



Análise Dinâmica Experimental de Edifícios de Alvenaria e Avaliação Sísmica de um edifício tipo

Definição de Base de Dados

Ricardo Daniel Correia Duarte Catulo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

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

Prof^a Doutora Ana Paula Martins Falcão Flor

Júri

Presidente: Prof. Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

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

Vogal: Prof. Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira

Novembro de 2015

Resumo

Com uma grande predominância na cidade de Lisboa, os edifícios de alvenaria apresentam características estruturais variadas, marcadas pela época em que foram construídos.

Nesta dissertação caracterizam-se os edifícios antigos de alvenaria através da formulação de correlações empíricas entre o período fundamental de vibração e as suas características geométricas e estruturais. Para estabelecer estas correlações, coligiu-se toda a informação disponível numa base de dados elaborada com recurso à modelação em Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e em *City Information Modelling* (CIM) e complementou-se com a informação de três edifícios Pombalinos caracterizados experimentalmente no âmbito deste trabalho e individualmente modelados em ambiente *Building Information Modelling* (BIM).

Posteriormente, para um edifício de alvenaria tipo da cidade de Lisboa, um edifício Pombalino, foi feita a caracterização dinâmica do edifício original e do edifício reforçado, e realizado ainda um estudo ao desempenho sísmico de através de uma análise estática não-linear segundo o método proposto pela parte 3 do Eurocódigo 8. Na realidade, uma vez que o edifício analisado não cumpriu os requisitos de segurança impostos pelos regulamentos, propôs-se uma solução de reforço que respeita o funcionamento estrutural original do edifício e que consiste em tornar os pisos rígidos no plano e introduzir paredes na zona da caixa de escadas. Consideraram-se paredes de betão armado, alterando assim o conceito original da construção do edifício Pombalino, mas permitindo conduzir a conclusões relativamente ao efeito de introduzir elementos resistentes verticais na zona da caixa de escada. Apesar do desempenho sísmico do edifício reforçado apresentar melhorias significativas e de se ter verificado uma clara redução de danos o incumprimento dos requisitos manteve-se. Contudo, neste estudo adoptou-se um valor para a intensidade da acção sísmica igual ao que se utilizaria para o dimensionamento de estruturas novas apesar de se saber que o Anexo Nacional da parte 3 do Eurocódigo 8 irá permitir a redução da intensidade da acção sísmica (75 a 90%), o que resultaria num desempenho sísmico satisfatório para a solução de reforço proposta.

Palavras-chave: Edifícios Antigos de Alvenaria, Sistemas de Informação Geográfica (SIG), *City Information Modelling* (CIM), Correlações Empíricas, Análise Estática Não-Linear

Abstract

Having a great predominance in the city of Lisbon, the masonry buildings present a variety of structural characteristics, marked by the time when they were built.

In this essay, a characterization of old masonry buildings is made by formulating empirical correlations between the fundamental period of vibration and its geometric and structural characteristics. In order to establish these correlations, all available information was compiled on an elaborate database, recurring to modelling in Geographic Information Systems (GISs) and City Information Modelling (CIM). As complement, information regarding three *Pombalino* buildings was added. These buildings were characterized at an experimental level in order to perform this work, having been individually modelled in a Building Information Modelling (BIM) environment.

Later, a dynamic characterization of the original building and of the reinforced building was made for a standard masonry building of the city of Lisbon; a *Pombalino* building. In addition, a further study was performed regarding the seismic performance through a nonlinear static analysis, according to the proposed method in Eurocode 8 Part 3. In fact, once the analysed building has not fulfilled the safety requirements settled by the regulations, a strengthening solution was proposed. This solution keeps the original structural functioning of the building and relies in increasing the in-plane stiffness of the floors and in introducing walls in the stairwall area. It is adopted reinforced concrete walls, despite being aware that this way the original concept of the *Pombalino* building is changed; nevertheless, with this solution leads to conclusions regarding the inclusion of vertical resistant elements in the stairwall area. Although the seismic performance of this solution presented significant improvements and a clear damage reduction has been checked, the requirements remained unfulfilled. In this study, however, a value to measure the intensity of the seismic action was adopted, equal to the one which would be used for new structures dimensioning, although it is known that the National Annex of the Eurocode 8 Part 3 will allow the intensity reduction of the seismic action (75% - 90%). This would result in a satisfactory seismic performance to the proposed strengthening solution.

Key words: Old Masonry Buildings, Geographic Information System (GIS), City Information Modelling (CIM), Empirical Correlations, Nonlinear Static Analysis

Agradecimentos

Aos meus orientadores, Professora Rita Nogueira Leite Pereira Bento e Professora Ana Paula Martins Falcão Flor pela disponibilidade e por todo o auxílio prestado.

À Jelena Milosevic e Ana Simões pela ajuda na realização dos ensaios de caracterização dinâmica e na modelação do caso de estudo no programa *Tremuri*.

À Sónia Ildfonso pela disponibilidade e pelo conhecimento transmitido sobre os programas *ArchiCad* e *CityEngine*.

Aos meus amigos e colegas de curso pela ajuda ao longo dos anos.

À minha família, que esteve presente em todos os momentos.

Índice

1. Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objectivos	1
1.3 Estrutura do Trabalho	2
2. Tipologias construtivas de alvenaria em Lisboa	3
2.1 Introdução.....	3
2.2 Pré-Pombalinos	3
2.3 Pombalinos	4
2.4 Gaioleiros	8
2.5 Mistos de alvenaria-betão - Placa	10
3. Modelação em SIG e CIM	13
3.1 Introdução.....	13
3.2 Organização dos dados.....	13
3.2.1 SIG.....	13
3.2.2 CIM	13
3.3 Metodologia	14
3.3.1 Modelação geográfica em SIG	14
3.3.2 Modelação em CIM	15
3.4 Caso de estudo	16
3.4.1 Organização dos dados em SIG	17
3.4.2 Organização dos dados em CIM.....	21
4. Caracterização Dinâmica Experimental	23
4.1 Introdução.....	23
4.2 Análise Dinâmica Experimental.....	23
4.2.1 Identificação Modal Estocástica	25
4.2.2 Aquisição de sinais	27
4.3 Ensaios de caracterização dinâmica.....	30
4.3.1 Recolha dos dados <i>in situ</i>	30
4.3.2 Dados obtidos <i>in situ</i>	31
4.3.3 Análise dos resultados	40
4.4 Correlações Empíricas	41
4.4.1 Fórmulas existentes	41
4.4.2 Processamento dos resultados obtidos	44
4.4.3 Análise dos resultados	52
5. Caracterização e Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de um edifício Pombalino	55
5.1 Introdução.....	55

5.2 Verificação da segurança segundo o EC8.....	55
5.2.1 Estruturas existentes.....	55
5.2.2 Análise Estática Não Linear.....	56
5.3 Caso de Estudo - Edifício Pombalino.....	61
5.3.1 Características do edifício.....	62
5.3.2 Modelo de numérico.....	66
5.3.3 Definição da acção sísmica.....	67
5.3.4 Análise sísmica ao edifício original.....	69
5.3.5 Análise sísmica ao edifício reforçado.....	72
5.3.6 Análise comparativa dos resultados.....	77
6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	83
6.1 Conclusões.....	83
6.2 Desenvolvimentos Futuros.....	84
Referências.....	85
Anexo A – Apresentação gráfica da base de dados.....	91
Anexo B – Medições de vibrações ambientais efectuadas no Edifício 1.....	95
Anexo C – Medições de vibrações ambientais efectuadas no Edifício 2.....	101
Anexo D – Medições de vibrações ambientais efectuadas no ponto 2 do Edifício 3.....	103

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Edifício pré-Pombalino com ressalto (Bento,2015).....	3
Figura 2.2 - Edifício pré-Pombalino com uma fachada de bico (Santos, 2013).....	4
Figura 2.3 - Variação da espessura das paredes exteriores em altura (Appleton, 2003)	5
Figura 2.4 - Exemplo da configuração de uma parede de frontal. (Catalão, 2008)	5
Figura 2.5 - Exemplo de uma parede de tabique	6
Figura 2.6 - Pormenores construtivos de um edifício Pombalino. Adaptado de (Ramos e Lourenço, 2000).....	7
Figura 2.7 - Estrutura da cobertura (Appleton, 2003)	7
Figura 2.8 - Fundação directa (Appleton, 2003)	8
Figura 2.9 - Fundação semi-directa (Appleton, 2003).....	9
Figura 2.10 - Pavimento - solução metálica (Appleton, 2005)	9
Figura 2.11 - Planta com o formato "Rabo de Bacalhau" (Monteiro e Bento, 2012)	10
Figura 2.12 - Tipos de fundação: (a) em alvenaria e (b) em betão armado. Adaptado de (Monteiro e Bento, 2012)	11
Figura 3.1 - Diferentes modos de visualização da informação desenvolvida na base de dados	14
Figura 3.2 - Área de estudo correspondente à área urbana de Lisboa	16
Figura 3.3 - Exemplo da informação recolhida na base de dados.....	18
Figura 3.4 - Tipologia dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina	19
Figura 3.5 - Número de pisos dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina.....	20
Figura 3.6 - Ocupação dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina.....	20
Figura 3.7 - Percorso modelado no <i>CityEngine</i>	21
Figura 3.8 - Modelo dos edifícios com recurso a: (a) regras e (b) a imagens reais.....	22
Figura 4.1 - Unidade triaxial de medição de acelerações (Monteiro e Bento, 2013a)	28
Figura 4.2 - Diferenças entre: (a) sinal amostrado correctamente e (b) sinal com efeito de <i>aliasing</i> . Adaptado de (Rodrigues, 2004)	29
Figura 4.3 - Efeito de um filtro no sinal (Caetano, 1992)	30
Figura 4.4 - Localização do Edifício 1	32
Figura 4.5 - Modelo realizado no <i>ArchiCad</i> do Edifício 1	32
Figura 4.6 - Planta do Edifício 1 e pontos de medição	33
Figura 4.7 - Localização do Edifício 2	35
Figura 4.8 - Modelo realizado no <i>ArchiCad</i> do Edifício 2.....	35
Figura 4.9 - Planta do Edifício 2 e pontos de medição	36
Figura 4.10 - Localização do Edifício 3	38
Figura 4.11 - Modelo realizado no <i>ArchiCad</i> do Edifício 3.....	38
Figura 4.12 - Planta do Edifício 3 e pontos de medição	39
Figura 4.13 - Modelo utilizado com recurso ao método de Rayleigh Simplificado	43
Figura 5.1- Localização do edifício analisado	62

Figura 5.2 - Esquemas das fachadas: (a) principal e (b) de tardoz – dimensões em [m]. Adaptado de (Meireles, 2012).....	62
Figura 5.3 - Esquema da planta do piso térreo (Meireles, 2012).....	63
Figura 5.4 - Esquema da planta dos pisos superiores. Adaptado de (Meireles, 2012)	63
Figura 5.5 - Paredes de frontal.....	64
Figura 5.6 - Modelo tridimensional do modelo do edifício estudado.....	64
Figura 5.7 - Macroelementos definidos. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2008)	66
Figura 5.8 – Tipos de rotura no plano da parede: (a) por flexão; (b) por corte com deslizamento; (c) por corte com fendilhação diagonal (Pasticier et al., 2007)	67
Figura 5.9 - Mecanismos de colapso: (a) global e (b) de piso (Candeias, 2008)	67
Figura 5.10 - Solução de reforço adoptada e numeração atribuída às paredes. Adaptado de (Meireles, 2012).....	72
Figura 5.11 - Armaduras mínima e máximas segundo os regulamentos para as paredes P6 e P7	73
Figura 5.12 - Armaduras mínima e máximas segundo os regulamentos para a parede P11	73
Figura 5.13 - Padrão de danos na direcção X na parede de fachada P2 para o deslocamento último da análise com carregamento triangular: (a) O, (b) R_{max} , (c) R_{min}	81
Figura 5.14 - Padrão de danos na direcção X na parede interior P11 para o deslocamento último da análise com carregamento triangular: (a) O, (b) R_{max} , (c) R_{min}	81
Figura A.1 - Tipologia dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina	91
Figura A.2 - N ^o de pisos dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina	92
Figura A.3 - Ocupação dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina	93

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 - Frequências obtidas para os edifícios analisados	40
Tabela 4.2 - Tabela de referência para edifícios de alvenaria (Oliveira, 2004)	41
Tabela 4.3- Registos obtidos dos edifícios de alvenaria lisboetas.....	45
Tabela 4.4 - Resultados para todos os edifícios de alvenaria analisados	51
Tabela 4.5 - Resultados consoante as restrições horizontais do edifício	51
Tabela 4.6 - Resultados consoante a tipologia do edifício.....	52
Tabela 5.1 - Propriedades adoptadas para modelar alvenarias no <i>Tremuri</i>	65
Tabela 5.2 - Propriedades adoptadas para modelar madeira no Tremuri	65
Tabela 5.3 - Definição da acção sísmica	68
Tabela 5.4 - Valores do coeficiente de transformação e massa equivalente fornecidas pelo <i>Tremuri</i> para edifício original	70
Tabela 5.5 - Parâmetros resultantes do método N2 (edifício original).....	70
Tabela 5.6 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento uniforme (edifício original)	70
Tabela 5.7 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento triangular (edifício original)	71
Tabela 5.8 - Armaduras mínima e máxima segundo os regulamentos	73
Tabela 5.9 - Valores do coeficiente de transformação e massa equivalente fornecidas pelo Tremuri para edifício reforçado.....	75
Tabela 5.10 - Parâmetros resultantes do método N2 (edifício reforçado)	76
Tabela 5.11 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento uniforme (edifício reforçado)	76
Tabela 5.12 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento triangular (edifício reforçado)	77
Tabela 5.13 - Comparação das propriedades dinâmicas (direcção X)	78
Tabela 5.14 - Comparação das propriedades dinâmicas (direcção Y)	78
Tabela 5.15 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento uniforme e direcção X)	78
Tabela 5.16 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento triangular e direcção X)	79
Tabela 5.17 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento uniforme e direcção Y)	79
Tabela 5.18 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento triangular e direcção Y)	79

Lista de Gráficos

Gráfico 3.1- Modelação em SIG e CIM	16
Gráfico 4.1- Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 6 (Direcção X)	34
Gráfico 4.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 6 (Direcção Y)	34
Gráfico 4.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção X)	37
Gráfico 4.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y)	37
Gráfico 4.5 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção X)	39
Gráfico 4.6 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y)	40
Gráfico 4.7 - Correlação 1 entre período e altura	46
Gráfico 4.8 - Correlação 2 entre período e altura	47
Gráfico 4.9 - Correlação 3 entre período e altura	47
Gráfico 4.10 - Comparação das diversas correlações entre período e altura	48
Gráfico 4.11 - Correlação entre período e altura para edifícios restringidos lateralmente	49
Gráfico 4.12 - Correlação entre período e altura para edifícios não restringidos lateralmente em ambos os lados	49
Gráfico 4.13 - Correlação entre período e altura para edifícios Pombalinos	50
Gráfico 4.14 - Correlação entre período e altura para edifícios Gaioleiros.....	50
Gráfico 4.15 - Correlação entre período e altura para edifícios de Placa	51
Gráfico 5.1 - Determinação da curva bilinear. Adaptado de (CEN, 2005a)	58
Gráfico 5.2 - Factor de redução (q_u) e ductilidade (μ).....	59
Gráfico 5.3 - Determinação do deslocamento objectivo (CEN, 2005a)	60
Gráfico 5.4 - Curvas de Capacidade Resistente do edifício original.....	69
Gráfico 5.5 - Espectro de resposta elástico no formato ADSR e curvas bilineares do edifício original	71
Gráfico 5.6 - Comparação das Curvas de Capacidade Resistente na Direcção X.....	74
Gráfico 5.7 - Comparação das Curvas de Capacidade Resistente na Direcção Y.....	75
Gráfico 5.8 - Análise do desempenho da estrutura relativa aos deslocamentos.....	80
Gráfico 5.9 - Análise do desempenho da estrutura relativa à aceleração do solo.....	80
Gráfico B.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção X).....	95
Gráfico B.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y).....	95
Gráfico B.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção X).....	96
Gráfico B.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção Y).....	96
Gráfico B.5 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção X).....	97
Gráfico B.6 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção Y).....	97
Gráfico B.7 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 4 (Direcção X).....	98
Gráfico B.8 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 4 (Direcção Y).....	98
Gráfico B.9 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 5 (Direcção X).....	99
Gráfico B.10 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 5 (Direcção Y).....	99
Gráfico C.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção X)	101
Gráfico C.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção Y)	101

Gráfico C.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direção X)	102
Gráfico C.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direção Y)	102
Gráfico D.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direção X)	103
Gráfico D.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direção Y)	103

Notação

a_g : Valor de referência da aceleração do solo do tipo A

a_g^{max} : Aceleração máxima admissível para o deslocamento último d_u

A_{sh} : Armadura horizontal na zona do pilar fictício

$A_{sh,min}$: Armadura horizontal na zona da alma

A_{sv} : Armadura vertical na zona do pilar fictício

$A_{sv,max}$: Armadura vertical máxima na zona da alma

$A_{sv,min}$: Armadura vertical mínima na zona da alma

b : Espessura da parede

d : deslocamento do nó de controlo

d^* : Deslocamento do sistema de 1 grau de liberdade

d_{et}^* : Deslocamento objectivo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente se tivesse um comportamento elástico ilimitado

d_t : Deslocamento objectivo do sistema de múltiplos graus de liberdade

d_t^* : Deslocamento objectivo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

d_u^* : Deslocamento último do sistema do diagrama elastoplástico perfeito

d_y^* : Deslocamento de cedência do sistema do diagrama elastoplástico perfeito

E : Módulo de Elasticidade ou de Young

E_{90} : Módulo de Elasticidade na direcção perpendicular às fibras de madeira

E_m^* : Energia de deformação do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

f_c : Tensão resistente à compressão

$f_{c,90}$: Tensão resistente à compressão na direcção perpendicular às fibras de madeira

f_{max} : Frequência de Nyquist

f_s : Frequência de amostragem

f_t : Tensão resistente ao corte

\mathcal{F} : Função de transferência com informações sobre características dinâmicas do sistema

F_b : Força de corte basal

F^* : Força do sistema de 1 grau de liberdade

F_y^* : Força de cedência do sistema do diagrama elastoplástico perfeito

G : Módulo de distorção

H : Altura do edifício

K : Rigidez

l : Comprimento da parede

L : Comprimento do edifício

m^* : Massa equivalente do sistema de 1 grau de liberdade

m_i : Massa do piso i

M : Massa

q_u^* : Coeficiente de redução

R^2 : Coeficiente de determinação

S: Factor do solo

S_a : Espectro de resposta de aceleração

S_{ae} : Espectro de resposta de aceleração elástico

S_d : Espectro de resposta de deslocamento

S_{de} : Espectro de resposta de deslocamento elástico

T: Período fundamental do edifício

T_B : Limite inferior do período no patamar de aceleração constante do espectro de resposta

T_C : Limite superior do período no patamar de aceleração constante do espectro de resposta

T_D : Limite do período que define o início do troço de deslocamentos constantes do espectro de resposta

T^* : Período fundamental do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

X: Função representativa da excitação que actua sobre o sistema (*input*)

Y: Função representativa da resposta do sistema (*output*)

ϕ_i : Configurações modais normalizadas

γ : Peso volúmico

γ_i : Coeficiente de importância

η : factor de correcção de amortecimento

Γ : Coeficiente de transformação

θ : Ângulo entre configurações indeformada e deformada para um deslocamento Δ

Δ : Deslocamento lateral no topo do edifício

Δt : Intervalo de tempo entre amostras

μ : Ductilidade global em termos de deslocamento

1. Introdução

1.1 Enquadramento

Os edifícios de alvenaria constituem cerca de 51% do património imobiliário português tendo sido o material mais utilizado durante um longo período (Bento, 2015). Os edifícios pré-Pombalinos, Pombalinos, Gaioleiros e de Placa constituem-se como diferentes tipologias deste tipo de estruturas que, para além da alvenaria, apresentam elementos de madeira ou de betão. Em Portugal, o betão apenas foi introduzido nos edifícios por volta de 1930 com o surgimento dos edifícios de Placa.

O sismo de 1755 constituiu-se como um acontecimento marcante para o crescimento da cidade de Lisboa. Antes deste evento o crescimento da cidade era irregular e desorganizado, em que as construções eram rapidamente concluídas, sem regras. Todo este processo desordeiro de construção resultou em edificações de reduzida resistência sísmica potenciada por irregularidades em altura e em planta, nomeadamente, com a presença de elementos salientes nas fachadas. Perante este crescimento orgânico da cidade, o sismo de 1755 teve efeitos devastadores, agravados pela falta de regulamentação, originando o colapso de alguns edifícios.

A reconstrução da cidade após o sismo de 1755 foi entregue a uma equipa de arquitectos e engenheiros cujas medidas foram aprovadas e instituídas por Sebastião José de Carvalho e Melo, com o intuito de reabilitar a cidade. A proposta aprovada consistiu na reconstrução de Lisboa sobre os escombros de modo a favorecer a drenagem em zonas de cota superior. A nível estrutural surgiram soluções inovadoras de modo a conferir resistência sísmica aos edifícios, entre os quais, a gaiola pombalina e fundações de estacas de madeira. Adoptou-se também a configuração de quarteirões uniformes, gerando uma malha ortogonal, de modo a proporcionar um melhor comportamento sísmico.

Com a finalidade de caracterizar o parque habitacional da cidade de Lisboa, em particular os edifícios antigos de alvenaria, desenvolveu-se um estudo com o objectivo de estabelecer relações entre o período fundamental de vibração (T) dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa e informações relativas às suas propriedades geométricas e estruturais. Para tratar todos os dados coligidos, surgiu a necessidade de conceber uma base de dados, com recurso aos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e à modelação em ambiente *City Information Modelling* (CIM), que incluísse todos estes parâmetros, constituindo-se também como uma importante fonte de informação para trabalhos futuros. Na presente dissertação analisou-se ainda um edifício Pombalino em termos da sua resposta global à acção sísmica, propôs-se uma solução de reforço e compararam-se os respectivos desempenhos sísmicos, permitindo aferir a eficiência da técnica de reforço no comportamento sísmico da estrutura.

1.2 Objectivos

O objectivo desta dissertação é a formulação de correlações empíricas entre o período fundamental de vibração dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa com as suas propriedades geométricas e

estruturais e sua posterior comparação com fórmulas já existentes. Para este efeito, construiu-se uma base de dados que permite gerir os dados adquiridos de forma eficaz.

No âmbito desta dissertação realizaram-se ensaios de caracterização dinâmica em 3 edifícios de alvenaria de modo a acrescentar mais dados à informação já reunida, procedendo-se à elaboração dos respectivos modelos tridimensionais em ambiente *Building Information Model* (BIM).

Efectuou-se ainda uma análise estática não linear de um edifício Pombalino por forma a avaliar o comportamento sísmico de um edifício com as características estruturais originais presente na base de dados, aplicando-se a mesma análise ao edifício com uma solução de reforço proposta tendo como principal objectivo avaliar as melhorias introduzidas por esta eventual intervenção de reforço.

1.3 Estrutura do Trabalho

Esta dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos.

No presente capítulo introduz-se o tema da dissertação, definem-se os seus objectivos e a sua estrutura.

No Capítulo 2 descrevem-se as principais características dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa.

No Capítulo 3 faz-se um enquadramento teórico dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e da modelação em *City Information Modelling* (CIM) e aplica-se a metodologia proposta para elaboração da base de dados a um caso de estudo. A base de dados foi enriquecida com informação de três edifícios analisados detalhadamente e modelados em ambiente BIM (*Building Information Modelling*) sendo posteriormente integrados no modelo CIM.

No Capítulo 4 caracterizam-se as principais metodologias utilizadas na análise experimental e procede-se ao estabelecimento de correlações empíricas baseadas na informação da base de dados criada e sua comparação com fórmulas propostas por outros autores.

No Capítulo 5 avalia-se o desempenho sísmico, de acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8 (CEN, 2005b), de um edifício Pombalino, na sua concepção original e reforçado, com comparação e análise dos resultados obtidos para as duas situações.

No Capítulo 6 são realizados comentários finais e abordam-se as possíveis aplicações e desenvolvimentos desta dissertação.

No Anexo A apresentam-se as saídas gráficas obtidas da base de dados com informação relativa à área de estudo e nos Anexos B, C e D encontram-se os resultados das medições das vibrações ambientais dos edifícios analisados, complementando a informação presente no Capítulo 4.

2. Tipologias construtivas de alvenaria em Lisboa

2.1 Introdução

Os edifícios de alvenaria de Lisboa construídos após o sismo de 1755 podem ser distinguidos em: (i) Edifícios Pré-Pombalinos; (ii) Edifícios Pombalinos; (iii) Edifícios Gaioleiros; (iv) Edifícios de Placa. Uma vez que a reconstrução da cidade foi um processo gradual, verifica-se que as técnicas de construção utilizadas foram sendo progressivamente alteradas ao longo do tempo, o que resulta em tipologias com características estruturais distintas.

2.2 Pré-Pombalinos

Nesta categoria incluem-se os edifícios que resistiram ao sismo de 1755 e, deste modo, não constituem uma percentagem considerável nos edifícios da cidade de Lisboa. Localizados em zonas históricas como Alfama, Mouraria ou Bairro Alto, estes edifícios apresentam geralmente uma altura reduzida, variando entre 2 a 4 pisos e apresentando um pé-direito pequeno.

Com uma grande variabilidade e geometria irregular, as paredes exteriores são em alvenaria de pedra ordinária com uma espessura elevada e um número reduzido de vãos por piso. Ocasionalmente pode-se observar andares de ressalto (Figura 2.1) por aumento das vigas de madeira que constituem a solução estrutural dos pavimentos.



Figura 2.1 – Edifício pré-Pombalino com ressalto (Bento,2015)

Pode também verificar-se a ocorrência de fachadas em bico em que as duas águas correm para as empenas (Figura 2.2).



Figura 2.2 - Edifício pré-Pombalino com uma fachada de bico (Santos, 2013)

Relativamente às paredes interiores, é possível verificar a existência de paredes de frontal, típicas dos edifícios Pombalinos, resultante das intervenções conduzidas após o sismo de 1755. Tal como já se referiu, dado os pé-direitos reduzidos, as escadas são de 1 tiro e localizam-se junto a uma das paredes de empena.

Contrariamente aos pavimentos dos pisos elevados, que apresentam uma solução de madeira vigada na qual assentam tábuas de soalho, vencendo pequenos vãos definidos pelas paredes de fachada e pelas paredes interiores paralelas a estas, os pisos térreos evidenciam uma solução em laje maciça de espessura considerável e em pedra.

Quanto às coberturas, constituídas por uma estrutura de madeira, não apresentam uma solução típica facilmente identificável, variando a sua configuração de edifício para edifício (Santos, 2013).

2.3 Pombalinos

Como resposta ao desastre ocorrido em 1755, procurou-se implementar medidas regulamentares referentes à largura das ruas e à altura dos edifícios, impondo-se um limite máximo de 5 pisos. Esta tipologia está usualmente inserida em quarteirões rectangulares de forma a que se gere uma malha ortogonal, característica da zona da Baixa de Lisboa, definindo uma uniformidade que promove melhor estabilidade estrutural (Simões e Bento, 2012).

Relativamente ao sistema estrutural, estes edifícios evidenciam reduzida variabilidade nas suas características, exibindo paredes de fachada e empenas em alvenaria de pedra ordinária unida por cal aérea e cuja espessura vai diminuindo em altura (Figura 2.3). As paredes meeiras são partilhadas pelos edifícios adjacentes pertencentes ao mesmo quarteirão e apresentam um desenvolvimento em altura superior ao da cobertura com o intuito de impedir a propagação do fogo em caso de incêndio. Estas paredes exteriores caracterizam-se por uma espessura elevada cuja finalidade é aumentar o

peso (força estabilizadora) face às forças horizontais instabilizadoras que podem originar o derrube ou deslizamento das mesmas (Appleton, 2003).

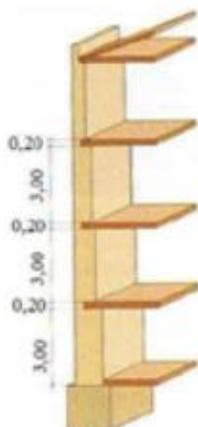


Figura 2.3 - Variação da espessura das paredes exteriores em altura (Appleton, 2003)

Quanto às paredes interiores, podem ser distinguidas as paredes de frontal e as paredes de tabique.

As paredes de frontal são constituídas por uma estrutura de madeira triangulada (Figura 2.4), configuração que dificulta a sua deformação, preenchida por alvenaria, que vai restringir ainda mais as deformações desta estrutura, conduzindo a que os elementos de madeira mobilizem apenas a resistência axial tanto para solicitações verticais como horizontais. Dadas as características apresentadas, estas paredes desempenham um papel importante na dissipação da energia proveniente das acções sísmicas, constituindo-se num sistema tridimensional de travamento que permite solidarizar os elementos resistentes (Ramos e Lourenço, 2000; Pinho, 2011).

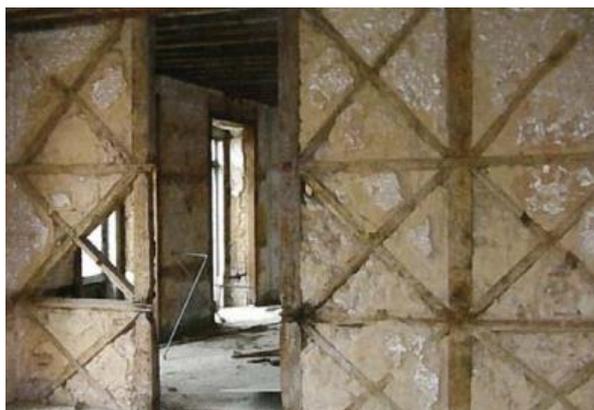


Figura 2.4 - Exemplo da configuração de uma parede de frontal. (Catalão, 2008)

As paredes de tabique são apenas elementos que permitem a compartimentação do edifício, consistindo num conjunto de tábuas pregadas com argamassa aplicada como revestimento (Figura 2.5). Apesar de inicialmente não terem sido concebidas com uma função estrutural, fenómenos como a fluência da madeira constituinte dos pavimentos ou eventuais assentamentos levam a que o

pavimento e as paredes de tabique entrem em contacto, passando a haver transmissão de carga. A partir deste momento, as paredes de tabique passam a influenciar o modo de deformação dos pavimentos, constituindo-se como novas restrições de apoio, pelo que lhes tem de ser atribuída uma função resistente (Pinho, 2011).



Figura 2.5 - Exemplo de uma parede de tabique

As escadas são, geralmente, executadas em alvenaria de pedra no piso térreo e em madeira nos restantes sendo a caixa de escadas constituída por paredes de frontal. A sua localização na estrutura é, por norma, ao centro de modo a garantir acesso a todos os fogos do edifício e de modo a conferir alguma simetria, constituindo um núcleo resistente ao longo da altura do mesmo.

Uma vez que a zona onde se concentra a maioria dos edifícios Pombalinos é caracterizada por um solo composto de natureza aluvionar com pouca resistência, é necessário adquiri-la em profundidade com o sistema de fundações apropriado. Assim, a solução mais adequada perante as características do solo foi o recurso a estacas de madeira que, dada a acentuada heterogeneidade do solo, apresentam um comprimento variável consoante a zona onde estão inseridas. Para se obter uma melhor distribuição das cargas provenientes do edifício, as estacas encontram-se solidarizadas ao nível do seu topo por meio de uma grelha de madeira.

Os pavimentos são constituídos por vigas de madeira colocadas perpendicularmente às paredes de fachada, sobre as quais descarregam. Sobre estas vigas encontram-se tábuas de soalho dispostas na direcção perpendicular a estas. É importante referir que os pisos desempenham um papel importante na resistência às acções sísmicas do edifício pois, quando bem ligados às paredes de alvenaria, constituem um travamento da estrutura, melhorando o seu comportamento.

Quanto ao piso térreo, distingue-se dos restantes por possuir um pavimento em alvenaria de pedra. Para além das paredes exteriores que, como já se referiu, são constituídas por alvenaria de pedra, o seu tecto é por vezes composto por abóbadas (alvenaria de tijolo) ou arcos (alvenaria de pedra) –
Figura 2.6.

Esta estrutura no piso térreo dá ao edifício uma grande rigidez na sua base e impede a propagação do fogo e da humidade proveniente do solo. Neste piso não se encontram paredes de frontal devido à sua durabilidade em termos de humidade.

No caso do terreno apresentar um declive acentuado é usual existirem caves, permitindo acompanhar o desenvolvimento do terreno e obter resistência em profundidade para as fundações. O seu tecto abobadado descarrega para as fundações através de arcos de fundação (Figura 2.6). Sobre os arcos, assenta uma camada de enchimento constituída pelos escombros do sismo, coberta por argamassa, com a finalidade de nivelar a superfície.

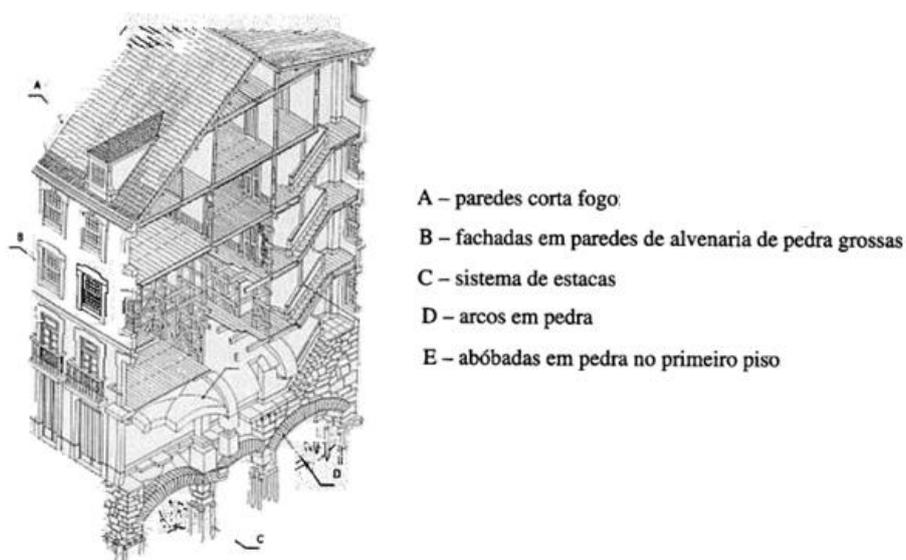


Figura 2.6 - Pormenores construtivos de um edifício Pombalino. Adaptado de (Ramos e Lourenço, 2000)

As coberturas são realizadas em madeira e têm como elemento principal as asnas sobre as quais assentam madres, varas e ripas que, por sua vez, recebem as telhas. As asnas não se encontram preenchidas com alvenaria de modo a reduzir o peso em altura, melhorando assim o comportamento sísmico da estrutura (Figura 2.7).

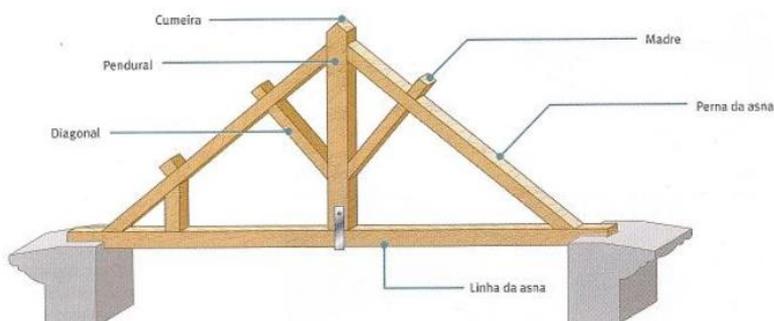


Figura 2.7 - Estrutura da cobertura (Appleton, 2003)

2.4 Gaioleiros

De modo a acompanhar o crescimento populacional do final do século XIX provocado pelo desenvolvimento industrial, a cidade de Lisboa expandiu-se, surgindo a necessidade de uma construção célere e económica para fazer face a este contexto e negligenciando-se com isto alguns dos processos construtivos característicos dos edifícios Pombalinos.

As paredes exteriores são em alvenaria de pedra ordinária ligadas por cal aérea com redução da espessura em altura tal como acontece nos edifícios Pombalinos de modo a reduzir o peso próprio da estrutura bem como os seus custos. Caracterizam-se por possuírem saguões, pequenos pátios no interior do edifício com o intuito de ventilar e iluminar algumas divisões do edifício, cujas paredes possuem usualmente a mesma constituição das restantes paredes exteriores, apresentando, contudo, uma espessura inferior.

Quanto às paredes interiores, podem ser constituídas por alvenaria de tijolo ou por elementos de madeira. As paredes de alvenaria de tijolo, paralelas à fachada principal, podem apresentar redução de espessura em altura ou os tijolos podem ser mais furados nos pisos superiores. As paredes de tabique, com elementos de madeira, são paredes de reduzida espessura semelhantes às referidas na construção da tipologia Pombalina.

Com a supressão das paredes frontais triânguladas, a solidarização das paredes mestras do edifício é comprometida, afectando deste modo o comportamento da estrutura sob acções sísmicas.

Quanto ao solo sobre o qual se encontram os edifícios Gaioleiros, é essencialmente de natureza areno-argilosa, possuindo resistência reduzida. Podem-se distinguir duas soluções de fundação dependendo da profundidade do terreno resistente:

- i.) fundação directa contínua: utilizadas quando o terreno resistente é pouco profundo; consistem no prolongamento das paredes até à profundidade do terreno resistente, por meio de caboucos com cerca do dobro da largura da parede. São, portanto, executadas em alvenaria de pedra e ligadas por uma argamassa de cal e areia (Figura 2.8).

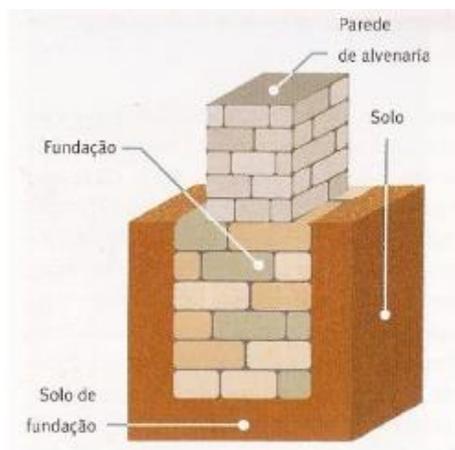


Figura 2.8 - Fundação directa (Appleton, 2003)

- ii.) fundação semi-directa: solução empregue quando o terreno resistente se encontra a grandes profundidades; consiste no recurso a um sistema de abóbadas ou arcos que descarregam em poços de fundação de alvenaria de pedra que permitem atingir o solo resistente (Figura 2.9).

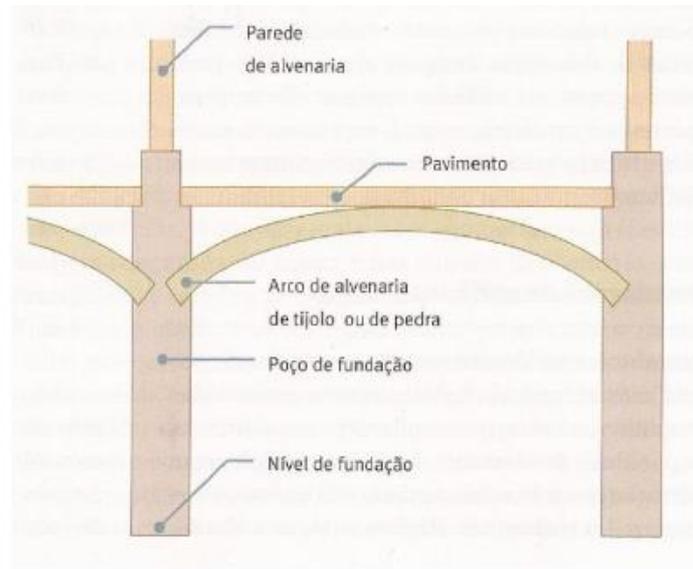


Figura 2.9 - Fundação semi-directa (Appleton, 2003)

A constituição dos pavimentos varia consoante a divisão, sendo metálicos nas zonas húmidas como a cozinha e casa de banho, e de madeira nas restantes divisões. Também se verificam casos em que todo o pavimento é de madeira, estando revestido de mosaico hidráulico nestas zonas mais húmidas.

No caso da solução de madeira, esta caracteriza-se por apresentar vigas de madeira que suportam tábuas de soalho tal como nos Pombalinos. Já a solução metálica é constituída por vigas metálicas em I ou T que, por seu lado, apoiam abobadilhas compostas por elementos cerâmicos (Figura 2.10). Estes edifícios possuem ainda varandas na fachada de tardoiz à qual se aplica esta solução.

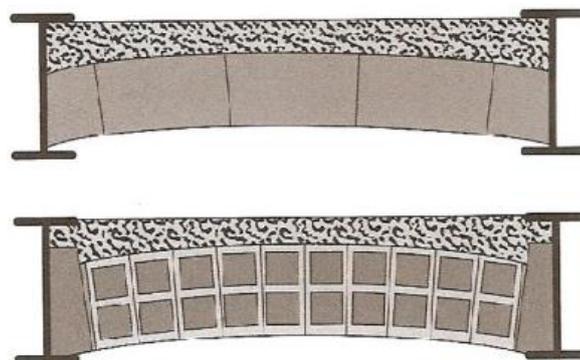


Figura 2.10 - Pavimento - solução metálica (Appleton, 2005)

As escadas no interior do edifício são executadas em madeira, exceptuando-se o piso térreo que, por questões de durabilidade, apresentam uma estrutura de pedra. Contudo, a sua posição em planta no edifício é variável, contrariamente à dos edifícios Pombalinos em que assumia uma posição central, podendo permanecer no centro ou junto de uma empena. Para além destas escadas, estes edifícios possuem ainda uma escada de serviço executada na fachada de tardoz, geralmente metálica e surgem anexadas a varandas, construídas de acordo com a solução apresentada para os pavimentos metálicos.

Quanto à cobertura, não se verificam grandes diferenças relativamente aos edifícios Pombalinos, apresentando-se soluções de madeira cujo elemento principal é a asna sendo a diferença mais assinalável a maior inclinação da cobertura, originando um pé-direito superior sob a mesma.

2.5 Mistos de alvenaria-betão - Placa

Surgiram num período marcado pela introdução do betão, substituindo gradualmente os elementos de madeira, quer ao nível dos pavimentos quer ao nível das paredes interiores.

Estas alterações foram despoletadas com a formação do Regulamento Geral da Construção Urbana (RGCU, 1930) que definiu como principal objectivo, assegurar o travamento das paredes exteriores através da inclusão destes elementos, de modo a melhorar o comportamento sísmico dos edifícios.

Tal como os edifícios de alvenaria já abordados, os edifícios mistos de alvenaria e betão, vulgarmente designados como de Placa, apresentam paredes exteriores em alvenaria de pedra com uma redução da espessura da base para o topo. A fachada de tardoz apresenta, por vezes, uma zona que se destaca da usual configuração rectângular em planta, permitindo obter uma melhor relação perímetro/área, constituindo o formato designado de “Rabo de Bacalhau” (Figura 2.11). Nesta zona situam-se as cozinhas, casas de banho e uma escada de serviço.

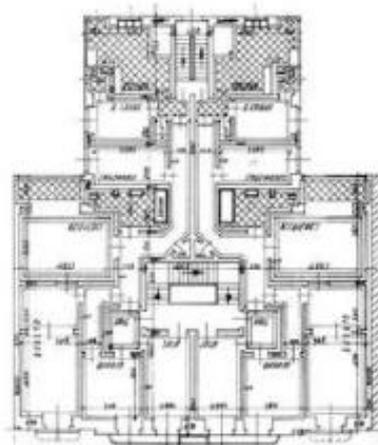


Figura 2.11 - Planta com o formato "Rabo de Bacalhau" (Monteiro e Bento, 2012)

Quanto às paredes interiores, são compostas por alvenaria de tijolo furado ou maciço ou por blocos de betão.

Relativamente às fundações, verifica-se em geral o recurso a sapatas contínuas em alvenaria de pedra ou de tijolo. Contudo, como se trata de um período de transição para o uso do betão armado, há soluções estruturais que recorrem ao uso de sapatas de betão armado (Figura 2.12).

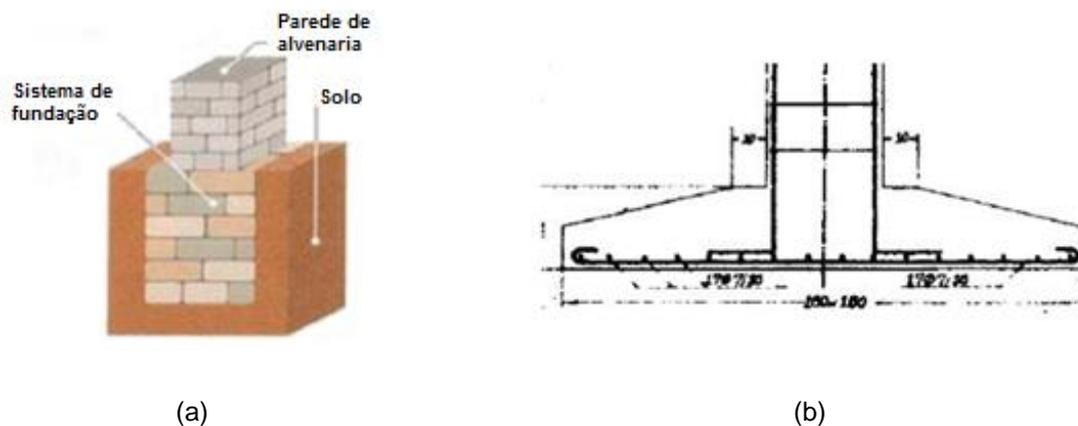


Figura 2.12 - Tipos de fundação: (a) em alvenaria e (b) em betão armado. Adaptado de (Monteiro e Bento, 2012)

Os pavimentos, numa primeira fase, eram constituídos por uma estrutura de madeira vigada, sendo posteriormente introduzidas as lajes de betão maciço nas zonas mais húmidas como as casas de banho, cozinhas e varandas. Os pavimentos foram sendo progressivamente modificados nas restantes divisões, até se obter uma laje de betão armado em todo o piso.

Por sua vez, a estrutura porticada de betão armado começou por surgir no piso térreo como necessidade para vencer os vãos consideráveis que as lojas, usualmente aí estabelecidas, exigiam. Posteriormente, o seu uso estendeu-se à periferia, com a colocação de pilares nos cantos de modo a promover a ligação entre duas paredes de alvenaria ortogonais.

Este tipo de estruturas caracteriza-se por um comportamento sísmico deficiente devido: (i) a uma esbelteza elevada dos elementos de betão, (ii) a um reduzido reforço dos mesmos e (iii) a um betão de baixa a moderada resistência.

As escadas interiores possuem uma estrutura de betão armado e localizam-se, geralmente, no centro do edifício ao passo que as escadas de serviço, juntas à fachada de tardoz, podem variar entre uma solução de betão armado ou uma solução metálica.

As coberturas apresentam uma estrutura tradicional de acordo com o que foi referido para as outras tipologias. Contudo, os edifícios de Placa coincidem com o aparecimento das primeiras soluções de cobertura em betão armado, pelo que por vezes é possível ver esta solução empregue em alguns destes edifícios (Monteiro e Bento, 2012).

3. Modelação em SIG e CIM

3.1 Introdução

Com o objectivo de construir uma base de dados referente aos edifícios analisados, recorreu-se à modelação em SIG (Sistemas de Informação Geográfica) e em CIM (*City Information Modelling*), cuja principal diferença reside na visualização dos dados recolhidos. Enquanto os SIG permitem trabalhar num espaço bidimensional, os modelos CIM possibilitam visualizações mais realistas dos dados, em 3D.

Os dados coligidos foram posteriormente organizados segundo a metodologia descrita em 3.3 aplicada à zona de estudo, que se foca essencialmente na zona da Baixa Pombalina.

3.2 Organização dos dados

A organização dos dados foi efectuada de modo a obter uma apresentação simples e clara. A sua representação pode assumir diferentes formas, sendo possível visualizá-los em 2D ou 3D, dependendo do tipo de modelação que se realizou.

3.2.1 SIG

Os Sistemas de Informação Geográfica (SIG) possibilitam a elaboração de bases de dados georreferenciadas que associam uma tabela de atributos à representação cartográfica dos elementos. Deste modo, permitem armazenar, gerar e analisar conjuntos variados de informações georreferenciadas, conseguindo relacionar dados gráficos e não gráficos. Por outro lado, a base de dados pode dar origem a mapas temáticos, que permitem representar a informação recolhida, baseando-se num conceito de camadas (*layers*) em que, para uma mesma zona, podem ser definidas diversas camadas, cada uma referente a um tema, simplificando o método de análise da informação recolhida.

As duas formas mais comuns de descrição dos dados são: (i) os modelos vectoriais em que a informação geográfica é descrita por pontos, linhas e polígonos com associação a uma tabela de atributos relacionados com as características dos elementos e (ii) os modelos raster em que a informação geográfica é descrita através de uma grelha de dimensão regular.

3.2.2 CIM

Nos últimos anos, acompanhando o progresso tecnológico, o modo de interacção com os dados espaciais tem vindo a sofrer alterações, verificando-se uma transição dos mapas em 2D para modelos CIM (*City Information Modelling*), ambientes virtuais geográficos em 3D de áreas urbanas, reforçando que não se deve ter a percepção apenas de um único edifício isolado, mas sim em toda a zona urbana.

Os modelos tridimensionais das áreas urbanas têm vindo a ganhar preponderância, destacando-se da informação geográfica apresentada em 2D pelo modo como permite visualizar a informação geográfica, isto é, possibilita uma interacção mais eficiente e prática com os dados armazenados num ambiente funcional e com uma terceira dimensão, o que permite novas abordagens críticas.

A sistematização de todas estas características facilita a compreensão do comportamento dinâmico das estruturas e permite avaliar o risco sísmico a que os edifícios estão sujeitos à escala da cidade.

Entre outros aspectos, os modelos CIM das cidades permitem incluir na análise a geometria 3D dos dados recolhidos e o efeito da iluminação e sombra sobre as mesmas, facilitando ainda a sua visualização segundo diferentes perspectivas (Figura 3.1). Como tal, estes modelos têm vindo a ganhar relevância em várias áreas, nomeadamente no planeamento e gestão urbana e na construção. Podem revelar-se ainda como uma ferramenta importante na simulação de eventuais desastres naturais e na elaboração de modelos de vulnerabilidade.



Figura 3.1 - Diferentes modos de visualização da informação desenvolvida na base de dados

3.3 Metodologia

Os dados registados na base de dados elaborada no âmbito deste trabalho referem-se a algumas propriedades que podem ajudar a compreender o comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria da área de estudo.

Devido à natureza do estudo, foram utilizados dados que caracterizam o comportamento dinâmico de edifícios (frequências de vibração fundamentais), recolhidos de estudos anteriores ou obtidos experimentalmente, e informação relativa às características geométricas (número de pisos, área e formato em planta) e estruturais (como, por exemplo, a constituição dos elementos estruturais).

3.3.1 Modelação geográfica em SIG

O *software* utilizado para o armazenamento de dados no desenvolvimento desta dissertação foi o *ArcGIS* (ESRI, 2014), um sistema de informação geográfica que possibilita o armazenamento, exibição e análise de dados espaciais que são definidos por diferentes classes geográficas (*Feature*

Classes) e atributos (*attributes*), possibilitando um relacionamento topológico entre si. Recorrendo-se ao componente *ArcMap*, foi possível obter este relacionamento através da sobreposição de várias camadas (*layers*) que representam um conjunto de entidades geográficas semelhantes, como vias de comunicação ou edifícios, permitindo gerar visualizações gráficas com base nos atributos o que facilita a interpretação dos dados e as relações que se estabelecem entre si.

Este programa permite trabalhar a partir de dados no formato *shapefile* (*.shp) que contém dados sob a forma vectorial, nomeadamente a posição, o formato e os atributos de um determinado elemento geográfico e que podem ser consultados na tabela de atributos, permitindo a realização de algumas análises temáticas como a tipologia, número de pisos ou ocupação (Anexo A).

3.3.2 Modelação em CIM

Para a elaboração do modelo em ambiente CIM foram utilizados os seguintes dados: (i) um ortofotomapa, (ii) cotas do terreno, (iii) áreas de implantação dos edifícios da área de estudo e (iv) tabela de atributos possuindo informações relevantes acerca dos edifícios.

De seguida, com recurso ao *software CityEngine* (ESRI, 2015), o procedimento para a sua execução envolveu as seguintes etapas:

- i.) Fez-se corresponder os dados relativos às cotas do terreno com o ortofotomapa, resultando num modelo digital do terreno;
- ii.) Aplicou-se uma regra de programação (Andrade et al., 2012) às áreas de implantação dos edifícios de modo a gerar os modelos 3D. Esta regra implica definir uma altura média, aqui definida como 3 metros que, juntamente com o atributo relativo ao número de pisos, permite obter o modelo tridimensional dos edifícios;
- iii.) Aperfeiçoou-se o modelo com o recurso a três métodos diferentes: (i) modelação com recurso a regras de programação definidoras das características geométricas dos edifícios; (ii) modelação com recurso à texturização das fachadas com fotografias reais dos edifícios analisados; (iii) modelação em ambiente BIM (*Building Information Model*) com recurso ao *software ArchiCad* (Graphisoft, 2015), proporcionado pela interoperabilidade entre os diferentes *softwares*. Relativamente às coberturas, foram geradas com recurso a uma outra regra de programação que define a sua geometria.

O Gráfico 3.1 resume os passos realizados na modelação em SIG e em CIM no âmbito desta dissertação.

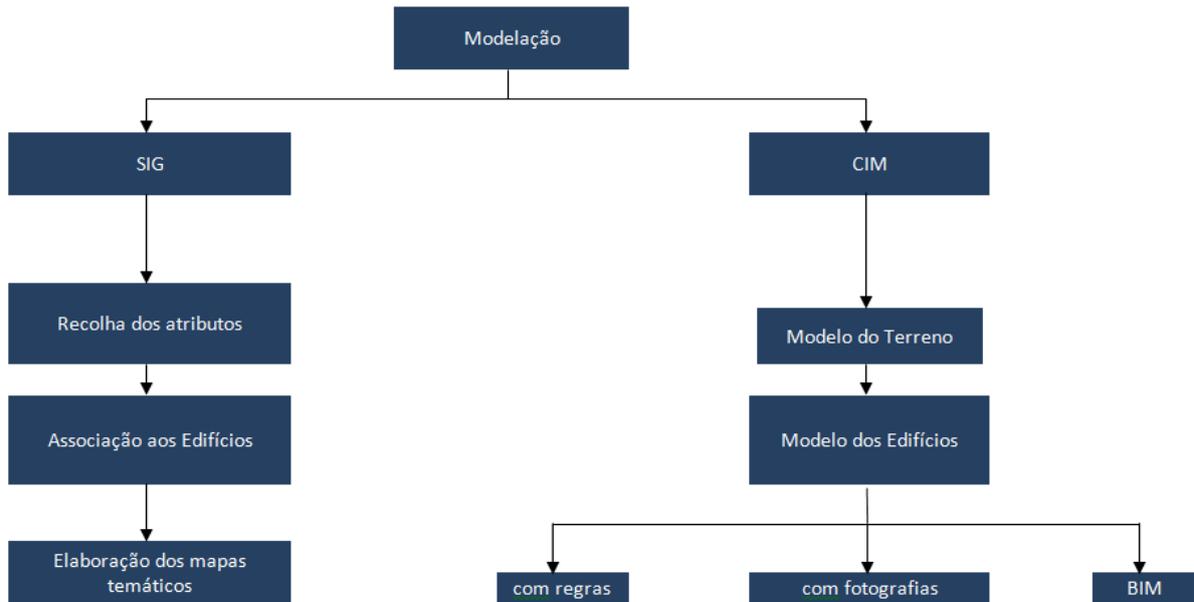


Gráfico 3.1- Modelação em SIG e CIM

3.4 Caso de estudo

A área de estudo considerada neste trabalho corresponde à área urbana da cidade de Lisboa (Figura 3.2). A informação recolhida corresponde às características de alguns edifícios de alvenaria presentes nesta área urbana, com especial incidência na zona da Baixa Pombalina.

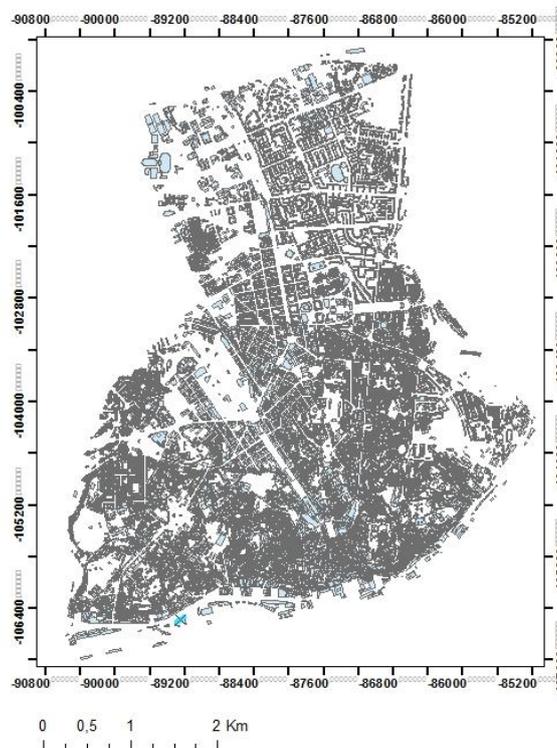


Figura 3.2 - Área de estudo correspondente à área urbana de Lisboa

3.4.1 Organização dos dados em SIG

Tendo em consideração a natureza diversa dos dados que se pretende coligir, optou-se pela utilização do *software ArcGIS*. A estrutura na qual está assente esta base de dados é um ficheiro no formato *shapefile* (*.shp) da cidade de Lisboa na qual estão representados os edifícios e as vias por meio de polígonos e linhas, respectivamente. O sistema de referência utilizado foi o Datum 73 Hayford Gauss.

Os atributos associados à informação geográfica foram:

- i.) N° pisos (N_Pisos);
- ii.) Cave (N_Caves);
- iii.) N° aberturas (N_Aberturas);
- iv.) Formato do Edifício em planta (Formato_planta);
- v.) Material utilizado nas paredes de fachada (Mat_fachada);
- vi.) Material utilizado nas paredes de tardoz (Mat_tardoz);
- vii.) Material utilizado nas paredes de empena (Mat_empena);
- viii.) Material utilizado nas paredes interiores (Mat_interior);
- ix.) Material utilizado nos pavimentos (Mat_pavimento);
- x.) Material utilizado na cobertura (Mat_Cobertura);
- xi.) Tipo de fundações empregues (Fundações);
- xii.) Número de obra (N_Obra);
- xiii.) Tipo de ocupação (Tipo_ocupação);
- xiv.) Solução empregue caso o pavimento seja de betão (Solucao_betao);
- xv.) Tipo de solo (Solo);
- xvi.) Notas (Notas);
- xvii.) Frequências medidas *in situ* (Freq_Trans, Freq_Long e Freq_Outra);
- xviii.) Tipologia estrutural (Tipologia).

A Figura 3.3 retrata um exemplo ilustrativo e representativo da base de dados, permitindo aferir as principais características de um dos edifícios analisados.

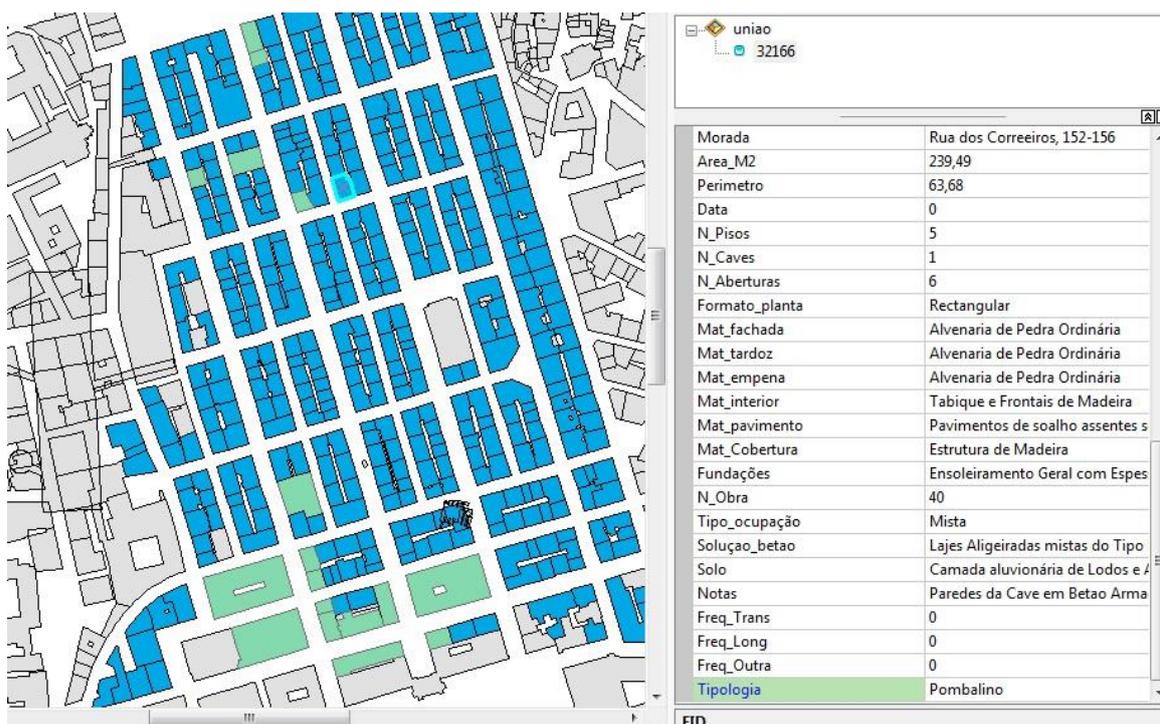


Figura 3.3 - Exemplo da informação recolhida na base de dados

A inventariação das características dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa para a elaboração da base de dados permitiu verificar a existência de alterações em alguns edifícios, sendo que as modificações mais consideráveis do ponto de vista estrutural ocorreram nas dependências bancárias da zona da Baixa Pombalina por questões de segurança, registando-se a introdução de elementos de betão armado de elevada espessura.

A recolha de informação baseou-se essencialmente nos registos presentes nos arquivos da Câmara Municipal de Lisboa, nomeadamente no que concerne à informação relativa às suas características estruturais. Contudo, este levantamento foi dificultado pela escassez de registos relativos às construções anteriores a 1951, data de aprovação do RGEU (Regulamento Geral das Edificações Urbanas) pois foi com a entrada em vigor deste regulamento que foram estipuladas normas de construção e urbanismo, encerrando-se um período em que prevalecia a liberdade da edificação. Como tal, os edifícios construídos após 1951 apresentam, nos seus registos, documentos mais completos e detalhados em relação aos edifícios mais antigos.

Na sua generalidade, as características apresentadas pelos edifícios analisados são concordantes com as apresentadas no Capítulo 2 e cuja apresentação gráfica se pode observar nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6 ou no Anexo A. É, no entanto, possível verificar a existência de alterações nalguns edifícios, resultado de reabilitações realizadas ao longo dos anos e que alteraram as características originais dos mesmos.

Por exemplo, na Figura 3.4 é possível verificar que na zona da Baixa Pombalina há alguns edifícios que, por terem sido muito alterados ao longo dos anos com a inclusão de elementos de betão armado, já não se podem considerar Pombalinos.

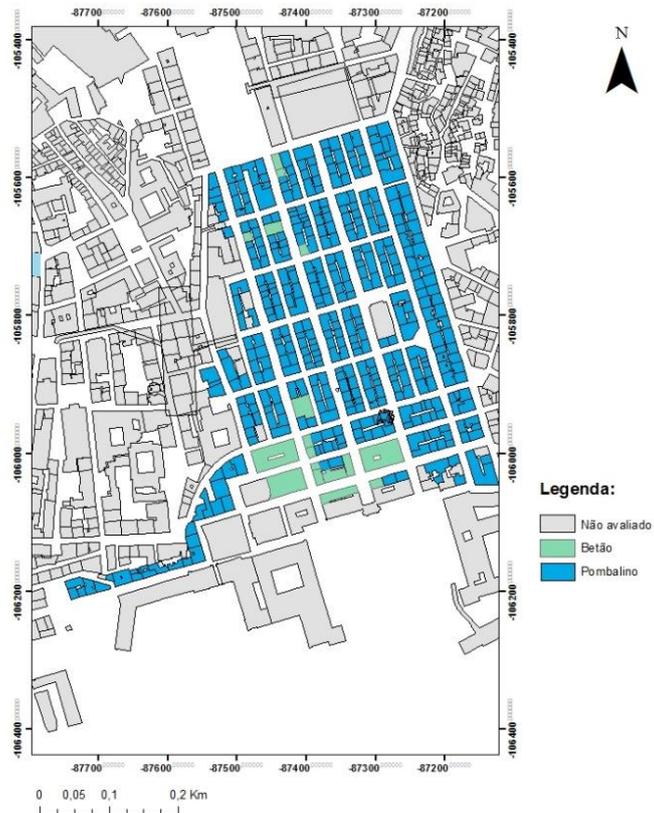


Figura 3.4 - Tipologia dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina

Na Figura 3.5 observa-se que alguns edifícios Pombalinos possuem um número de pisos elevado, consequência das referidas modificações estruturais.



Figura 3.5 - Número de pisos dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina

A Figura 3.6 representa a ocupação dos edifícios de alvenaria na Baixa Pombalina, na sua maioria mista, com o piso térreo destinado à ocupação comercial e os restantes pisos para habitação.

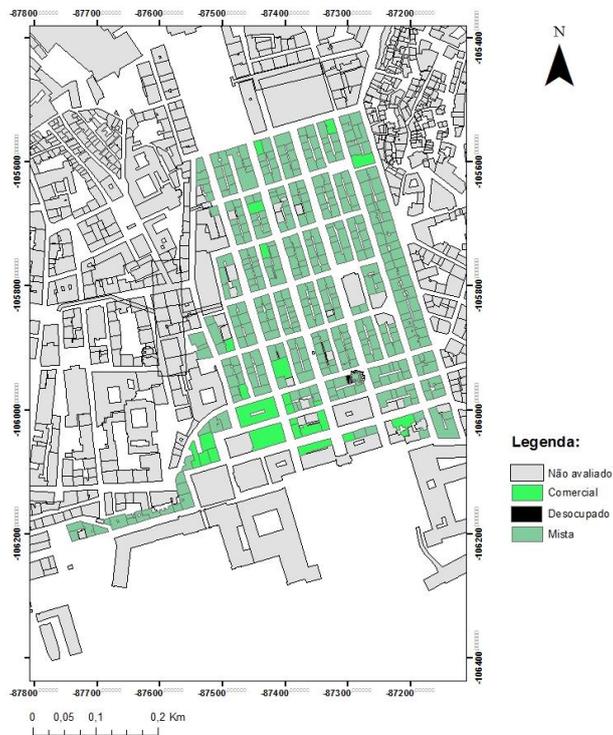


Figura 3.6 - Ocupação dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina

Relativamente ao levantamento dos períodos fundamentais de vibração dos edifícios de alvenaria, procurou-se obter informações de estudos realizados anteriormente. Da documentação consultada (Branco, 2007; Monteiro, 2012; Monteiro, 2013; Monteiro e Bento, 2013b; Oliveira, 1997), obteve-se uma amostra de 19 edifícios que, juntamente aos 3 edifícios Pombalinos analisados no âmbito deste trabalho e posteriormente modelados em *ArchiCad*, perfaz um total de 22 edifícios com um número de pisos intervalado entre 3 e 6 e cujas medições foram efectuadas *in situ*.

3.4.2 Organização dos dados em CIM

No âmbito deste documento, elaborou-se um modelo de uma zona da cidade de Lisboa que incluisse os três edifícios modelados em *ArchiCad* pelo que foi realizado um percurso entre os três edifícios analisados, devidamente contextualizado com o edificado existente. O percurso contabiliza um total de 816 edifícios (Figura 3.7). Para a realização deste modelo utilizou-se o mesmo sistema de referência utilizado em SIG, ou seja, o Datum 73 Hayford Gauss IPCC.



Figura 3.7 - Percurso modelado no *CityEngine*

De acordo com o que se referiu em 3.3 utilizaram-se os seguintes elementos: (i) um ortofotomapa à escala 1/1000, (ii) as cotas do terreno, (iii) as áreas de implantação dos edifícios da área urbana de Lisboa e (iv) tabela de atributos possuindo informação acerca do número de pisos e data de construção.

Após a obtenção do modelo digital do terreno e da definição das regras geradoras de modelos 3D, optou-se pela modelação de 371 edifícios com recurso a regras de programação na zona da Baixa Pombalina uma vez que esta zona evidencia uma relativa uniformização das características geométricas dos edifícios, sendo que neste trabalho se utilizou o modelo resultante do trabalho de Ildefonso et al. (2014) (Figura 3.8a)). A modelação com recurso à texturização das fachadas com fotografias reais foi aplicada em 442 edifícios devido às marcadas diferenças verificadas nas propriedades geométricas dos mesmos e nos seus detalhes construtivos (Figura 3.8b)). Os 3 restantes edifícios foram modelados em *ArchiCad* apresentando, naturalmente, maior detalhe.



(a)



(b)

Figura 3.8 - Modelo dos edifícios com recurso a: (a) regras e (b) a imagens reais

4. Caracterização Dinâmica Experimental

4.1 Introdução

O período fundamental de vibração, T , é uma propriedade com uma importância significativa na resposta dinâmica da estrutura, independentemente de se tratar do dimensionamento de uma nova estrutura ou da análise de uma já existente.

Este parâmetro pode ser obtido por intermédio de uma análise modal da estrutura ou através de correlações empíricas em função de determinados parâmetros físicos da estrutura.

Nos últimos anos tem aumentado o interesse no desenvolvimento e ajuste das correlações empíricas na medida em que possibilitam a obtenção, de forma aproximada, do período fundamental *a priori*. Por esta razão, procura-se uma calibração que produza valores fiáveis para este parâmetro.

O período de vibração depende de vários factores, entre os quais: (i) massa; (ii) rigidez; (iii) altura; (iv) propriedades dos painéis de enchimento; (v) extensão da fendilhação.

De todos estes factores, tem-se verificado sistematicamente, em estudos anteriores, que a altura é a que melhor se ajusta, por meio de regressões, aos valores obtidos experimentalmente.

A fim de se obter uma correlação fiável, é necessário medir o período fundamental das estruturas para que, posteriormente, se possa calibrá-la. A melhor opção, tendo em conta apenas a precisão dos resultados, seria a monitorização permanente da estrutura, mas este procedimento implicaria grandes custos pelo que não se afigura viável.

Assim, o método mais usual é o das medições da vibração ambiental, que permite a determinação das frequências próprias *in situ*. Este procedimento tem vindo a ganhar maior relevância com os avanços tecnológicos verificados, tratando-se de um procedimento rápido, menos caro que a alternativa da monitorização permanente e cujo equipamento é de fácil transporte.

Os valores obtidos *in situ* através deste procedimento, tendo em conta os reduzidos níveis de vibração, caracterizam as propriedades dinâmicas da estrutura no regime elástico linear e representam os parâmetros dinâmicos do sistema constituído pela estrutura e pelo solo subjacente.

4.2 Análise Dinâmica Experimental

Nos últimos anos tem-se vindo a verificar um interesse crescente (Oliveira, 1997) na determinação dos parâmetros dinâmicos das estruturas (frequências próprias, configurações modais e coeficiente de amortecimento), cujo conhecimento se revela importante na avaliação do comportamento dinâmico das mesmas.

Para tal, a caracterização dinâmica das estruturas deve-se apoiar na avaliação experimental que, com o auxílio de modelos numéricos, possibilitam a avaliação da resposta de uma estrutura quando sujeita às acções actuantes (Caetano, 1992).

Com o objectivo de descrever o comportamento dinâmico de uma estrutura, é necessário analisar a relação excitação/resposta que se irá desenvolver e cuja sua determinação se pode incluir numa das seguintes conjunturas:

- i.) Problema directo: consiste em caracterizar a resposta da estrutura tendo o conhecimento prévio dos seus parâmetros dinâmicos e das características da excitação;
- ii.) Problema inverso: consiste em caracterizar a excitação da estrutura tendo o conhecimento prévio dos seus parâmetros dinâmicos bem como da sua resposta;
- iii.) Problema de Identificação de Sistemas: consiste em determinar os parâmetros dinâmicos da estrutura partindo das características de excitação e da sua resposta.

Apenas se irá analisar o problema de Identificação de Sistemas na medida em que é uma metodologia que permite identificar os parâmetros dinâmicos da estrutura através de ensaios *in situ* que, aliado aos avanços tecnológicos progressivos, permitem a realização mais frequente de ensaios com uma maior eficiência no registo dos sinais e posterior processamento. De notar que estes ensaios caracterizam o comportamento dinâmico das estruturas sob acções de serviço, isto é, são realizados em regime linear devido não só aos custos e logística complexa inerentes ao processo de disponibilização de uma fonte de excitação capaz de originar uma resposta da estrutura não-linear mas também para não introduzir danos na estrutura no caso de níveis de vibração elevados.

Assim, de acordo com o que já se referiu, a relação excitação/resposta é importante na determinação dos parâmetros da estrutura e pode ser de natureza:

- i.) Determinística: em que, partindo de uma excitação completamente definida, se determina a resposta da estrutura;
- ii.) Estocástica: em que a fonte de excitação é desconhecida, apresentando um carácter aleatório, o que requer uma análise probabilística.

Considerando que a relação excitação/resposta é representada pela Equação (4.1) (Lopes et al., 2010) onde X representa a excitação e Y a resposta, \mathcal{F} corresponde a uma função de transferência com informações sobre as características dinâmicas dos sistema.

$$Y = \mathcal{F}^2 X \quad (4.1)$$

Esta equação representa a formulação do problema de Identificação de Sistemas em que conhecendo a relação excitação/resposta se obtém as características dinâmicas da estrutura. No entanto, para se obter tal relação, é necessário fazer actuar uma fonte de excitação na estrutura para se obter uma resposta. A fonte de excitação pode variar, sendo possível distinguir dois casos:

- i.) Medição de vibrações forçadas: também referidos como ensaios *Output-Input*, consistem em impor deformações (*input*) à estrutura por intermédio de equipamentos mecânicos tais como vibradores fixos à estrutura, martelos de impulsos ou com recurso a explosões controladas e, subsequentemente, determinar a sua resposta (*output*). Enquanto os dois primeiros equipamentos permitem o conhecimento da excitação sendo, portanto, de natureza determinística, as explosões controladas não permitem a sua definição. Assim, impondo uma excitação, mede-se a resposta de modo a determinar as características dinâmicas da estrutura independentemente do conhecimento da estrutura (Ceroni et al., 2014), num procedimento também designado de Análise Modal Experimental (EMA). Contudo, as excitações induzidas situam-se, geralmente, na gama das baixas frequências dificultando a excitação da estrutura em análise caso esta possua grandes dimensões;
- ii.) Medição da vibração ambiental: também denominados de ensaios *Output-Only*, diferenciam-se dos ensaios anteriores pela excitação da estrutura ter origem em factores ambientais como o tráfego ou a acção do vento. Este método só é exequível se se recorrer a transdutores de elevada sensibilidade para os níveis de vibração uma vez que estes são bastante reduzidos, principalmente nas estruturas mais rígidas. Neste caso, a fonte de excitação possui um carácter aleatório pelo que se assume que a excitação é do tipo ruído branco com média nula, ou seja, é um sinal para o qual as frequências próprias da estrutura são excitadas de igual forma, resultando num espectro de potência constante (Lopes et al., 2010). Assim, a Equação (4.1) assume a forma $Y = \mathcal{F}^2 const$, e, portanto, os picos de \mathcal{F} convergem para os picos de Y , facilitando o processo de definição das frequências próprias da estrutura. Os parâmetros dinâmicos da estrutura são posteriormente determinados usando Análises Modais Operacionais (OMA), também independentes do conhecimento da estrutura em análise (Ceroni et al., 2014). Este procedimento tem a vantagem de ser menos dispendioso que o anterior e não introduzir danos na estrutura, para além da portabilidade própria dos equipamentos utilizados neste procedimento, o que torna a coordenação dos ensaios menos complexa. Além disso, dado que os níveis de vibrações são reduzidos, este procedimento permite identificar modos de vibração com frequências reduzidas, o que não é possível com a medição de vibrações forçadas, tal como se referiu anteriormente.

4.2.1 Identificação Modal Estocástica

O problema da Identificação de Sistemas, quando aplicado no domínio da dinâmica de estruturas, dá origem aos procedimentos de identificação modal que permitem caracterizar o comportamento dinâmico das estruturas, por via experimental, através da determinação das frequências naturais, coeficientes de amortecimento e configurações modais (Rodrigues, 2004).

Na realidade, a caracterização do comportamento das estruturas sob acções dinâmicas requer um modelo estrutural que reproduza, de modo aproximado, o comportamento da estrutura e a partir do qual é possível obter a relação de excitação/resposta. A análise destes modelos pode ser efectuada

segundo diferentes abordagens: (i) abordagem no domínio do tempo; (ii) abordagem no domínio da frequência.

Por outro lado, como já se referiu, as ações actuantes podem ser de natureza: (i) determinística, quando a sua evolução temporal é conhecida; (ii) estocástica, quando não se possui um conhecimento da sua evolução sendo necessário recorrer a conceitos probabilísticos. Neste documento, centraram-se as atenções nas ações estocásticas na medida em que as medições das vibrações ambientais têm a vantagem da excitação ter múltiplas entradas, excitando a estrutura em diversos modos, tendo vindo a ganhar uma relevância cada vez maior na análise de estruturas de Engenharia Civil. Além de que, dado o elevado valor histórico do património edificado, procurou-se não introduzir danos nas estruturas pelo que os ensaios de caracterização *in situ* que mais se adequam são os de medição das vibrações ambientais.

Assim, nesta análise, apenas se tem conhecimento da resposta da estrutura, não se conhecendo as suas propriedades dinâmicas nem a excitação pelo que se deve basear a sua avaliação no conhecimento de certas grandezas probabilísticas como a média, o valor quadrático médio, a variância, o desvio padrão, a auto-correlação e a auto-covariância (Mendes e Oliveira, 2008). Todavia, devido ao complexo tratamento matemático necessário para tratar grandezas aleatórias, é frequente assumir-se que os processos estocásticos são processos gaussianos com média nula, com uma excitação do tipo ruído branco, ou seja, admite-se que a excitação tem um espectro de potência constante.

Os métodos de identificação modal estocástica podem-se agrupar em dois grupos (Mendes e Oliveira, 2008): (i) métodos não-paramétricos (métodos de análise no domínio da frequência), que estimam as funções de densidade espectral de resposta das estruturas no domínio da frequência; (ii) métodos paramétricos (métodos de análise no domínio do tempo), que utilizam as séries temporais de resposta para ajustar os modelos.

Nestes métodos de identificação modal, devido à complexidade das estruturas, assume-se que estas constituem sistemas ideais, exibindo um comportamento elástico linear e propriedades invariantes no tempo (Caetano, 1992; Ibsen e Liingaard, 2006). O pressuposto da linearidade possibilita a aplicação do princípio da sobreposição de efeitos, que permite equivaler a resposta de uma estrutura sujeita a um conjunto de forças aplicadas à soma das respostas que essa mesma estrutura teria para cada uma dessas forças. Quanto à suposição de invariância no tempo, admite que as propriedades dos sistemas se mantêm constantes ao longo do tempo.

Em todas as principais técnicas de identificação modal no domínio da frequência, as funções de densidade espectral de resposta, representação da resposta em função da frequência, são obtidas com recurso ao algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*) que permite calcular a Transformada Discreta de Fourier (TDF) que, por sua vez, possibilita a conversão de um sinal digital de N pontos no domínio do tempo em duas funções de base (seno e coseno) com $N/2+1$ pontos no domínio da frequência, uma configuração que corresponde à mesma informação inicial representada de forma diferente. As técnicas de identificação modal no domínio da frequência mais utilizadas nos últimos anos têm sido:

- i.) Método básico (BFD): baseia-se na aplicação do algoritmo FFT com a finalidade de estimar as funções de densidade espectral, cujos picos de ressonância correspondem às frequências naturais do edifício em análise. Revela-se uma boa opção para estimar as frequências naturais e os modos de vibração se os picos estiverem bem separados entre si. Como tal, não é uma hipótese fiável em edifícios com modos de vibração próximos visto que não é capaz de discernir a contribuição de cada um. Deve-se, no entanto, salientar que este método não identifica os modos de vibração, mas sim os modos operacionais de deformação (Rodrigues, 2004) que correspondem à deformada da estrutura, sem que se verifique a separação das contribuições de cada modo de vibração na resposta. Contudo esta diferença não é significativa em estruturas com baixo amortecimento.
- ii.) Método de decomposição no domínio da frequência (FDD): permite ultrapassar algumas limitações do BFD, nomeadamente a identificação de modos de vibração com frequências próximas. Este método utiliza a mesma informação de base do método BFD, obtida com o algoritmo FFT. O passo seguinte consiste em dividir a matriz de funções de densidade espectral de resposta em várias funções de 1 grau de liberdade através do algoritmo SVD (*Single Value Decomposition*). Portanto, neste método já são identificados os modos de vibração ao invés dos modos operacionais de deformação obtidos no método anterior. Contudo, este método também apresenta algumas limitações, destacando-se a incapacidade de calcular os coeficientes de amortecimento da estrutura.
- iii.) Método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD): como o nome indica, surge como um aperfeiçoamento do método FDD, permitindo o cálculo dos coeficientes de amortecimento e uma estimativa mais precisa das frequências naturais e dos modos de vibração.

Relativamente aos métodos de análise no domínio do tempo, permitem determinar os parâmetros de modelos que caracterizem adequadamente o comportamento dinâmico da estrutura que, por sua vez, são ajustados às funções de correlação de resposta ou às próprias séries temporais de resposta obtidas pelos sensores de medição. Os métodos que se baseiam nas séries temporais são os denominados de método de uma fase ao passo que os métodos sustentados no ajuste às funções de correlação são também designados de métodos de duas fases por se diferenciar uma primeira fase de análise à função de correlação, de uma fase posterior em que se procede ao ajuste dos parâmetros do modelo. A identificação modal é posteriormente realizada no modelo que resulta deste ajuste de parâmetros permitindo obter uma grande precisão das características dinâmicas da estrutura em análise. Contudo, por ser de execução mais complexa, é um método que requer mais tempo que os métodos de análise no domínio da frequência.

4.2.2 Aquisição de sinais

O comportamento dinâmico de uma estrutura é avaliado por meio de modelos numéricos, normalmente utilizados na metodologia de dimensionamento de novas estruturas, e através do registo experimental de vibrações, mais utilizado na caracterização dinâmica de estruturas existentes. Verifica-se também, a fim de se obter uma análise mais rigorosa e detalhada, a utilização conjunta

dos modelos numéricos e dos registos de vibração, permitindo assim validar o modelo com os parâmetros dinâmicos obtidos *in situ*, principalmente através da medição da vibração ambiental, a técnica mais utilizada actualmente.

Para a obtenção destes parâmetros são necessários transdutores de elevada sensibilidade que transformam qualquer grandeza física relacionada com a resposta da estrutura (deslocamento, velocidade ou aceleração) num sinal eléctrico (Rodrigues, 2004) que, posteriormente, são armazenados em sistemas de aquisição de dados onde são modificados num sinal digital através de um conversor analógico/digital de modo a poderem ser armazenados num sistema de armazenamento de informação.

Todas estas componentes podem ser agrupadas numa unidade triaxial de medição (Figura 4.1), permitindo uma análise da resposta da estrutura em três direcções ortogonais entre si, uma conversão para o formato digital e o armazenamento do sinal.



Figura 4.1 - Unidade triaxial de medição de acelerações (Monteiro e Bento, 2013a)

Apesar dos transdutores poderem avaliar a resposta em termos de deslocamento, velocidade ou aceleração, é prática corrente a análise da resposta de estruturas em função da aceleração em razão dos deslocamentos terem de ser medidos em termos relativos, o que torna o procedimento mais complexo, pois seria necessária uma base de referência para calcular os deslocamentos relativos.

Antes de se proceder ao armazenamento dos sinais, é necessária a sua conversão para um formato digital de modo compatibilizá-los com os sistemas de armazenamento. Assim, estes conversores analógico/digital, transformam sinais contínuos analógicos, obtidos pelos transdutores, em séries discretas por amostragem, sendo a amostragem o processo de medição de valores de um sinal analógico em intervalos regulares.

Segundo o teorema da amostragem de Nyquist-Shannon (Shannon, 1949), para minimizar perdas de informação durante esta conversão, a frequência de amostragem (f_s) deve ser igual ou superior à frequência de Nyquist, que equivale à máxima frequência do sinal analógico (f_{max}) - Equação (4.2).

$$f_s \geq 2f_{max} \quad (4.2)$$

Caso esta condição não seja verificada podem ocorrer os denominados erros de sobreposição, não permitindo uma conversão sem que se verifique alguma perda de informação.

O erro de sobreposição é um dos mais variados tipos de erros, de medição ou de aplicação das técnicas de processamento (Mendes e Oliveira, 2008), que podem ocorrer durante o processamento dos sinais contínuos no tempo, podendo originar alterações no sinal original. Deste modo, os erros verificados podem ser classificados como:

- i.) Erros de sobreposição (ou *aliasing errors*): tal como se referiu, ocorrem quando o teorema da amostragem de Nyquist-Shannon não é verificado, ou seja, a frequência de amostragem do sinal é inferior ao dobro da sua frequência máxima. Deste modo, irão surgir frequências que na realidade não existem na série discreta (Figura 4.2). De modo a evitar este tipo de erros, é comum a utilização de um filtro entre a saída do transdutor e a entrada do sistema de armazenamento de maneira a eliminar todas as frequências superiores à frequência de Nyquist, de modo a verificar-se que esta frequência é inferior à frequência de amostragem.
- ii.) Erros por escorregamento (ou *leakage errors*): ocorrem durante a transformação dos dados no domínio do tempo para o domínio da frequência, com recurso ao algoritmo FFT. Geralmente a amostragem do sinal não envolve um número inteiro de ciclos o que, aliado à suposição do algoritmo FFT de que a série temporal de dados tem um número finito de ciclos, conduz a uma distribuição de energia das frequências existentes no sinal para outras frequências adjacentes, subestimando a amplitude do mesmo. De modo a minimizar os seus efeitos, deve-se utilizar uma janela de dados que tenha como função introduzir o valor 0 no início e no fim do registo temporal de maneira a que o sinal possua um número inteiro de ciclos. A janela mais utilizada para sinais obtidos pelos ensaios de vibração ambiental é a janela de Hanning (Magalhães et al., 2007).
- iii.) Erros de carácter estatístico: podem ser divididos em erros de viés (ou *bias errors*) e erros de variância (ou *random errors*). Enquanto os primeiros estão relacionados com um distanciamento constante das quantidades estimadas em relação às quantidades reais, os erros de variância constituem-se como desvios aleatórios em relação à média dessas quantidades. O efeito destes erros pode ser minimizado utilizando um maior número de segmentos.

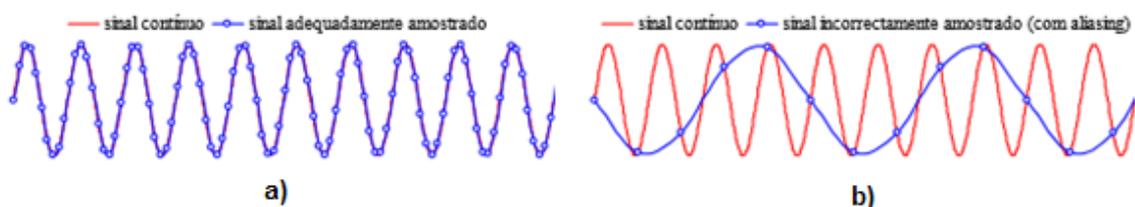


Figura 4.2 - Diferenças entre: (a) sinal amostrado correctamente e (b) sinal com efeito de *aliasing*.

Adaptado de (Rodrigues, 2004)

Uma vez que os erros podem descaracterizar o sinal, por forma a evitá-los ou minimizar os seus efeitos, é habitual recorrer-se a filtros que têm como função eliminar componentes do sinal sem interesse, focando-se apenas na banda de frequências relevante (Figura 4.3).



Figura 4.3 - Efeito de um filtro no sinal (Caetano, 1992)

Por razões económicas, os filtros digitais reúnem preferência em detrimento dos filtros analógicos e podem ser agrupados em:

- i.) Passa-baixo: caracteriza-se por permitir a passagem de todas as componentes em frequência até à frequência de corte, que neste caso se define como o majorante das frequências cuja passagem não foi impedida pelo filtro;
- ii.) Passa-alto: ao contrário do filtro passa-baixa, este filtro permite a passagem de todas as componentes em frequência acima da frequência de corte que agora representa o minorante das frequências não retidas no filtro;
- iii.) Passa-banda: alia as características dos filtros passa-baixo e passa-alto, permitindo obter uma gama de frequências entre duas frequências de corte que representam os limites da gama de frequências que passa pelo filtro;
- iv.) Elimina-banda: tem a função inversa do filtro passa-banda, eliminando a gama de frequências entre as duas frequências de corte.

4.3 Ensaios de caracterização dinâmica

4.3.1 Recolha dos dados *in situ*

A determinação dos parâmetros dinâmicos foi realizada segundo os métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência em que a fonte de excitação são as vibrações ambientais, tendo a identificação das frequências fundamentais dos edifícios analisados sido realizada pelo método básico (BFD).

Os registos realizados no âmbito desta dissertação foram efectuados em vários pontos do último piso dos edifícios. Estas vibrações são resposta à excitação ambiental e foram medidas mais do que uma vez em cada ponto de modo a evitar potenciais erros apenas perceptíveis durante o pós-processamento.

De modo a proceder ao registo das vibrações recorreu-se um sensor triaxial com as seguintes características (Monteiro e Bento, 2013):

- i.) gama dinâmica superior a 135 dB;
- ii.) largura de banda do sensor de DC até 200 Hz;
- iii.) linearidade inferior a 1000 µg/g²;
- iv.) histerese inferior a 0,1% do *full scale*;
- v.) sensibilidade cruzada menor que 1%;
- vi.) *full-scale* entre 0,25g e 4g.

Definiu-se o intervalo de tempo entre acelerações registadas como 0,005s, equivalente a uma frequência de amostragem de 200 Hz.

Durante o processamento dos dados obtidos experimentalmente, com o recurso ao *software Tsoft* (Computers and Geoscience, 2014) obtiveram-se as funções de densidade espectral de potência através da Transformada Rápida de Fourier (FFT) que possibilita a realização de uma análise espectral numa função no domínio do tempo. Posteriormente, foi necessário modificar o domínio dos dados para o domínio da frequência, que é conseguido através da Equação (4.4) em que n representa o passo que se está a analisar e 0,005 representa o intervalo de tempo entre registos sucessivos. O número 4096 deriva de uma limitação do algoritmo FFT que apenas permite obter 4096 amostras.

$$f_n = \frac{n}{4096 \times 0,005} \quad (4.4)$$

Desta análise é possível identificar as frequências dos modos de vibração quando se confronta os registos obtidos nas diversas estações de registo sendo os picos de ressonância a representação dos modos de vibração.

4.3.2 Dados obtidos *in situ*

Foram realizados ensaios de caracterização dinâmica em 3 edifícios de alvenaria de Lisboa. Os edifícios mencionados foram os edifícios da Rua do Arsenal, 54, Rua Pereira e Sousa, 14 e Rua Barata Salgueiro, 21 aqui reportados, respectivamente, como Edifício 1, Edifício 2 e Edifício 3.

Edifício 1

O primeiro edifício analisado foi o edifício Pombalino localizado na Rua do Arsenal, 54 (Figura 4.4), um edifício de planta rectânguar, de gaveto, com um piso térreo que se destina à ocupação comercial e 3 pisos elevados que se destinam a uma ocupação residencial. Este edifício, apesar de manter grande parte das suas características originais, sofreu algumas alterações estruturais que se irão reflectir no período fundamental da estrutura, nomeadamente a introdução da caixa de elevador de betão armado que confere um acréscimo significativo de rigidez à estrutura.

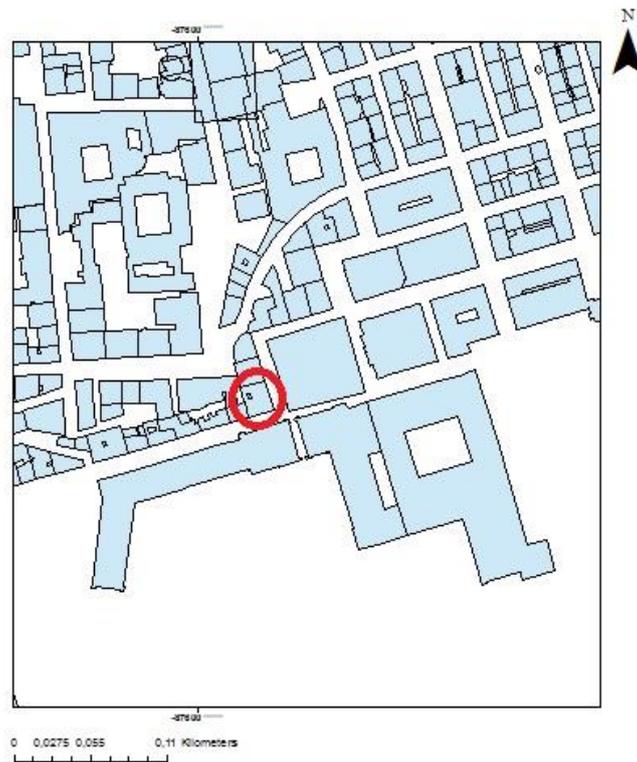


Figura 4.4 - Localização do Edifício 1

Uma vez que foram realizadas algumas alterações estruturais relevantes, considerou-se importante avaliar a sua influência no comportamento dinâmico de um edifício Pombalino. O modelo realizado do Edifício 1 em *ArchiCad* encontra-se representado na Figura 4.5.

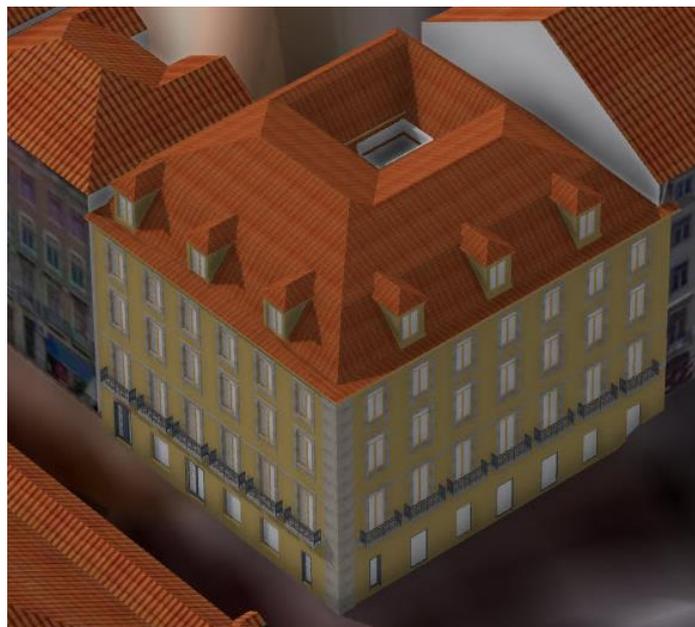


Figura 4.5 - Modelo realizado no *ArchiCad* do Edifício 1

Trata-se de um edifício cuja fachada principal se encontra orientada para a Rua do Arsenal, apresentando 6 vãos por piso ao passo que a fachada lateral orientada para a Praça do Município apresenta 7 vãos por piso.

Apenas com acesso ao último piso, por questões relacionadas com a operacionalidade dos restantes, efectuaram-se registos experimentais nos seis pontos ilustrados pela Figura 4.6.

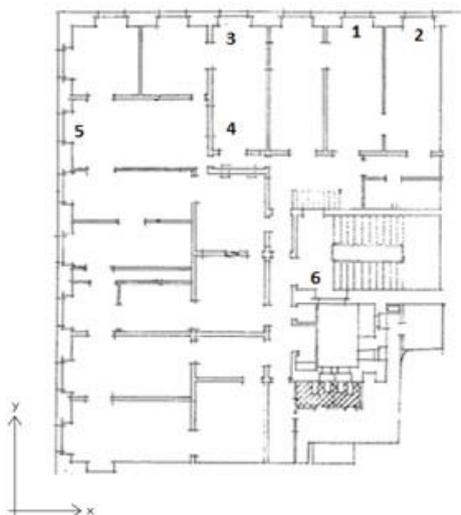


Figura 4.6 - Planta do Edifício 1 e pontos de medição

Em cada ponto efectuaram-se 3 medições de modo a eliminar qualquer eventual fonte de erro momentânea que não seria possível corrigir durante o processamento de dados.

A fim de captar com maior precisão as frequências fundamentais de translacção, deu-se maior relevância ao ponto 6 (Figura 4.6) por assumir uma posição mais central, sendo os restantes pontos relevantes para verificar se os resultados obtidos eram consistentes.

Após o processamento dos registos obtidos para o ponto 6, representou-se a informação nos Gráficos 4.1 e 4.2, correspondentes às funções de densidade espectral de potência verificadas para as direcções X e Y, respectivamente. As medições efectuadas nos outros pontos encontram-se no Anexo B.

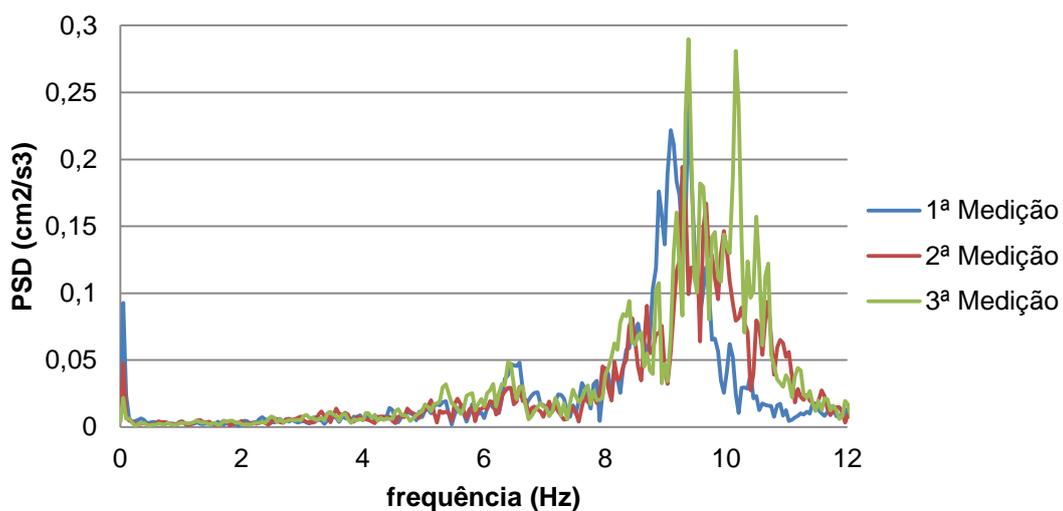


Gráfico 4.1- Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 6 (Direcção X)

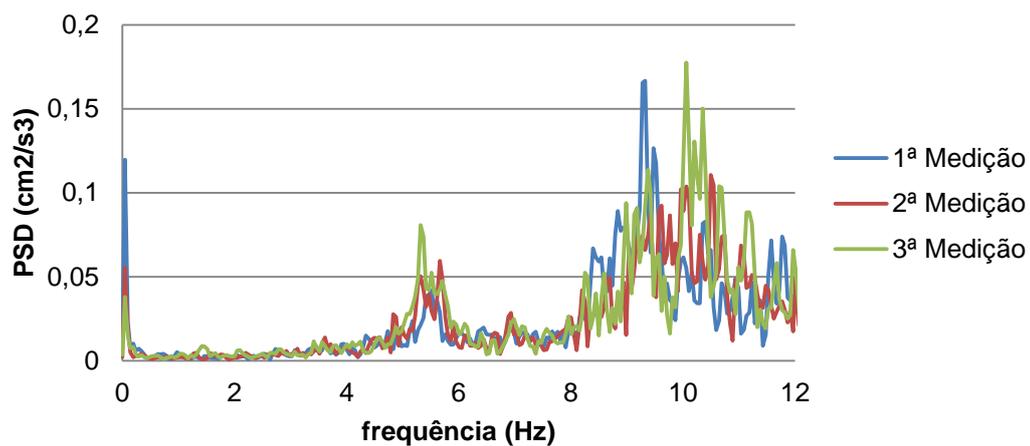


Gráfico 4.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 6 (Direcção Y)

Edifício 2

Quanto a este edifício, está localizado na Rua Pereira e Sousa, 14 (Figura 4.7) e é um edifício Pombalino apesar de inicialmente não aparentar ter as características desta tipologia.

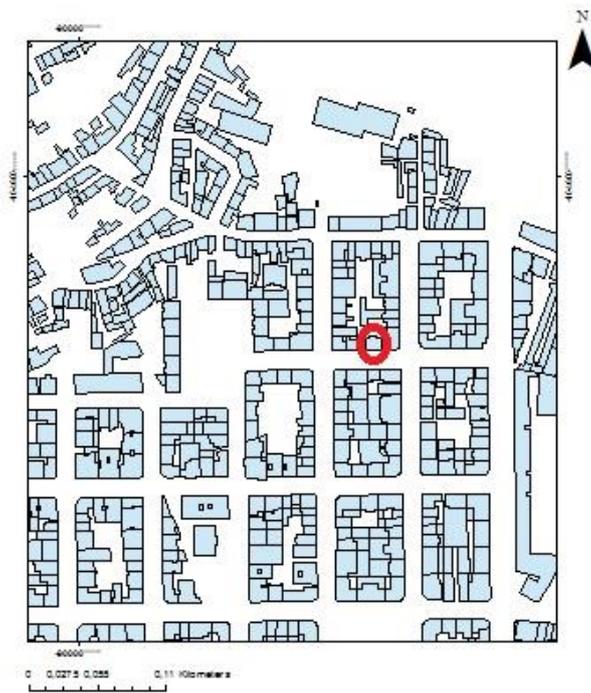


Figura 4.7 - Localização do Edifício 2

É um edifício inserido num quarteirão com uma cave, um piso térreo e apenas 2 pisos elevados. O pé-direito é variável, tendo 2m na semi-cave, 3m no piso térreo e no primeiro piso elevado e 2,84m no último piso.

Distingue-se da estrutura pombalina comum pelo número reduzido de pisos e pela fachada principal em bico que, por sua vez, é caracterizada por 5 vãos por piso (Figura 4.8).



Figura 4.8 - Modelo realizado no *ArchiCad* do Edifício 2

O sistema estrutural no seu interior caracteriza-se por 2 alinhamentos principais de frontais, paralelos às fachadas principal e de tardoz, e por uma caixa de escadas também composta por paredes de frontal.

Uma vez que este edifício revela características distintas dos restantes Pombalinos, aproximando-se das características pré-Pombalinas, considerou-se pertinente a realização de ensaios de caracterização dinâmica de modo a comparar o seu comportamento com os outros edifícios da mesma tipologia.

Os ensaios foram realizados no último piso, dois por cada ponto indicado na Figura 4.9.

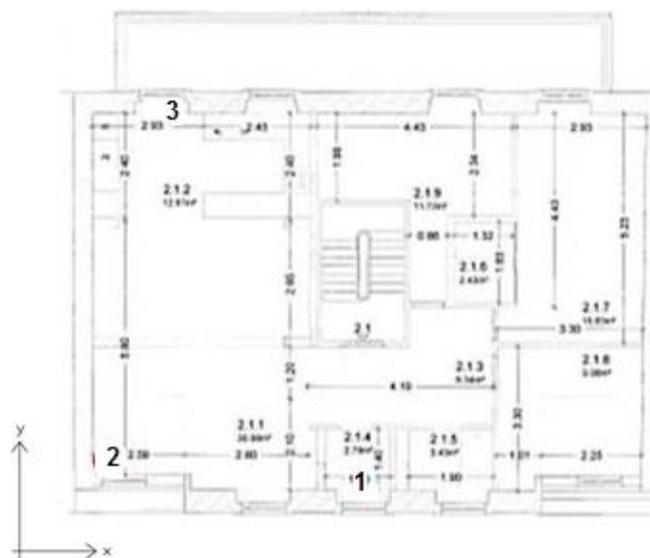


Figura 4.9 - Planta do Edifício 2 e pontos de medição

Após tratamento dos registos obtidos no local, apresentam-se nos Gráficos 4.3 e 4.4 os resultados obtidos no ponto 1, que é o que figura numa posição mais central na planta do edifício segundo a direcção X. Relativamente à direcção Y não se realizou nenhum registo em zonas mais centrais mas, dadas as reduzidas dimensões do edifício segundo esta direcção, assumiu-se os resultados do ponto 1 como os de referência – as medições efectuadas nos outros pontos encontram-se no Anexo C.

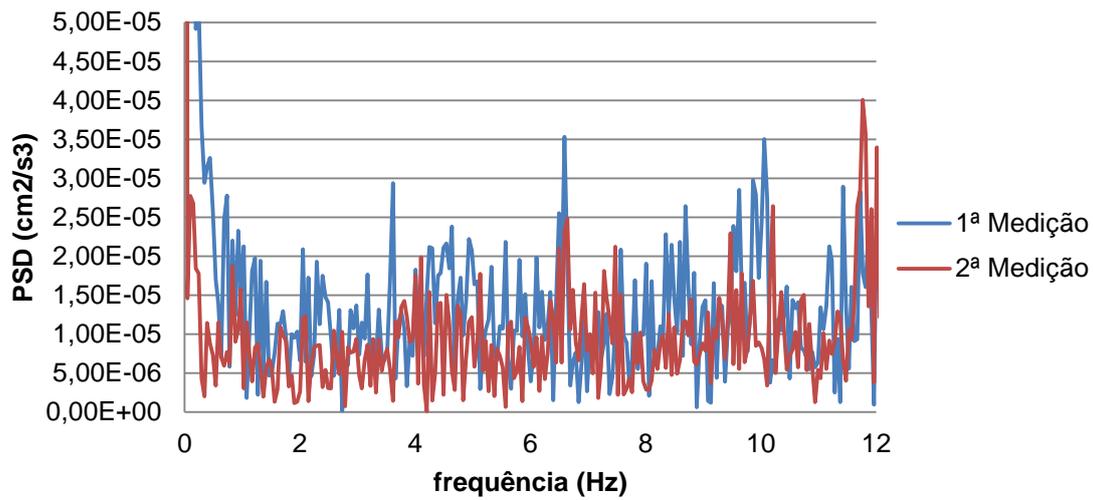


Gráfico 4.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção X)

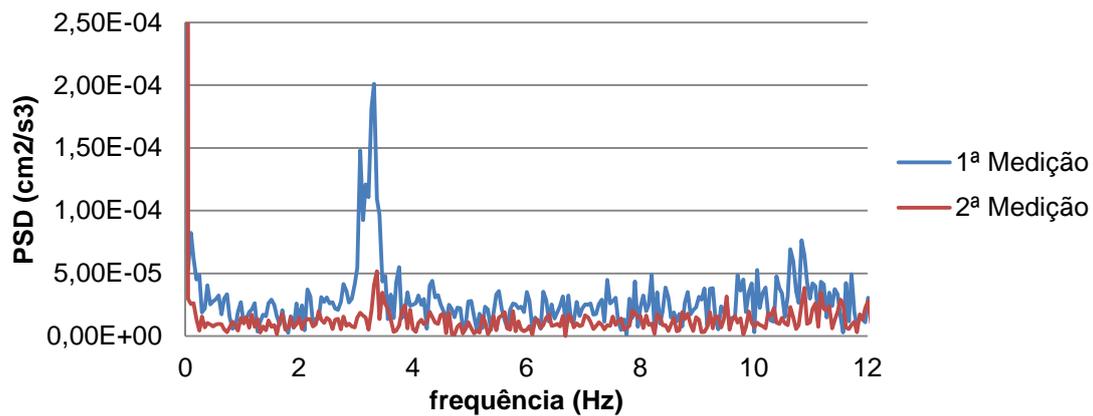


Gráfico 4.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y)

Edifício 3

O edifício da Rua Barata Salgueiro, 21 (Figura 4.10) é também um edifício Pombalino. Este edifício não se encontra restringido lateralmente por nenhum edifício o que permite analisar o comportamento dinâmico de um edifício Pombalino isoladamente, sem interações com os edifícios adjacentes.

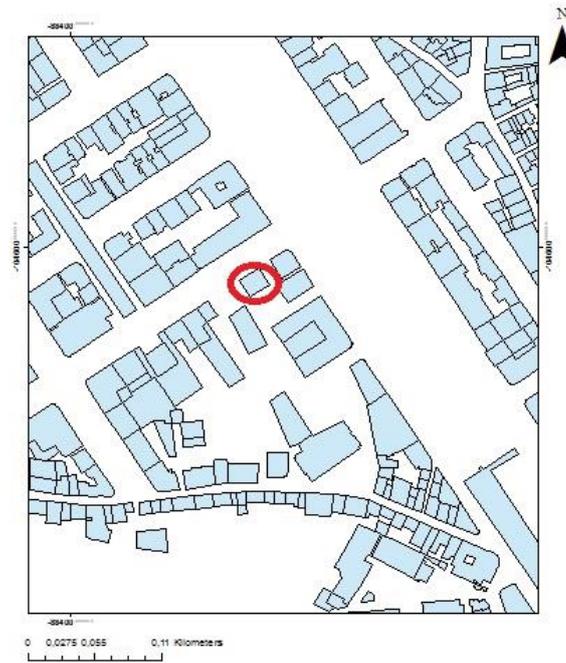


Figura 4.10 - Localização do Edifício 3

Possui um piso térreo e três pisos elevados e caracteriza-se, no seu interior, por três alinhamentos de frontais paralelos às fachadas principal e tardoz e por uma caixa de escadas igualmente constituída por elementos de frontal. O seu modelo encontra-se representado na Figura 4.11.

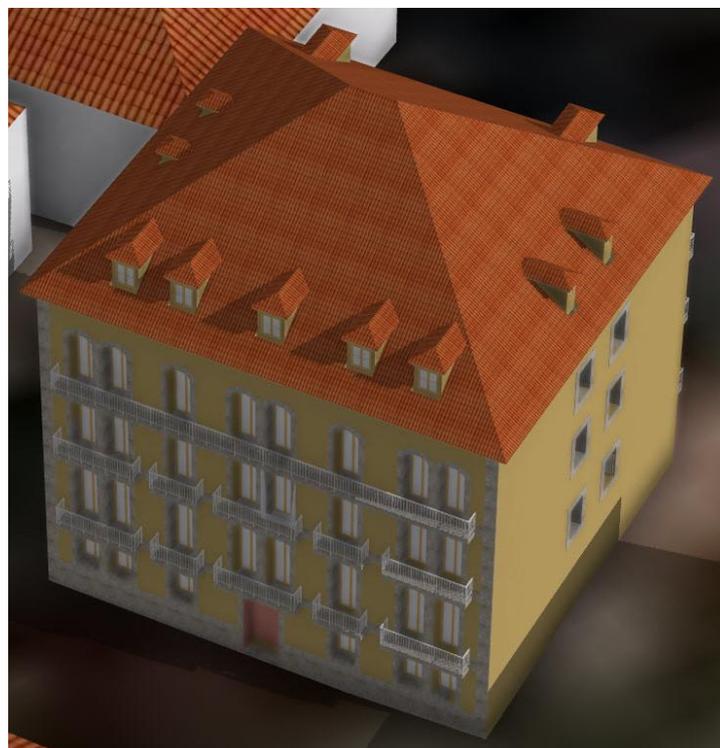


Figura 4.11 - Modelo realizado no *ArchiCad* do Edifício 3

De acordo com o procedimento efectuado nos outros dois edifícios já referidos, foram efectuados registos das vibrações ambientais em diferentes pontos do edifício, duas medições por ponto, no último piso (Figura 4.12).

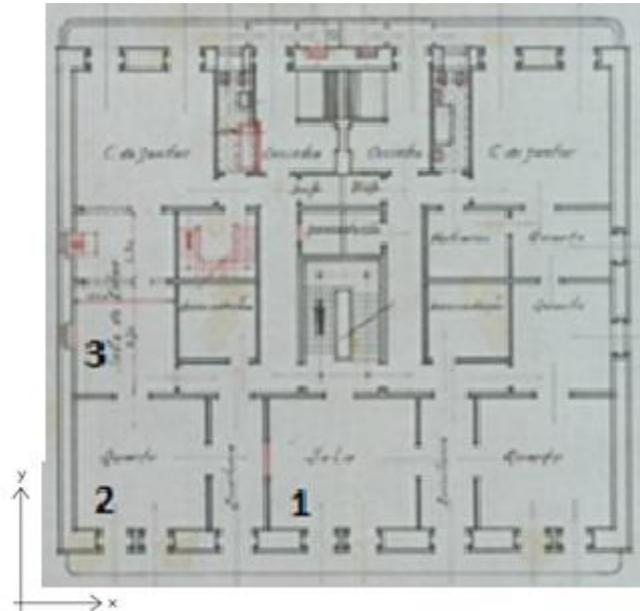


Figura 4.12 - Planta do Edifício 3 e pontos de medição

Nos Gráficos 4.5 e 4.6 apresentam-se os resultados obtidos tendo em consideração que para as frequências segundo a direcção X se realçaram os registos obtidos no ponto 3 e para as frequências segundo Y os registos do ponto 1, a fim de obter as frequências de translação do edifício com a menor contribuição possível dos modos de torção do mesmo. As medições realizadas no ponto 2 encontram-se apresentadas no Anexo D.

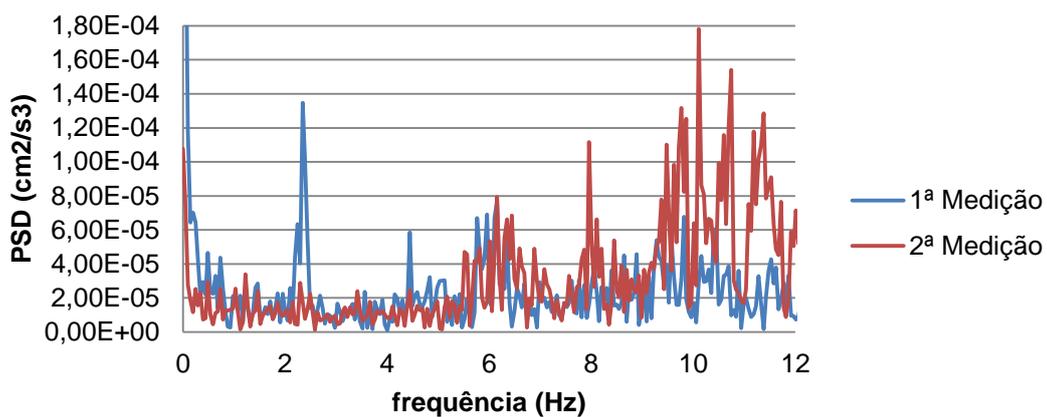


Gráfico 4.5 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção X)

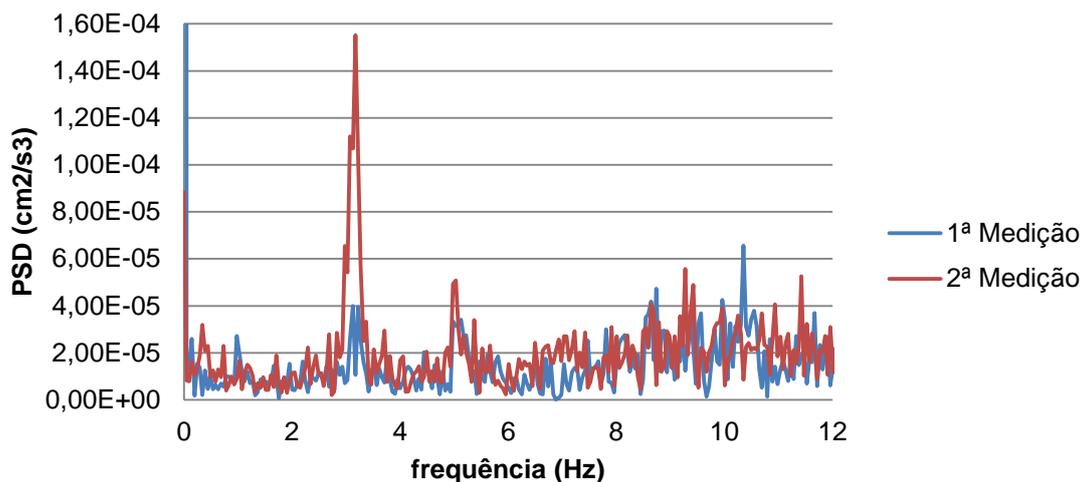


Gráfico 4.6 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y)

4.3.3 Análise dos resultados

Uma vez determinadas as funções de densidade espectral de potência, é possível identificar as frequências dos modos de vibração pelos picos de ressonância representados nos gráficos anteriores.

Da análise destes gráficos é possível verificar que os valores da função de densidade espectral de potência (*Power Spectral Density* – PSD) variam bastante de estrutura para estrutura, devendo-se não só às características estruturais das mesmas mas também às vibrações ambientais aquando das medições efectuadas *in situ*, nomeadamente as vibrações devidas ao tráfego rodoviário.

Assim, pela identificação dos picos obteve-se a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Frequências obtidas para os edifícios analisados

	Nº de pisos	Frequências (Hz)	
		Direcção X	Direcção Y
Edifício 1	4	5,71	5,37
Edifício 2	3	3,61	3,32
Edifício 3	4	2,34	3,17

De acordo com os valores de referência apontados na Tabela 4.2 (Oliveira, 2004) verifica-se que apenas o Edifício 3 se enquadra relativamente no intervalo definido para a tipologia Pombalina.

Tabela 4.2 - Tabela de referência para edifícios de alvenaria (Oliveira, 2004)

Tipos	Nº de pisos	Frequências médias (Hz)
Pombalinos+meados séc. XIX	5-7	2,3-3
1920-1940	4-7	3,7-3,8
1940-1950	3-6	5-5,5

Relativamente ao Edifício 1, de acordo com o que já se referiu, as modificações estruturais, nomeadamente a introdução de uma caixa de elevador de betão armado, conduziram a uma alteração do comportamento dinâmico da estrutura com um incremento de rigidez que, naturalmente, conduziu a frequências superiores às registadas para os edifícios Pombalinos originais.

O Edifício 2, apesar de se enquadrar na tipologia Pombalina, apresenta um número de pisos inferior ao que usualmente este tipo de edifícios possui. Apenas com 2 pisos elevados e uma vez que a altura do edifício se constitui como uma característica geométrica directamente correlacionável com as características dinâmicas das estruturas, as frequências fundamentais de vibração resultaram em valores superiores aos registados na tabela de referência (Tabela 4.2).

Quanto ao Edifício 3, o único com frequências dentro do intervalo de referência, consiste num edifício sem modificações estruturais relevantes, de 4 pisos e isolado, o que redundava num comportamento sem interações dos edifícios adjacentes e na obtenção de valores de frequências fundamentais próximos dos valores limite da tabela de referência, apesar de o número de pisos não se encontrar no intervalo estudado para a elaboração desta tabela.

4.4 Correlações Empíricas

4.4.1 Fórmulas existentes

Tem-se verificado que os valores obtidos para o período fundamental de vibração (T) obtidos experimentalmente diferem dos valores que advêm das correlações apresentadas por alguns regulamentos sísmicos, pelo que é necessário verificar e analisar a origem destas fórmulas.

O trabalho de John Carder, assente num registo extensivo de vibrações ambientais após o sismo de Long Beach (1933), em conjunto com os registos japoneses obtidos por Housner e Brady (1963) permitiu a obtenção de uma base de dados considerável que abrangia maioritariamente edifícios de alvenaria e aço. Estes registos estão na génese da fórmula presente no ATC3-06 (1978) para a

obtenção do período fundamental T da estrutura que, por sua vez, esteve na origem da formulação de outros regulamentos sísmicos – Equação (4.5).

$$T = C \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (4.5)$$

em que H representa a altura do edifício, L o comprimento do edifício na direcção da solicitação e C uma constante.

Anos mais tarde, perante o desenvolvimento tecnológico e o registo de vibrações em edifícios de betão armado após o sismo de S. Francisco (1971), realizado por Goel e Chopra (1997), as fórmulas foram adaptadas de modo a abranger os novos registos da base de dados, conduzindo a novos valores da constante C . Contudo, convém realçar que estes registos constituem uma reduzida parcela da base de dados pelo que a informação anterior prevalece.

A fórmula apresentada pelo regulamento ATC3-06 (1978) deu lugar à Equação (4.6) no regulamento americano que se sucedeu (UBC, 1997).

$$T = C_t H^{3/4} \quad (4.6)$$

em que, para um H medido em ft , correspondia um $C_t=0,020$ para os edifícios de alvenaria, o que corresponde a um $C_t=0,0488$ se o H for medido em m .

Esta fórmula foi teoricamente derivada com recurso ao método de Rayleigh, assumindo-se que: (i) as forças laterais equivalentes se distribuem linearmente em altura; (ii) a distribuição da massa é constante em altura bem como a rigidez, o que produz um deslocamento uniforme entre pisos sob o efeito de acções laterais; (iii) a força de corte basal é inversamente proporcional a $T^{2/3}$. Sabendo-se previamente que o período de vibração de um oscilador de 1 grau de liberdade é $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$, em que M representa a massa e K a rigidez, cujo modelo se encontra representado na Figura 4.13 e que a rigidez pode ser obtida pelo quociente da força basal, F_b , pelo deslocamento lateral no topo, Δ , vem:

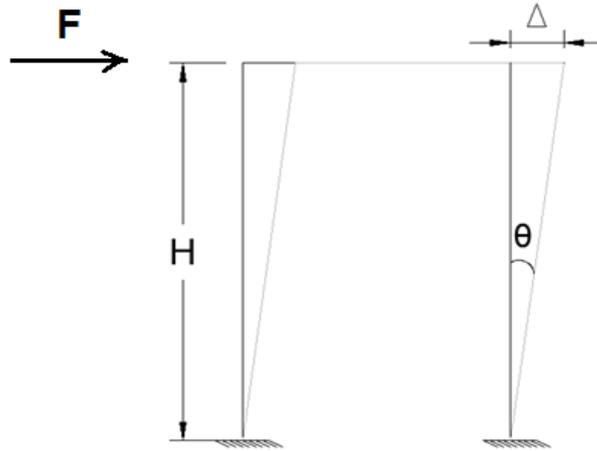


Figura 4.13 - Modelo utilizado com recurso ao método de Rayleigh Simplificado

$$K = \frac{F_b}{\Delta} \quad (4.7)$$

$$\Delta = H\theta \quad (4.8)$$

$$F_b = \frac{C_1}{T^{2/3}} \quad (4.9)$$

em que C_1 representa uma constante e θ o ângulo entre configurações indeformada e deformada do sistema para um deslocamento Δ .

De (4.7), (4.8) e (4.9) resulta:

$$K = \frac{C_1}{T^{2/3}} \frac{1}{H\theta} \quad (4.10)$$

Substituindo esta expressão na equação do período de vibração de um oscilador de 1 grau de liberdade, obtém-se:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{MT^{2/3}H\theta}{C_1}} \quad (4.11)$$

$$T^{2-2/3} = \frac{4\pi^2 MH\theta}{C_1} \quad (4.12)$$

$$T^{4/3} = \frac{4\pi^2 MH\theta}{C_1} \quad (4.13)$$

que, agregando o valor de $\left(\frac{4\pi^2 M\theta}{C_1}\right)^{3/4}$ numa constante C_t , conduz à Equação (4.6). A constante C_t foi calibrada com valores registados após a ocorrência de vários sismos, entre os quais os sismos de S. Francisco (1971) e de Northridge (1994).

Esta expressão foi, posteriormente, incluída noutros regulamentos como o EC8 – Eurocódigo 8 (CEN, 2005a) - em que o valor da constante foi arredondado para $C_t=0,050$.

O registo das vibrações ambientais tem vindo a destacar-se no processo de calibração dos modelos numéricos, sendo cada vez maior o número de estruturas ensaiadas, permitindo formar uma base de dados cada vez mais representativa a fim de se obter uma correlação que traduza, da forma mais precisa possível, o real comportamento dinâmico das estruturas.

Da análise dos registos efectuados nos edifícios de alvenaria, segundo Calvi (1999), o coeficiente C_t da Equação (4.6) poderia ser reduzido para $C_t=0,040$ uma vez que estas estruturas apresentam uma rigidez considerável antes da fendilhação.

4.4.2 Processamento dos resultados obtidos

Na zona de estudo que deu origem à base de dados é possível diferenciar os edifícios de alvenaria em três categorias: (i) edifícios Pombalinos, (ii) edifícios Gaioleiros e (iii) edifícios de Placa. Há ainda edifícios que originalmente eram de alvenaria mas que, devido a remodelações excessivas, já não se podem englobar em nenhuma destas três categorias pelo que se excluiu a sua presença neste estudo.

Após a reunião dos registos já efectuados (Branco, 2007; Monteiro, 2012; Monteiro, 2013; Monteiro e Bento, 2013b; Oliveira, 1997) obtiveram-se os dados sistematizados na Tabela 4.3. Nesta tabela, as frequências designadas por longitudinais (Long.) correspondem à direcção das fachadas e as designadas por transversais (Transv.) à direcção das empenas.

Tabela 4.3- Registos obtidos dos edifícios de alvenaria lisboetas

Fonte	Rua	Tipologia	Restrições no agregado	Altura (m)	Frequências (Hz)	
					Transv.	Long.
Oliveira (1997)	Rua do Ouro, 200	Pombalino	Gaveto	18	2,8	3
Oliveira (1997)	Rua da Vitoria, 88	Pombalino	Gaveto	18	2,8	2,9
-	Rua do Arsenal, 54 ¹	Pombalino	Gaveto	14	5,71	5,37
-	Rua Barata Salgueiro, 21	Pombalino	Isolado	14	3,17	2,34
-	Rua Pereira e Sousa, 14	Pombalino	restrição nos 2 lados	10,5	3,32	3,61
Oliveira (1997)	Rua Sousa Martins, 12	Gaioleiro	Gaveto	16,9	2,93	4,7
Oliveira (1997)	Av. 5 de Outubro, 194	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	19	3,8	3,3
Oliveira (1997)	Av. Julio Dinis, 26	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	24	2,4	2,7
Oliveira (1997)	TLP, Trindade	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	26	2,9	3,4
Oliveira (1997)	Av.Elias Garcia, 145	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	16	4,2	3,2
Oliveira (1997)	Av. D. Ávila, Rest. Amazonas ²	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	16	2,71	8,1
Monteiro (2012)	Rua da Sociedade Farmacêutica, 68	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	16,1	2,68	4,64
Branco (2007)	Avenida Duque de Loulé, 70	Gaioleiro	restrição nos 2 lados	16,3	2,34	3,56
Oliveira (1997)	Av. Liberdade, 211	Gaioleiro	Gaveto	22	2,3	2,8
Oliveira (1997)	Av. 5 de Outubro, 319	Placa	restrição nos 2 lados	20	3,5	2,3
Oliveira (1997)	Av. 5 de Outubro, 259	Placa	Gaveto	24	4,5	3,5
Oliveira (1997)	Av. Almirante Reis 197	Placa	restrição nos 2 lados	16	4,4	3,6
Oliveira (1997)	Av. da Igreja, 50	Placa	Gaveto	12	6,5	8
Oliveira (1997)	R. Alberto Oliveira, 2	Placa	Gaveto	15	5,5	6
Oliveira (1997)	Av. João XXI, 66	Placa	restrição nos 2 lados	20	3,8	3,1
Monteiro e Bento(2013b)	Rua Actor Isidoro, 13	Placa	restrição nos 2 lados	12,25	4,12	5,03
Monteiro, B. (2013)	Praça Afrânio Peixoto, 2	Placa	restrição nos 2 lados	16,65	4,3	4,2

1. Edifício Pombalino modificado, com introdução de caixa de elevador de betão armado, representando um grande acréscimo de rigidez que se traduz nos elevados valores das frequências registadas.
2. Edifício restringido lateralmente nos dois lados. Contudo, num dos lados, apenas é restringido nos dois primeiros pisos.

Uma vez que a variável altura (H) foi a única que revelou alguma qualidade de ajuste, as correlações empíricas utilizadas neste documento assumem a seguinte forma:

$$T = aH^b \quad (4.14)$$

em que a e b são parâmetros modificáveis.

Através do método dos mínimos quadrados, focado na minimização da diferença entre os valores medidos do período fundamental e os valores estimados pelas fórmulas empíricas, obteve-se a Equação (4.15), com um coeficiente de determinação de $R^2=0,26$, parâmetro que descreve a qualidade do ajuste, isto é, representa a percentagem da variação da variável dependente (T) justificada pela variável independente (H). A correlação obtida, Correlação 1, encontra-se representada no Gráfico 4.7 e inclui todos os valores apresentados na Tabela 4.3.

$$T = 0,044H^{0,614} \quad (4.15)$$

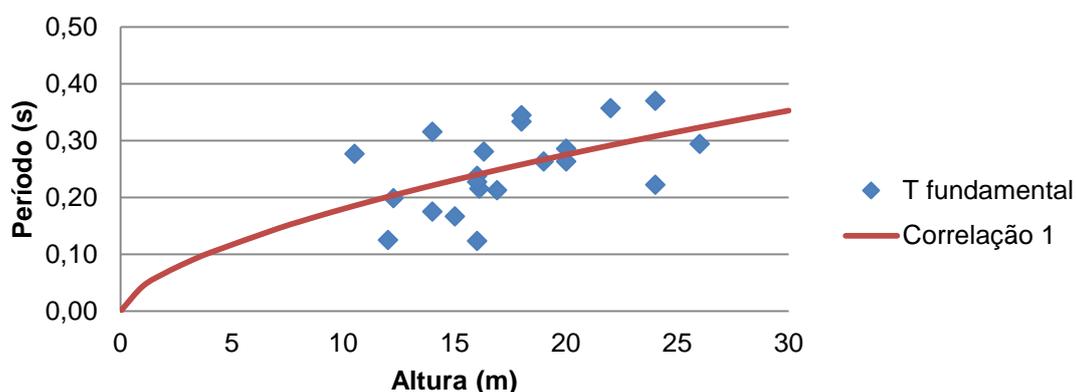


Gráfico 4.7 - Correlação 1 entre período e altura

Por outro lado, optou-se também pela realização de uma regressão linear - Equação (4.16) – cujo ajuste se pode observar no Gráfico 4.8 com um $R^2=0,15$ e a que foi atribuída a designação de Correlação 2.

$$T = 0,014H \quad (4.16)$$

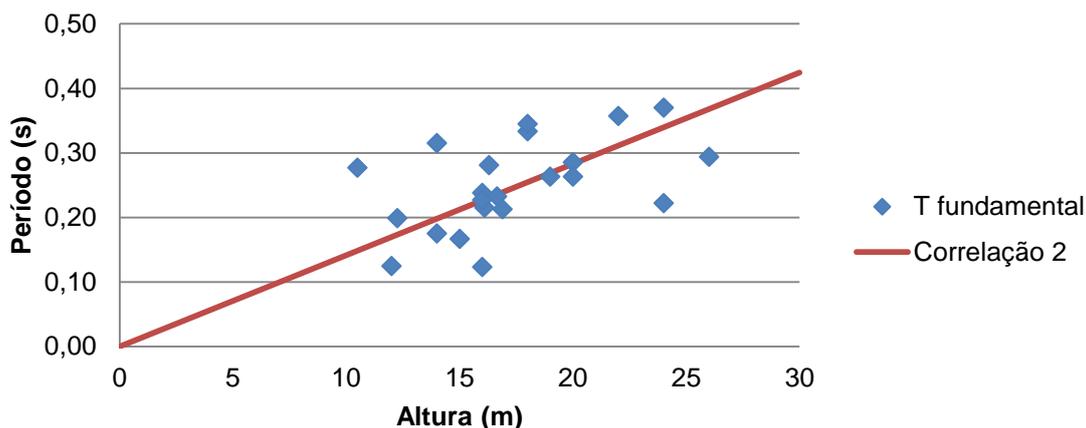


Gráfico 4.8 - Correlação 2 entre período e altura

A fim de se poder obter uma melhor comparação com as fórmulas que constam em alguns regulamentos sísmicos, efectuou-se ainda um ajustamento da Equação (4.14) com o valor de b pré-definido e igual a $\frac{3}{4}$ de modo a assemelhar-se à configuração da equação apresentada pelo EC8 – Equação (4.6) – resultando na Equação (4.17), a Correlação 3 (Gráfico 4.9), que permite um ajuste com um $R^2=0,39$.

$$T = 0,029H^{3/4} \quad (4.17)$$

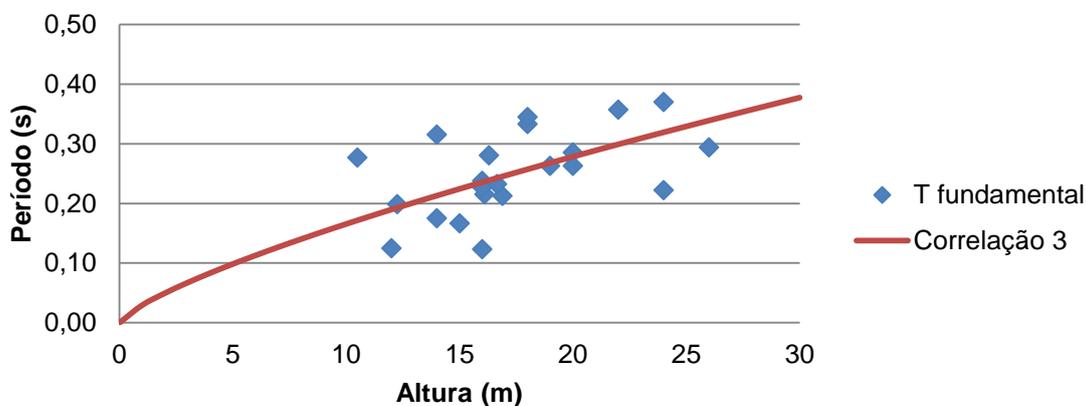


Gráfico 4.9 - Correlação 3 entre período e altura

Assim, é possível observar no Gráfico 4.10 a comparação das diversas fórmulas obtidas, verificando-se valores inferiores dos períodos fundamentais dos edifícios indicados na Tabela 4.3 comparativamente aos fornecidos pelos regulamentos sísmicos ou por outros autores.

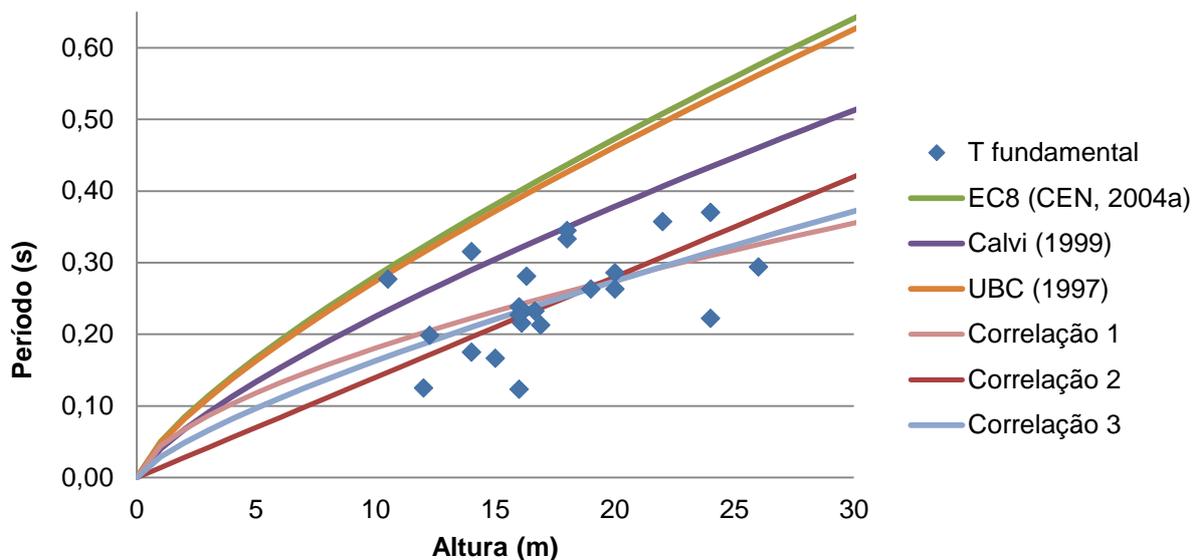


Gráfico 4.10 - Comparação das diversas correlações entre período e altura

Da análise do Gráfico 4.10 é possível observar que, comparando as equações propostas por EC8, UBC e Calvi, é a fórmula sugerida por Calvi (1999) a que mais se aproxima dos registos dos edifícios de alvenaria da área de estudo. Observa-se ainda que, em relação às correlações definidas nesta dissertação, a que mais se aproxima das anteriormente propostas é a Correlação 1, até a uma altura de 19,4m. A partir deste valor, a Correlação 2 passa a produzir estimativas que se revelam mais próximas dos valores determinados experimentalmente.

Neste estudo, procedeu-se também à análise separada de edifícios consoante a sua posição no agregado, fazendo-se a distinção entre edifícios restringidos lateralmente ou não, e de acordo com a sua tipologia. De modo a que se estabeleçam comparações mais claras com as equações dos regulamentos sísmicos, optou-se por realizar esta análise impondo $b = 3/4$, ajustando-se apenas a variável a .

Desta forma, e no seguimento do que já foi referido, as Equações (4.18) e (4.19) apresentam as correlações do período em função da altura tendo em conta a restrição lateral imposta pelos edifícios adjacentes ou não, verificando-se coeficientes de determinação de $R^2=0,23$ e $R^2=0,24$, respectivamente – Gráficos 4.11 e 4.12.

$$T = 0,029H^{3/4} \quad (4.18)$$

$$T = 0,030H^{3/4} \quad (4.19)$$

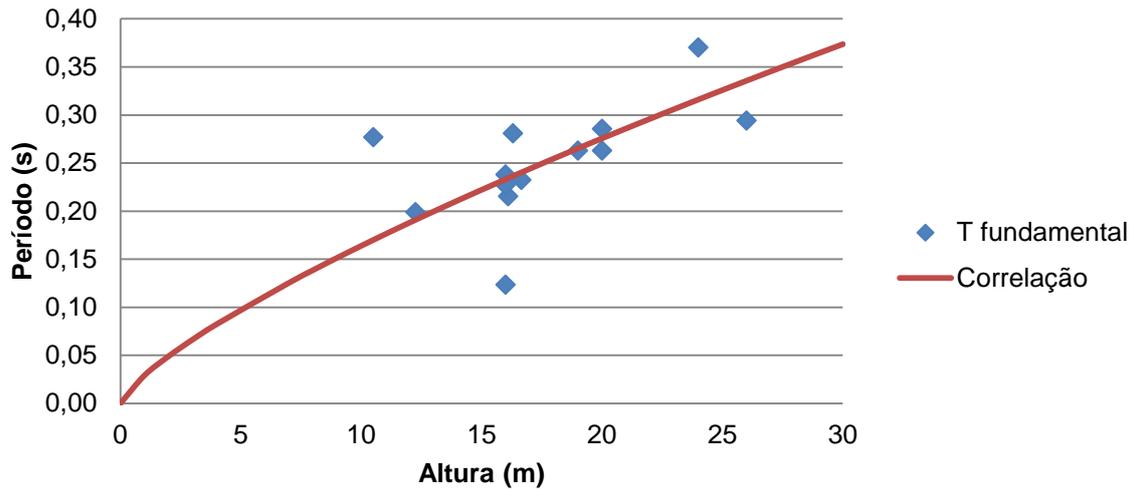


Gráfico 4.11 - Correlação entre período e altura para edifícios restringidos lateralmente

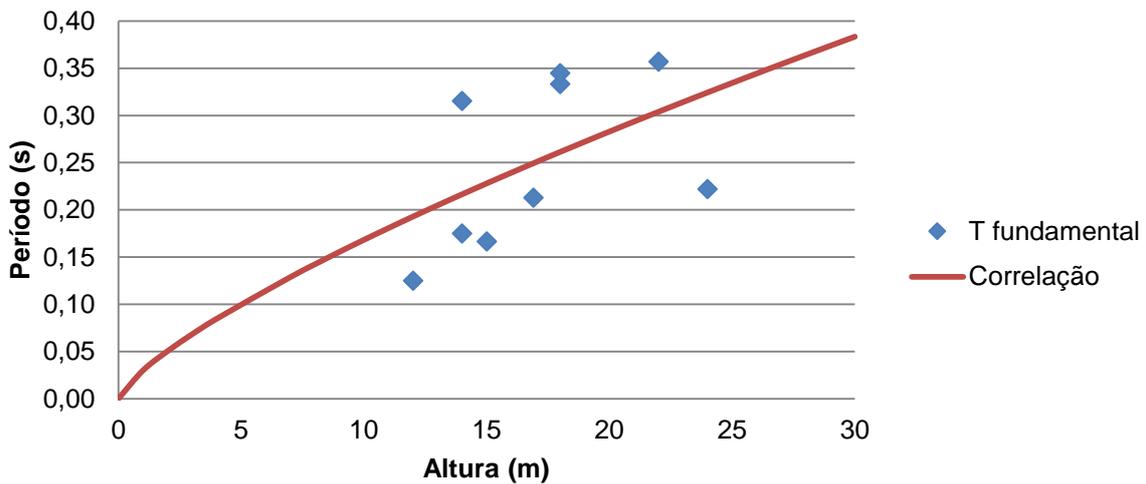


Gráfico 4.12 - Correlação entre período e altura para edifícios não restringidos lateralmente em ambos os lados

Por sua vez, a diferenciação das tipologias dos edifícios de alvenaria em edifícios Pombalinos, Gaioleiros e de Placa resultou nas correlações apresentadas nas Equações (4.20), (4.21) e (4.22) e representadas nos Gráficos 4.13, 4.14 e 4.15 e cujos coeficientes de determinação são, respectivamente, $R^2=0,46$, $R^2=0,40$ e $R^2=0,76$.

$$T = 0,038H^{3/4} \quad (4.20)$$

$$T = 0,029H^{3/4} \quad (4.21)$$

$$T = 0,026H^{3/4} \quad (4.22)$$

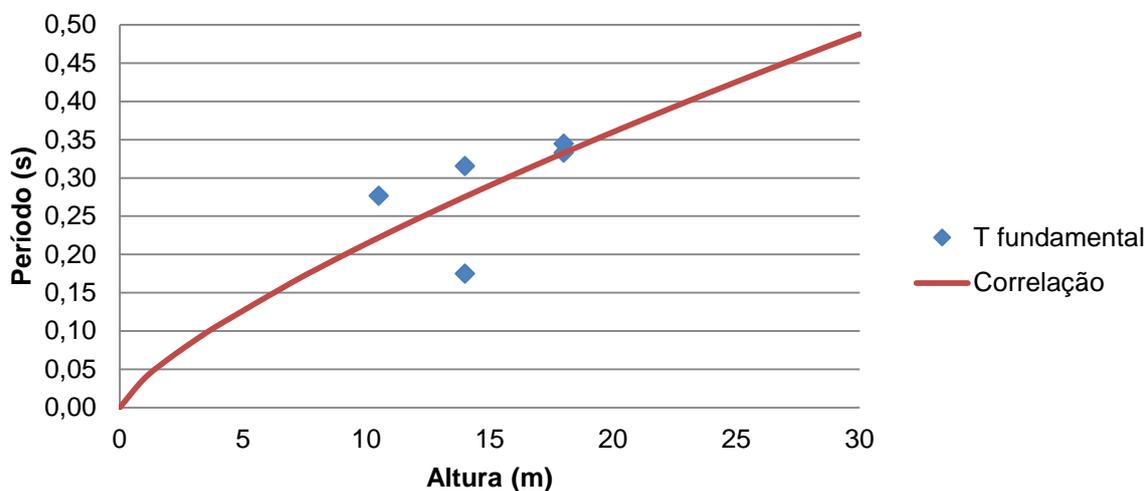


Gráfico 4.13 - Correlação entre período e altura para edifícios Pombalinos

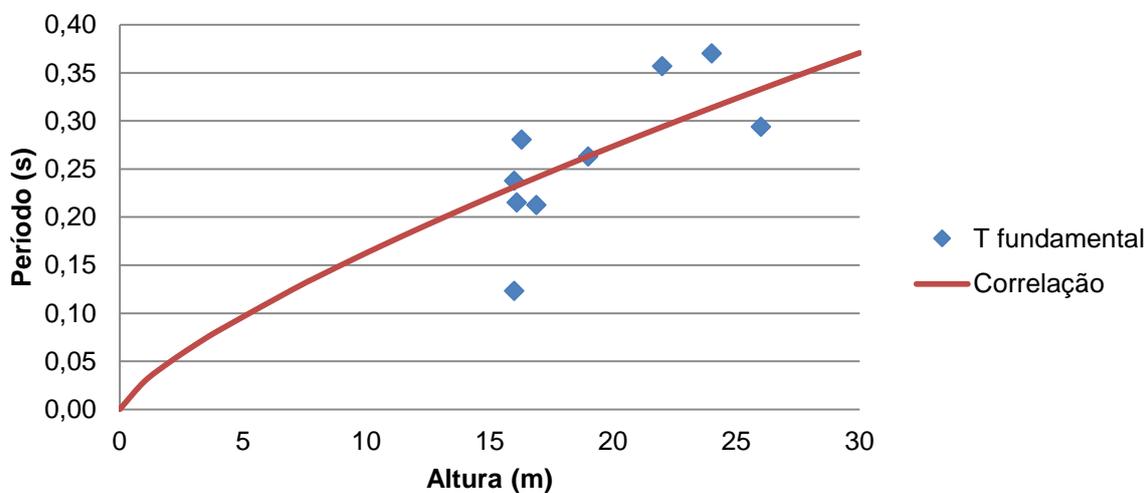


Gráfico 4.14 - Correlação entre período e altura para edifícios Gaioleiros

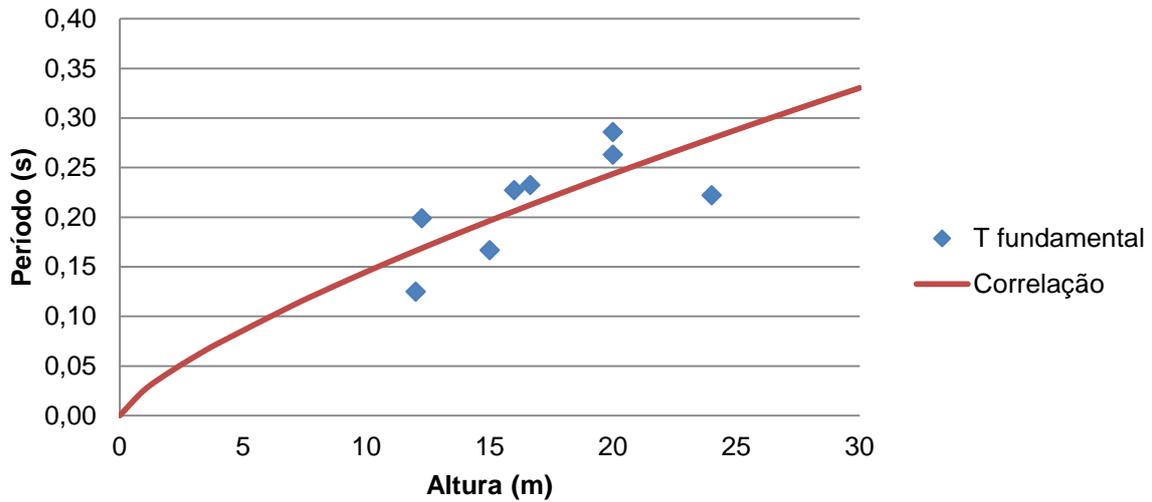


Gráfico 4.15 - Correlação entre período e altura para edifícios de Placa

Os resultados obtidos das análises anteriores encontram-se sistematizados nas Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6.

Tabela 4.4 - Resultados para todos os edifícios de alvenaria analisados

	Correlação	R ²
Correlação 1	$T = 0,044H^{0,614}$	0,26
Correlação 2	$T = 0,014H$	0,15
Correlação 3	$T = 0,029H^{3/4}$	0,39

Tabela 4.5 - Resultados consoante as restrições horizontais do edifício

Restrições no agregado	Correlação	R ²
Edifícios de gaveto ou isolados	$T = 0,030H^{3/4}$	0,24
Restrição lateral em ambos os lados	$T = 0,029H^{3/4}$	0,23

Tabela 4.6 - Resultados consoante a tipologia do edifício

Tipologia	Correlação	R ²
Pombalino	$T = 0,038H^{3/4}$	0,46
Gaioleiro	$T = 0,029H^{3/4}$	0,40
Placa	$T = 0,026H^{3/4}$	0,76

Analisando as correlações obtidas, verifica-se que estas subestimam o período fundamental comparativamente com os regulamentos sísmico (ver Gráfico 4.10) o que indicia que as estruturas em análise são mais rígidas do que as que foram analisadas no processo de concepção das fórmulas dos regulamentos sísmicos, pelo que se justifica uma interpretação dos resultados de modo a identificar as potenciais causas para as diferenças registadas.

4.4.3 Análise dos resultados

Partindo dos resultados obtidos pode-se concluir que as fórmulas propostas por outros autores sobrestimam o período fundamental das estruturas em análise.

Em relação à Correlação 1, constata-se que o parâmetro a assume valores muito próximos das fórmulas propostas por Calvi e pelos regulamentos sísmicos. No entanto o parâmetro b assume um valor cerca de 22% inferior, o que resulta em períodos inferiores e cuja diferença vai aumentando consoante a altura for maior.

Relativamente à Correlação 2 verifica-se um $R^2=0,15$, o que indica que uma aproximação linear não é a mais rigorosa para caracterizar a relação entre o período fundamental e a altura do edifício.

Quanto à Correlação 3 observa-se que os resultados são bastante inferiores às fórmulas analisadas, propostas pelos regulamentos e por Calvi, verificando-se uma redução de 72% em relação à fórmula presente no EC8 e 38% em relação à fórmula proposta por Calvi.

Estas diferenças baseiam-se na génese das correlações do período fundamental (T) em função da altura (H) da maioria dos regulamentos sísmicos, fundamentadas no estudo de Goel e Chopra (1997), baseado em diversas medições realizadas em edifícios americanos após o sismo de S. Francisco. Nesse estudo, a base de dados apresentava apenas 7 edifícios com uma altura inferior a 35m ao passo que a totalidade dos edifícios analisados neste documento têm altura inferior a 30m.

Outro parâmetro que deve ser incluído nesta análise é o nível de vibração do solo uma vez que as relações de Goel e Chopra estão assentes numa base de dados cujos registos foram efectuados após um sismo, contrastando com os dados reunidos nos ensaios de medição das vibrações ambientais. Segundo Mucciarelli et al. (2004) e Trifunac et al. (2001) os valores de T elevados

estimados pelas fórmulas dos regulamentos sísmicos devem-se ao comportamento não linear dos elementos estruturais, uma vez que foram registados após a ocorrência de sismos, o que conduz a um acréscimo no amortecimento e tem como consequências o aumento do período fundamental, o decréscimo da rigidez e o aumento dos deslocamentos. Assim, dada a acumulação de danos, o valor de T é superior ao inicial. Esta hipótese é reiterada por Naeim (1998), observando que nos edifícios sem danos estruturais o período fundamental mantém o seu valor após as vibrações sísmicas enquanto que nos edifícios com danos estruturais este parâmetro sofre um aumento considerável.

Os regulamentos sísmicos actuais também não consideram, de forma directa, o caso dos edifícios agregados em quarteirões, configuração frequente na cidade de Lisboa. Esta interacção pode causar alterações na rigidez e, por conseguinte, alterar o valor do período fundamental. Os Gráficos 4.11 e 4.12 não demonstram essa diferença em termos de período de vibração, apresentando valores muito próximos, o que pode ser justificado com uma amostra reduzida e possivelmente não representativa, evidenciando a pouca fiabilidade da correlação, fundamentada pela complexidade associada à quantificação do valor do período apenas com base na altura do edifício, sem incluir outros parâmetros como as condições de fronteira.

Por fim, outros factores que podem estar na origem de tais diferenças são a qualidade da alvenaria e a ligação entre elementos, que são fundamentais para que se obtenha um bom desempenho estrutural sísmico global da estrutura e que, conseqüentemente, contribuem para a definição das características dinâmicas. Segundo a norma italiana (NTC, 2008), uma alvenaria é considerada de “boa qualidade”, ou seja, transmite as acções sísmicas de modo eficiente e sem colapsar, quando se verificam os seguintes critérios: resistência adequada das pedras ou tijolos, boa qualidade da argamassa, fiadas horizontais, juntas verticais desalinhas, entre outros. Devido à variabilidade das características dos edifícios de alvenaria, os edifícios de Placa, a tipologia mais recente e associada à inclusão de elementos de betão armado, apresentam períodos menores, sendo mais rígidos que os Gaioleiros que, por sua vez, se revelam mais rígidos que os Pombalinos.

5. Caracterização e Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de um edifício Pombalino

5.1 Introdução

De acordo com o referido no Capítulo 2, na sua generalidade, os edifícios de alvenaria não foram dimensionados para resistir à acção sísmica. Apesar de, no caso dos edifícios Pombalinos estes apresentarem as paredes de frontal, que ajudam na dissipação da energia transmitida à estrutura pela acção sísmica, também são considerados vulneráveis devido às diversas intervenções estruturais a que foram sujeitos ao longo do tempo bem como em razão da degradação dos materiais.

Assim, a verificação da segurança sísmica dos edifícios de alvenaria existentes é um tópico que deve ser tido em consideração a fim de minimizar as consequências de um eventual sismo que possa gerar danos neste tipo de estruturas.

Neste capítulo caracteriza-se e avalia-se o desempenho sísmico de um edifício Pombalino representativo das características deste tipo de construções. A avaliação sísmica é feita a partir do recurso a análises estáticas não lineares e utilizando o método N2 simplificado proposto pelo Eurocódigo 8 (EC8). Compara-se ainda o desempenho da estrutura original com o comportamento da estrutura reforçada com uma solução proposta.

5.2 Verificação da segurança segundo o EC8

5.2.1 Estruturas existentes

Devido a todas as incertezas associadas às propriedades dos materiais de estruturas existentes e aos elementos estruturais considerados, não só devido ao escasso volume de informação decorrente da ausência de regulamentos no período de construção destes edifícios bem como em virtude das alterações provocadas pelo tempo, a parte 3 do EC8 – EC8-3 (CEN, 2005b) - considera necessário ter em conta o nível de conhecimento que se tem da estrutura em análise, isto é, a quantidade e fiabilidade da informação recolhida por meio de ensaios e testes, de modo a definir os factores de confiança a aplicar às propriedades dos materiais.

Faz-se a distinção entre os seguintes níveis de conhecimento:

- i.) KL1: conhecimento limitado;
- ii.) KL2: conhecimento normal;
- iii.) KL3: conhecimento completo.

A verificação de segurança destas estruturas baseia-se na comparação das exigências com as capacidades, seja dos mecanismos ou dos elementos.

Para tal, o EC8-3 define os seguintes requisitos de desempenho:

- i.) Não ocorrência de colapso;
- ii.) Limitação de danos.

Deste modo, as exigências fundamentais de desempenho relativas ao comportamento da estrutura são definidas através de três Estados de Dano ou Estados Limite:

- i.) Estado de colapso iminente;
- ii.) Estado de danos severos;
- iii.) Estado de limitação de danos.

Para se determinar as exigências de uma determinada estrutura, é necessário definir o modelo de cálculo da mesma e o método de análise a utilizar.

Em relação ao método de análise, é usual, nos diversos regulamentos e normas sísmicas, estabelecer-se a distinção em:

- i.) Análise estática linear: destaca-se como o método mais simples de utilizar e que se baseia em duas análises planas de modo a caracterizar a estrutura nas duas direcções ortogonais. Nestas duas análises, é aplicada uma distribuição de forças estáticas equivalentes ao nível dos pisos. Uma vez que se tratam de duas análises planas, considera-se uma excêntricidade accidental de modo a incluir os efeitos de torção.
- ii.) Análise dinâmica linear: caracteriza a acção sísmica indirectamente pelo espectro de resposta e é geralmente o método mais utilizado para o dimensionamento sísmico. É efectuada uma análise tridimensional englobando todos os modos de vibração com uma participação de massa significativa na resposta do edifício.
- iii.) Análise estática não linear: também conhecida por análise *pushover*, consiste em aplicar um carregamento incremental à estrutura para determinar a sua capacidade resistente, obtendo-se as curvas *pushover*. Permite avaliar o desempenho sísmico da estrutura em termos de deslocamentos ou esforços quando sujeita a uma acção sísmica, definida por espectro de resposta. A metodologia proposta pelo EC8 é o método N2 simplificado
- iv.) Análise dinâmica não linear: determina a resposta da estrutura sob a acção sísmica ao longo do tempo por intermédio de acelerogramas.

5.2.2 Análise Estática Não Linear

Conforme o proposto pelo EC8, realizou-se a análise estática não linear (*pushover*) recorrendo ao método N2 (Fajfar, 2000), de modo a estimar as exigências da estrutura analisada, representada pelo deslocamento objectivo (d_t).

Este método requer a escolha de um nó de controlo e de uma distribuição de forças horizontais a aplicar na estrutura em análise. Contudo, tanto a escolha do nó de controlo como da distribuição de forças horizontais não têm procedimentos de identificação susceptíveis de apenas uma interpretação, revelando um carácter ambíguo que pode influenciar os resultados obtidos.

Relativamente ao nó de controlo, a sua escolha não tem grande influência no comportamento linear da estrutura devido à definição elástica do coeficiente de transformação Γ - Equação (5.1) - utilizado na transformação de um sistema de múltiplos graus de liberdade para um sistema equivalente de 1 grau de liberdade.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (5.1)$$

em que m_i e ϕ_i são, respectivamente, a massa do piso i e configurações modais normalizadas.

Todavia, o processo de selecção do nó de controlo já apresenta alguma influência no comportamento não linear da estrutura pelo que a sua escolha pode conduzir a resultados distintos. Usualmente, define-se o nó de controlo como sendo um nó localizado no último piso e representativo do comportamento da estrutura face às acções horizontais.

No que concerne à distribuição de forças horizontais, pretende-se que estas representem de modo fidedigno as forças de inércia geradas na estrutura aquando da actuação da acção sísmica.

Deste modo, é usual a adopção de uma distribuição uniforme em altura e de uma distribuição triangular, isto é, com a forma do 1º modo de vibração em fase elástica. Ao passo que a primeira caracteriza uma estrutura sob danos extensos que inviabilizam a distribuição de esforços dos pisos inferiores para os superiores, a distribuição triangular descreve uma situação mais penalizante para os pisos superiores. Em consequência do conjunto destas duas distribuições constituírem a envolvente das acções sísmicas previstas, o EC8 recomenda a sua utilização conjunta.

Uma vez definidos os parâmetros essenciais, é possível obter a curva de capacidade, ou curva *pushover*, da estrutura. Neste trabalho os dados necessários para a obtenção desta curva foram obtidos pelo programa de cálculo *Tremuri* (S.T.A.DATA, 2015). Os dados apresentados pelo programa de cálculo referem-se aos valores da força de corte basal (F_b) e dos deslocamentos no nó de controlo (d), resultando numa curva *pushover*.

Após a representação da capacidade da estrutura real, este método permite definir a resposta da estrutura com um sistema equivalente de 1 grau de liberdade (1 GL), de modo a facilitar a obtenção do deslocamento objectivo. Este novo sistema é caracterizado pela massa equivalente m^* cujo valor é obtido pela Equação (5.2). Para se proceder com esta conversão é necessário aplicar o já referido coeficiente de transformação (Γ) quer à força de corte basal quer aos deslocamentos no nó de controlo de acordo com as Equações (5.3) e (5.4).

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (5.2)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (5.3)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (5.4)$$

em que F^* e d^* são, respectivamente, a força de corte basal e o deslocamento do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.

A curva para o sistema de 1 GL é bilinearizada, admitindo um comportamento elastoplástico perfeito. Para tal, este sistema deve possuir a mesma energia de deformação (E_m^*) que o comportamento do sistema de 1 GL (Gráfico 5.1). Este modelo hysterético bilinear é caracterizado pela força de cedência F_y^* e pelos deslocamentos de cedência d_y^* e último d_u^* .

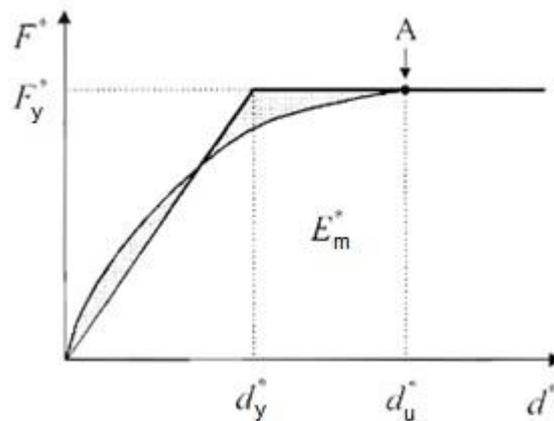


Gráfico 5.1 - Determinação da curva bilinear. Adaptado de (CEN, 2005a)

O espectro de resposta elástico é definido no formato *ADRS* (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), determinado a partir da Equação (5.5) e, posteriormente, reduzido por um coeficiente de redução (q_u^*) com o fim de se obter o espectro de resposta inelástico no formato *ADRS* - Equações (5.6) e (5.7).

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{(T^*)^2} S_{de} \quad (5.5)$$

em que μ é a ductilidade em termos de deslocamento; S_{ae} e S_{de} são, respectivamente, os espectros de resposta elásticos de aceleração e de deslocamento; T^* é o período fundamental do sistema de 1 GL - Equação (5.8).

$$S_d = \frac{S_{ae}}{q_u^*} \quad (5.6)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u^*} S_{de} \quad (5.7)$$

cujo valor de q_u^* é obtido consoante a relação entre os períodos T^* com T_c ; o período T_c corresponde ao limite superior do período no patamar de aceleração constante do espectro de resposta presente no EC8.

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

Esta análise comparativa entre T^* e T_c revela-se de grande importância pois permite saber se o período da estrutura se encontra no patamar de acelerações constantes do espectro de resposta ou não. Esta informação é relevante na medida em que o princípio empírico denominado *EDR (Equal Displacement Rule)*, estabelecido por Veletsos e Newmark (1960), admite que os deslocamentos elásticos e inelásticos são aproximadamente iguais nas estruturas com um período médio a longo, isto é, um período fundamental maior que T_c . Este princípio de natureza empírica foi, posteriormente, validado em diversos ensaios, como o de Chopra e Goel (1999). Assim, para estas estruturas, o deslocamento máximo elástico é igual ao deslocamento máximo plástico, independentemente da força de cedência (F_y), resultando num factor de redução (q_u^*) igual à ductilidade global em termos de deslocamento (μ) - Equação (5.9) – e cujos fundamentos teóricos estão representados no Gráfico 5.2.

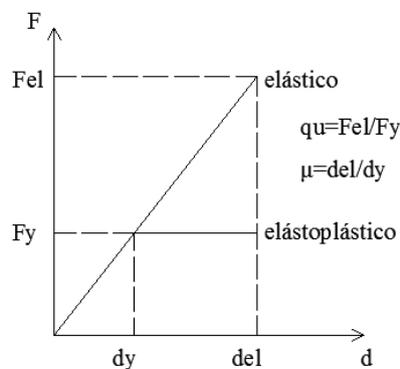


Gráfico 5.2 - Factor de redução (q_u) e ductilidade (μ)

A Equação (5.10) é baseada nos estudos de Riddell et al. (1989) que propuseram uma relação linear do factor de redução (q_u^*) com o período da estrutura para uma ductilidade constante e que, mais tarde, foi actualizada, constando no EC8 na forma apresentada.

$$q_u^* = \mu \text{ se } T^* \geq T_c \quad (5.9)$$

$$q_u^* = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_c} \text{ se } T^* < T_c \quad (5.10)$$

O passo seguinte é a obtenção do deslocamento objectivo (d_t^*) que também está relacionado com o desempenho da estrutura, isto é, com a comparação de T^* com T_c (Gráfico 5.3).

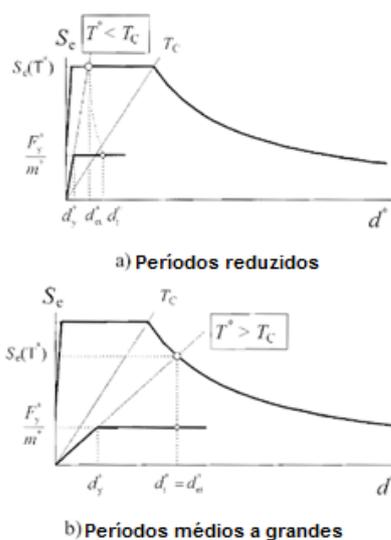


Gráfico 5.3 - Determinação do deslocamento objectivo (CEN, 2005a)

Deste modo, para períodos superiores a T_c e de acordo com Veletsos e Newmark (1960) e Veletsos (1969), o deslocamento objectivo do sistema é igual ao deslocamento objectivo do mesmo com um comportamento elástico ilimitado (d_{et}^*), cumprindo assim o declarado no EDR - Equação (5.11).

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (5.11)$$

Quanto aos períodos que atingem o patamar de acelerações constantes, ou seja, períodos inferiores a T_c , o deslocamento objectivo do sistema é igual a d_{et}^* se $F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$ pois significa que o sistema permanece em regime elástico - Equação (5.12). Se $F_y^*/m^* \leq S_{ae}(T^*)$, então o deslocamento máximo, de acordo com o proposto pelo método N2 simplificado, assume a relação definida na Equação (5.13).

$$d_t^* = d_{et}^* \text{ se } F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*) \quad (5.12)$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u^*} (1 + (q_u^* - 1)) \frac{T_c}{T^*} \geq d_{et}^* \text{ se } F_y^*/m^* \leq S_{ae}(T^*) \quad (5.13)$$

em que F_y^* é a força de cedência do sistema de 1GL.

Uma vez calculado o valor do deslocamento objectivo do sistema de 1 GL, converte-se novamente o sistema para a estrutura de múltiplos graus de liberdade através de Γ , de modo que se obtenha o deslocamento objectivo da estrutura real - Equação (5.14).

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (5.14)$$

Para o deslocamento último da estrutura, é ainda possível definir a aceleração máxima admissível (a_g^{max}) que o solo pode experimentar de acordo com as Equações 5.15 e 5.16.

$$a_g^{max} = \frac{F_y^*}{2,5S\eta m^*} \left[1 + \frac{T^*}{T_c} \left(\frac{d_u^* m^*}{F_y^* (T^*/2\pi)^2} - 1 \right) \right] \text{ para } T^* < T_c \quad (5.15)$$

$$a_g^{max} = \frac{d_u^* (2\pi)^2}{2,5S\eta T^* T_c} \text{ para } T^* \geq T_c \quad (5.16)$$

O passo final desta análise é a comparação do valor obtido com os valores resistentes propostos pelo EC8. Deste modo, o deslocamento objectivo da estrutura real não deve ser superior ao deslocamento último considerado na elaboração das curvas de capacidade resistentes, isto é, $d_u/d_t > 1$, e a aceleração máxima do solo deve ser superior aos valores de referência a_g presentes no EC8-1 (CEN, 2005a), ou seja, $a_g^{max}/a_g > 1$.

É de notar que este método, conforme está definido no EC8, proposto por Fajfar (Fajfar, 2000) foi definido para as estruturas de betão armado regulares pelo que, quando aplicado a edifícios de alvenaria algumas das hipóteses de base do método não se aplicam tal como por exemplo, a presença de pisos rígidos (pisos de madeira não constituem um diafragma rígido) e as irregularidades em altura, podendo originar danos em zonas improváveis (Galasco et al., 2006).

5.3 Caso de Estudo - Edifício Pombalino

Neste trabalho foi realizada uma análise estática não linear ao edifício analisado por Meireles (2012) e cujo deslocamento objectivo foi determinado de acordo com o método proposto pelo EC8, o método N2 simplificado. Esta análise irá permitir verificar a influência de determinados parâmetros no desempenho sísmico de um edifício Pombalino.

5.3.1 Características do edifício

O edifício localiza-se na Rua da Prata, 210-220 (Figura 5.1) e é representativo das características principais da tipologia Pombalina. Trata-se de um edifício de 4 pisos, com um total de 15 m de altura, uma área em planta de 18m x 11m e cujas fachadas principal e de tardez se encontram representadas na Figura 5.2.

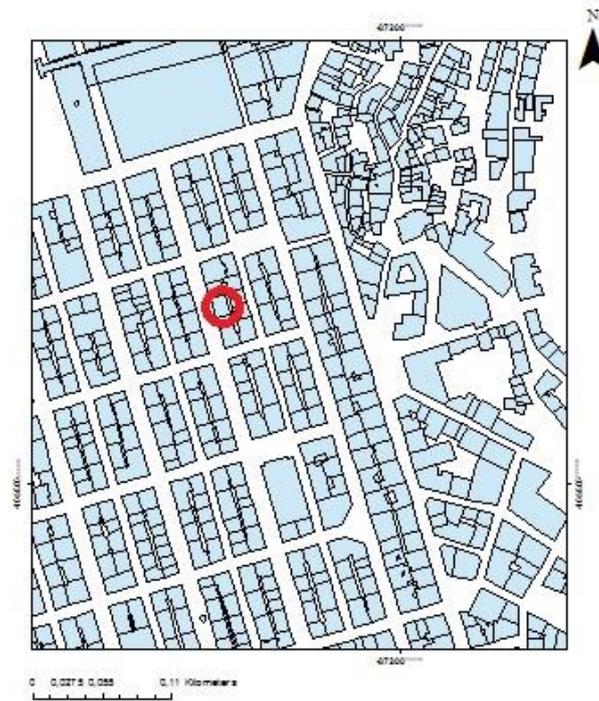


Figura 5.1- Localização do edifício analisado

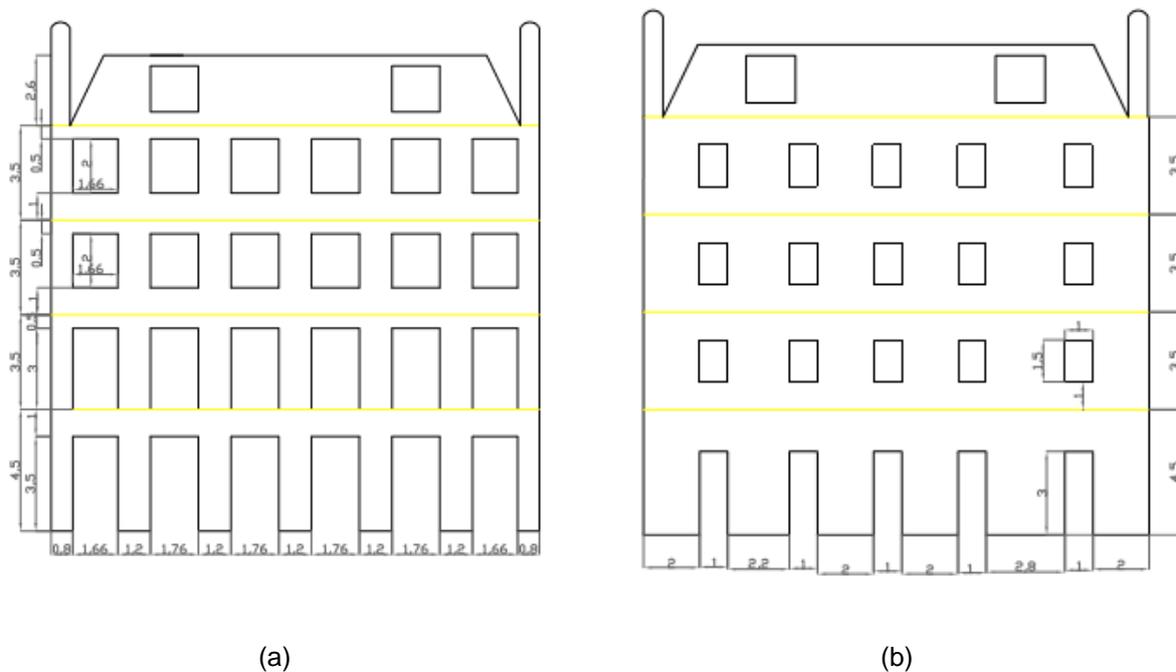


Figura 5.2 - Esquemas das fachadas: (a) principal e (b) de tardez – dimensões em [m]. Adaptado de (Meireles, 2012)

Relativamente ao piso térreo, a estrutura exterior é composta por paredes de alvenaria de pedra ordinária enquanto a estrutura interior é constituída por paredes interiores (incluindo caixa de escadas) de alvenaria de tijolo e 5 pilares de alvenaria de pedra com uma secção quadrângular de 0,7m de lado (Figura 5.3). Quanto os pisos superiores (Figura 5.4) são caracterizados por paredes exteriores de alvenaria de pedra ordinária, tal como o piso térreo, e paredes de frontal (Figura 5.5) no interior com aberturas de 0,8m de largura para as portas. Os pavimentos, constituídos por vigas de madeira e tábuas de soalho, estão presentes em todos os pisos elevados e são apoiados pelas fachadas principal e de tardez bem como pelas paredes de frontal no interior.

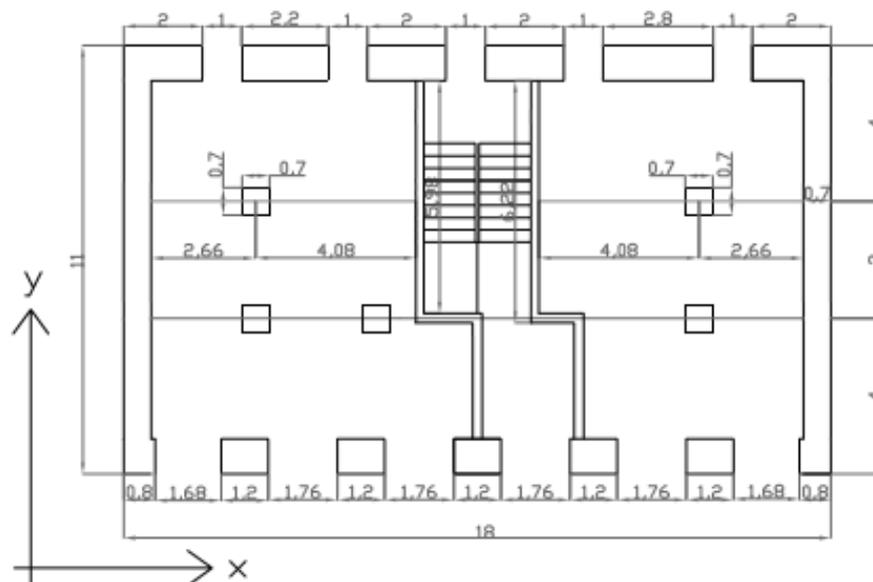


Figura 5.3 - Esquema da planta do piso térreo (Meireles, 2012)

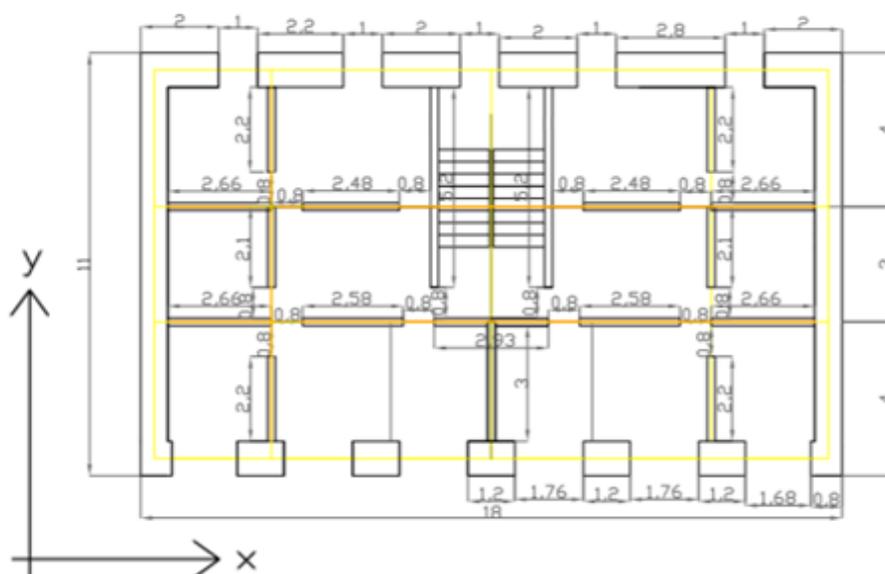


Figura 5.4 - Esquema da planta dos pisos superiores. Adaptado de (Meireles, 2012)



Figura 5.5 - Paredes de frontal

Relativamente à caixa de escadas, é constituída por paredes de frontal ao longo de toda a altura do piso, exceptuando-se no piso térreo em que são constituídas por alvenaria de tijolo. Na Figura 5.6 representa-se o modelo deste edifício com base em alguns elementos do modelo tridimensional realizado no *CityEngine*.

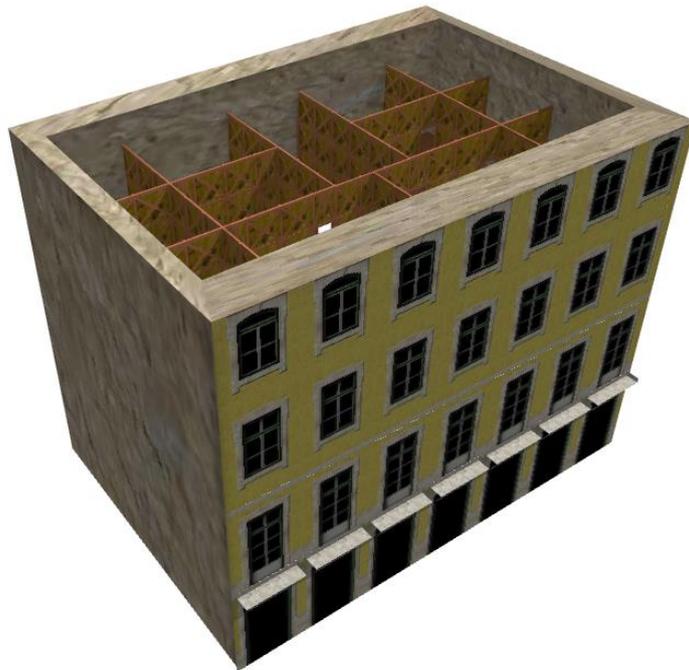


Figura 5.6 - Modelo tridimensional do modelo do edifício estudado

No seguimento da descrição dos materiais empregues na construção do edifício, estabeleceram-se os valores a utilizar para as suas propriedades mecânicas. Para as alvenarias de pedra e de tijolo utilizaram-se os valores médios dos intervalos de valores indicados pela regulamentação italiana (NTC, 2008), aplicando-se aos valores de referência dos módulos de Young (E) e de distorção (G) um factor de redução de 50% por se assumir que já se encontram fendilhados. Quanto à alvenaria de pedra ordinária, os valores foram obtidos através de ensaios experimentais (Santos, 1997) pelo que não há necessidade de aplicar um factor de redução devido à fendilhação. Na Tabela 5.1 encontram-se sistematizados os valores para as propriedades dos diferentes materiais referidos.

Tabela 5.1 - Propriedades adoptadas para modelar alvenarias no *Tremuri*

	Módulo de Young E [GPa]	Módulo de distorção G [GPa]	Resistência à compressão f_c [MPa]	Resistência ao corte f_r [MPa]	Peso Volúmico γ [kN.m ⁻³]	Notas:
Alvenaria de Pedra Ordinária	1,23	0,41	2,5	0,043	20	-
Alvenaria de Pedra	2,80*	0,86*	7	0,105	22	*aplicou-se 50% do valor
Alvenaria de Tijolo	1,50*	0,50*	3,2	0,076	18	*aplicou-se 50% do valor

Os valores das propriedades mecânicas da madeira também foram obtidos de ensaios experimentais realizados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) ao Pinho Bravo Português e que se encontram sistematizados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Propriedades adoptadas para modelar madeira no *Tremuri*

	Módulo de Young E [GPa]	Módulo de distorção G [GPa]	f_c [MPa]	Módulo de Young perpendicular às fibras E_{90} [GPa]	Resistência à compressão perpendicular às fibras $f_{c,90}$ [MPa]	Peso Volúmico γ [kg.m ⁻³]
Madeira	12	0,75	18	0,4	6,9	580

5.3.2 Modelo de numérico

A concepção do modelo numérico foi realizada no programa de cálculo *Tremuri*, que permite a consideração da não linearidade dos materiais do edifício em análise de modo a representar, o mais exactamente possível, o comportamento da estrutura e permitindo avaliar o seu comportamento global perante a acção sísmica.

Neste *software*, a modelação de um edifício de alvenaria assenta na definição de um pórtico equivalente constituído por macroelementos horizontais (lintéis) e verticais (nembos), ligados entre si por elementos rígidos – Figura 5.7. Estes elementos rígidos foram estabelecidos com base na observação de vários casos anteriores, em que os edifícios de alvenaria, na sua maioria, não apresentavam fendilhação nestas zonas pelo que se considerou estes elementos como indeformáveis.

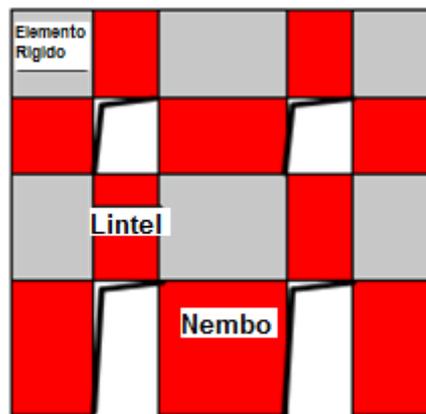


Figura 5.7 - Macroelementos definidos. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2008)

A modelação deste tipo de estrutura cinge-se à representação do comportamento das paredes no seu plano visto que a resposta global do edifício é regida pelo mesmo, sendo o seu comportamento fora do plano desprezável se for assumido que as paredes ortogonais se encontram adequadamente ligadas entre si e se for verificada uma boa ligação entre as paredes e os pavimentos. A resistência sísmica da estrutura é estabelecida fundamentalmente pelos nembos, tendo os lintéis uma função de ligação entre os mesmos. Assim, numa estrutura de alvenaria, são possíveis os seguintes tipos de rotura (Tomažević, 1999):

- i.) Por flexão: caracteriza-se pela rotação de corpo rígido do painel de alvenaria que origina uma redução da superfície de contacto com a zona do apoio, conduzindo ao aumento das tensões de compressão (Figura 5.8a));
- ii.) Por corte com deslizamento: observa-se um deslocamento relativo entre 2 planos (Figura 5.8b));
- iii.) Por corte com fendilhação diagonal: verifica-se um aparecimento de fendas diagonais (Figura 5.8c)).

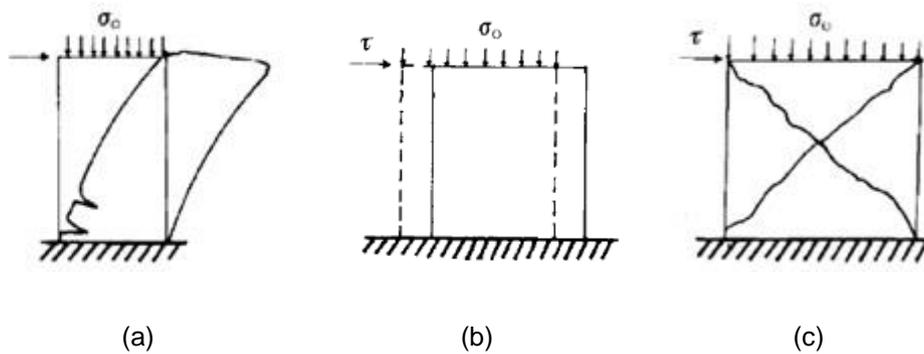


Figura 5.8 – Tipos de rotura no plano da parede: (a) por flexão; (b) por corte com deslizamento; (c) por corte com fendilhação diagonal (Pasticier et al., 2007)

Desta forma, estes modos de rotura, que podem ocorrer isolados ou combinados entre si, determinam o mecanismo de colapso da estrutura, que pode ser um:

- i.) Mecanismo global (Figura 5.9a);
- ii.) Mecanismo de piso (Figura 5.9b).

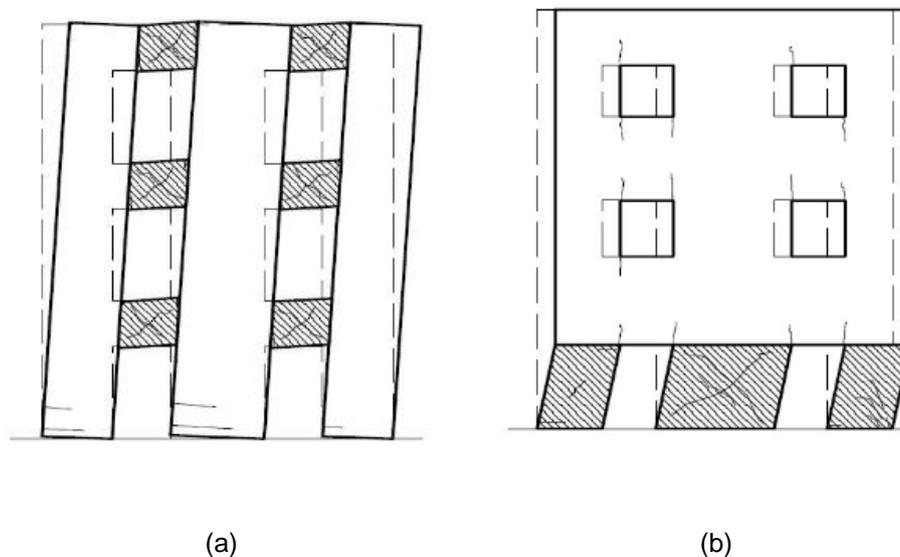


Figura 5.9 - Mecanismos de colapso: (a) global e (b) de piso (Candeias, 2008)

5.3.3 Definição da acção sísmica

Nas análises estáticas não lineares, a acção sísmica é definida pelo espectro de resposta. Segundo o EC8, o espectro de resposta é definido segundo as Equações (5.17), (5.18), (5.19) e (5.20).

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (5.17)$$

$$T_B < T \leq T_C: S_e(T) = a_g S \eta \times 2,5 \quad (5.18)$$

$$T_C < T \leq T_D: S_e(T) = a_g S \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.19)$$

$$T_D < T \leq 4s: S_e(T) = a_g S \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.20)$$

em que: $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico em função do período (T); a_g é a aceleração do solo de tipo A; S é o factor do solo; η é o factor de correcção de amortecimento, considerado igual a 1 (valor de referência); T_B e T_C são os limites inferior e superior do patamar das acelerações constantes do espectro de resposta; T_D é o valor do período que define o início do troço de deslocamentos constantes no espectro de resposta.

Uma vez que o edifício se situa em Lisboa, as zonas sísmicas a considerar são as zonas 1.3 e 2.3 e o solo do tipo C. Foi ainda atribuída à estrutura uma classe de importância de nível II visto tratar-se de um edifício corrente. Assim, a Tabela 5.3 apresenta os valores utilizados para os vários parâmetros que caracterizam o espectro de resposta tendo em conta o que foi definido.

Tabela 5.3 - Definição da acção sísmica

	Sismo Tipo 1.3	Sismo Tipo 2.3
Classe de importância γ_i	1	1
η	1	1
a_g (m/s ²)	1,50	1,70
Tipo de solo	C	C
T_B (s)	0,10	0,10
T_C (s)	0,60	0,25
T_D (s)	2	2
S	1,50	1,46

5.3.4 Análise sísmica ao edifício original

Neste estudo começou-se por analisar as características dinâmicas do edifício, obtidas de uma análise modal efectuada no *Tremuri*. As frequências fundamentais obtidas em cada direcção foram de 2,42 Hz, segundo X (direcção das fachadas), e de 2,80 Hz, segundo Y (direcção das empenas) revelando-se dentro do intervalo de referência para os edifícios desta tipologia (Oliveira, 2004).

Posteriormente, e de acordo com o trabalho realizado por Meireles (2012), procedeu-se à análise do desempenho sísmico da estrutura original do caso de estudo, tendo sido realizadas análises estáticas não lineares para cada direcção, considerando o carregamento uniforme e o carregamento triângular. As curvas de capacidade resistente resultantes destas análises encontram-se apresentadas no Gráfico 5.4.

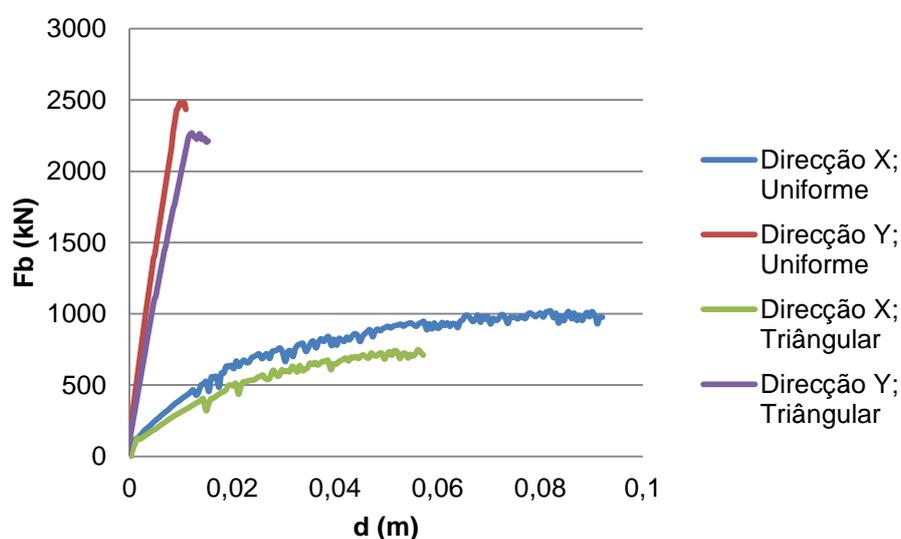


Gráfico 5.4 - Curvas de Capacidade Resistente do edifício original

É possível observar que a direcção Y possui resistência e rigidez muito superiores às registadas para a direcção X, contrariamente à ductilidade, que é bastante mais reduzida. Estas diferenças devem-se, essencialmente, ao facto das paredes segundo Y não apresentarem aberturas ao contrário das paredes exteriores segundo X, tornando os nembos mais esbeltos que, associados ao acoplamento providenciado pelos lintéis, estabelecem uma resposta dominada pela flexão, que está associado a níveis de ductilidade mais elevados que o colapso por corte (Meireles, 2012).

Ainda é possível verificar que, apesar de as curvas de capacidade resistente obtidas para o carregamento uniforme serem envolventes, não se verificam grandes diferenças em termos de resistência.

Os valores dos coeficientes de transformação Γ e de massas equivalentes m^* utilizados são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Valores do coeficiente de transformação e massa equivalente fornecidas pelo *Tremuri* para edifício original

	Direcção X	Direcção Y
Γ	1,329	1,435
m^* (kg)	683212,77	593475,25

Após a aplicação do método N2 obtiveram-se os parâmetros sumarizados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Parâmetros resultantes do método N2 (edifício original)

		F_y^* [kN]	K [kN/m]	d_y^* [m]	d_u^* [m]	T^* [s]
Carregamento Uniforme	Direcção X	664,59	28779,59	0,019	0,070	0,87
	Direcção Y	1707,44	250936,74	0,007	0,008	0,31
Carregamento Triângular	Direcção X	486,74	23198,44	0,017	0,043	0,97
	Direcção Y	1348,18	190884,54	0,006	0,011	0,35

De acordo com o que foi exposto em 5.2.2, estes parâmetros permitem calcular o deslocamento objectivo da estrutura d_t e a aceleração máxima admissível que o solo pode experimentar para o deslocamento último d_u (Tabelas 5.6 e 5.7).

Tabela 5.6 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento uniforme (edifício original)

Carregamento Uniforme		d_t	d_u	d_u/d_t	$a_{g,max}$	a_g	$a_{g,max}/a_g$
Sismo Tipo 1	Direcção X	0,099	0,093	0,94	1,13	1,50	0,75
	Direcção Y	0,028	0,011	0,39	0,76	1,50	0,51
Sismo Tipo 2	Direcção X	0,045	0,093	2,05	3,48	1,70	2,05
	Direcção Y	0,019	0,011	0,58	1,08	1,70	0,64

Tabela 5.7 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento triângular (edifício original)

Carregamento Triângular		d_t	d_u	d_u/d_t	$a_{g,max}$	a_g	$a_{g,max}/a_g$
Sismo Tipo 1	Direcção X	0,110	0,057	0,52	0,92	1,50	0,61
	Direcção Y	0,036	0,015	0,43	0,79	1,50	0,52
Sismo Tipo 2	Direcção X	0,051	0,057	1,13	1,92	1,70	1,13
	Direcção Y	0,020	0,015	0,78	1,32	1,70	0,78

Assim, é possível verificar que a estrutura não cumpre os requisitos de segurança impostos pelo EC8 uma vez que, tanto para o carregamento uniforme como para o triângular, os rácios d_u/d_t e a_g^{max}/a_g apenas são maiores que 1 para a direcção X quando actuada pelo sismo do tipo 2. O edifício apenas verificaria a segurança se cumprisse estes requisitos para todos os cenários pelo que é necessário reforçá-lo para melhorar o seu desempenho sísmico.

No Gráfico 5.5 é possível observar que para a direcção X o período T^* é maior que o período T_c pelo que os deslocamentos são obtidos pela *EDR*. Quanto à direcção Y, também se verificou períodos maiores que T_c para a acção sísmica do tipo 2 mas, para a acção sísmica do tipo 1, os períodos são menores que T_c e $F_y^*/m^* \leq S_{ae}(T^*)$, o que conduz a deslocamentos maiores que o deslocamento do sistema caso este tivesse comportamento elástico ilimitado.

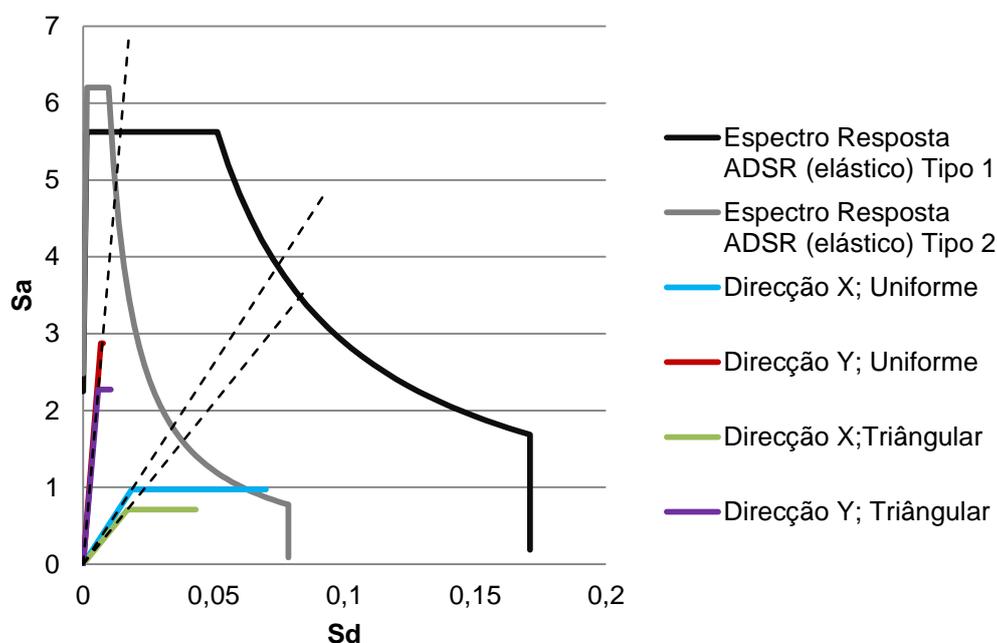


Gráfico 5.5 - Espectro de resposta elástico no formato ADSR e curvas bilineares do edifício original

5.3.5 Análise sísmica ao edifício reforçado

Como consequência do incumprimento dos requisitos e uma vez que já foram testadas diversas técnicas de reforço (Meireles, 2012) para o caso de estudo exibido, apresenta-se uma solução que consiste no reforço dos pisos, tornando-os rígidos no plano, e na introdução de paredes de betão armado em torno das escadas. Esta solução não se adapta particularmente ao caso dos edifícios Pombalinos uma vez que altera o conceito original da construção. No entanto, não envolve alterações estruturais profundas nas estruturas existentes, e vai permitir tirar conclusões sobre o efeito de incluir elementos resistentes verticais na zona da caixa de escada. A solução proposta encontra-se representada na Figura 5.10, onde se encontra a numeração atribuída às paredes e em que é possível observar as paredes que foram sujeitas a modificação – parede P11 segundo a direcção X e paredes P6 e P7 segundo a direcção Y.

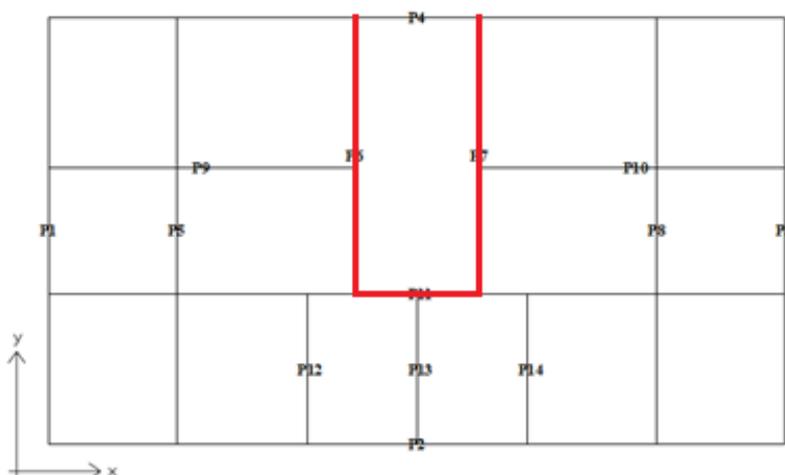


Figura 5.10 - Solução de reforço adoptada e numeração atribuída às paredes. Adaptado de (Meireles, 2012)

Esta solução conduz a um grande acréscimo de rigidez global do edifício, o que leva a deslocamentos inferiores, reduzindo o nível de tensões nas paredes de alvenaria. Para além do comportamento de diafragma rígido - obtido pelo reforço do pavimento - que permite uma melhor redistribuição das acções horizontais, as paredes de betão armado reduzem as forças de inércia a serem resistidas pelas paredes do edifício já existentes.

Neste estudo adoptou-se a espessura de 0,25m para as paredes de betão armado (BA), de modo a cumprir os requisitos mínimos exigidos pelo EC8. Os valores adoptados para as armaduras das paredes foram os mínimos e máximos admissíveis indicados nos Eurocódigos 2 (CEN, 2004) e 8 (CEN, 2005a) - Tabela 5.8. Nesta tabela é possível observar os valores do comprimento (l) e espessura (b) das paredes de betão armado e das armaduras vertical (A_{sv}) e horizontal (A_{sh}) para a zona do pilar fictício e para a zona de alma, sendo que nesta zona faz-se a distinção entre a armadura vertical mínima ($A_{sv,min}$) e máxima ($A_{sv,max}$). As secções transversais das paredes de BA encontram-se ilustradas nas Figuras 5.11 e 5.12.

Tabela 5.8 - Armaduras mínima e máxima segundo os regulamentos

Parede	l	b	Pilar fictício		Zona de alma					
			Asv	As _h	As _{v,min}	As _{v,min} adoptado	As _{v,max}	As _{v,max} adoptado	As _h	As _h adoptado
P6 e P7	6,55	0,25	12φ25	6R φ10//0,10	5 cm ² /m	φ10//0,25 [6,28 cm ² /m]	100 cm ² /m	φ25//0,10 [98,10 cm ² /m]	2,5 cm ² /m	2R φ8//0,20 [5,02cm ² /m]
P11	2,929	0,25	6 φ25	3R φ10//0,10	5 cm ² /m	φ10//0,25 [6,28 cm ² /m]	100 cm ² /m	φ25//0,10 [98,10 cm ² /m]	2,5 cm ² /m	2R φ8//0,20 [5,02cm ² /m]

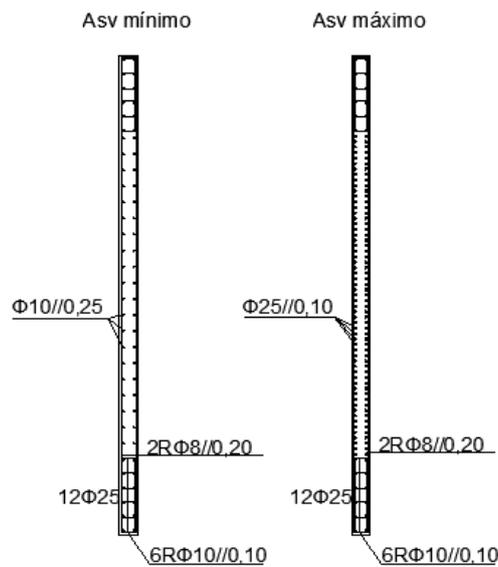


Figura 5.11 - Armaduras mínima e máximas segundo os regulamentos para as paredes P6 e P7

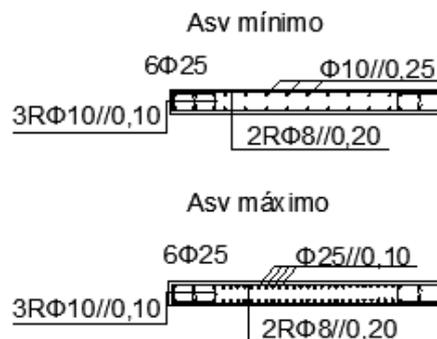


Figura 5.12 - Armaduras mínima e máximas segundo os regulamentos para a parede P11

Para o edifício com a solução de reforço proposta obtiveram-se, a partir de uma análise modal, as frequências fundamentais de 2,71 Hz, segundo X e de 5,09 Hz, segundo Y, sendo que os valores das armaduras evidenciam uma contribuição desprezável para as mesmas.

As curvas de capacidade resistente obtidas para a solução de reforço encontram-se representadas nos Gráficos 5.6 e 5.7 em que a estrutura original (O) é comparada com as soluções para as quantidades de armaduras mínima (R_{min}) e máxima (R_{max}) admissíveis pelos regulamentos. Nestes gráficos estão representados os valores de deslocamentos últimos obtidos d_u (pontos encarnados das curvas), correspondente ao deslocamento referente a 80% da força de corte basal máxima, como definido no EC8.

É possível observar que se verifica um incremento considerável na resistência e rigidez em ambas as direcções para o edifício com a solução de reforço. A quantidade de armadura nas paredes de betão armado não tem, como esperado, grande contribuição na fase elástica, pelo que as curvas de capacidade resistente coincidem nesta fase. Apenas após a fendilhação do betão é que se identifica a contribuição da armadura, nomeadamente ao nível da resistência.

Verifica-se ainda que o aumento de ductilidade originado pela solução de reforço apenas ocorre para a direcção X, não se registando melhorias significativas segundo Y.

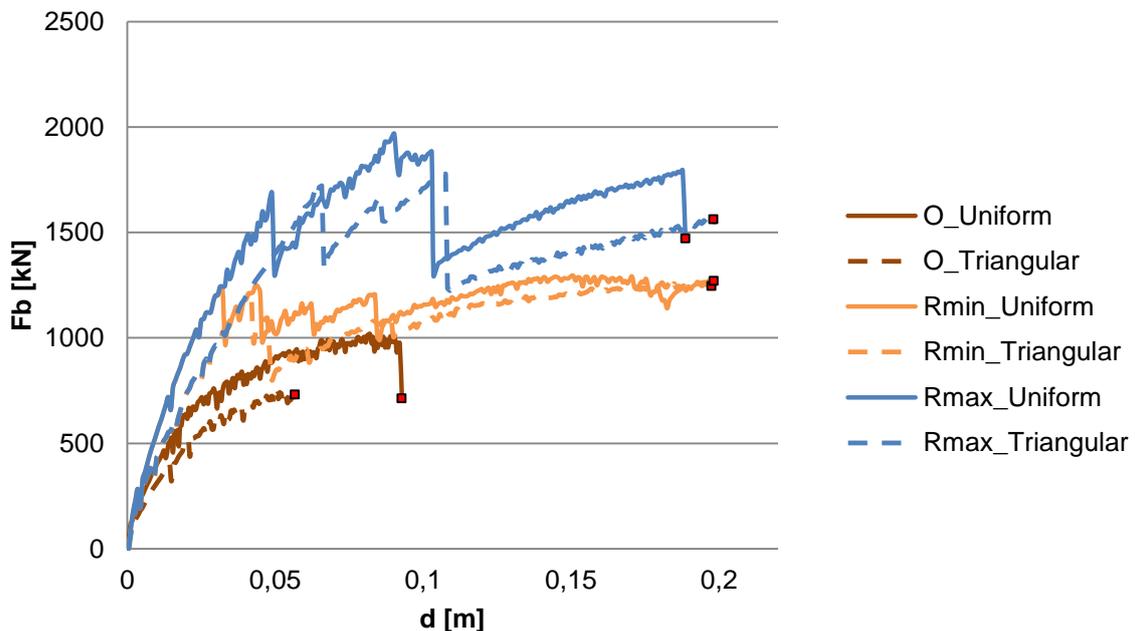


Gráfico 5.6 - Comparação das Curvas de Capacidade Resistente na Direcção X

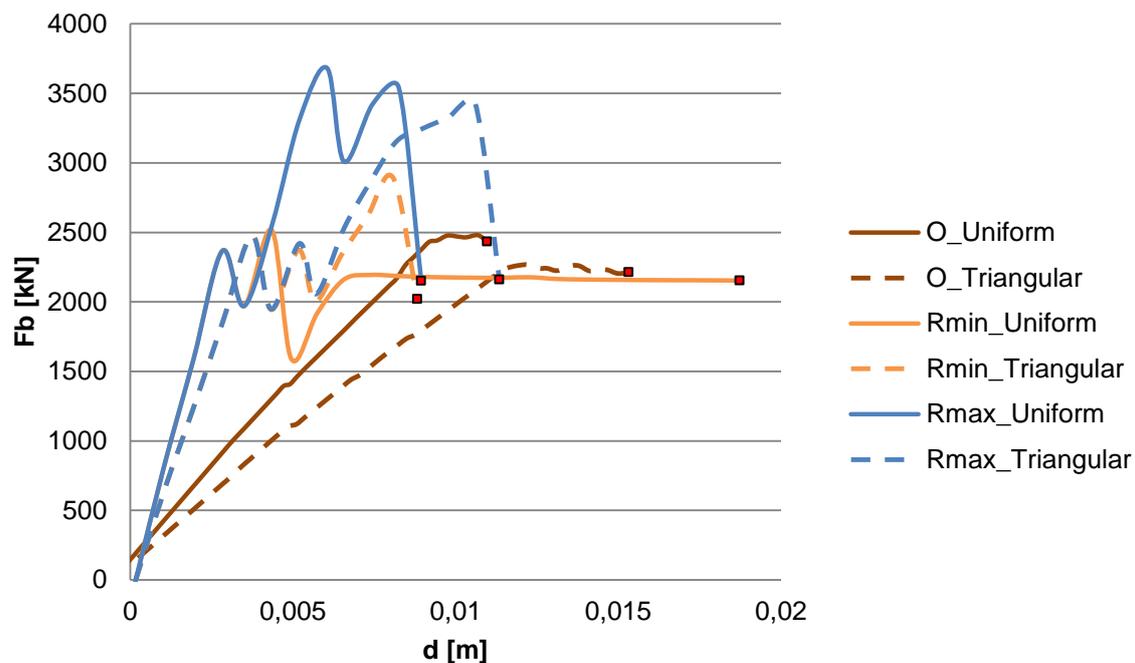


Gráfico 5.7 - Comparação das Curvas de Capacidade Resistente na Direcção Y

Os valores dos coeficientes de transformação Γ e das massas equivalentes m^* são apresentados na Tabela 5.9, e variam comparativamente aos apresentados anteriormente.

Tabela 5.9 - Valores do coeficiente de transformação e massa equivalente fornecidas pelo Tremuri para edifício reforçado

	Direcção X	Direcção Y
Γ	1,428	1,381
m^* (kg)	689722,09	694265,41

Os parâmetros obtidos do método N2 encontram-se sistematizados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Parâmetros resultantes do método N2 (edifício reforçado)

			Fy* [kN]	K [kN/m]	dy* [m]	du* [m]	T* [s]
Rmin	Carregamento Uniforme	Direcção X	835,32	46624,54	0,014	0,139	0,67
		Direcção Y	1546,58	622219,64	0,002	0,035	0,19
	Carregamento Triângular	Direcção X	792,04	33421,45	0,019	0,139	0,80
		Direcção Y	1836,26	540449,52	0,003	0,006	0,20
Rmax	Carregamento Uniforme	Direcção X	1169,24	37257,46	0,026	0,132	0,78
		Direcção Y	2644,70	589975,35	0,003	0,007	0,18
	Carregamento Triângular	Direcção X	1055,31	29221,59	0,030	0,139	0,88
		Direcção Y	2002,95	641126,94	0,002	0,008	0,19

Após a obtenção destes parâmetros, verificou-se o desempenho sísmico da estrutura em cada direcção para as diferentes quantidades de armadura adoptadas e diferentes carregamentos (Tabelas 5.11 e 5.12).

Tabela 5.11 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento uniforme (edifício reforçado)

Carregamento Uniforme			dt	du	du/dt	agmax	ag	agmax/ag
Rmin	Sismo Tipo 1	Direcção X	0,081	0,198	2,44	3,66	1,50	2,44
		Direcção Y	0,016	0,048	2,94	3,63	1,50	2,42
	Sismo Tipo 2	Direcção X	0,037	0,198	5,31	9,02	1,70	5,31
		Direcção Y	0,009	0,048	5,11	8,09	1,70	4,76
Rmax	Sismo Tipo 1	Direcção X	0,095	0,189	1,99	2,99	1,50	1,99
		Direcção Y	0,011	0,009	0,79	1,34	1,50	0,89
	Sismo Tipo 2	Direcção X	0,044	0,189	4,33	7,36	1,70	4,33
		Direcção Y	0,008	0,009	1,10	1,84	1,70	1,08

Tabela 5.12 - Análise do desempenho sísmico da estrutura - carregamento triangular (edifício reforçado)

		Carregamento Triângular	d_t	d_u	d_u/d_t	$a_{g,max}$	a_g	$a_{g,max}/a_g$
Rmin	Sismo Tipo 1	Direcção X	0,098	0,198	2,03	3,04	1,50	2,03
		Direcção Y	0,016	0,009	0,54	1,03	1,50	0,68
	Sismo Tipo 2	Direcção X	0,045	0,198	4,41	7,50	1,70	4,41
		Direcção Y	0,010	0,009	0,88	1,52	1,70	0,89
Rmax	Sismo Tipo 1	Direcção X	0,107	0,199	1,86	2,79	1,50	1,86
		Direcção Y	0,015	0,011	0,77	1,27	1,50	0,85
	Sismo Tipo 2	Direcção X	0,049	0,199	4,04	6,87	1,70	4,04
		Direcção Y	0,009	0,011	1,21	2,03	1,70	1,19

Pelo que é possível observar dos dados apresentados anteriormente, verificou-se uma melhoria no desempenho sísmico da estrutura. Antes de o edifício ser reforçado, apenas cumpria os requisitos quando actuado pelo sismo de tipo 2 segundo X, tanto para o carregamento uniforme como triangular sendo que após a intervenção o incumprimento dos requisitos para a solução com a quantidade de armadura mínima apenas se verifica para a direcção Y com carregamento triangular (independentemente da acção sísmica). Quanto à solução com a quantidade de armadura máxima admissível, apenas não cumpre os requisitos para a direcção Y e sismo do tipo 1 (independentemente do carregamento).

Assim, apesar de uma melhoria evidente no desempenho da estrutura sob a acção sísmica, não são cumpridos os requisitos em todos os cenários pelo que o seu comportamento ainda não se revela satisfatório. Contudo, deve-se analisar o desempenho comparativamente à estrutura original de modo a concluir quais os efeitos da intervenção de reforço sobre a mesma.

5.3.6 Análise comparativa dos resultados

Os efeitos da solução de reforço proposta para o edifício estudado relativamente às propriedades dinâmicas são apresentados nas Tabelas 5.13 e 5.14 onde é possível observar um aumento de rigidez que conduz a um aumento das frequências fundamentais do edifício. Este acréscimo de rigidez é consideravelmente maior segundo Y uma vez que foram acrescentadas duas paredes de betão armado nesta direcção tendo estas paredes dimensões maiores, o que resulta numa maior inércia quando flectem segundo o eixo X. Não se revelaram diferenças assinaláveis na rigidez global

do edifício devido à contribuição das armaduras pelo que os resultados são idênticos para R_{min} e R_{max} .

Tabela 5.13 - Comparação das propriedades dinâmicas (direcção X)

Direcção X	O	R_{max}	$\Delta O-R_{max}$ [%]	R_{min}	$\Delta O-R_{min}$ [%]
T [s]	0,412	0,369	-10,4	0,369	-10,4
f [Hz]	2,425	2,709	11,7	2,709	11,7

Tabela 5.14 - Comparação das propriedades dinâmicas (direcção Y)

Direcção Y	O	R_{max}	$\Delta O-R_{max}$ [%]	R_{min}	$\Delta O-R_{min}$ [%]
T [s]	0,357	0,197	-44,8	0,197	-44,8
f [Hz]	2,804	5,086	81,4	5,086	81,4

Relativamente ao nível do desempenho global do edifício também se verificaram melhorias. De forma a compreender, em maior pormenor, os efeitos produzidos pela solução de reforço proposta, apresentam-se as Tabelas 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 que permitem quantificar a sua influência relativamente à estrutura original quando actuada pelo sismo de tipo 1, a acção sísmica que produz um rácio de d_u/d_t menor.

Tabela 5.15 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento uniforme e direcção X)

Direcção X Carregamento Uniforme	O	R_{max}	$\Delta O-R_{max}$ [%]	R_{min}	$\Delta O-R_{min}$ [%]
F_y [kN]	882,91	1670,16	89,2	1193,19	35,1
d_u [m]	0,093	0,189	103,2	0,198	113,7
d_t [m]	0,099	0,095	-4,0	0,081	-17,7

Tabela 5.16 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento triangular e direcção X)

Direcção X Carregamento Triângular	O	Rmax	Δ O-Rmax [%]	Rmin	Δ O-Rmin [%]
F _y [kN]	646,63	1507,42	133,1	1131,36	75,0
d _u [m]	0,057	0,199	247,9	0,198	246,6
d _t [m]	0,110	0,107	-2,8	0,098	-11,2

Tabela 5.17 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento uniforme e direcção Y)

Direcção Y Carregamento Uniforme	O	Rmax	Δ O-Rmax [%]	Rmin	Δ O-Rmin [%]
F _y [kN]	2450,11	3651,99	49,1	2135,63	-12,8
d _u [m]	0,01	0,009	-18,4	0,019	70,8
d _t [m]	0,03	0,011	-59,9	0,016	-41,5

Tabela 5.18 - Comparação entre diferentes soluções (carregamento triangular e direcção Y)

Direcção Y Carregamento Triângular	O	Rmax	Δ O-Rmax [%]	Rmin	Δ O-Rmin [%]
F _y [kN]	1934,51	2765,81	43,0	2535,64	31,1
d _u [m]	0,015	0,011	-25,9	0,009	-42,4
d _t [m]	0,036	0,015	-58,5	0,016	-54,3

Deste modo, observa-se que o incremento na resistência é maior para R_{max} como seria expectável, dada a maior quantidade de armadura. Constata-se também o aumento de ductilidade considerável na direcção X, sendo que na direcção Y esta situação apenas se verifica para R_{min} com um carregamento uniforme.

Os valores dos deslocamentos últimos, d_u, e objetivos, d_t, obtidos e apresentados nas Tabelas 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 permitem concluir que: (i) na maioria das situações (todos os cenários na direcção X e para o carregamento uniforme e quantidade de armadura mínima na direcção Y), o valor de d_u aumenta significativamente e (ii) para a ação sísmica regulamentar o valor de d_t tem uma redução considerável, em particular na direcção Y, i.e., na direcção das empenas. Apesar de não cumprir os requisitos dos regulamentos relativos ao desempenho sísmico, registaram-se melhorias importantes

em relação ao edifício original como é possível observar nos Gráficos 5.8 e 5.9 que representam, respectivamente, o desempenho da estrutura ao nível de deslocamentos e ao nível de acelerações.

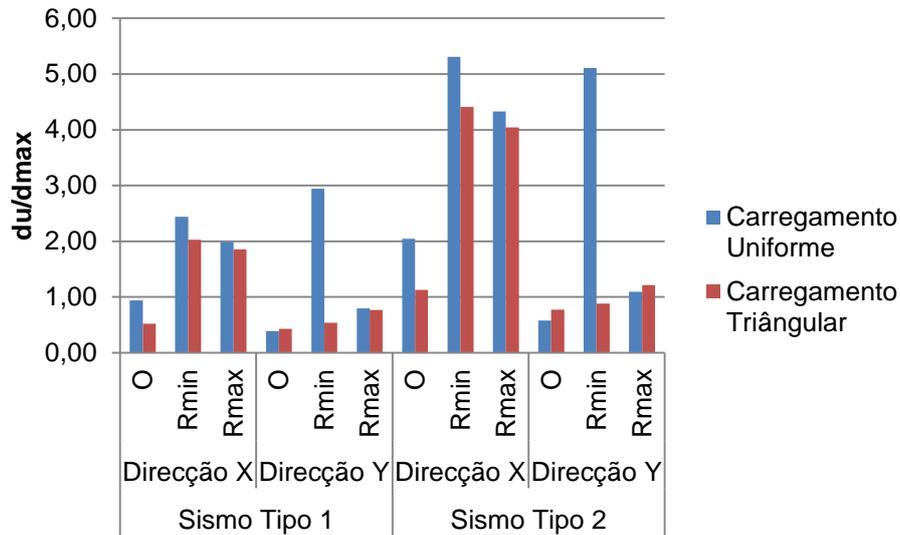


Gráfico 5.8 - Análise do desempenho da estrutura relativa aos deslocamentos

Com o reforço do edifício, a diferença entre o deslocamento último e o deslocamento objectivo aumentou, o que resultou num maior rácio d_u/d_t . Contudo, segundo a direcção Y a estrutura não apresenta um desempenho satisfatório, principalmente quando a acção sísmica actuante é o sismo do tipo 1.

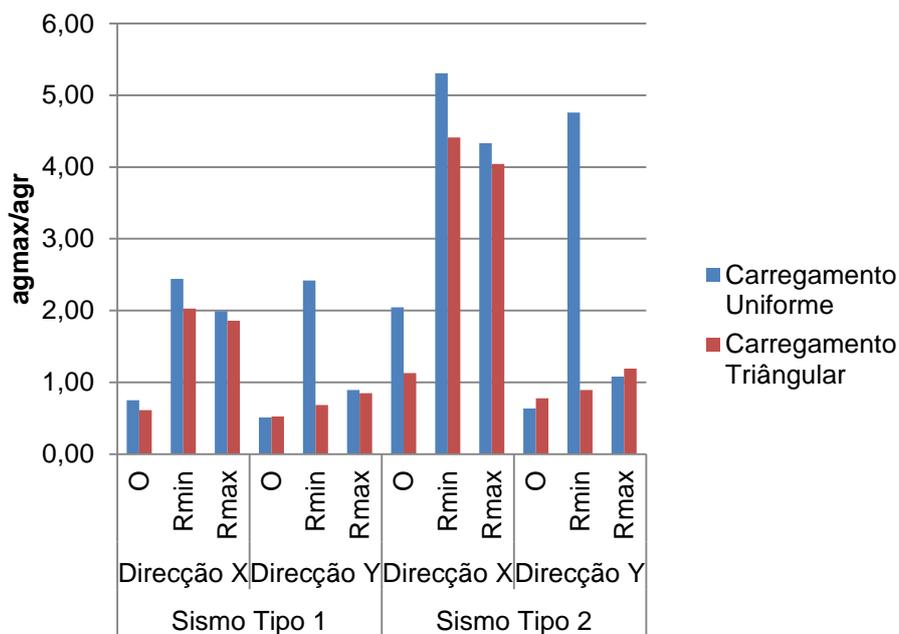


Gráfico 5.9 - Análise do desempenho da estrutura relativa à aceleração do solo

Relativamente às acelerações do solo, as alterações não são tão significativas para a direcção Y e o sismo do tipo 1, registando-se ainda cenários em que se verificam que as acelerações de referência (a_g) são superiores à aceleração máxima do solo (a_g^{max}).

Apresentam-se, nas Figuras 5.13 e 5.14, e a título representativo do efeito das soluções de reforço, os mapas de danos da fachada principal do edifício e na parede interior de BA segundo X, correspondente ao valor de d_u diferentes para cada caso, como se viu nas Tabelas 5.16 e 5.18- para a distribuição triangular (o mais conservativo de acordo com o Gráfico 5.6). É possível verificar que na estrutura original (Figura 5.13a)), o colapso da estrutura foi originado pelo colapso por flexão de alguns lintéis, motivando um mecanismo global. Com a inserção das paredes de betão armado (Figura 5.13 b) e c)) registaram-se progressos relativamente a esta fachada, concentrando-se os danos nas paredes interiores do alinhamento P11 que na estrutura original não se verificavam (Figura 5.14a)). Devido à abertura para a porta que se verifica na parede de betão introduzida segundo X, que promove a diminuição da área da secção da parede na base e irregularidade em altura, as tensões aumentam (Figura 5.14b)) ou tendem a concentrar-se nas zonas em redor da abertura (Figura 5.14c)) pelo que se verifica o colapso por corte da mesma, gerando um mecanismo de piso. É ainda evidente a reduzida influência da quantidade de armadura longitudinal nas paredes de BA.

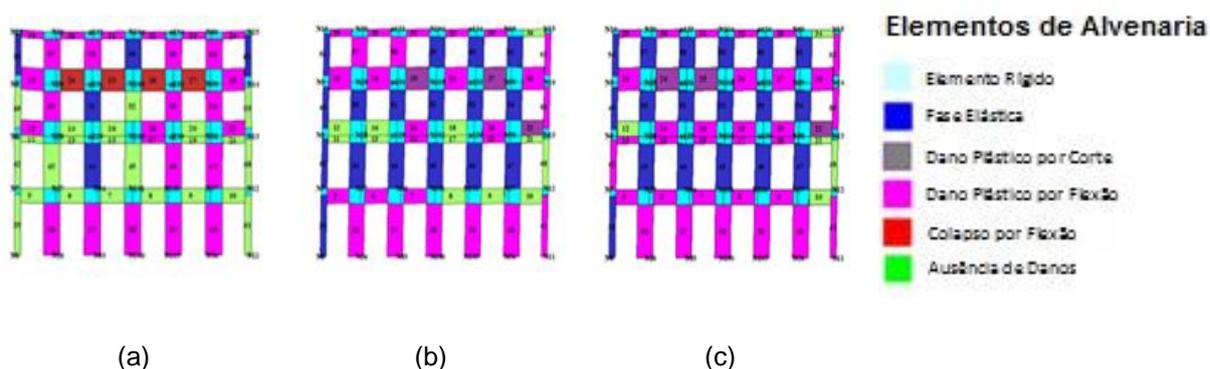


Figura 5.13 - Padrão de danos na direcção X na parede de fachada P2 para o deslocamento último da análise com carregamento triangular: (a) O, (b) R_{max} , (c) R_{min}

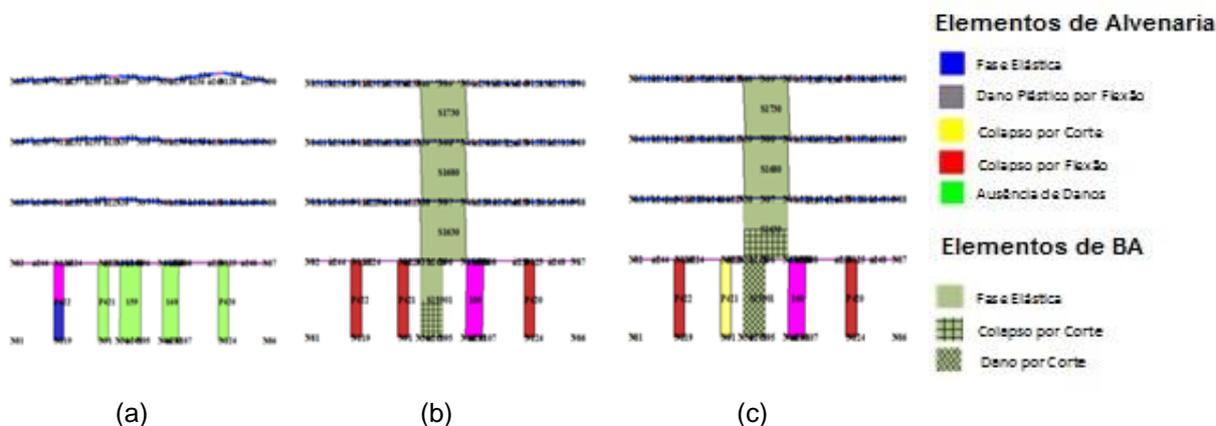


Figura 5.14 - Padrão de danos na direcção X na parede interior P11 para o deslocamento último da análise com carregamento triangular: (a) O, (b) R_{max} , (c) R_{min}

6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

Esta dissertação teve como objectivo inicial a definição de fórmulas empíricas que permitem obter uma estimativa do período fundamental de vibração dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa. Para esta análise, é importante a elaboração de uma base de dados que inclua as principais características, geométricas, mecânicas e dinâmicas, dos edifícios analisados, pelo que a sua construção ocorreu em ambiente de Sistemas de Informação Geográfica (SIG), tendo sido posteriormente enriquecida com a realização de medições de vibração ambiental em três edifícios Pombalinos. Estes edifícios foram individualmente modelados com recurso a um *software* de *Building Information Model* (BIM) e integrados no modelo mais geral, para a área de Lisboa, construído em ambiente de *City Information Model* (CIM). A estruturação dos dados nos ambientes descritos permitiu assegurar a consistência da informação e a visualização em diferentes níveis de detalhe.

Partindo da base de dados e atendendo às características geométricas dos edifícios nela presentes, procurou-se determinar correlações empíricas para o cálculo do período fundamental (T), uma característica dinâmica importante para caracterizar o desempenho sísmico da estrutura e para a calibração de modelos numéricos. Verificou-se que as fórmulas obtidas nesta dissertação fornecem valores inferiores às formuladas por outros autores e já disponíveis na literatura. Uma das maiores limitações deste estudo é a reduzida dimensão da amostra visto que não se possui um número elevado de registos para que se possa concluir algo definitivo. Contudo, conclui-se que as diferenças nos valores dos períodos fundamentais estão relacionadas com: (i) as diferentes características, nomeadamente a altura, dos edifícios que constam na base de dados comparativamente aos edifícios cuja análise está na génese das fórmulas dos regulamentos sísmicos; (ii) a acumulação de danos, originada pelos diferentes níveis de vibração do solo a que os edifícios estiveram sujeitos antes da definição do seu período fundamental; (iii) o comportamento dos edifícios agregados em quarteirões, que provoca alterações na rigidez global dos edifícios e, conseqüentemente, nas suas características dinâmicas e (iv) qualidade da alvenaria e da ligação entre elementos, que varia com as técnicas de construção utilizadas.

Posteriormente, caracterizou-se e avaliou-se o desempenho sísmico de um edifício Pombalino a partir de análises estáticas não lineares. O seu desempenho sísmico revelou-se insatisfatório pelo que se propôs uma solução de reforço. A solução testada é aquela que se pensa que se adequa, e se pode adaptar, a uma grande maioria dos edifícios de alvenaria existentes na cidade de Lisboa e consiste em: (i) aumentar a rigidez no plano dos pisos e da cobertura, garantindo assim um comportamento de diafragma e (ii) introduzir uma estrutura vertical complementar na zona da caixa de escada. A estrutura vertical considerada é de betão armado (BA), sendo, no entanto importante referir que a inclusão desta estrutura de BA no edifício Pombalino altera o conceito original da construção. É de salientar que a solução de reforço proposta não envolve, como é recomendado, alterações estruturais

profundas nas estruturas existentes consideradas mas permite conduzir a conclusões relativamente ao efeito de introduzir elementos verticais resistentes na zona da caixa de escada.

A solução proposta de reforço para o edifício Pombalino permitiu uma melhoria do desempenho sísmico do edifício conduzindo a uma evidente redução dos danos para a grande maioria dos elementos estruturais resistentes quando o edifício está sujeito ao sismo regulamentar condicionante. Neste estudo considerou-se a acção sísmica que é considerada no dimensionamento de estruturas novas. No entanto, o Anexo Nacional do EC8-3 vai permitir que, para estruturas de classe de importância II (estruturas correntes, onde se incluem os edifícios de habitação existentes de alvenaria, e consequentemente o edifício Pombalino estudado), a avaliação do desempenho sísmico pode ser feita apenas para uma intensidade da acção sísmica de 75-90% do valor da intensidade da acção sísmica a definir para o dimensionamento de estruturas novas. Assim, se se tivesse esta redução em consideração neste estudo, as soluções de reforço propostas já permitiriam certamente a verificação da segurança estrutural do edifício Pombalino.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

De modo a obter uma base de dados mais representativa dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa, seria vantajoso a realização de mais ensaios de medição de vibrações ambiente, principalmente em edifícios Pombalinos de modo a que se possa obter fórmulas empíricas mais fidedignas. Para além da recolha dos períodos fundamentais, seria interessante recolher informação relativa às propriedades dos materiais utilizados, técnicas de construção e modificações realizadas nos edifícios Pombalinos e noutros edifícios antigos de alvenaria para que se possa estender esta análise a outras tipologias.

Seria também interessante estudar outras possíveis soluções de reforço a implementar no edifício Pombalino estudado no Capítulo 5, e estudar o desempenho do edifício inserido no quarteirão Pombalino.

Referências

- (Andrade et al., 2012) Andrade, M.; Mendes, L.; Godoi, G. e Celani, G. *Shape Grammars for Analysing Social Housing – The case of Jardim São Francisco low-income housing development*. Digital Physicality - Proceedings of the 30th eCAADe Conference, Vol. 1, pp. 451-458, 2012.
- (Appleton, 2003) Appleton, J. *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*, 1ª Edição, Edições Orion, Amadora, 2003, ISBN 972-8620-03-9.
- (Appleton, 2005) Appleton, J. *Reabilitação de Edifícios Gaioleiros – Um quarteirão em Lisboa*, 1ª Edição, Edições Orion, Alfragide, 2005, ISBN: 972-8620-055.
- (ATC3-06, 1978) *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*. Relatório ATC3-06, ATC, 1978.
- (Bento, 2015) Bento, R. *Reabilitação Sísmica de Edifícios de Alvenaria*, Paredes de Alvenaria, P.B. Lourenço et al. (eds.), 2015.
- (Branco, 2007) Branco, M. *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2007.
- (Caetano, 1992) Caetano, E. *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*. Tese de Mestrado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992.
- (Calvi, 1999) Calvi, G. *A displacement based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, nº 3, pp. 411-438, 1999.
- (Candeias, 2008) Candeias, P. *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios de Alvenaria*. Tese de Doutoramento. Universidade do Minho - Escola de Engenharia, 2008.
- (Catalão, 2008) Catalão, J. *Avaliação da qualidade técnica das operações de reabilitação em edifícios com estrutura de alvenaria e madeira – contribuição para a elaboração de um manual técnico*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto, 2008.
- (CEN, 2004) *Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*. CEN – EN 1992-1, 2004.
- (CEN, 2005a) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*. CEN – EN 1998-1, 2005.
- (CEN, 2005b) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. CEN – EN 1998-3, 2005.

(Ceroni et al., 2014) Ceroni, F.; Sica, S.; Garofano, A.; Pecce, M. *SSI on the Dynamic Behaviour of a Historical Masonry Building: Experimental versus Numerical results*. Buildings, Vol.4, pp. 978-1000, 2014.

(Chopra e Goel, 1999) Chopra, A. e Goel, R. *Capacity demand diagram methods based on inelastic design spectrum*. Earthquake Spectra, Vol. 15, nº 4, pp. 637-656, 1999.

(Computers and Geoscience, 2014) Computers and Geoscience, TSoft Program, release 2.2.5, 2014.

(ESRI, 2014) ESRI, ArcGIS Program, release 10.1, 2014.

(ESRI, 2015) ESRI, CityEngine Program, release 2015.1, 2015.

(Fajfar, 2000) Fajfar, P. *A nonlinear analysis method for performance-based seismic design*, Earthquake Spectra. Vol. 16, nº 3, pp. 573-592, 2000.

(Galasco et al., 2006) Galasco, A.; Lagomarsino, S.; Penna, A. *On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, nº 1080, Genève, Switzerland, 2006.

(Goel e Chopra, 1997) Goel, L. e Chopra, A. *Vibration Properties of Buildings Determined from Recorded Earthquake Motions*. Report UCB/EERC-97/14, Earthquake Engineering Research Center-University of California, 1997.

(Graphisoft, 2015) Graphisoft, ArchiCAD Program, release 18, 2015.

(Housner e Brady, 1963) Housner, G. e Brady A. *Natural periods of vibration of buildings*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 89, pp. 31–65, 1963.

(Ibsen e Liingaard, 2006) Ibsen, L. e Liingaard, M., 2006. *Experimental modal analysis*. Technical Report No. 10. Department of Civil Engineering, Aalborg University, 2006.

(Ildefonso et al., 2014) Ildefonso, S.; Falcão, A.P.; Rua, H. *An application of CIM Models in Urban design and Land management: the case of Lisbon city*. Proceedings of BIM International Conference: Challenges to overcome. Lisboa, 9-10 de Outubro, 2014.

(Lagomarsino et al., 2008) Lagomarsino, S.; Galasco, A.; Penna, A.; Cattari, S. *Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings*. Tremuri User Guide, 2008.

(Lopes et al., 2010) Lopes, V; Guedes, J.; Arêde, A.; Milheiro, J.; Paupério, E.; Costa, A. *Identificação dinâmica de estruturas*. Congresso PATRIMÓNIO 2010, 2010.

(Magalhães et al., 2007) Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. *Ensaio dinâmico de viadutos ferroviários: automatização de procedimentos de ensaio e processamento*. Mecânica Experimental, nº14, pp. 1-11, 2007.

(Meireles, 2012) Meireles, H. *Seismic Vulnerability of Pombalino Buildings*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2012.

(Mendes e Oliveira, 2008) Mendes, P. e Oliveira, S. *Análise dinâmica de estruturas - Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Trabalho realizado para o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.

(Monteiro, 2012) Monteiro, J. *Análise Sísmica de Edifícios Gaioleiros*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2012.

(Monteiro, 2013) Monteiro, B. *Avaliação Sísmica de Edifícios “de Placa”*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2013.

(Monteiro e Bento, 2012) Monteiro, M. e Bento R. *Characterization of “Placa” Buildings*. Relatório ICIST DTC N° 02, ICIST/IST, Lisboa, 2012.

(Monteiro e Bento, 2013a) Monteiro, M. e Bento R. *Procedimento Experimental para a Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas*, Relatório ICIST DTC N° 05, ICIST/IST, Lisboa, 2013.

(Monteiro e Bento, 2013b) Monteiro, M. e Bento, R. *Seismic Characterization and Evaluation of an Old Masonry Building*, SE-EEE International Conference on Earthquake Engineering. Skopje, 29-31 de Maio, 2013.

(Mucciarelli et al., 2004) Mucciarelli, M.; Masi, A.; Gallipoli, M.; Harabaglia, P.; Vona, M.; Ponso, F.; Dolce, M. *Analysis of RC Building Response and Soil-Building Resonance based on Data Recorded during a Damaging Earthquake (Molise, Italy, 2002)*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, n° 5, pp. 1943-1953, 2004.

(Naeim, 1998) Naeim, F. *Research Overview: Seismic Response of Structures*. The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 7, No. 3, Wiley Interscience, London, 1998.

(NTC, 2008) *Norme Tecniche per le Costruzioni*. D.M. 14 gennaio 2008, Suppl. ord. n° 30 alla G.U. n.29 del 4/02/2008, 2008.

(Oliveira, 1997) Oliveira, C.S., *Frequências Próprias de Estruturas com base em Medições Expeditas in situ*, 3º ENSES, IST, Lisboa, 1997.

(Oliveira, 2004) Oliveira, C. S. *Actualização das bases de dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões, a partir de medições expeditas in situ*, 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, ICIST/IST, Portugal, 2004.

(Pasticier et al., 2007) Pasticier, L.; Amadio, C.; Fragiocomo, M. *Non-Linear Seismic Analysis and Vulnerability Evaluation of a Masonry Building by Means of the SAP2000 v.10 code*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics n° 37, pp.467-485, Wiley Interscience, 2007

- (Pinho, 2011) Pinho, F. *Aspetos Construtivos e Funcionais das Paredes Divisórias na Construção Tradicional*. Paredes divisórias: Passado, presente e futuro, P.B. Lourenço et al. (eds.), Vol.1, pp.1-14, 2011.
- (Ramos e Lourenço, 2000) Ramos, L. e Lourenço, P. *Análise das técnicas de construção pombalina e apreciação do estado de conservação estrutural do quarteirão do Martinho da Arcada*. Engenharia Civil, Vol.7, pp. 35-46, 2000.
- (RGCU, 1930) *Regulamento Geral da Construção Urbana para a cidade de Lisboa*. Câmara Municipal de Lisboa, 1930.
- (Riddell et al., 1989) Riddell, R.; Hidalgo P; Cruz E. *Response modification factors for earthquake-resistant design of short period structures*. Earthquake Spectra, Vol. 5, pp. 571–590, 1989.
- (Rodrigues, 2004) Rodrigues, J. *Identificação modal estocástica*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- (Santos, 2013) Santos, D. *Processos de construção na reabilitação estrutural de edifícios antigos*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2013.
- (Santos, 1997) Santos, P. *Ensaio de Paredes Pombalinas*. Nota Técnica N°15/97, NCE/DE, LNEC, Lisboa, 1997.
- (Santos, 1989) Santos, V. *Descrição do sistema construtivo pombalino*, Universidade Técnica de Lisboa, 1989.
- (Shannon, 1949) Shannon, C. *Communication in the presence of noise*, Proc. IRE, Vol. 37, pp. 10–21, 1949.
- (Simões e Bento, 2012) Simões, A. e Bento, R. *Characterization and Classification of Lisbon Old Masonry Buildings*. Relatório ICIST DTC N° 01, ICIST/IST, Lisboa, 2012.
- (S.T.A.DATA, 2015) S.T.A.DATA S.r.l., Tremuri Program, release 5.7.1, 2015.
- (Tomažević, 1999) Tomažević, M. *Earthquake-resistant design of Masonry buildings*. Imperial College Press, London, 1999.
- (Trifunac et al., 2001) Trifunac, M.; Ivanovic, S.; Todorovska, M. *Apparent Periods of Building. II: Time Frequency Analysis*. Journal of Structural Engineering, 127, n°5, 2001.
- (UBC, 1997) *Uniform Building Code*. International Conference of building officials, 1997.
- (Veletsos e Newmark, 1960) Veletsos, A. e Newmark, N. *Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motion*. In 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 895–912, Tokyo, Japan, 1960.

(Veletsos, 1969) Veletsos, A. *Maximum deformations of certain nonlinear systems*. Proc. of 4th World Conf. on Earthquake Eng., Chilean Association on Seismic and Earthquake Engineering, Vol. II, pp. 155-170, Santiago, 1969.

Anexo A – Apresentação gráfica da base de dados

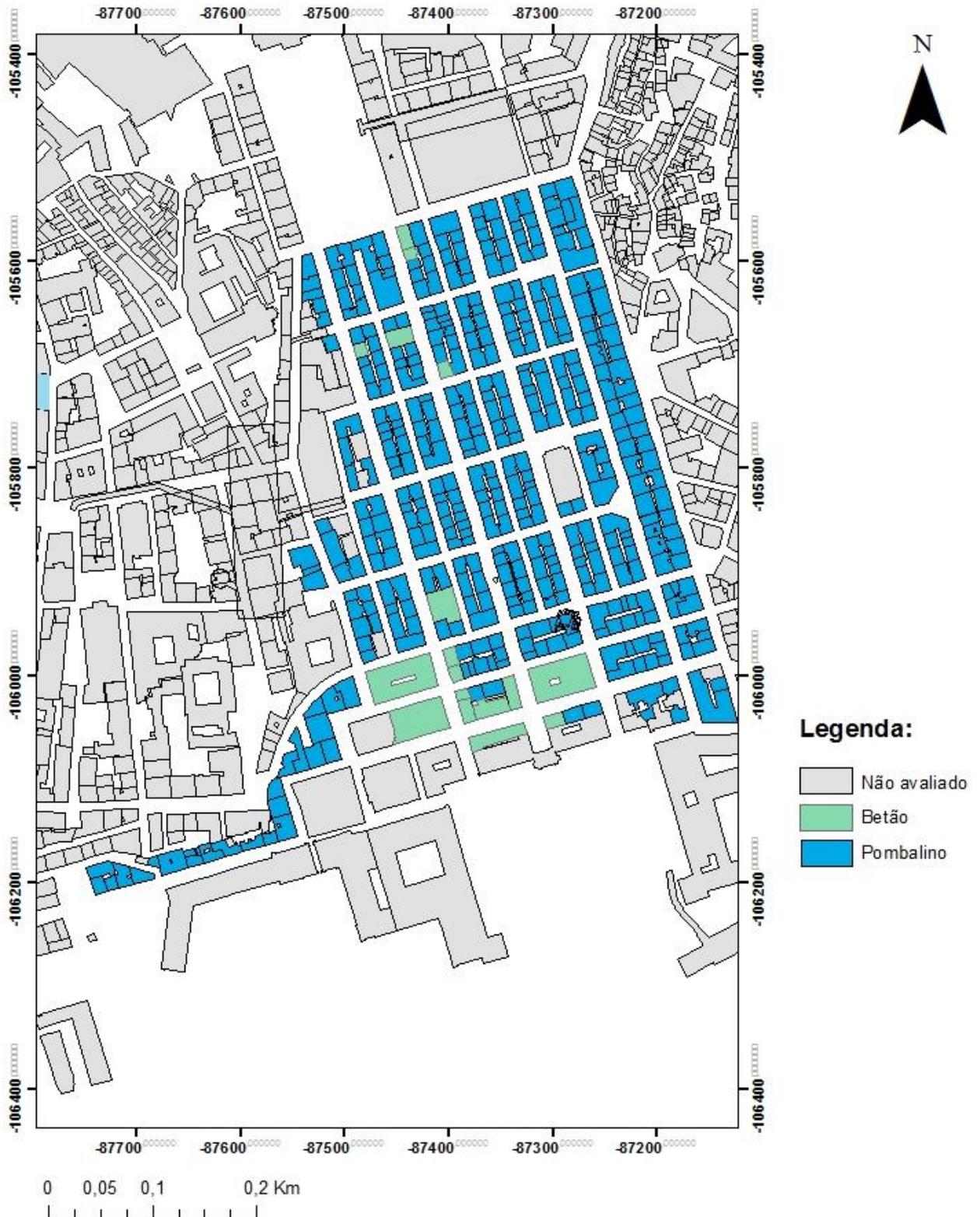


Figura A.1 - Tipologia dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina



Figura A.2 - Nº de pisos dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina



Figura A.3 - Ocupação dos Edifícios analisados na Baixa Pombalina

Anexo B – Medições de vibrações ambientais efectuadas no Edifício 1

B.1. Ponto 1

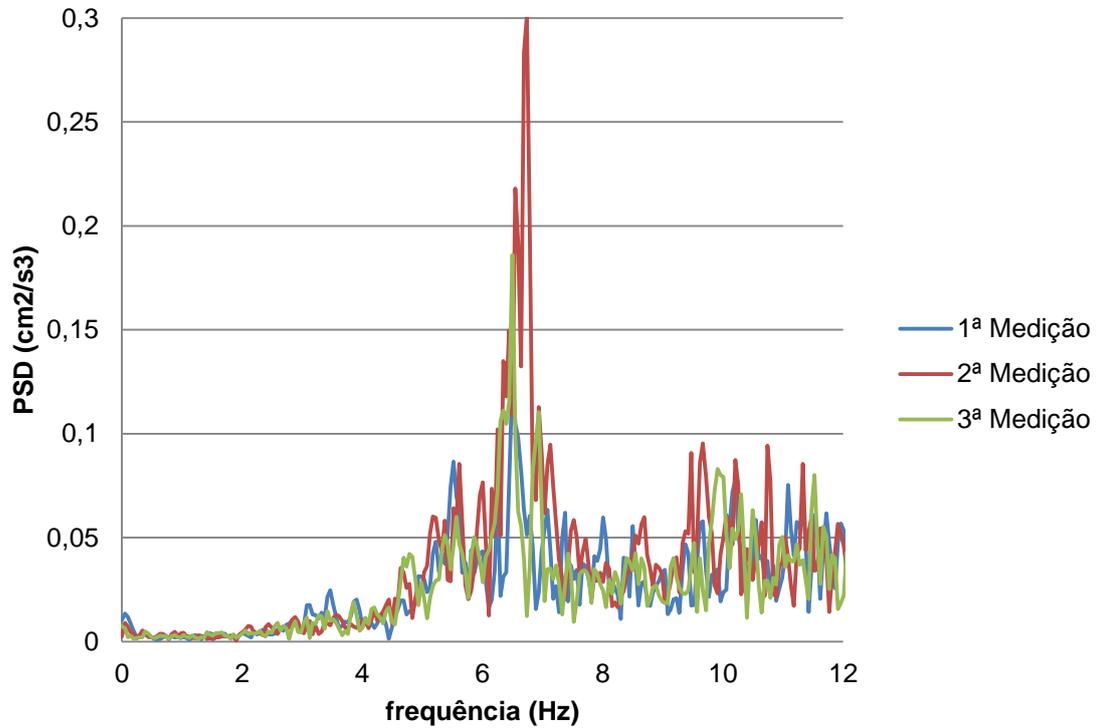


Gráfico B.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção X)

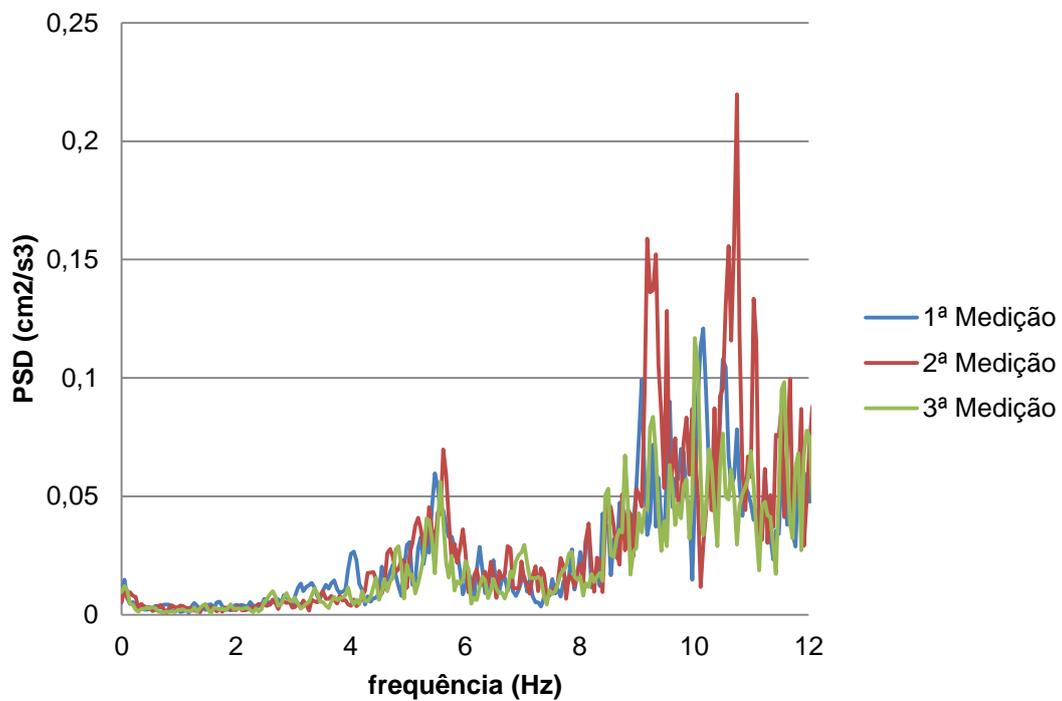


Gráfico B.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 1 (Direcção Y)

B.2. Ponto 2

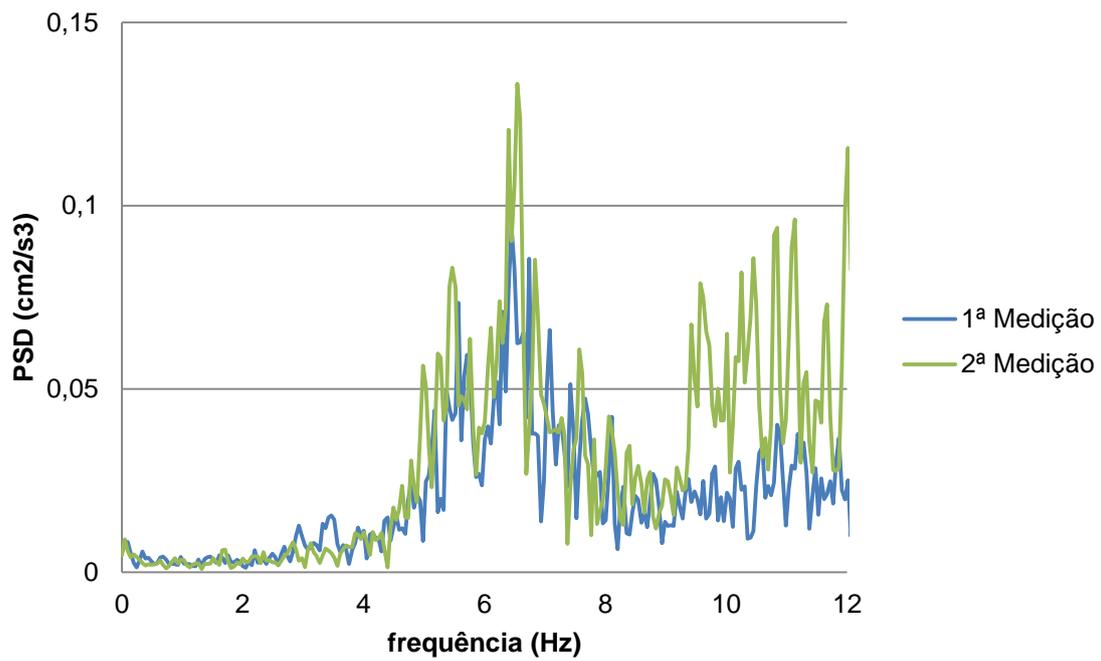


Gráfico B.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção X)

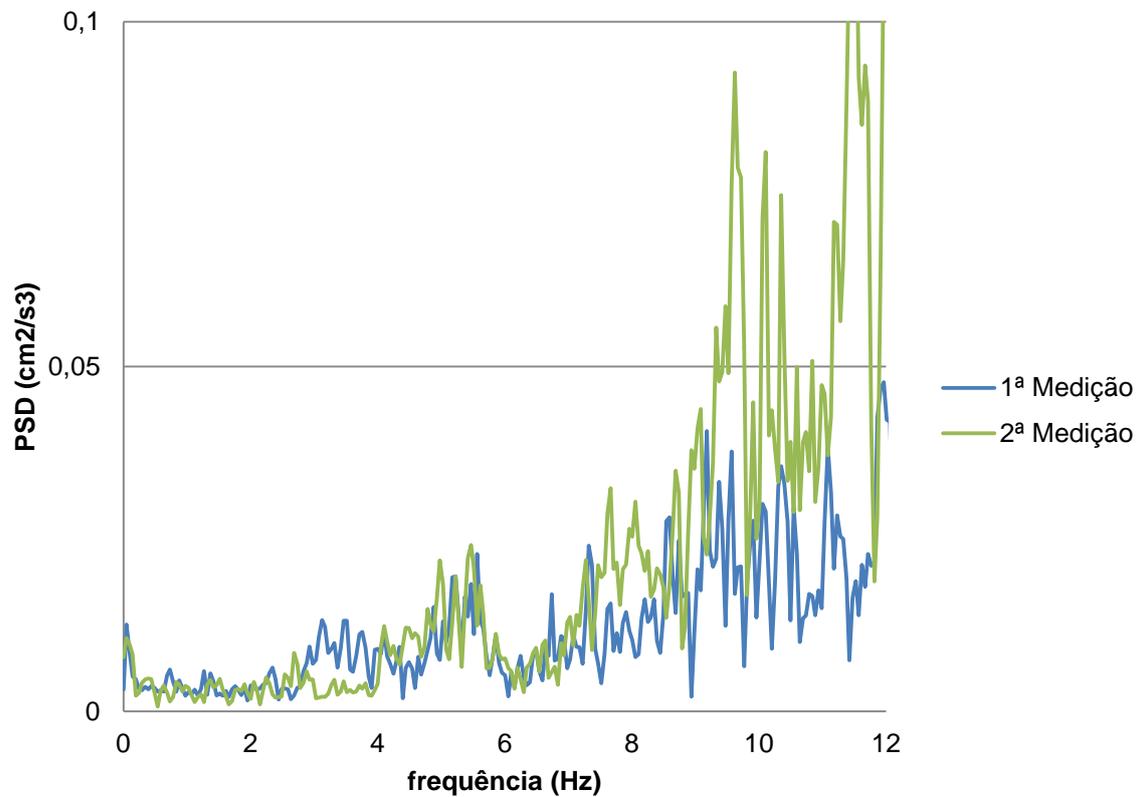


Gráfico B.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção Y)

B.3. Ponto 3

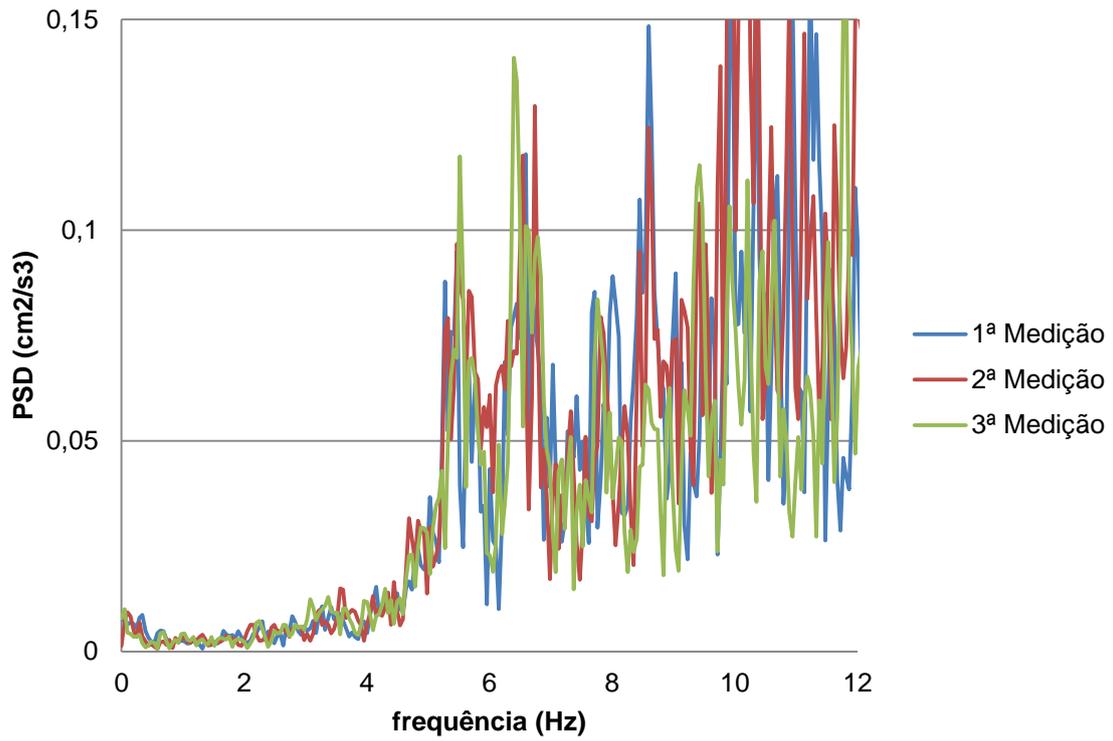


Gráfico B.5 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção X)

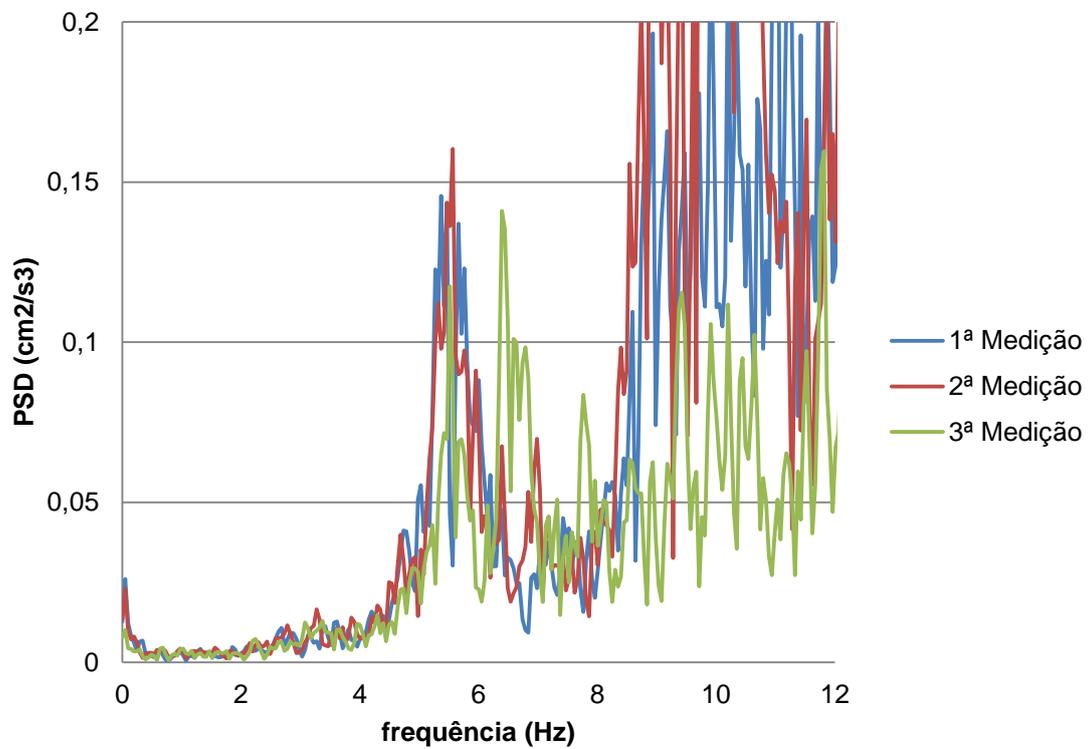


Gráfico B.6 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção Y)

B.4. Ponto 4

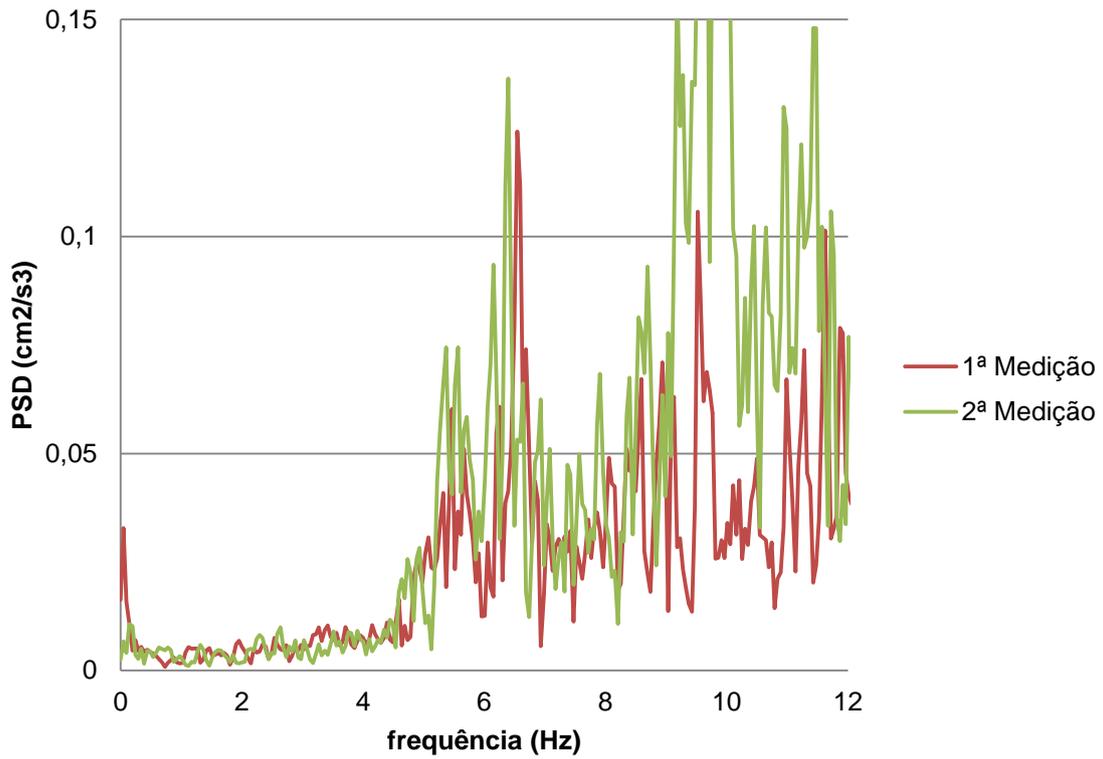


Gráfico B.7 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 4 (Direcção X)

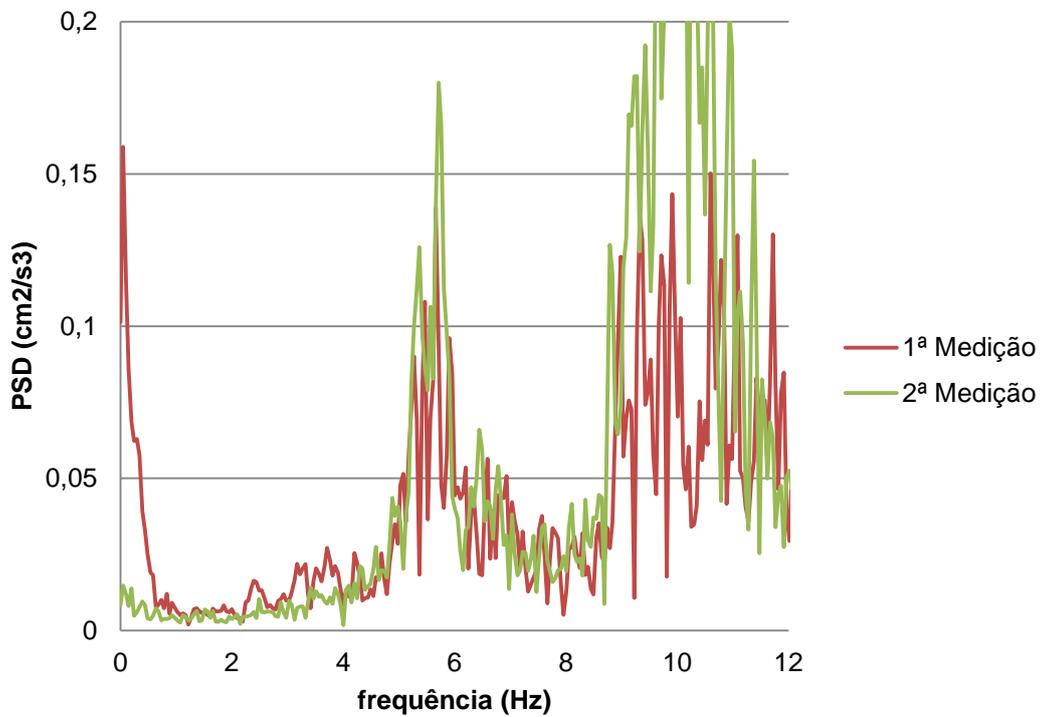


Gráfico B.8 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 4 (Direcção Y)

B.5. Ponto 5

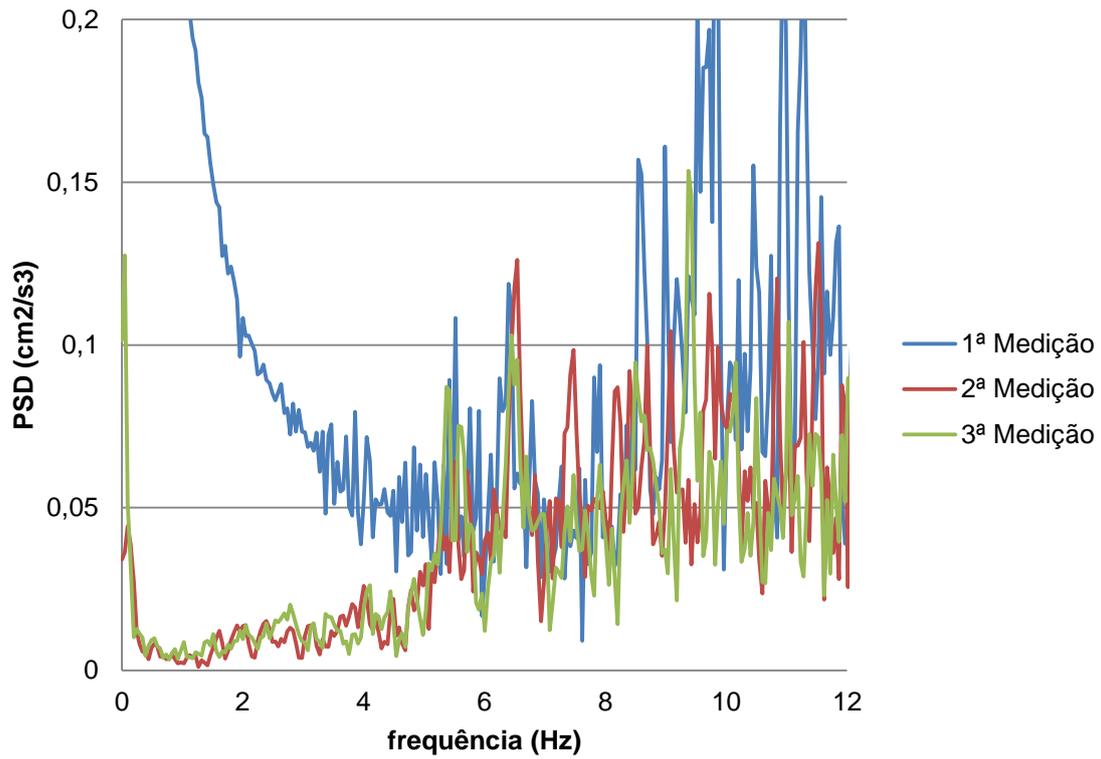


Gráfico B.9 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 5 (Direcção X)

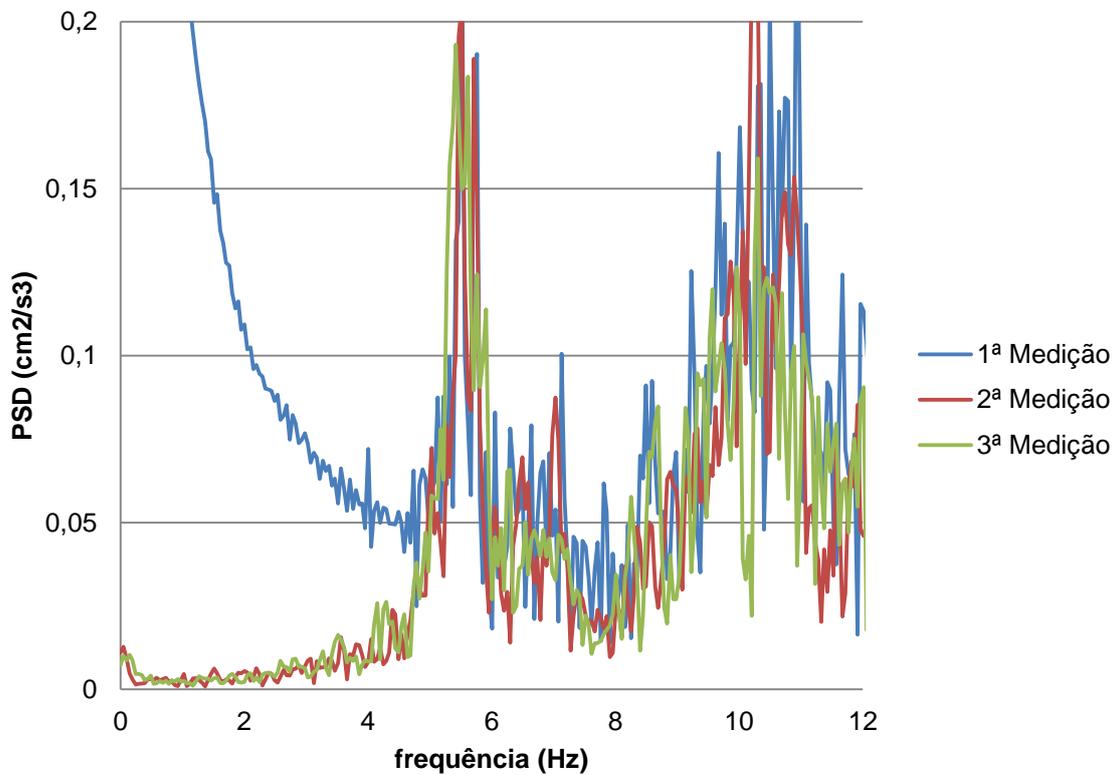


Gráfico B.10 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 5 (Direcção Y)

Anexo C – Medições de vibrações ambientais efectuadas no Edifício 2

C.1. Ponto 2

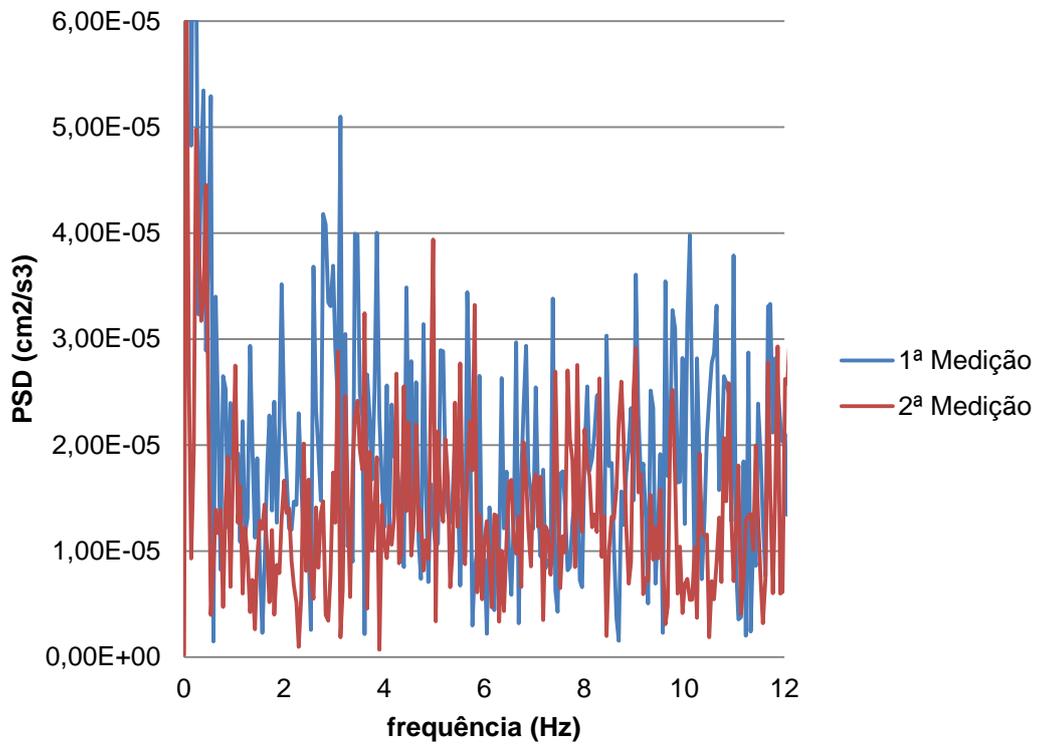


Gráfico C.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção X)

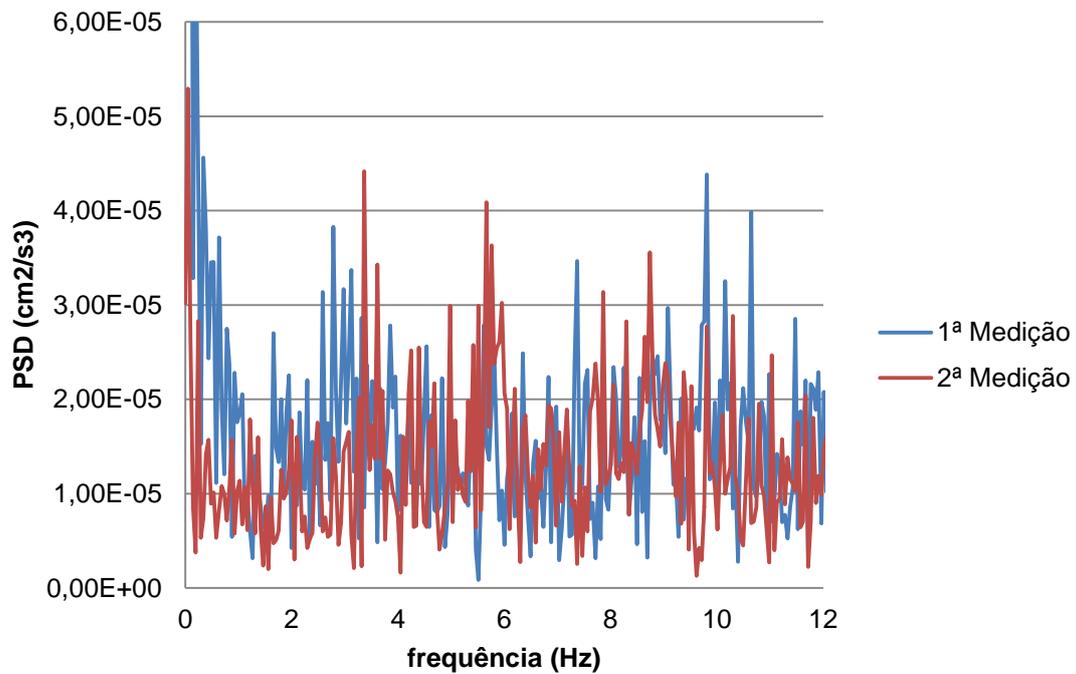


Gráfico C.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção Y)

C.2. Ponto 3

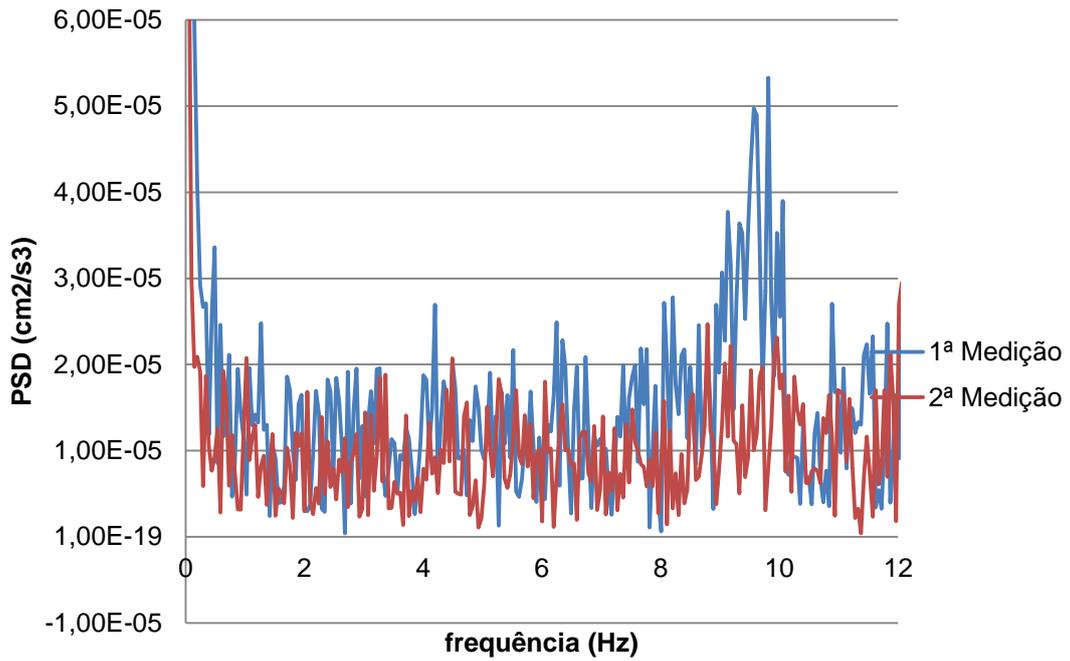


Gráfico C.3 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção X)

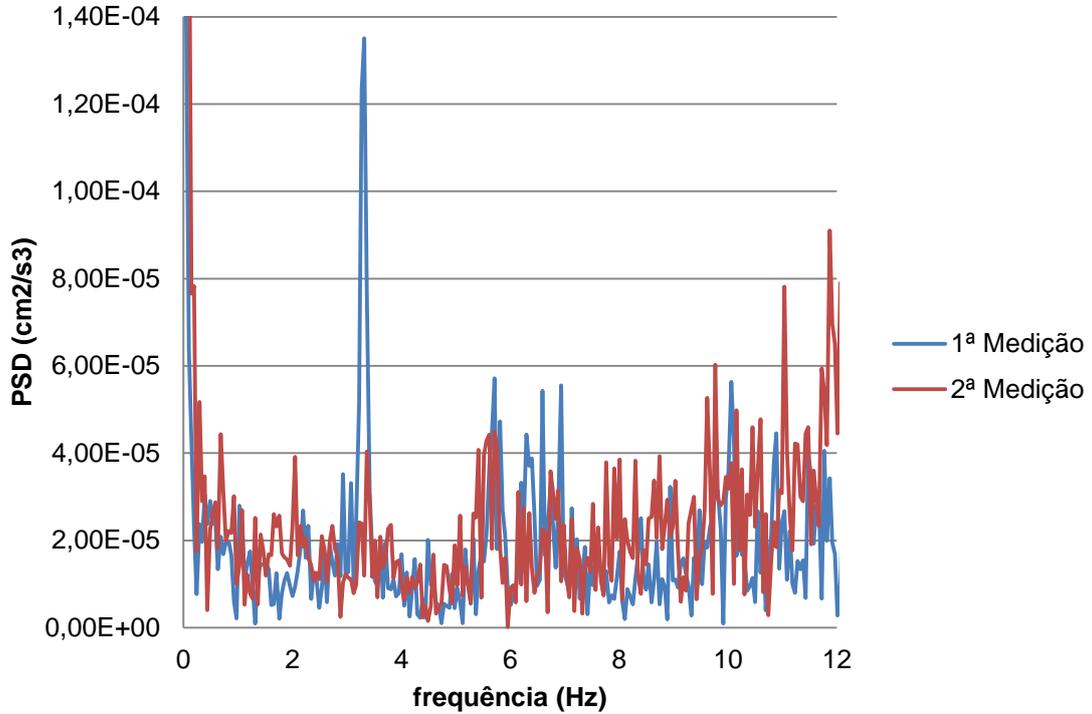


Gráfico C.4 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 3 (Direcção Y)

Anexo D – Medições de vibrações ambientais efectuadas no ponto 2 do Edifício 3

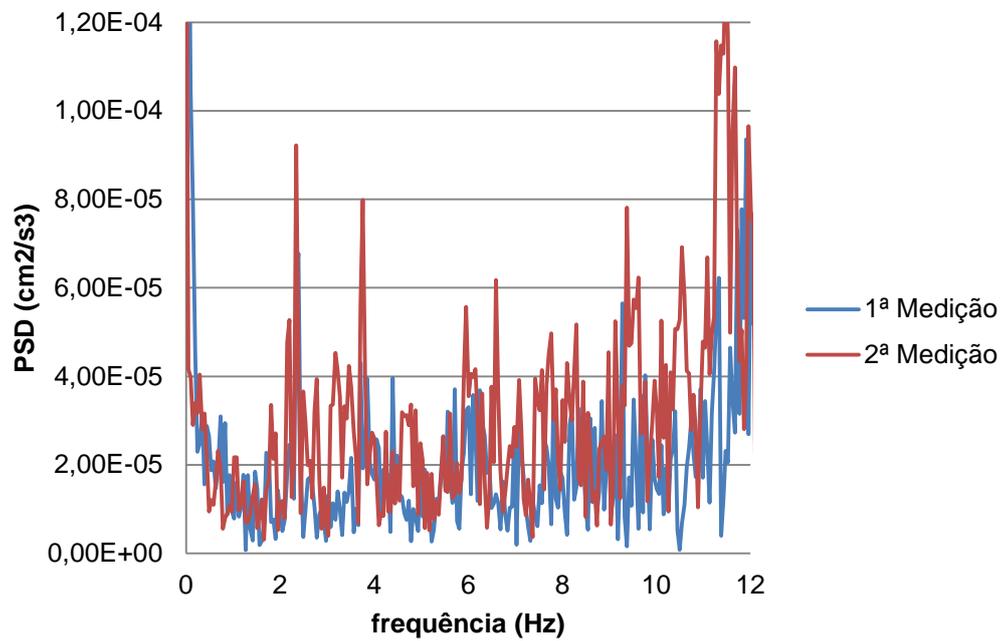


Gráfico D.1 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção X)

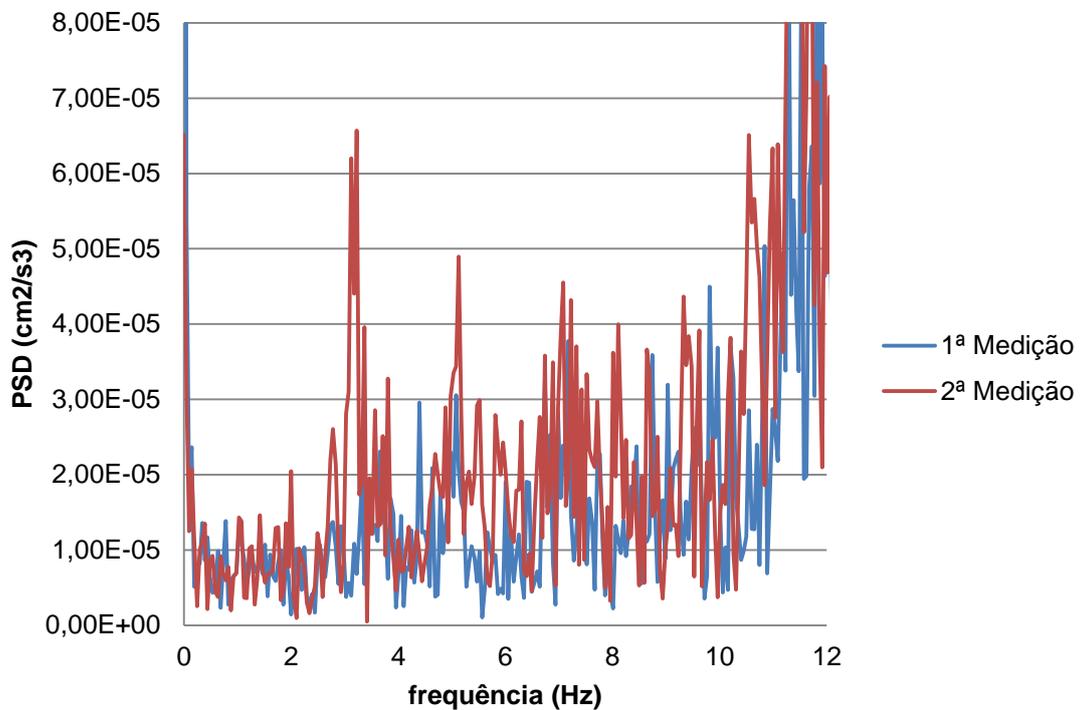


Gráfico D.2 - Função de Densidade Espectral de Potência no ponto 2 (Direcção Y)