tabela E. 2 – Ângulos de distorção entre pisos nos alinhamentos de referência no modelo com recurso a cantoneiras 2L100x100x10 e lâminas de betão armado

Piso	Ângulos de distorção entre pisos [%]					
	Alin N_{1y}	Alin C_{2y}	Alin S_{3y}	Alin N_{4x}	Alin C_{5x}	Alin S_{6x}
R/C - 1°	0,06	0,05	0,01	0,03	0,03	0,03
1° - 2°	0,07	0,35	0,04	0,05	0,05	0,05
2° - 3°	0,07	0,18	0,04	0,03	0,04	0,04
3° - 4°	0,03	0,09	0,02	0,02	0,11	0,02
4° - 5°	-	0,09	-	-	0,02	-

Na Tabela E. 1 e na Tabela E. 2, nota-se uma semelhança de valores na direção X, ao nível das cotas dos pavimentos, o que já seria de esperar com o aumento de rigidez do edifício. Apesar de menor proximidade entre valores na direção Y, denota-se uma semelhança maior que em relação à situação reforçada só ao nível dos pavimentos.

Conclui-se que, apesar dos deslocamentos reduzirem em ambas as direções, há uma redução maior para o Bloco C, na direção Y, o que se explica pelo facto de os planos de parede segundo essa direção, no mesmo Bloco, serem menos rígidos e, portanto, absorverem menos esforços.