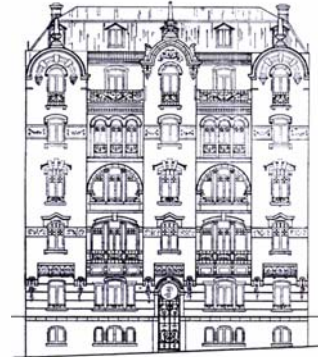
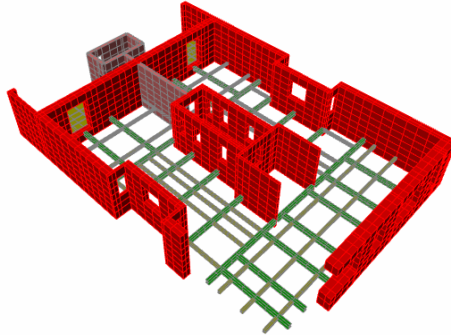




INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa



Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria

Aplicação a edifícios “Gaioleiros”

Miguel Eduardo Moura Branco

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil**

Júri

Presidente: Prof. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Prof. António Manuel Candeias de Sousa Gago

Outubro 2007

Agradecimentos

O desenvolvimento deste trabalho foi realizado com o apoio continuado do Prof. Luís Guerreiro, a quem agradeço toda a disponibilidade e orientação prestada com o intuito de o desenvolver o melhor possível.

Refiro também o Eng. Paulo Serra, responsável pelo edifício analisado. A ele agradeço todo o material disponibilizado e a prontidão em facilitar todas as visitas necessárias ao edifício. Neste sentido, agradeço também ao Sr. Manuel Cícero o acompanhamento prestado durante as visitas realizadas.

Por fim agradeço o apoio do Prof. Jorge Proença, relativamente ao esclarecimento sobre o modo de utilização do equipamento utilizado na análise de caracterização dinâmica experimental, essencial para a validação do modelo criado.

Agradeço ainda de uma forma geral aos docentes do grupo de mecânica aplicada pela disponibilidade em esclarecimentos pontuais que sempre ofereceram.

Título: Reforço sísmico de edifícios de alvenaria – aplicação a edifícios “Gaioleiros”.

Nome: Miguel Eduardo Moura Branco

Orientador: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Resumo

De entre os edifícios degradados, os construídos em alvenaria de pedra são os que levantam os maiores problemas de reabilitação e os que necessitam de maior urgência na intervenção. Neste trabalho, com base num modelo numérico de um edifício do início do séc. XX, pretendeu-se estudar dois níveis de intervenções, de modo a melhorar o seu desempenho sísmico.

Embora o modelo tenha sido desenvolvido num estudo anterior, no decorrer deste trabalho foram introduzidas alterações para testar o seu desempenho.

Uma das limitações que estes edifícios têm, resulta do pavimento não possuir propriedades de diafragma rígido, o que dificulta uma distribuição equilibrada dos esforços sísmicos às paredes resistentes. Tendo como base o pavimento original em barrotes de madeira do edifício, avaliou-se o desempenho de cinco soluções de reforço diferentes.

Das técnicas desenvolvidas neste estudo destacam-se o recurso a uma laje colaborante, por conseguir dotar os pisos de propriedades de diafragma rígido, e o recurso a tirantes de aço, por ser uma técnica menos intrusiva apresentando um bom desempenho.

Outra deficiência destes edifícios deve-se aos esforços de tracção nas paredes de alvenaria apenas serem absorvidos pela compressão provocada pelas cargas gravíticas e pela argamassa que na maioria dos casos já perdeu as suas propriedades ligantes, com o passar dos anos.

Para melhorar esta situação, estudaram-se diferentes configurações para o reforço do edifício utilizando dissipadores viscosos. Os melhores resultados foram obtidos quando se fez variar os seus coeficientes de amortecimento em altura, de acordo com os esforços registados ao nível de cada piso.

Palavras-chave: Edifícios de alvenaria; “Gaioleiro”; reforço sísmico; reforço do pavimento; dissipadores viscosos.

Title: Seismic strengthening of masonry buildings – application to “Gaioleiros” buildings

Name: Miguel Eduardo Moura Branco

Coordinator: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Abstract

The old masonry construction buildings are presently those that need the most difficult and urgent rehabilitation. In this work a masonry building from the beginning of the XX century was analyzed with a numerical model to study rehabilitation procedures to improve its seismic behavior.

One of the main problems with the seismic behavior of these buildings is associated to the floor structure that does not behave as a stiff diaphragm, conducting to stresses in the walls. Considering the original wooden floor of the building, five reinforcement solutions were studied.

Among these a composite slab was studied, leading to a stiff diaphragm. A solution with steel ties was especially interesting, leading to good results associated to a low intrusion.

Another problem associated to these buildings, is the tensile stresses in the stone walls that are sustained only by the gravity loads and by the mortar, which frequently lost its characteristics with time. To analyze this problem a reinforcement of the building was analyzed, considering viscous dampers.

The best results for this solution were obtained with a variation of the damping characteristics on height, according to the forces at each level.

Key-words: Masonry buildings; “Gaioleiro”; seismic strengthening; pavement retrofit; viscous dampers.

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	II
ABSTRACT	III
LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE QUADROS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS.....	XII
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. CARACTERIZAÇÃO DOS “GAIOLEIROS”	5
2.1. GENERALIDADES.....	5
2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO.....	5
2.3. EDIFÍCIO ESTUDADO	7
2.4. CARACTERIZAÇÃO GERAL	8
2.5. TIPOLOGIA CONSTRUTIVA	9
2.5.1. <i>Fundações</i>	10
2.5.2. <i>Paredes</i>	10
2.5.3. <i>Pavimento</i>	11
2.5.4. <i>Cobertura</i>	12
2.5.5. <i>Saguões</i>	12
2.5.6. <i>Intervenções anteriores</i>	12
2.6. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	13
3. DEFINIÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE	15
3.1. GENERALIDADES.....	15
3.2. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS.....	15
3.2.1. <i>Alvenaria</i>	15
3.2.2. <i>Madeira</i>	17
3.3. MASSA DOS ELEMENTOS	17
3.4. ELEMENTOS PARA A MODELAÇÃO.....	18
3.4.1. <i>Elemento de volume</i>	19
3.4.2. <i>Elemento de casca</i>	20
3.4.3. <i>Elemento de barra</i>	20
3.5. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO GLOBAL.....	23
3.6. CALIBRAÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE	24

3.7.	CARACTERIZAÇÃO MODAL DO MODELO ADOPTADO	25
3.8.	CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	26
3.9.	ESTUDO DE REFORÇO ESTRUTURAL	27
3.9.1.	<i>Generalidades</i>	27
3.9.2.	<i>Paredes de betão armado</i>	27
3.9.3.	<i>Isolamento de base</i>	27
3.9.4.	<i>Dissipadores viscosos</i>	28
3.9.5.	<i>Resultados</i>	29
3.9.6.	<i>Comparação do desempenho</i>	31
4.	ALTERAÇÕES AO MODELO DE ANÁLISE	33
4.1.	GENERALIDADES.....	33
4.2.	MODELO COM PAREDES DE ALVENARIA EM ELEMENTOS DE <i>VOLUME</i>	33
4.2.1.	<i>Generalidades</i>	33
4.2.2.	<i>Resultados</i>	33
4.3.	MODELO COM PAREDES DE ALVENARIA EM ELEMENTOS DE <i>CASCA</i>	36
4.3.1.	<i>Generalidades</i>	36
4.3.2.	<i>Resultados</i>	37
4.4.	COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO	38
5.	REFORÇO DO PAVIMENTO	39
5.1.	GENERALIDADES.....	39
5.2.	INTERVENÇÕES GERAIS	40
5.3.	MODELO BASE	41
5.3.1.	<i>Generalidades</i>	41
5.3.2.	<i>Resultados</i>	41
5.4.	RECURSO A LAJE DE BETÃO ARMADO	42
5.4.1.	<i>Generalidades</i>	42
5.4.2.	<i>Implementação e modelação</i>	43
5.4.3.	<i>Resultados</i>	44
5.5.	RECURSO A LAJE DE COFRAGEM COLABORANTE	45
5.5.1.	<i>Generalidades</i>	45
5.5.2.	<i>Implementação e modelação</i>	46
5.5.3.	<i>Resultados</i>	47
5.6.	RECURSO A PAVIMENTO METÁLICO.....	49
5.6.1.	<i>Generalidades</i>	49
5.6.2.	<i>Implementação e modelação</i>	50
5.6.3.	<i>Resultados</i>	50
5.7.	RECURSO A TIRANTES DE AÇO	52
5.7.1.	<i>Generalidades</i>	52
5.7.2.	<i>Implementação e modelação</i>	53
5.7.3.	<i>Resultados</i>	54
5.8.	COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO	55

5.8.1.	<i>Generalidades</i>	55
5.8.2.	<i>Análise modal e de esforços</i>	56
5.8.3.	<i>Análise de deslocamentos</i>	57
5.8.4.	<i>Facilidade de implementação</i>	60
6.	REFORÇO COM DISSIPADORES VISCOSOS	61
6.1.	GENERALIDADES.....	61
6.2.	IMPLEMENTAÇÃO.....	62
6.3.	MODELAÇÃO.....	65
6.4.	RESULTADOS.....	67
6.4.1.	<i>Generalidades</i>	67
6.4.2.	<i>Teste 1</i>	68
6.4.3.	<i>Teste 2</i>	70
6.4.4.	<i>Teste 3</i>	71
6.4.5.	<i>Teste 4</i>	73
6.5.	COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO.....	75
6.5.1.	<i>Generalidades</i>	75
6.5.2.	<i>Análise de deslocamentos</i>	75
6.5.3.	<i>Análise de esforços</i>	77
7.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	79
7.1.	CONCLUSÕES GERAIS.....	79
7.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	81
8.	REFERÊNCIAS	83
8.1.	BIBLIOGRAFIA.....	83
8.2.	SITES DA INTERNET.....	86
ANEXO	87
A.1.	PROGRAMA DO TRABALHO.....	87
A.2.	ELEMENTOS RETIRADOS DO PROJECTO ORIGINAL.....	88
A.3.	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DA ALVENARIA.....	91
A.4.	ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DO EDIFÍCIO.....	93
A.5.	SISMOGRAMAS.....	98

Lista de Figuras

Figura 1.1: Edifício demolido próximo da Praça do Marquês do Pombal [3].....	1
Figura 1.2: Evolução da construção ao longo do séc. XX na cidade de Lisboa Fonte: INE 1991 [2].....	2
Figura 1.3: Modelação dos aparelhos viscosos no trabalho anterior [5].	3
Figura 2.1: Evolução das tipologias construtivas em Portugal: 1,2 - Anterior a 1755; 3 - Pombalino; 4 – “Gaioleiro”; 5 - Paredes de alvenaria e placa; 6,7 - Betão armado [6] [S2].....	5
Figura 2.2: Parede de frontal com “Cruzes de S ^{to} . André”	5
Figura 2.3: Localização dos "Gaioleiros" na cidade de Lisboa, identificado com o n.º4; a restante numeração é equivalente à da legenda da Figura 2.1 [6].	6
Figura 2.4: Plano de expansão de Ressano Garcia [7].	7
Figura 2.5: Localização do Gaioleiro em estudo – indicado a amarelo [S5].	8
Figura 2.6: Desenho da fachada retirado do projecto original [9].....	9
Figura 2.7: Planta dos pisos elevados retirada do projecto original [9].	9
Figura 2.8: Fotografia da fachada em 1940 [9].	9
Figura 2.9: Fachada actualmente.	9
Figura 2.10: Fundação directa corrente [11].	10
Figura 2.11: Alvenaria de pedra das paredes resistentes [3].	10
Figura 2.12: Parede interior em tabique [3].	11
Figura 2.13: Tecto, visível os ripados e barrotes que constituem o pavimento [3].....	12
Figura 2.14: Terraço nas traseiras [3].	12
Figura 2.15: Mansarda [3].	12
Figura 2.16: Saguão interior, vista da cave [3].	12
Figura 2.17: Mecanismo de colapso de um edifício de alvenaria (por deformação em planta) (adaptado de [14]).	13
Figura 2.18: Deformada dos pavimentos de madeira [15].	13
Figura 3.1: Elementos <i>de volume</i> e <i>de casca</i> para modelar as paredes de alvenaria [3].	19
Figura 3.2: Adequação da malha dos elementos à planta do edifício [3].	19
Figura 3.4: Modelo utilizado para a simulação das paredes de tabique [3].	22
Figura 3.5: Ensaio em parede divisória em tabique [17].	22
Figura 3.6: Perspectiva do modelo.	23
Figura 3.7: Perspectiva do tardoz do edifício.....	23

Figura 3.8: Corte - a circunferência identifica a redução das secções da parede exterior.	23
Figura 3.9: Modelo adoptado após a fase de calibração.....	24
Figura 3.10: 1º Modo de vibração	25
Figura 3.11: 2º Modo de vibração	25
Figura 3.12: 4º Modo de vibração	25
Figura 3.13: Corte esquemático da ligação entre a parede de betão armado e alvenaria [21] e [32].....	28
Figura 3.14: Sistema de isolamento de base [38].....	28
Figura 3.15: Exemplo da instalação dos dissipadores utilizados neste estudo (adaptado de [43]).	29
Figura 3.16: Diagrama força-deslocamento de um dos dissipadores para a acção sísmica [3].	29
Figura 3.17: Deslocamento máximo no topo do edifício para as diferentes soluções de reforço [4].....	30
Figura 3.18: Deslocamento máximo segundo Y ao nível de cada piso para as diferentes soluções de reforço [4].....	30
Figura 3.19: Tracções máximas ao nível das fundações [4].	31
Figura 3.20: Distribuição em altura das tracções máximas por piso [4].	31
Figura 4.1: Orientação do campo de tensões do elemento <i>solid</i> [22]	35
Figura 4.2: Esforços σ_{33} na empena para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de <i>volume</i> [kPa].....	35
Figura 4.3: Esforços σ_{33} na fachada para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de <i>volume</i> [kPa].....	35
Figura 4.4: Novo modelo com elementos de "casca".	36
Figura 4.5: Pormenor de ligação entre pavimento e fachada.....	36
Figura 4.6: Esforços σ_{22} na empena para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de <i>casca</i>	38
Figura 4.7: Esforços σ_{22} na fachada para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de <i>casca</i>	38
Figura 5.1: Utilização de micro-estacas no reforço de fundações.....	40
Figura 5.2: Escoramento da fachada	40
Figura 5.3: Localização dos pontos de referência para a análise dos deslocamentos no último piso.	41
Figura 5.4: Modelo com pavimento original.	41
Figura 5.5: Betonagem de uma laje de betão [S14].	43
Figura 5.6: Varão nervurado selado com epoxi.....	43

Figura 5.7: Modelo com pavimento em laje de betão armado.....	43
Figura 5.8: Laje colaborante assente em perfis metálicos.	46
Figura 5.9: Conectores.....	46
Figura 5.10: Malha de perfis metálicos (azul – HEA200, verde – HEA300).....	47
Figura 5.11: Modelo com pavimento em laje colaborante	47
Figura 5.12: Dimensões de uma nervura da laje colaborante considerada.	47
Figura 5.13: Exemplo de grelha para o pavimento.	49
Figura 5.14: Modelo com pavimento metálico.	50
Figura 5.15: Reforço do pavimento com tirantes.	52
Figura 5.16: Pormenor de ligação nos cantos das divisões.	53
Figura 5.17: Modelo com tirantes de aço.....	54
Figura 5.18: Frequências próprias de vibração [Hz].....	56
Figura 5.19: Comparação dos esforços ao nível das fundações.	57
Figura 5.20: Deslocamento em altura segundo a menor dimensão (X) [m].....	58
Figura 5.21: Deslocamento em altura segundo a maior dimensão (Y) [m].	58
Figura 5.22: Deslocamento relativo em altura segundo a menor dimensão (X) [m].	58
Figura 5.23: Deslocamento segundo a menor dimensão (X) ao nível do último piso [m].	59
Figura 5.24: Deslocamento segundo a maior dimensão (Y) ao nível do último piso [m].	59
Figura 6.1: Dissipadores hysteréticos utilizados na Ponte Vasco da Gama [40].	61
Figura 6.2: Dissipadores viscosos [S13].....	61
Figura 6.3: Fundação da estrutura de apoio aos dissipadores viscosos [35].	62
Figura 6.4: Estrutura metálica de apoio aos dissipadores viscosos (alçado) [35].....	62
Figura 6.5: Estrutura metálica de apoio aos dissipadores viscosos (planta) [35].	62
Figura 6.6: Segunda disposição ensaiada para apoio dos dissipadores viscosos.	63
Figura 6.7: Pormenor de ligação da estrutura de suporte às paredes do saguão (adaptado de [34]).	63
Figura 6.8: Dissipadores viscosos da Taylor Devices indicados para reforço sísmico de edifícios [S13].	64
Figura 6.9: Pormenor do reforço no interior do saguão.....	65
Figura 6.10: Estrutura de reforço com dissipadores viscosos.....	65
Figura 6.11: Teste 4 Estrutura de reforço	65
Figura 6.12: Exemplo de situações modeladas com o elemento <i>link</i> [22].....	66

Figura 6.13: Energia dissipada para diferentes expoentes [3].	67
Figura 6.14: Relação entre o parâmetro C e as tracções geradas ao nível das fundações [3].	67
Figura 6.15: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º pisso - teste 1.....	69
Figura 6.16: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º pisso - teste 2.....	71
Figura 6.17: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º pisso - teste 3.....	73
Figura 6.18: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º pisso - teste 4.....	74
Figura 6.19: Deslocamentos segundo a maior direcção (X) para reforço com dissipadores [m].	76
Figura 6.20: Deslocamentos segundo a maior direcção (Y) para reforço com dissipadores [m].	76
Figura 6.21: Deslocamentos relativos em altura segundo a maior dimensão para reforço com dissipadores[m].	76
Figura 6.22: Força axial nos dissipadores segundo X [kN].	77
Figura 6.23: Força axial nos dissipadores segundo Y [kN].	78
Figura 6.24: Sobreposição do diagrama Força-Desl para um dissipador ao nível do 1º piso segundo Y.	78
Figura A. 1: Desenho da fachada [9].	88
Figura A. 2: Corte transversal A-A' [9].	89
Figura A. 3: Planta do piso elevado [9].	90
Figura A. 4: Pórtico para ensaio de compressão monotónico em parede de alvenaria de tijolo da Praça de Touros do Campo Pequeno [18].	91
Figura A. 5: Unidade triaxial de medição e computador portátil para controlo das operações [3].	93
Figura A. 6: Equipamento <i>Etna</i> [S6].....	93
Figura A. 7: Locais onde se colocou a unidade triaxial, no 4º piso, a direcções X é paralela à fachada e a direcção Y é perpendicular à fachada.	93
Figura A. 8: Acelerograma registado para o ensaio FD006: o sinal do topo corresponde ao canal da direcção Z, o do meio ao canal da direcção Y e o inferior ao canal da direcção X [3].	94
Figura A. 9: Sinal registado no ensaio FD002, canal Y	95
Figura A. 10: Componente real (vermelho), imaginária (azul) e módulo (verde) da DFT da função $f(x)=\sin x[S8]$	96
Figura A. 12: Sobreposição dos espectros de Fourier no intervalo de 1 a 8Hz [3]......	97

Lista de Quadros

Quadro 3.1: Massa e peso distribuido.	18
Quadro 3.2: Propriedades dos materiais utilizados.	24
Quadro 3.3: Comparação entre as frequências próprias dos modelos e dos ensaios [4].	25
Quadro 4.1: Resultados da análise modal no modelo com elementos de <i>volume</i>	34
Quadro 4.2: Deslocamentos absolutos e relativos em altura no modelo com elementos de <i>volume</i>	34
Quadro 4.3: Resultados da análise modal no modelo base.	37
Quadro 4.4: Deslocamentos absolutos e relativos em altura no modelo com elementos de <i>casca</i>	37
Quadro 5.1: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações no modelo base.	42
Quadro 5.2: Deslocamentos no último piso em pontos de referência no modelo base.	42
Quadro 5.3: Resultados da análise modal para a laje de betão armado.	44
Quadro 5.4: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para a laje de betão armado.	44
Quadro 5.5: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para a laje de betão armado.	44
Quadro 5.6: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para a laje de betão armado.	45
Quadro 5.7: Resultados da análise modal para a laje de cofragem colaborante.	48
Quadro 5.8: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para a laje de cofragem colaborante.	48
Quadro 5.9: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para a laje de cofragem colaborante.	48
Quadro 5.10: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para a laje de cofragem colaborante.	48
Quadro 5.11: Resultados da análise modal para o pavimento metálico.	51
Quadro 5.12: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para o pavimento metálico.	51
Quadro 5.13: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para o pavimento metálico.	51
Quadro 5.14: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para o pavimento metálico.	51
Quadro 5.15: Resultados da análise modal para o reforço com tirantes de aço.	54
Quadro 5.16: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para o reforço com tirantes de aço.	55
Quadro 5.17: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para o reforço com tirantes de aço.	55

Quadro 5.18: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para o reforço com tirantes de aço.....	55
Quadro 6.1: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 1.	69
Quadro 6.2: Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste1.....	69
Quadro 6.3: Determinação dos coeficientes de amortecimento para o teste 2.	70
Quadro 6.4: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 2.	70
Quadro 6.5:Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste2.....	71
Quadro 6.6: Determinação dos coeficientes de amortecimento para o teste 3.	72
Quadro 6.7: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 3.	72
Quadro 6.8:Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste3.....	73
Quadro 6.9: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 4.	74
Quadro 6.10:Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste4.....	74
Quadro A. 1: Peso volúmico de alvenarias de acordo com diversos autores.	92
Quadro A. 2: Módulo de Elasticidade de alvenarias de acordo com diversos autores.	92
Quadro A. 3: Amortecimento de alvenarias de acordo com diversos autores.	92
Quadro A. 4: Tensão de rotura de alvenarias de acordo com diversos autores.	92
Quadro A. 5: Ensaios realizados: hora de início, local e duração [3].	94

Lista de Abreviaturas

Unidades:

- Aceleração: $m.s^{-2}$;
- Amortecimento: %;
- Ângulos: ° (grau);
- Área: m^2 ;
- Parâmetro C de amortecimento: $kN.s/m$;
- Comprimento: m, km, cm, mm;
- Erro: %
- Força: kN, $kN.m^{-2}$;
- Frequência: Hz;
- Intensidade de som: dB;
- Intervalo de tempo: s;
- Massa: ton, kg, $kg.m^{-2}$;
- Massa volúmica: $ton.m^{-3}$;

- Módulo de elasticidade: GPa;
- Momento de inércia: m^4 , cm^4 ;
- Peso volúmico: $kN.m^{-3}$;
- Rigidez: kN/m, kN/m/m;
- Tensão/pressão: MPa, kPa;

Símbolos:

- [C] matriz de amortecimento;
- C parâmetro de amortecimento;
- DFT transformada discreta de Fourier (*discrete Fourier transform*);
- E módulo de elasticidade;
- EPUL Empresa Pública de Urbanização de Lisboa;
- F força;
- FFT transformada rápida de Fourier (*fast Fourier transform*);
- FNA análise rápida não-linear (*fast nonlinear analysis*);
- ICIST Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção;
- INE Instituto Nacional de Estatística;
- I_x momento de inércia por metro;
- I'_x momento de inércia de um barrote de madeira;
- [K] matriz de rigidez;
- LERM Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais;
- [M] matriz de massa;
- RSA Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;
- $a(t)$ aceleração em função do tempo t ;
- $d(t)$ deslocamento em função do tempo t ;
- f frequência;
- g constante gravitacional: $9,8m.s^{-2}$;
- m massa;
- p frequência de ressonância;
- t intervalo de tempo;
- v velocidade;
- α exponencial;
- γ peso volúmico;
- σ tensão;
- σ_u tensão de rotura;
- ξ amortecimento;

1. Introdução

Os grandes centros urbanos possuem actualmente um património edificado bastante envelhecido. Em 2001 estimava-se que a totalidade de edifícios anteriores a 1930 na cidade de Lisboa era de cerca de 28000 [1]. De acordo com dados da EPUL (Empresa Pública de Urbanização de Lisboa) existem actualmente em Lisboa cerca de 40.000 fogos devolutos, correspondendo a 14% do parque habitacional da cidade. Em 2001, 61% dos prédios de Lisboa necessitavam de reparação [S1] [S2]. Estes valores espelham uma realidade que também é partilhada por outras cidades, não só nacionais, como também estrangeiras.

Este fenómeno tem implicações directas na sociedade, pois não são criadas condições para a construção de novos prédios o que leva as pessoas a viverem cada vez mais longe do centro. O facto de estes edifícios estarem devolutos contribui para a criação de zonas pouco atractivas e, por vezes, com problemas sociais. Outro problema do ponto de vista da segurança das pessoas que habitam nestes edifícios é o seu elevado estado de degradação, estando um número considerável em risco de colapso (Figura 1.1).



Figura 1.1: Edifício demolido próximo da Praça do Marquês do Pombal [3].

Como se referiu, a cidade de Lisboa apresenta uma grande densidade de edifícios que já ultrapassaram largamente a vida útil para a qual foram projectados e assim sendo necessitam de intervenções estruturais urgentes. De entre os tipos de intervenções possíveis de serem feitas num património edificado envelhecido referem-se as seguintes:

- demolir total ou parcialmente;
- limitar a utilização;
- modificar o sistema estrutural;
- substituir ou introduzir elementos;
- reforçar os elementos existentes.

A melhor forma de se obterem edifícios estruturalmente seguros e adequados às exigências habitacionais actuais, é demolindo os existentes e construindo de novo. Apesar de ser a solução preconizada pela especulação imobiliária, devido à localização central destes imóveis, esta abordagem tem diversos problemas. Por um lado é uma solução bastante radical, criando implicações sociais e

ambientais evidentes. Por outro, que a torna impraticável, pelo menos a curto prazo, é o elevado investimento financeiro que é necessário realizar-se.

As restantes intervenções, atrás referidas, são complementares e podem-se adaptar às especificidades de cada caso, tornando-se uma alternativa mais atraente comparativamente à demolição total, pelo menos no curto prazo.

A maioria dos edifícios anteriores à primeira metade do século XX, anteriores à introdução do betão armado na construção, não foi dimensionada para resistirem a acções sísmicas (Figura 1.2). Estando Lisboa numa zona propícia à ocorrência de sismos, este é um assunto de especial relevância.

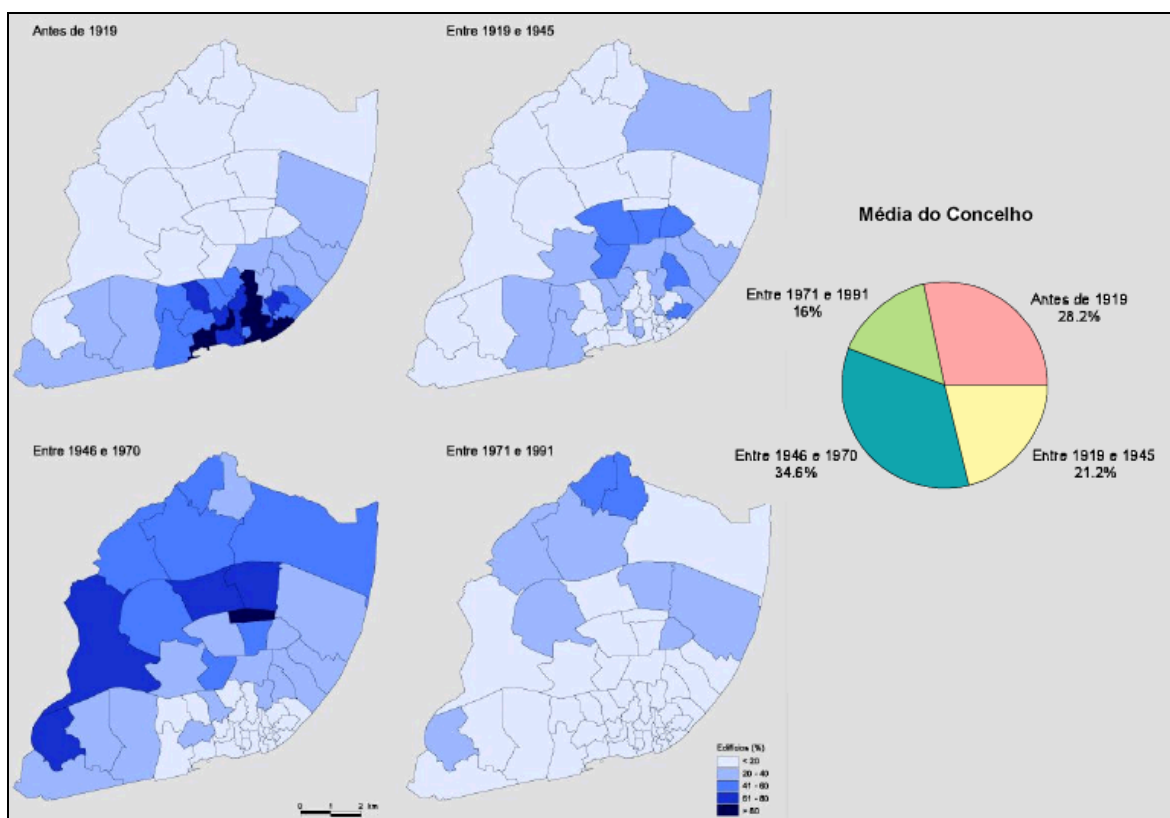


Figura 1.2: Evolução da construção ao longo do séc. XX na cidade de Lisboa Fonte: INE 1991 [2].

As urbes actuais são o resultado de séculos de expansão, sendo fácil identificar cada degrau evolutivo através das diferenças arquitectónicas e de tipologias construtivas características de cada época. Deste modo pode-se mapear quais as zonas mais degradadas e mais propensas a serem severamente danificadas no caso da ocorrência de um sismo.

De entre os edifícios degradados, a construção de alvenaria de pedra é a que levanta os maiores problemas e a que necessita de maior urgência na intervenção. A concepção deste tipo de edifícios geralmente apresenta diversas deficiências estruturais ao nível de paredes-mestras e fundações, sendo frequente a ausência de qualquer estudo sísmico. Outro aspecto relevante é a manutenção pouco cuidada a que estes edifícios têm sido sujeitos, onde se destaca o efeito das infiltrações, por deficiente controlo da qualidade das coberturas. Por fim, há que se referir o efeito das

intervenções recentes, que frequentemente têm sido realizadas de modo pouco correcto, adaptando os edifícios para fins para os quais não estão preparados.

Procurando dar uma contribuição para esta problemática, elaborou-se esta dissertação para a obtenção do Grau de Mestre de Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico. Nela se pretendeu avaliar o comportamento sísmico de uma tipologia construtiva denominada de “Gaioleiro”, que é típica da fase de expansão urbana de Lisboa que ocorreu entre 1870 e 1930 e que ainda se encontra bastante difundida na cidade. O estudo centra-se no desenvolvimento de soluções de reforço estrutural de um edifício daquela tipologia, de forma a aumentar a sua resistência às acções sísmicas. Para a elaboração do trabalho, além da realização de ensaios *in-situ*, recorreu-se a uma análise dinâmica tridimensional, com recurso a um programa de cálculo automático (*SAP 2000*).

O presente trabalho vem no seguimento de outro anterior onde se avaliou, a nível de estudo prévio, três técnicas de reforço sísmico aplicadas a um edifício de alvenaria do início do séc. XX: com recurso a paredes de betão armado, com recurso a isolamento de base e com recurso a dissipadores viscosos [3] [4]. O reforço com recurso a dissipadores viscosos evidenciou vantagens no desempenho sísmico e possuindo, em especial, a vantagem de ter um impacte reduzido sobre o edifício, sendo uma solução praticamente reversível (Figura 1.3).

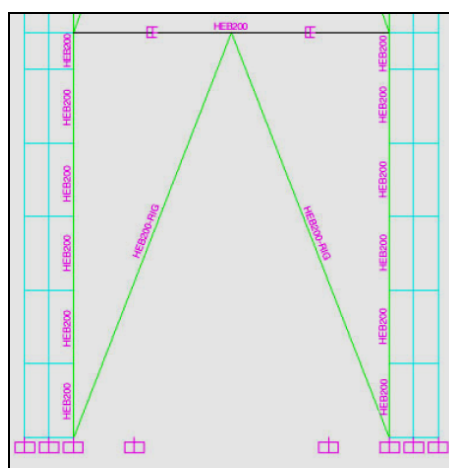


Figura 1.3: Modelação dos aparelhos viscosos no trabalho anterior [5].

Com base no mesmo edifício, que serviu de base ao estudo atrás referido, analisaram-se agora dois níveis distintos de intervenções, com o objectivo de melhorar o seu desempenho sísmico. Por um lado estudaram-se técnicas de reforço do pavimento, para se obter um diafragma rígido e por outro pretendeu-se comparar diferentes disposições para a colocação dos dissipadores viscosos com o objectivo de se otimizar esta técnica de reforço.

Os reforços ensaiados podem ser designados de passivos, na medida em que apenas actuam na eventualidade de um sismo e não necessitam do fornecimento de energia para o seu funcionamento. Em oposição aos reforços passivos existem actualmente mecanismos que podem modificar as suas propriedades para responderem melhor à acção sísmica, sendo estes denominados de activos ou semi-activos.

O programa de trabalho proposto encontra-se apresentado em anexo (ver Anexo - A.1), estando ordenado em 7 capítulos que são descritos de seguida.

O Capítulo 2 fornece um enquadramento histórico da difusão dos “Gaioleiros”, explicando-se a forma como surgiram e enumerando os problemas estruturais a que estão associados. Apresentam-se de um modo geral os pormenores construtivos mais característicos, aplicados directamente ao edifício em estudo. O edifício “Gaioleiro” estudado situa-se na Av. Duque de Loulé, n.º 70 em Lisboa.

O Capítulo 3 descreve o modelo criado para a análise do edifício. Iniciou-se com a definição dos materiais adoptados e a justificação das características escolhidas. Numa fase posterior foram identificados os elementos utilizados no modelo, assim como as razões que conduziram a essas escolhas. Por fim analisou-se o modelo globalmente, dando particular atenção a aspectos específicos de zonas singulares cuja modelação deve ser mais cuidada. Para garantir a adequação do modelo à realidade procedeu-se a um ensaio de caracterização dinâmica. Esta fase foi essencial para a calibração do modelo. Fez-se também referência ao estudo de reforço sísmico desenvolvido anteriormente, de modo a fazer um enquadramento deste novo trabalho.

No capítulo 4 foram efectuadas alterações ao modelo original. Neste capítulo pretendeu-se aprofundar a análise do modelo de cálculo realizada no trabalho anterior, através da criação de um modelo em que se modificou o modo como se simulam as paredes de alvenaria de pedra exteriores e do saguão.

No Capítulo 5 pretendeu-se estudar a melhoria do desempenho sísmico do edifício através do reforço dos pavimentos. Uma das principais deficiências deste tipo de edifícios é não possuírem os pavimentos com propriedade de diafragma rígido, que permite distribuir os esforços de modo proporcional à rigidez dos elementos verticais. Neste âmbito foram avaliadas quatro técnicas de reforço/substituição, com diferentes propriedades e modos de funcionamento distintos. Assim sendo, estudou-se a substituição do pavimento por uma laje de betão armado, por uma laje de cofragem colaborante mista aço-betão assente em perfis metálicos, por uma grelha metálica assente em perfis metálicos e finalmente, o reforço do pavimento existente com tirantes de aço através dos barrotes de madeira.

No Capítulo 6 complementou-se o reforço anterior através da melhoria da resistência global da estrutura. Neste ponto tentou-se tirar partido de uma solução de reforço com dissipadores viscosos e, em conjunto com o reforço do pavimento, melhorar o desempenho sísmico da estrutura. Neste sentido foram comparadas diferentes disposições dos aparelhos para tirar o melhor partido desta técnica de reforço.

Por fim no Capítulo 7 apresentam-se as conclusões das análises efectuadas nos capítulos anteriores, salientando a sua importância para intervenções em edifícios similares. São também evidenciadas propostas de estudos que poderão ser efectuados no seguimento deste trabalho.

2. Caracterização dos “Gaioleiros”

2.1. Generalidades

Os edifícios “Gaioleiros” são característicos de um período posterior ao Pombalino, terminando a sua utilização com o modernismo e o início da utilização do betão armado (Figura 2.1). Este tipo de construção tem início por volta de 1870 e termina na década de 1930, apresentando graves deficiências estruturais, comparativamente com os seus predecessores.

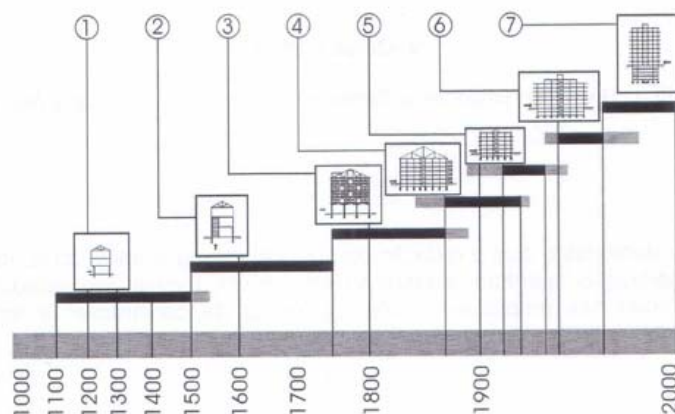


Figura 2.1: Evolução das tipologias construtivas em Portugal: 1,2 - Anterior a 1755; 3 - Pombalino; 4 – “Gaioleiro”; 5 - Paredes de alvenaria e placa; 6,7 - Betão armado [6] [S2].

Este tipo de construção teve grande implementação em Lisboa sobretudo na zona das Avenidas Novas, apresentando características muito típicas que facilitam a sua identificação.



Figura 2.2: Parede de frontais com “Cruzes de S^{to}. André”.

2.2. Enquadramento histórico

Após o terramoto de 1755, surge uma tomada de consciência para a necessidade de dotar os edifícios de elementos que os tornem mais resistentes a acções sísmicas. Foi neste contexto que se generalizou a utilização da “Gaiola Pombalina” nos edifícios de Lisboa. Este dispositivo, concebido de forma empírica, era composto por frontais de carvalho ou azinho, introduzidos nas paredes de forma a permitir uma maior resistência estrutural a forças horizontais nos edifícios com mais de dois andares.

Estes elementos formam as “Cruzes de Santo André” que se revelam como uma das maiores inovações construtivas de origem Portuguesa (Figura 2.2).

Com a passagem dos séculos a memória dos efeitos destrutivos do sismo deixa de estar presente e o rigor construtivo das “Gaiolas” começa a ser descurado, para no final do século XIX se perder por completo.

Após 1851 a cidade tem uma dinâmica própria no contexto económico, populacional e urbano. Esta evolução ocorre em paralelo com outros exemplos um pouco por toda a Europa.

Com a abertura da Avenida da Liberdade, surge a necessidade de expandir a fronteira da cidade para Norte, de forma a satisfazer as necessidades demográficas e as exigências sociais e culturais da burguesia, que se encontrava em clara ascensão.

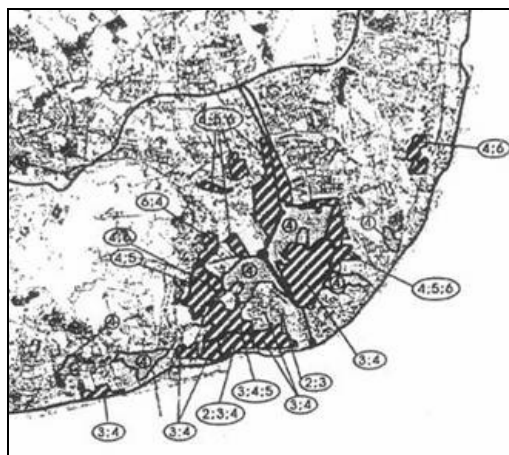


Figura 2.3: Localização dos "Gaioleiros" na cidade de Lisboa, identificado com o n.º4; a restante numeração é equivalente à da legenda da Figura 2.1 [6].

A expansão urbana de Lisboa ocorre sob a influência do Eng. Ressano Garcia, ordenada em 1864 pelo Ministério das Obras Públicas, pretendendo-se urbanizar uma área de 5km², desde a praça do Marquês de Pombal até ao Campo Grande. Para rentabilizar o projecto não se impõem normas, podendo-se construir livremente. Surgem os bairros da zona do Saldanha, Avenida Ressano Garcia (Avenida da República), Campo de Ourique, Conde Redondo, Avenida D. Amélia (Avenida Almirante Reis) e Avenida 24 de Julho. As novas edificações são destinadas à classe média, com grande variedade arquitectónica. Estes *edifícios de rendimento* receberam a designação depreciativa de “Gaioleiros”, por comparação com as “Gaiolas Pombalinas” (Figura 2.3) [7] [8] [S4].

Os novos bairros apresentam tipologias de quarteirão ortogonal, em banda dupla acostada, com edifícios de áreas generosas e vãos grandes, tendo nas traseiras logradouros consideráveis. O loteamento e expropriação era a cargo do município, contudo a construção ficava a cargo da iniciativa privada, geralmente com mão-de-obra e materiais da pior qualidade (Figura 2.4).

O crescimento da cidade atrai construtores do interior que estão apenas habituados a construções de pequeno porte. Dotados de conhecimentos empíricos, tendem a extrapolar os processos

de construção para os novos edifícios de maior dimensão. É no decorrer desta fase que se perde a formação de carpintaria necessária à execução das gaiolas pombalinas.



Figura 2.4: Plano de expansão de Ressano Garcia [7].

A fase de construção dos “Gaioleiros” termina por volta de 1930, com a introdução do betão na construção. Numa fase inicial vai-se observando a transição do pavimento de madeira para a placa de betão armado, passando posteriormente à solução porticada de betão.

Os “Gaioleiros” sofrem actualmente de profundos desajustes face às exigências habitacionais, encontrando-se muitos em estado de acentuada degradação. Neste sentido, os que restam continuam nos dias de hoje a apresentar grandes problemas de segurança estrutural para os seus moradores.

Nos anos 60 dá-se início à terciarização dos “Gaioleiros”, readaptando-se os espaços habitacionais existentes de forma descuidada. Este processo traduziu-se na remoção de material estrutural, através da destruição de paredes ou de escadas, ou na introdução de elementos de betão armado. Nos anos 70 aparecem soluções em que se decide demolir totalmente e substituí-los por edifícios de grande porte, com logradouro, caves e instalações especiais, apenas com aproveitamento das fachadas originais.

Mais recentemente a situação dos “Gaioleiros” tem vindo a agravar-se, devido a não serem considerados merecedores de medidas de protecção por parte das entidades do património arquitectónico, que o justificam pela falta de qualidade arquitectónica que estes edifícios apresentam [7] [S2].

2.3. Edifício estudado

Para se proceder, à modelação e posterior estudo de soluções de reabilitação sísmica em “Gaioleiros”, escolheu-se um edifício de referência que servisse de base a este trabalho.

O edifício pretendido deveria ser um “Gaioleiro” típico, dotado de um saguão interior, onde se pudessem colocar dissipadores ou outros elementos de reforço, e estar isolado, de forma à resposta não ser influenciada pelos edifícios adjacentes. Os outros requisitos pretendidos, com um cariz mais prático,

eram a existência de elementos de apoio, tais como plantas ou registos do projecto inicial, ser possível visitá-lo, para aferir os materiais e as dimensões, e não estar habitado.

O “Gaioleiro” utilizado para este estudo encontra-se situado na Av. Duque de Loulé nº70, na freguesia de Coração de Jesus, próximo da Praça do Marquês do Pombal (Figura 2.5).

A fundação assenta sobre solos terciários com rochas de baixa resistência, assim como solos areno-argilosos [9] [10]. De acordo com um estudo sísmico efectuado para a Câmara de Lisboa, considerando as características geológicas do terreno, um sismo de magnitude 7,5 na escala de Richter a uma distância focal de 150km de Lisboa, iria provocar na zona do edifício uma intensidade de VIII a XIX na escala de Mercalli Modificada. Este valor é bastante elevado, mesmo para a cidade de Lisboa [2].



Figura 2.5: Localização do Gaioleiro em estudo – indicado a amarelo [S5].

2.4. Caracterização geral

O edifício foi concluído em 1911, apresentando semi-cave, piso térreo, quatro pisos elevados e mansarda. O pé-direito é variável de piso para piso. Na mansarda o pé-direito é de 2,80m, no piso imediatamente abaixo apresenta 3,30m e aumenta para 3,40m nos restantes pisos. A cave apresenta um pé-direito de 3,00m.

Para o estudo deste edifício foi possível ter acesso a excertos do projecto original, onde se incluía as plantas, desenhos da fachada, do alçado posterior e de um corte a toda a altura do edifício (Figura 2.6 e Figura 2.7). Para facilitar a consulta destes elementos encontram-se em anexo no formato A4, com a respectiva escala (ver Anexo - A.2). Para complementar esta informação, foram realizadas duas visitas ao edifício, efectuando-se um levantamento fotográfico e comparando as dimensões medidas *in-situ* com as das plantas originais.

Outro elemento antigo a que se teve acesso foi uma fotografia da fachada em 1940 (Figura 2.8). Por comparação com uma fotografia actual (Figura 2.9) é visível a diminuição da quantidade de ornamentos na fachada, podendo-se concluir que este edifício já foi alvo de tentativas de restauro.

Actualmente encontra-se na Câmara, para apreciação, um projecto contemplando a sua demolição total. Assim sendo, o edifício está praticamente abandonado o que facilitou as visitas para o seu estudo [9].

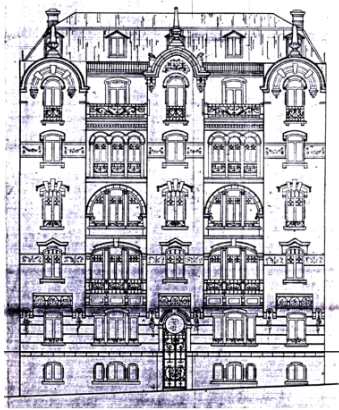


Figura 2.6: Desenho da fachada retirado do projecto original [9].



Figura 2.7: Planta dos pisos elevados retirada do projecto original [9].

O “Gaioleiro” encosta parcialmente num edifício mais recente ao longo da sua empena à esquerda de quem entra no edifício, havendo um acesso pedonal ao logradouro adjacente à empena direita. As acessibilidades aos diferentes pisos são asseguradas através de duas escadas de madeira (uma no tardo, de serviço, em avançado estado de degradação e outra a meio do edifício). Numa fase posterior à construção do edifício foi colocado um elevador junto à escada interior, que ainda se encontra em funcionamento. O acesso da porta da entrada ao rés-do-chão é assegurado por uma escada em pedra, como é comum neste tipo de edifícios.

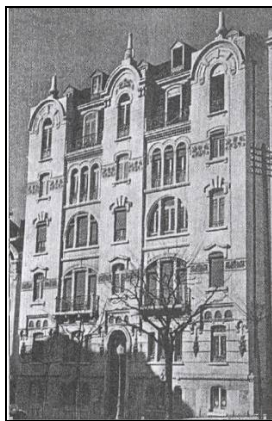


Figura 2.8: Fotografia da fachada em 1940 [9].



Figura 2.9: Fachada actualmente.

O saguão é uma característica típica dos “Gaioleiros” e assim sendo este edifício apresenta três saguões, um central e os outros dois laterais junto às empenas, aproximadamente a meio. No tardo, ao nível de cada piso existe um terraço apoiado em elementos metálicos.

2.5. Tipologia construtiva

Os “Gaioleiros” apresentam uma maior liberdade formal do que o edificado Pombalino. Este facto está patente nas janelas e frisos mais ornamentados e nos materiais utilizados, desde a pedra até

ao ferro. De uma forma geral, são edifícios com uma frente mais larga e maior número de andares que os antecessores. Apresentam diversos aspectos característicos, que a seguir se descrevem, aplicados directamente ao edifício em estudo.

Embora não se tenham feito ensaios destrutivos para determinar a constituição dos elementos do edifício, o seu estado de degradação avançado permitiu uma observação directa, na maioria dos casos.

2.5.1. Fundações

As fundações são geralmente executadas em caboucos rasgados até terra firme, habitualmente com largura de 1,10m a 1,50m (cerca do dobro das paredes) para a fachada e tardoiz e de 0,60m para a empena e o saguão (Figura 2.10). Eram executadas de forma contínua ao longo de toda a parede. Frequentemente era utilizada a alvenaria de pedra rija, predominantemente calcária de Monsanto. A argamassa era feita com areia do pinhal e cal cozida, com traços de aproximadamente 1:2 [11] [12].

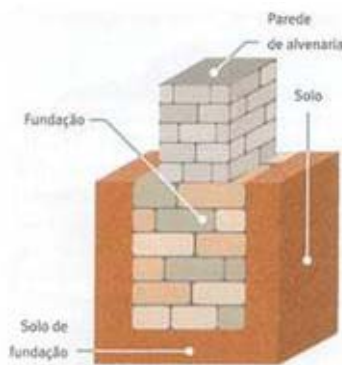


Figura 2.10: Fundação directa corrente [11].



Figura 2.11: Alvenaria de pedra das paredes resistentes [3].

2.5.2. Paredes

Neste edifício foram utilizadas três tipologias diferentes para a execução das paredes. As paredes exteriores e do saguão foram realizadas em alvenaria de pedra irregular (Figura 2.11). De forma a reduzir os esforços nas paredes dos andares inferiores, a espessura diminui progressivamente em altura. A parede da fachada apresenta uma espessura de 0,90m, que ao nível do quarto piso é reduzida para 0,80m. As empenas e a parede do tardoiz apresentam uma espessura de 0,60m, reduzindo-se para 0,50m acima do quarto piso. O saguão central e os saguões laterais apresentam, respectivamente, uma espessura de 0,40m e de 0,50m, constante em toda a altura.

A função principal das paredes exteriores é resistir às cargas verticais (gravíticas) e horizontais (vento e sismo), sendo constituída por elementos rígidos e pesados, sem resistência à tracção. Para se melhorar o comportamento sísmico verifica-se por vezes um travamento lateral das paredes através da utilização de ferrolhos metálicos.

As paredes que formam a caixa de escadas de serviço e as paredes divisórias da zona do terraço e da cave são executadas em alvenaria de tijolo perfurado, com uma espessura de 0,30m.

As paredes de compartimentação definem os espaços interiores do edifício. Estes elementos eram construídos em tabiques. Os tabiques consistem numa pregagem de um fasquiado sobre tábuas colocadas ao alto, revestido em ambas as faces por reboco de argamassa de cal e saibro (Figura 2.12). Em princípio não têm funções estruturais, mas devido a deformações estruturais ao longo do tempo podem também vir a tê-las. A solução em tabiques surge da substituição, em relação aos pombalinos, de paredes divisórias de tijolo confinado por montantes ou travessas de madeira, com algumas características resistentes (frontais). Os frontais eram, nos edifícios pombalinos, de alvenaria de tijolo furado, a uma ou meia vez, com argamassa de traço de cerca de 1:2 e uma espessura de cerca de 0,16m [7] [11] [12] [13] [14].



Figura 2.12: Parede interior em tabique [3].

2.5.3. Pavimento

O pavimento do edifício é constituído por vigas de madeira apertadas por tarugos. No edifício em estudo, este tipo de pavimento também se encontra na zona das casas de banho e cozinha, o que não é comum.

O vigamento era efectuado perpendicularmente às fachadas, a toda a profundidade. Para evitar a deformação transversal e a torção devido à secagem da madeira, utilizam-se tarugos de aperto perpendicularmente às vigas. As vigas têm uma largura de 0,08m e uma altura de 0,18m espaçados de 0,40m. Sobre o piso é colocado um revestimento em tábuas de solho de 0,02m ou mosaicos, podendo também ter alcatifa. O pavimento apresenta uma espessura global de cerca de 0,30m. O tecto é formado por um reboco (estruque) fixo num ripado de madeira (Figura 2.13).

A zona do terraço nas traseiras apresenta um pavimento constituído por vigas metálicas de secção em I, de 0,20m de altura, e abobadilhas de tijolo maciço ou “burro”, interligadas por uma argamassa de cal ou cimento (Figura 2.14). O último piso também apresenta duas marquises na zona dos saguões laterais. As varandas são construídas em pedra, suportada por mísulas, com guardas em ferro forjado [11] [12] [13].



Figura 2.13: Tecto, visível os ripados e barrotes que constituem o pavimento [3].



Figura 2.14: Terraço nas traseiras [3].

2.5.4. Cobertura

A cobertura do edifício consiste em telhas cerâmicas que assentam em madres de madeira. O último piso foi concebido em mansarda, conforme é visível na fachada. As mansardas são coberturas que no último piso apresentam uma vertente bastante inclinada de modo a ampliar o espaço disponível nos fogos (Figura 2.15). Do terraço do último piso são visíveis os elementos metálicos utilizados para reforçar o edifício [11] [14] [15].



Figura 2.15: Mansarda [3].



Figura 2.16: Saguão interior, vista da cave [3].

2.5.5. Saguões

Os saguões são elementos característicos dos “Gaioleiros”, consistindo em aberturas verticais com funções principais de iluminar e ventilar os apartamentos, apenas visíveis do interior das habitações. Também possuíam funções estruturais, embora não fosse essa a sua finalidade (Figura 2.16). Usualmente as suas paredes apresentam 0,50m de espessura e têm a mesma constituição que as paredes exteriores [12] [13].

2.5.6. Intervenções anteriores

Uma vez que este edifício foi construído há mais de noventa anos, já foram efectuadas algumas alterações em relação à concepção original. Contudo a maioria dos elementos permanece semelhante ao indicado nas plantas do projecto. É importante salientar as alterações realizadas para ligar a cave ao

rés-do-chão, com vista a criar uma área comercial. Esta alteração consistiu na remoção de todos os elementos de madeira e sua substituição por uma estrutura de betão armado [9].

2.6. Comportamento estrutural

Como se referiu, são diversas as deficiências estruturais dos “Gaioleiros”. De modo a melhor compreender o seu comportamento estrutural são de seguida identificadas as principais deficiências, nomeadamente em termos sísmicos.

A resistência destes edifícios de alvenaria é determinada pelas dimensões e forma em planta, número de pisos, disposição em altura, distribuição das massas, qualidade da construção, materiais, métodos e época de construção. Uma vez que apresentam uma rigidez elevada, a sua resistência sísmica depende da capacidade dos elementos estruturais transmitirem à fundação sem colapso, as forças de inércia induzidas pelo sismo.

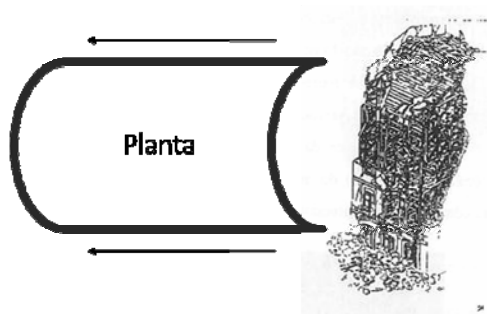


Figura 2.17: Mecanismo de colapso de um edifício de alvenaria (por deformação em planta) (adaptado de [14]).

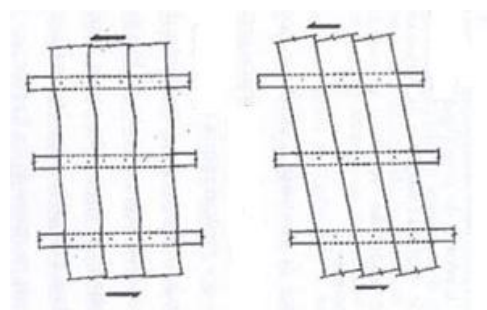


Figura 2.18: Deformada dos pavimentos de madeira [15].

Os “Gaioleiros” apresentam diversas deficiências estruturais comparativamente com os edifícios de concepção Pombalina. A principal diferença assenta no abandono total da estrutura anti-sísmica em “Gaiola” nas paredes interiores (Figura 2.17), passando-se a utilizar tabiques sem propriedades resistentes. Outros problemas estruturais são devidos ao acréscimo do número de pisos, aumento de pés direitos e redução da secção horizontal das paredes resistentes, sem os contraventamentos necessários. Os vãos também se tornam mais generosos, o que gera vibrações exageradas que conduzem à degradação dos tectos e pavimentos. As fundações são também geralmente deficientes, estando apenas dimensionadas para as acções gravíticas e sem capacidade de susterm momentos impostos por uma acção sísmica [15].

Os pavimentos não possuem propriedades de *diafragma rígido*. Afirmar que um piso se comporta como um *diafragma rígido* significa que tem a capacidade de manter a sua forma em planta, não sofrendo variações de dimensões ou distorções para acções horizontais (Figura 2.18). A principal vantagem desta característica é a de conseguir compatibilizar os deslocamentos horizontais e assim distribuir os esforços proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais resistentes. Deste modo consegue-se controlar a distribuição dos esforços evitando a ocorrência da rotura das fachadas. Outra vantagem do ponto de vista da modelação é a possibilidade de se criar modelos mais “leves” através da redução do número de graus de liberdade do modelo de análise.

Um dos principais mecanismos de rotura destes edifícios de alvenaria é o colapso das fachadas por deformação excessiva no plano, na direcção da espessura da parede (Figura 2.17). Com a criação de diafragmas rígidos ao nível dos pisos consegue-se compatibilizar estes deslocamentos e diminuir a probabilidade de ocorrer este tipo de rotura. Assim sendo, na primeira parte deste estudo foram avaliadas diferentes soluções de reforço ou substituição dos pavimentos.

Por outro lado a resistência a acções horizontais é garantida apenas pelas paredes de alvenaria de pedra. Este material tem bom desempenho para tensões de compressão, que são provocadas pelas acções verticais de origem gravítica. Contudo, para acções horizontais geram-se esforços de flexão que provocam tensões de tracção nas alvenarias. A resistência à tracção apenas é contrariada em parte pela compressão provocada pelas cargas gravíticas e em parte pela argamassa, que na maioria dos casos já perdeu as suas propriedades ligantes com o passar dos anos. A problemática da redução do efeito da acção sísmica foi abordada na segunda parte deste estudo através da implementação de uma solução com recurso a dissipadores viscosos.

O mecanismo de rotura das paredes resistentes consiste numa rotação em torno da base, ou em rotura por corte. Após a rotura há um decréscimo de capacidade resistente significativa. Nas paredes de tabique também podem ocorrer roturas por corte, contudo antes de se atingir o estado limite último, ocorre o arrancamento do ripado. Os pavimentos e coberturas podem colapsar também por não terem entregas suficientes. O estado das ligações pode ser determinante para um colapso brusco, assim como tijolos e argamassas de baixa resistência, inadequadamente ligados [6] [14].

Actualmente a vida útil dos “Gaioleiros” já foi amplamente ultrapassada, verificando-se a degradação dos seus materiais estruturais aliados à falta de manutenção e a infiltrações. Neste contexto é necessário efectuarem-se reabilitações estruturais, além de apenas intervenções estéticas. A reabilitação estrutural deve ser cuidada, ao contrário do que se tem verificado através da introdução pouco criteriosa de elementos de betão ou metálicos, piorando por vezes o comportamento sísmico e debilitando as paredes e fundações [15] [17] [18].

Por fim é importante referir o efeito dos novos edifícios sobre os já existentes. Os “Gaioleiros” foram concebidos para estarem inseridos num quarteirão, daí advindo parte da sua resistência sísmica. Os novos edifícios que se constroem em substituição dos “Gaioleiros”, ao se inserirem no quarteirão devem possuir maior rigidez de forma a absorverem maiores esforços sísmicos, para os quais estão em melhores condições para resistir. É importante que se compatibilize o comportamento entre os novos e os edifícios existentes, assim como a regularização das cérceas, evitando zonas de concentração de tensões [16].

Os problemas de verificação da segurança que os estudos de reabilitação levantam, incidem por um lado na definição do nível de acção sísmica que deve ser considerado na análise, ou seja no nível de segurança que deve ser garantido, e por outro, na forma como se deve proceder a uma intervenção que vise o incremento da segurança da estrutura. Em paralelo deve-se minimizar a interferência com a estrutura a nível estético e funcional, garantindo a reversibilidade das intervenções a efectuar.

3. Definição do Modelo de Análise

3.1. Generalidades

A qualidade do modelo de análise do edifício a estudar é essencial para a validade dos resultados, sendo necessário que as hipóteses consideradas reflectam uma aproximação aceitável do seu comportamento real. Assim sendo, neste capítulo foram analisadas as características mecânicas utilizadas na definição dos materiais, os valores de massa admitidos para os constituintes do edifício, os elementos utilizados na modelação e por fim foi descrito o processo de calibração do modelo com base num ensaio de caracterização dinâmica.

Também se fez uma breve descrição do trabalho realizado anteriormente, de modo a ser feito um enquadramento deste estudo.

A modelação foi efectuada com recurso a um programa de cálculo automático denominado *SAP 2000*, que tem por base o método dos elementos finitos [22]. A maioria dos problemas de Engenharia implica o recurso a equações diferenciais que são de difícil resolução. O método dos elementos finitos é um método numérico que permite a obtenção de soluções aproximadas para esses problemas [19].

Esta metodologia de análise inicia-se com uma discretização da estrutura, através da criação de uma malha de elementos finitos. Esta fase deve ser efectuada de modo a não se criarem grandes discrepâncias nas dimensões dos elementos, evitando-se alguns problemas numéricos [20].

3.2. Características mecânicas dos materiais

A modelação do “Gaioleiro” escolhido para este estudo iniciou-se com a definição das características mecânicas dos materiais constituintes.

A definição das propriedades dos materiais utilizados deveria ser efectuada com base em ensaios realizados no próprio edifício. Contudo tal não fazia parte dos objectivos deste trabalho, razão pela qual os valores inseridos no modelo foram determinados com base num levantamento bibliográfico de estudos em edifícios com propriedades semelhantes (ver Anexo - A.3) [15] [16].

Neste ponto apresentaram-se apenas as características dos materiais alvenaria e madeira, uma vez que quer o aço quer o betão têm as suas características bem definidas em diversa bibliografia e regulamentos.

3.2.1. Alvenaria

A alvenaria é um material heterogéneo, anisotrópico e descontínuo, sendo as suas propriedades consideravelmente condicionadas pela técnica construtiva e pelo estado de conservação. A sua anisotropia também se deve à existência de juntas de argamassa a ligar os tijolos ou as pedras.

Neste estudo utilizaram-se valores de acordo com ensaios efectuados em edifícios semelhantes, mas tendo o cuidado de não se realizarem extrapolações que afectem significativamente os resultados da análise (ver Anexo - A.3). Para efeitos da modelação, o material utilizado nas alvenarias de pedra foi designado de *ALVPED* e o utilizado para definir as propriedades das alvenarias de tijolo foi designado de *ALVTIJ*.

Neste estudo adoptou-se, para a alvenaria de pedra, o valor de $2,24\text{ton.m}^{-3}$ para a massa volúmica, correspondendo ao peso volúmico de $22,0\text{kN.m}^{-3}$ e, para a alvenaria de tijolo maciço, $1,49\text{ton.m}^{-3}$ e $14,6\text{kN.m}^{-3}$.

O módulo de elasticidade fornece a relação entre as tensões a que um elemento está sujeito e as deformações provocadas, numa análise elástica linear. A sua identificação foi efectuada com a maior precaução, pois é uma grandeza que tem influência directa na frequência de vibração, condicionando a resposta a acções dinâmicas do edifício. Dada a falta de homogeneidade das alvenarias, o valor do módulo de elasticidade pode ser entendido como um valor médio, representativo do comportamento global da parede e não de um elemento isolado de alvenaria.

Sendo esse parâmetro determinante na adequação do modelo à realidade utilizou-se como estimativa inicial $3,0\text{GPa}$ para a alvenaria de pedra e $1,0\text{GPa}$ para a alvenaria de tijolo e posteriormente fizeram-se ajustes de acordo com a calibração do modelo feita em relação aos valores das frequências medidos na análise de caracterização dinâmica descrita mais adiante.

O coeficiente de Poisson, para uma determinada tensão longitudinal, relaciona as extensões transversais com as longitudinais. O valor adoptado é de $0,2$, de acordo com diversos estudos em edifícios de alvenaria com características semelhantes.

O amortecimento considerado para as alvenarias é de 5% , embora se tenham encontrado valores superiores nalgumas referências consultadas. A adopção deste valor é considerada mais realista, estando mais próximo dos valores obtidos em medições realizadas em edifícios de alvenaria sujeitos a vibração ambiente [26].

Este estudo centra-se essencialmente numa análise dos deslocamentos verificados para a solicitação de uma acção sísmica. Relativamente à sua resistência, pode-se referir que a alvenaria é composta por dois elementos distintos, a pedra e a argamassa que a liga. A resistência do conjunto é superior à resistência da argamassa que é o material mais fraco. O efeito de confinamento dos blocos impede a expansão lateral sob compressão, sendo este efeito tanto maior quanto maiores forem as diferenças de rigidez. Os valores da tensão máxima de tracção são muito reduzidos, existindo apenas uma resistência residual devido à coesão da ligação blocos-argamassa. Relativamente ao corte pode-se referir que a rotura é frágil e ocorre através do deslocamento dos blocos na matriz da argamassa [3] [15] [25].

3.2.2. Madeira

A madeira é um material cujo comportamento varia consoante a direcção da solicitação relativamente à direcção das fibras, com a duração do carregamento e o tipo das ligações entre os elementos de madeira. Outro aspecto relevante para a caracterização das propriedades da madeira é o seu estado de conservação. A variação do teor de água também é responsável por efeitos negativos na madeira, podendo conduzir a empenamento e deformação.

O pinheiro bravo é o tipo de madeira que se encontra com maior frequência nos “Gaioleiros”, razão pela qual se utilizaram as suas características nesta modelação, apesar de não se ter feito a sua identificação no local.

Para efeitos da modelação o material utilizado na madeira do pavimento foi designado de *MADPAV* e o utilizado para definir as propriedades dos tabiques foi designado de *MADTAB*.

O valor de massa volúmica adoptada para caracterizar os elementos de madeira foi $0,6\text{ton}\cdot\text{m}^{-3}$, correspondendo a $5,8\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ de peso volúmico. Este valor foi apenas considerado na modelação dos elementos *de barra* que simulam o pavimento. Para o material utilizado na caracterização dos tabiques considerou-se nula quer a massa, quer o peso, pois estas características foram consideradas uniformemente distribuídas pelo piso. Esta opção pretende minimizar o aparecimento de modos de vibração locais dos elementos verticais não resistentes.

Neste estudo adoptou-se um módulo de elasticidade de $6,0\text{GPa}$, definido de acordo com os valores obtidos na bibliografia consultada. O coeficiente de Poisson adoptado foi de $0,2$.

O amortecimento considerado é de 5% . Embora alguns autores considerem o amortecimento de 10% para elementos de madeira, como neste edifício são as alvenarias os elementos que condicionam a resposta sísmica, considerou-se um amortecimento igual para todos os elementos da estrutura [3] [15] [16].

3.3. Massa dos elementos

A massa total do edifício vai ser determinante para definir a resposta do edifício e os modos de vibração. Quanto maior for a massa, menor será a frequência própria. Por estas razões deve-se identificar cuidadosamente todas as massas envolvidas, assim como a sua distribuição [24].

Devido ao edifício já estar praticamente sem residentes e os fogos estarem sem móveis, considerou-se apenas a massa dos elementos de construção. Alguns dos elementos foram definidos através de observação directa durante as visitas ao edifício, enquanto que outros elementos foram admitidos de acordo com as disposições construtivas típicas dos “Gaioleiros”. Os valores das massas foram retirados das Tabelas Técnicas [23] e da bibliografia consultada.

As paredes resistentes, incluindo as paredes exteriores e as do saguão, são em alvenaria de pedra. Os elementos utilizados já incluem a massa das paredes, através da massa volúmica dos

materiais. Existem duas tipologias diferentes de paredes divisórias: paredes de tijolo, na cave e em volta das escadas de serviço no tardo, e as paredes de tabique nos pisos elevados. As paredes de alvenaria de tijolo já consideram a massa na definição do material. Os tabiques de madeira foram considerados através de uma massa uniformemente distribuída pelo pavimento de 135kg.m^{-2} . Este valor obtém-se através da consideração de um valor de 100kg.m^{-2} para a massa dos tabiques por área de parede, multiplicado pelo comprimento total de tabiques em planta e pela altura entre pisos (cerca de 3,3m), e dividindo o total pela área de pavimento.

Considerou-se que o pavimento do interior do edifício é constituído por barrotes espaçados de 0,40m, sobre os quais assenta um solho de 0,02m de espessura. Os barrotes e o solho foram considerados através de massa uniformemente distribuída pelo piso de 50kg.m^{-2} . O tecto foi considerado como sendo constituído por uma esteira e estuque sobre um fasquiado incluindo reboco e esboço. Para esta tipologia construtiva considerou-se uma massa uniformemente distribuída pelo piso de 60kg.m^{-2} .

No tardo, as varandas são constituídas por abobadilhas cerâmicas apoiadas sobre perfis metálicos, a que corresponde uma massa uniformemente distribuída nessa zona, de 210kg.m^{-2} .

Considerou-se que a cobertura é constituída por asnas de até 10m de vão, apoiando na parede exterior e na parede do saguão, madres com o respectivo contraventamento e telhas do tipo Marselha. Isto totaliza uma massa uniformemente distribuída de 70kg.m^{-2} .

No tardo do edifício, no último piso, existe um terraço que se considerou com a massa distribuída de 70kg.m^{-2} . Admitiu-se que o terraço era constituído por uma tijoleira maciça de 0,03m de espessura sobre argamassa e impermeabilizante.

Os valores referidos anteriormente estão resumidos no quadro seguinte (Quadro 3.1). Estes valores serão utilizados para definir a densidade de massa e peso dos elementos que modelam o pavimento, conforme descrito mais adiante.

Zona	Massa Distribuída (ton.m^{-2})	Peso Distribuído (kN.m^{-2})
Piso Corrente	0,25	2,40
Terraço	0,21	2,05
Cobertura	0,32	3,08

Quadro 3.1: Massa e peso distribuído.

Além das massas distribuídas também foram consideradas massas pontuais ou lineares para designar elementos secundários tais como as escadas, cornijas e marquises.

3.4. Elementos para a modelação

A modelação do edifício foi efectuada recorrendo-se a diversos elementos finitos existentes no programa de cálculo automático. Procurou-se que cada componente do edifício fosse modelado com o

elemento que apresentasse o comportamento mais adequado. Utilizaram-se elementos *de volume*, *de casca* e *de barra* [22].

3.4.1. Elemento de volume

O elemento *de volume* é constituído por 8 nós. O ângulo interno de cada um dos seus cantos deve ser inferior a 180° . Contudo por razões numéricas deve-se usar valores entre 45° e 135° . Os melhores resultados são obtidos para valores próximos de 90° . A relação entre o lado maior e menor deve ser aproximadamente unitária.

Em cada nó estão libertos os três graus de translação, estando impedidos os de rotação. Este elemento apenas permite a transmissão de tensões através dos nós, não permitindo a transmissão de momentos. Este tipo de elementos permite a consideração de características anisotrópicas, mas neste estudo devido à falta de informação para caracterizar os materiais decidiu-se considerar que o elemento é isotrópico.

A determinação das tensões é efectuada através de uma integração numérica de dois pontos por face, para uma posterior extrapolação para os nós do elemento. O erro da malha escolhida pode ser determinado através da diferença entre os esforços nos nós de cada elemento adjacente. A massa utilizada na análise dinâmica é a utilizada para calcular as forças de inércia, sendo a massa distribuída pelos nós [22].

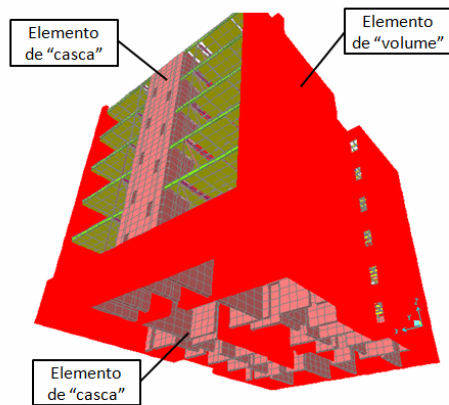


Figura 3.1: Elementos *de volume* e *de casca* para modelar as paredes de alvenaria [3].



Figura 3.2: Adequação da malha dos elementos à planta do edifício [3].

Na modelação foram considerados elementos *de volume* para simular a alvenaria de pedra das paredes resistentes (Figura 3.1). A adopção de um elemento tridimensional em vez de um elemento plano (como o *de casca*) é justificável pelo tipo de deformada (no primeiro caso a consideração da distorção é mais próxima da realidade) e por o elemento *de volume* permitir a visualização da distribuição das tensões não só na fachada, mas também ao longo da espessura. Para analisar esta escolha com maior rigor foi abordado num capítulo posterior a diferença da modelação entre os dois tipos de elementos.

3.4.2. Elemento de casca

O elemento *de casca* apresenta três ou quatro nós (neste trabalho foram apenas utilizados elementos com quatro nós) e engloba o comportamento de membrana e de placa [22].

O elemento *de casca* foi utilizado para simular as paredes de alvenaria de tijolo, que existem na cave e no tardo em volta das escadas de serviço. Para estes elementos definiu-se uma espessura de 0,3m (Figura 3.1).

3.4.3. Elemento de barra

O elemento *de barra* utiliza uma formulação tridimensional de viga-coluna, apresentando efeitos de flexão biaxial, torção, esforço axial e corte biaxial. Este elemento consiste numa recta que une dois nós [22].

O elemento *de barra* foi utilizado para modelar os tabiques e os barotes do pavimento, uma vez que a hipótese de piso rígido não é válida.

Pavimento de madeira

Para modelar o pavimento de madeira utilizou-se uma malha de elementos *de barra*. Considerou-se que as vigas principais trabalhavam apoiadas nas paredes exteriores e na parede do saguão. A sua modelação teve em consideração o espaçamento entre os elementos do modelo e a sua distribuição real. De modo a adequar a grelha de modelação à planta do edifício criaram-se espaçamentos diferenciados (Figura 3.2).

Para não se ter que criar propriedades diferentes para cada elemento que tivesse uma área de influência diferente, criaram-se quatro classes de espaçamentos. Na 1ª classe agruparam-se os espaçamentos inferiores a 0,60m e considerou-se que tinham um espaçamento médio de 0,55m. Na 2ª classe agruparam-se os espaçamentos de 0,65m a 0,70m e considerou-se que tinham um espaçamento de 0,70m. De 0,75 a 0,80m foram agrupados numa classe com um espaçamento de 0,80m. Por fim os

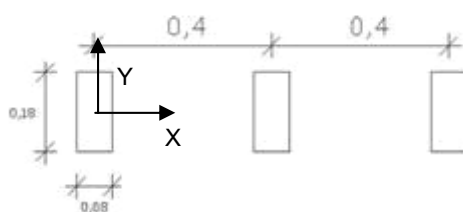


Figura 3.3: Secção do pavimento por metro transversal [3].

elementos superiores a 0,85m foram agrupados numa classe com um espaçamento de 0,90m.

A modelação de cada uma destas classes de elementos considera que os barrotes têm uma secção de 0,18m de altura por 0,08m de largura e um afastamento ao eixo de 0,40m, correspondendo a 2,5 barrotes por metro. Estas dimensões são comuns neste tipo de edifícios. Considerou-se que a secção do pavimento é a representada na Figura 3.3. Para esta disposição calculou-se a área e os momentos de inércia por metro.

Para determinar os momentos de inércia para corrigir cada classe de espaçamento bastou multiplicar os valores calculados por metro (I_x) pelo respectivo espaçamento e dividi-los pelo momento de inércia de um barrote (I'_x), de acordo com a fórmula seguinte (eq. 3.1). Embora a regra não seja válida segundo Y (Figura 3.3), como o valor deste momento de inércia não é importante para esta análise, a regra foi mantida.

$$\text{Correcção da Inércia} = \frac{I_x \times \text{Espaçamento}}{I'_x} \quad (\text{eq. 3.1})$$

A definição das massas e pesos de cada elemento teve em conta as massas definidas no ponto anterior e considerou-se uma densidade equivalente por elemento. Os elementos foram criados com uma secção de $0,18 \times 0,08 \text{m}^2$, correspondendo a uma área de $0,0144 \text{m}^2$, onde se aplicaram as densidades de acordo com a classe de espaçamento. As densidades equivalentes de massa e de peso foram calculadas de acordo com a (eq. 3.2).

$$\text{Densidade Equivalente} = \frac{\text{Espaçamento} \times (\text{Massa ou Peso Distribuído})}{\text{Área do elemento}} \quad (\text{eq. 3.2})$$

Na direcção perpendicular à principal, foram utilizados elementos *de barra* com as dimensões de $0,08 \times 0,08 \text{m}^2$, de modo a serem consideradas secções semelhantes aos tarugos habituais dos "Gaioleiros". A massa e o peso deste elemento são considerados distribuídos pelos elementos principais [3].

Pavimento de abobadilhas cerâmicas

Na definição dos elementos criados para simular o pavimento dos terraços também foram consideradas as mesmas classes de afastamento que no ponto anterior. Neste caso cada elemento tem uma secção rectangular, com a largura correspondente à classe em que se insere e uma altura de 0,30m. Aproximou-se o comportamento deste pavimento ao betão, uma vez que apresenta características mistas entre a alvenaria, devido às abobadilhas cerâmicas, e o aço, devido aos perfis metálicos. Esta consideração também se deve à pouca relevância que esta zona tem no comportamento global do edifício.

No contorno exterior do pavimento do terraço, colocou-se uma viga de bordadura metálica com as características de um perfil em IPN300 caracterizado de acordo com tabelas apropriadas [23]. A utilização deste perfil foi determinada com base na observação do edifício real.

Tabiques

A simulação das paredes divisórias constituídas por tabiques foi concebida através da criação de pórticos contraventados, colocados nos locais correspondentes à posição dos tabiques no edifício real.

Pretendeu-se deste modo garantir o apoio dos pavimentos e criar algum contraventamento lateral, para evitar deformações elevadas nas paredes exteriores. Estes elementos também contribuem para ligar as paredes exteriores ao saguão interior, compatibilizando os deslocamentos horizontais e aumentando a rigidez horizontal do edifício. A sua massa foi concentrada nos elementos dos pisos, para minimizar os modos de vibração locais dos elementos verticais não resistentes.

A modelação foi realizada através de um pórtico contraventado (Figura 3.4) constituído por dois elementos *de barra* verticais e duas diagonais rotuladas em ambas as extremidades, e uma travessa no topo. A travessa foi modelada através de um elemento rígido à flexão, para simular o efeito de travamento do pavimento devido às paredes divisórias.

A determinação da secção dos elementos constituintes destes pórticos equivalentes foi efectuada com base no ensaio de rotura por corte, numa parede de madeira de características semelhantes às existentes no edifício estudado. A rigidez observada neste ensaio foi de 264,1kN/m, o que equivale a uma rigidez por metro de comprimento de tabique de 108,7kN/m/m (Figura 3.5) [17].

Com base nos valores atrás referidos, criou-se um pórtico plano equivalente de um metro de largura por 3,70m de altura, correspondendo à distância entre pisos no edifício estudado (Figura 3.4). Recorrendo às fórmulas da rigidez de barras foi possível determinar a rigidez do pórtico. Assumiu-se que a espessura das barras é de 0,10m, correspondendo à espessura real dos tabiques, ficando a rigidez definida em função do comprimento da parede e da largura das barras. Nestes cálculos admitiu-se a linearidade geométrica.

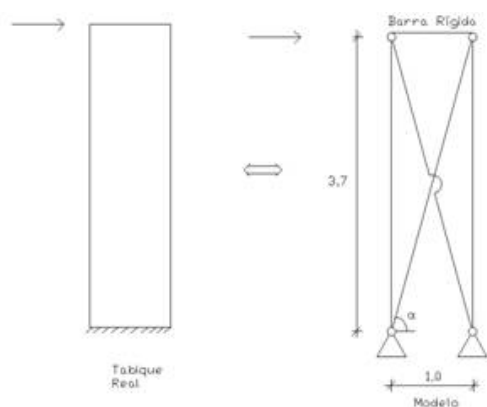


Figura 3.4: Modelo utilizado para a simulação das paredes de tabique [3].

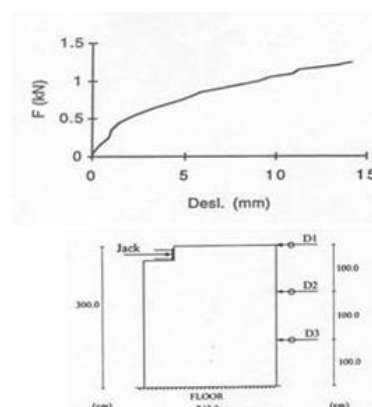


Figura 3.5: Ensaio em parede divisória em tabique [17].

O processo de cálculo foi realizado de modo a que a rigidez calculada fosse igual à rigidez determinada no ensaio experimental, multiplicada pelo comprimento da parede [3].

3.5. Caracterização do modelo global

Após a definição dos materiais, elementos e valores de massa, passa-se à análise do modelo de um modo mais global. Nas Figura 3.6 a Figura 3.8 estão representadas diversas vistas do modelo, de modo a fornecer uma percepção geral da modelação realizada.

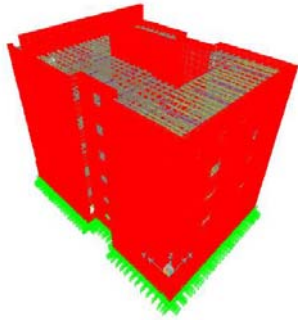


Figura 3.6: Perspectiva do modelo.

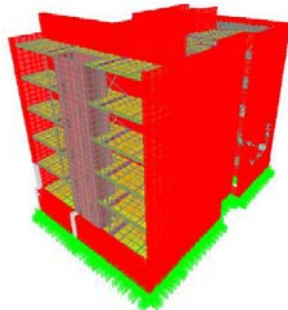


Figura 3.7: Perspectiva do tardo do edifício.

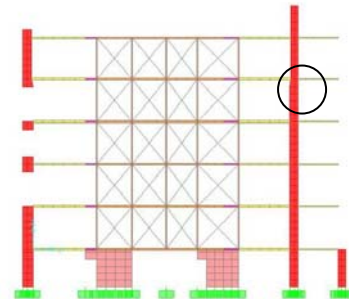


Figura 3.8: Corte - a circunferência identifica a redução das secções da parede exterior.

As fundações foram consideradas encastradas, pois a maioria dos assentamentos já ocorreu e o terreno apresenta boas características de acordo com a carta geológica da zona [10]. Não se modelou a cobertura directamente devido à falta de informação sobre a morfologia desta zona e por esta não possuir função estrutural. Contudo considerou-se a influência da sua massa na análise dinâmica.

Consideraram-se nós comuns entre paredes e pavimento. O mesmo princípio se aplica à ligação das paredes aos tabiques. A hipótese de piso rígido não é admissível, pois as ligações das vigas de apoio ao soalho e os elementos verticais não asseguram a rigidez suficiente. As paredes exteriores foram modeladas com duas “camadas” de elementos *de volume*, ao longo da espessura. Ao considerar-se dois elementos de espessura obtêm-se melhores aproximações das tensões do que se obteria com apenas um elemento. Cada camada reduz a sua espessura à cota 14,1m para simular semelhante redução no edifício real, conforme foi definido no capítulo anterior (Figura 3.8).

Foram colocadas aberturas na malha de elementos *de volume*, correspondentes a janelas e portas nas paredes resistentes. Assim é possível considerar as tensões que se geram nessas zonas e reduzir a massa total (Figura 3.6). Não se contabilizaram os elementos decorativos da fachada, nem as varandas, pois considerou-se que estes têm pouca influência na resposta global do edifício.

Neste estudo foi utilizado um método dinâmico linear para a quantificação das acções sísmicas. Este método é de fácil aplicação, mas não simula directamente o comportamento não linear da estrutura. Os métodos não lineares permitem uma avaliação estrutural mais correcta, levantando outros problemas associados com as exigências da modelação. A análise linear é uma aproximação da realidade, sendo tanto mais aproximada quanto menores forem os deslocamentos. Com a introdução dos dissipadores viscosos na fase de reabilitação pretende-se que os deslocamentos na estrutura não sejam significativos, mantendo-se as alvenarias na zona linear do diagrama de tensões extensões [3].

3.6. Calibração do Modelo de Análise

O modelo descrito anteriormente pretende fornecer uma boa aproximação do comportamento real do edifício. Embora o modelo tenha sido desenvolvido com o máximo cuidado existe sempre o risco de aparecer algum parâmetro, cuja devida importância foi subestimada, podendo conduzir a erros na análise. Além disso, as características definidas para os materiais podem apresentar valores diferentes dos considerados, pelas razões já apontadas, relacionadas com o método construtivo e com o estado de conservação que apresentam. Assim se compreende a necessidade de uma fase de aferição do modelo, calibrando-o de forma a ser garantida uma proximidade comportamental para com o edifício modelado.

A calibração baseou-se numa análise de caracterização dinâmica com o equipamento adequado para esse efeito. Com base nas frequências e modos de vibração identificados, pôde-se proceder a correcções no modelo, com o objectivo de se aproximar os resultados do modelo aos resultados obtidos experimentalmente [3]. A descrição do ensaio e do respectivo tratamento dos resultados está apresentada em anexo (ver Anexo - A.4).

As frequências próprias do edifício determinadas experimentalmente foram de 2,34Hz segundo a menor dimensão em planta (X) e de 3,56Hz segundo a maior dimensão (Y). Detectou-se ainda um modo de vibração correspondendo a um fenómeno de torção (existe a participação de ambas as direcções, embora maior segundo a menor dimensão) para 2,83Hz.

Com base nos resultados do ensaio de caracterização dinâmica foi possível testarem-se alterações ao modelo criado, de modo a aferi-lo com o objectivo de se alcançarem frequências próprias semelhantes às experimentais. A calibração teve especial incidência na definição do módulo de elasticidade das alvenarias de pedra. No Quadro 3.2 estão apresentadas as características dos materiais considerados. O amortecimento considerou-se igual para todos os elementos da estrutura e igual a 5%.

Descrição	Módulo de Elasticidade (GPa)	Peso Volúmico (kN/m ³)	Amortecimento
Alvenaria de Pedra	3,00	22,00	
Alvenaria de Tijolo	1,00	14,60	5%
Madeira	6,00	5,80	

Quadro 3.2: Propriedades dos materiais utilizados.

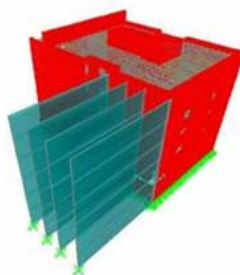


Figura 3.9: Modelo adoptado após a fase de calibração.

Após ter sido desenvolvido o modelo para o edifício isolado, considerou-se relevante para o estudo contabilizar a influência do edifício de betão armado adjacente à empena esquerda, afectando o modo de vibração paralelo à fachada e o modo de torção. Os elementos introduzidos funcionam como paredes verticais perpendiculares à empena do “Gaioleiro” (Figura 3.9).

No Quadro 3.3 estão apresentados os resultados comparativos entre os dois modelos testados, onde se pode verificar a sua proximidade com os valores experimentais.

Descrição	Transl X	Transl Y	Rot Z	Erro X (f/f_{exp})	Erro Y (f/f_{exp})	Erro Z (f/f_{exp})
Experimental	2,34Hz	3,56Hz	2,83Hz	1,00%	1,00%	1,00%
Modelo Isolado	1,85 Hz	3,13 Hz	3,21 Hz	0,79%	0,88%	1,13%
Com Edif. Adjacente	2,28 Hz	3,13 Hz	3,39 Hz	0,97%	0,88%	1,20%

Quadro 3.3: Comparação entre as frequências próprias dos modelos e dos ensaios [4].

3.7. Caracterização modal do modelo adoptado

Embora o modelo final, numa fase posterior do estudo, vá ser sujeito a algumas alterações para se obter uma resposta sísmica mais próxima da realidade, será efectuada uma breve análise dos modos de vibração mais relevantes do modelo, para a sua melhor compreensão.

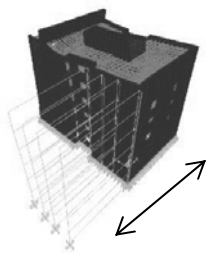


Figura 3.10: 1º Modo de vibração

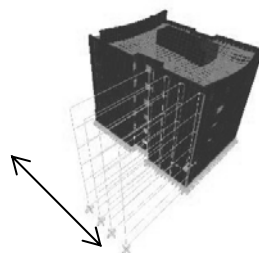


Figura 3.11: 2º Modo de vibração

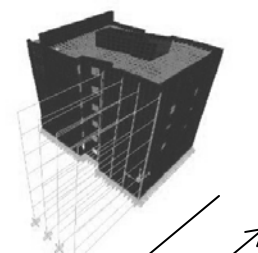


Figura 3.12: 4º Modo de vibração

O primeiro modo de vibração apresenta uma frequência própria de 2,28Hz. Esse modo de vibração consiste numa translação global do edifício segundo a menor direcção (X), uma vez que é a direcção que apresenta menor rigidez devido a ter menor comprimento de paredes resistentes (Figura 3.10).

O segundo modo de vibração do modelo ocorre para uma frequência própria de 3,13Hz, estando 14% abaixo dos valores experimentais. Este modo de vibração representa uma translação global do edifício segundo a maior direcção (Y) (Figura 3.11).

O terceiro modo de vibração corresponde a uma vibração local do pavimento, para uma frequência de 3,26Hz. Este modo de vibração, não terá influência nos resultados, pois corresponde a factores de participação de massa bastante reduzidos.

O quarto modo de vibração tem uma frequência de 3,39Hz. Este modo apresenta maior participação modal correspondendo à rotação segundo Z, com 8,5% (Figura 3.12). Este modo é de facto uma mistura de rotação com translação diferencial dos corpos de topo que são separados pelos saguões.

3.8. Caracterização da acção sísmica

Os esforços na estrutura contemplam uma parcela estática, correspondendo ao peso próprio dos elementos, já caracterizado em capítulos anteriores, e uma parcela dinâmica correspondente à acção sísmica, que será analisada de seguida. Neste estudo apenas se teve em conta o efeito da acção sísmica. Não se considerou a acção sísmica segundo Z, pois não tem impacte relevante na estrutura que apresenta maioritariamente deslocamentos no plano horizontal. Isto deve-se à elevada rigidez vertical que apresenta.

De acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), devem ser considerados dois tipos de acção sísmica com propriedades distintas, na análise das estruturas. A regulamentação estipula ainda que o comportamento não linear e a ductilidade que o edifício possui, devam ser considerados com recurso a um coeficiente de comportamento. Como a ductilidade dos materiais constituintes do edifício deverá ser reduzida, adoptou-se um coeficiente de comportamento unitário [30].

$$K.u(t) + C.\dot{u}(t) + M.\ddot{u}(t) = m_x.\ddot{u}_{gx}(t) + m_y.\ddot{u}_{gy}(t) \quad (\text{eq. 3.3})$$

, sendo:

K – Matriz de rigidez

C – Matriz de amortecimento

M – Matriz de massa

$u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ – deslocamento, velocidade e aceleração relativa

m_i – massas inerciais segundo as direcções x e y

g_i – componentes da aceleração do solo

O programa de cálculo automático utilizado permite a realização da análise sísmica com recurso a espectros de resposta (*response-spectrum*) ou acelerogramas (*time-history*). A definição dos dissipadores sísmicos implica uma análise dinâmica não linear recorrendo a acelerogramas. Razão pela qual se considerou apenas este método. Os acelerogramas utilizados neste trabalho estão apresentados em anexo (ver Anexo - A.5). Devido à aleatoriedade da acção que se considera, é necessário a utilização de várias séries de acelerações e considerar o valor médio da resposta. Neste trabalho utilizaram-se, para cada uma das acções sísmicas regulamentares, 10 séries de acelerações diferentes.

A análise por *time-history* consiste na resolução da equação de equilíbrio dinâmico (eq. 3.3), para cada instante, do sinal introduzido no programa. Uma vez que este processo é bastante moroso, tendo em conta que para cada iteração é necessário calcular-se as matrizes $[K]$, $[M]$ e $[C]$, o programa de cálculo automático utiliza uma ferramenta que facilita este procedimento, denominada de Análise Rápida Não Linear (*Fast Nonlinear Analysis - FNA*). Este método é indicado para estruturas maioritariamente elásticas, com elementos não lineares pontuais, como é o caso em estudo [22] [31] [42] [S9].

3.9. Estudo de Reforço Estrutural

3.9.1. Generalidades

Estando o modelo calibrado de acordo com a estrutura real, foi possível ensaiarem-se técnicas de reforço estrutural que possam ser aplicadas ao edifício “Gaioleiro” em estudo.

Os problemas de verificação da segurança que os estudos de reabilitação levantam, incidem por um lado na definição do nível de acção sísmica que deve ser considerado na análise, ou seja no nível de segurança que deve ser garantido, e por outro, na forma como se deve proceder a uma intervenção que vise o incremento da segurança da estrutura. Em paralelo deve-se minimizar a interferência com a estrutura a nível estético e funcional, garantindo a reversibilidade das intervenções a efectuar [15] e [16].

Neste sentido foram estudadas três soluções de reforço considerando o uso de isolamento de base, a utilização de núcleos de betão armado na zona dos saguões e uma solução com recurso a dissipadores viscosos [3] [4] [5] [33].

3.9.2. Paredes de betão armado

O princípio subjacente à eficácia do reforço com recurso a paredes de betão armado é o aumento da rigidez global da estrutura. Embora o aumento de rigidez tenha como consequência imediata o aumento da frequência e consequente incremento da resposta dinâmica, a redução de deslocamentos verificada permite uma redução nas tensões na alvenaria.

A sua implementação consiste na criação de núcleos de betão na zona dos saguões, rigidificando deste modo a estrutura. Este método de reforço vai fazer com que as paredes de alvenaria dos saguões deixem de contribuir para a resistência da estrutura, pois a maior rigidez dos elementos de betão armado dá origem a uma transmissão da carga destas paredes para o núcleo de betão armado.

É também necessário a adopção de mecanismos que garantam o funcionamento conjunto da parede de alvenaria e da de betão armado. Na Figura 3.13 está representado um corte esquemático onde essa ligação é garantida com recurso a varões metálicos embutidos na alvenaria [3] [21].

3.9.3. Isolamento de base

O reforço com recurso a isolamento de base consiste na colocação de sistemas de apoio nas fundações, permitindo a libertação da estrutura para deslocamentos horizontais. O edifício é “separado” das componentes horizontais do movimento do solo através da interposição de uma camada com baixa rigidez horizontal colocada entre a estrutura e a fundação.

Esta solução cria uma solução mais flexível, com uma frequência própria mais reduzida e consequentemente reduzindo a resposta durante a acção sísmica. Este método de reforço permite que a estrutura se comporte como um corpo rígido, concentrando os deslocamentos ao nível da base.

No modelo foram colocadas molas uniformemente distribuídas em planta a simular os aparelhos de apoio. No dimensionamento destes aparelhos foi considerada uma frequência de 0,50Hz [39].

A localização dos elementos de apoio foi feita preferencialmente sob as paredes de alvenaria resistentes. Contudo também foi necessário a colocação de aparelhos de apoio sob as paredes divisórias da cave, que são de alvenaria de tijolo, para garantir uma distribuição homogénea.

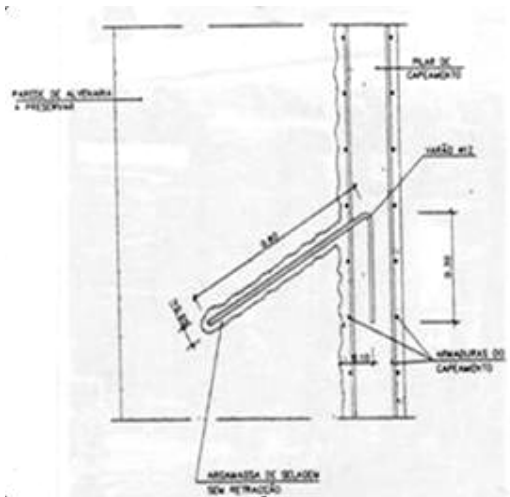


Figura 3.13: Corte esquemático da ligação entre a parede de betão armado e alvenaria [21] e [32].

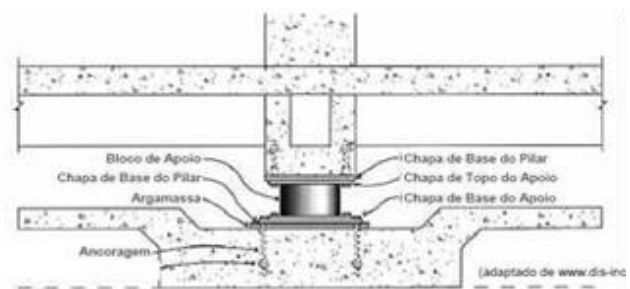


Figura 3.14: Sistema de isolamento de base [38].

Previamente à colocação dos aparelhos de apoio é necessário ser garantida uma série de aspectos. O primeiro é a necessidade de se aceder às fundações. Deste modo procede-se à criação de lintéis de betão armado e à fixação temporária da estrutura na direcção vertical. Posteriormente é possível efectuar-se o corte das fundações existentes. Deve-se homogeneizar o terreno, através da colocação de uma camada de betão, para os aparelhos permanecerem perfeitamente horizontais. Após a colocação dos aparelhos em carga pode-se remover o sistema de fixação vertical [37] [38].

Os aparelhos de apoio (Figura 3.14), como por exemplo do tipo elastómero laminado, devem ser dimensionados de acordo com os deslocamentos e com as reacções verticais a que estão sujeitos. Para a solução estudada, os aparelhos devem resistir a forças verticais de até 550kN, forças horizontais de cerca de 170kN e deslocamentos horizontais até 0,16m [3] [S12].

3.9.4. Dissipadores viscosos

Os benefícios de um reforço com recurso a dissipadores viscosos são facilmente perceptíveis: o aumento do amortecimento permite dissipar energia e ao mesmo tempo diminuir os deslocamentos e reduzir os esforços sísmicos (Figura 3.15).

A força que se desenvolve no dissipador depende da velocidade v e é traduzida por ($F = C.v^\alpha$) em que C depende da dimensão do dissipador e α do tipo de fluido utilizado. O exponencial (α) que

afecta a velocidade de deformação pode apresentar valores entre 0,1 e 2,0 e está relacionado com a forma do diagrama que descreve a relação entre força e deslocamento (Figura 3.16). Quanto menor for o expoente, maior é a energia dissipada em cada ciclo. Para este estudo considerou-se um expoente α unitário e o parâmetro C foi considerado igual a 12000kN.s/m, após se tentarem vários valores, tendo como objectivo conseguir uma redução significativa nas tensões de tracção nas alvenarias [35] [42] [43].

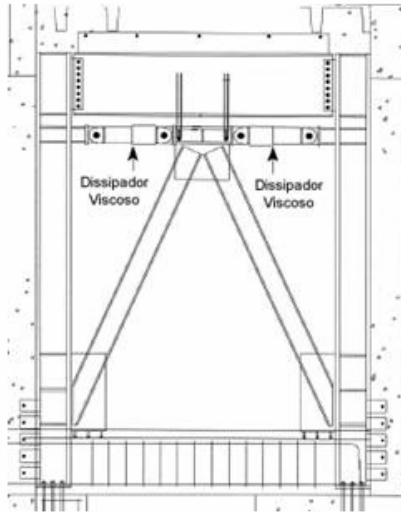


Figura 3.15: Exemplo da instalação dos dissipadores utilizados neste estudo (adaptado de [43]).

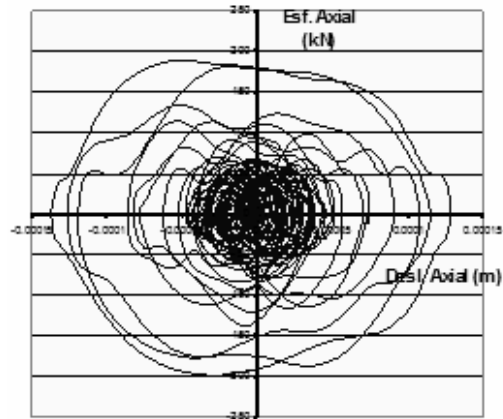


Figura 3.16: Diagrama força-deslocamento de um dos dissipadores para a acção sísmica [3].

A escolha dos dissipadores depende do esforço e da deformação máxima a que estão sujeitos. Os esforços e as deformações segundo a maior dimensão do edifício são superiores, devido à maior rigidez que esta direcção apresenta e conseqüentemente maior concentração de esforços, sendo esta a dimensão condicionante para o dimensionamento dos dissipadores.

Os dissipadores estão colocados numa estrutura metálica constituída por pórticos metálicos dispostos no interior do saguão central. A estrutura metálica consiste num pórtico tridimensional com vigas ao nível de cada piso e com os montantes colocados, nos quatro cantos do saguão (Figura 3.15). Os dissipadores são instalados ao nível de cada piso e segundo as quatro faces do saguão [35].

3.9.5. Resultados

No trabalho anterior procedeu-se apenas a um pré-dimensionamento dos elementos de reforço. A análise da eficácia dos métodos de reforço foi realizada através da avaliação dos deslocamentos máximos ao nível de cada piso e das tensões na alvenaria provocados pela acção sísmica, em pontos de referência. A escolha de apenas dois indicadores pretende simplificar a análise dos resultados. A análise dos deslocamentos tem, em relação às tensões, a vantagem de ser menos sensível a problemas locais, permitindo uma melhor análise global do comportamento da estrutura [3].

Análise dos deslocamentos

Relativamente aos deslocamentos máximos no topo da estrutura, conforme se observa na Figura 3.17, os maiores deslocamentos ocorrem no modelo com isolamento de base (0,19m segundo x e 0,17m segundo y) e os menores deslocamentos ocorrem no modelo com paredes de betão armado (0,03m segundo x e 0,01m segundo y), embora semelhantes aos que ocorrem para a solução com dissipadores (0,04m segundo x e 0,01m segundo y). Apresentam-se também os deslocamentos do edifício existente (orig-Parede e orig-Saguão, respectivamente ao nível da fachada e do saguão).

O perfil de deslocamentos máximos ao nível de cada piso, (Figura 3.18) confirmam também as conclusões anteriores. Contudo, os deslocamentos relativos, acima do rés-do-chão, na solução de isolamento de base são os mais reduzidos, uma vez que o edifício se comporta como um corpo rígido.

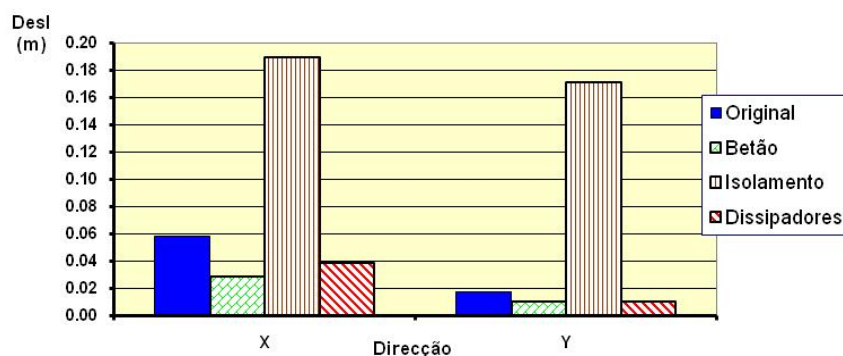


Figura 3.17: Deslocamento máximo no topo do edifício para as diferentes soluções de reforço [4].

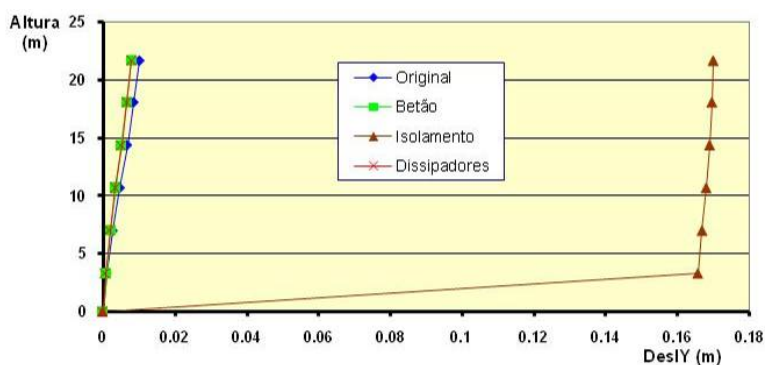


Figura 3.18: Deslocamento máximo segundo Y ao nível de cada piso para as diferentes soluções de reforço [4].

Análise das tensões nos elementos tridimensionais

Relativamente ao elemento *de volume* o programa de cálculo automático fornece seis tensões diferentes: três tensões normais às faces (σ_{11} , σ_{22} e σ_{33}) e três tensões tangenciais (σ_{12} , σ_{13} e σ_{23}), sendo que as tensões σ_{33} representam as tensões normais segundo a direcção vertical. A análise comparativa das tensões contempla uma análise do campo de tensões ao nível das fundações e da evolução das tensões normais verticais em altura.

Relativamente às tracções máximas ao nível das fundações (Figura 3.19) é visível que para as tracções verticais (σ_{33}) apresenta-se o isolamento de base como a solução que produz menos esforços, embora próximo da solução com dissipadores viscosos. Para este caso o método de reforço que gera mais esforços é o das paredes de betão, embora ainda inferior à situação original. O facto dos valores das tensões σ_{11} e σ_{22} serem elevados, reflecte os esforços provenientes dos elementos que modelam o pavimento. Na realidade estas ligações iriam entrar em rotura e provocar um decréscimo de tensões.

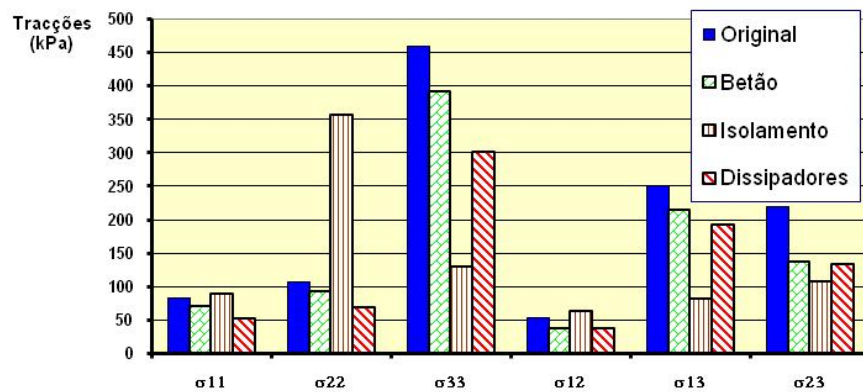


Figura 3.19: Tracções máximas ao nível das fundações [4].

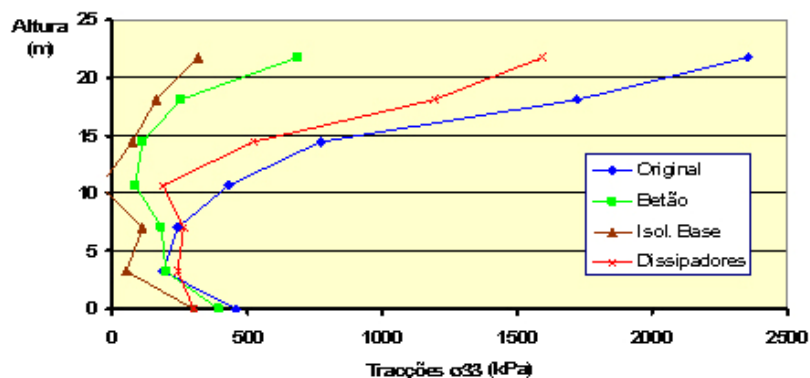


Figura 3.20: Distribuição em altura das tracções máximas por piso [4].

Analisando o perfil de tracções σ_{33} máximas geradas ao nível de cada piso (Figura 3.20), é visível que a solução de isolamento de base é a que provoca menos esforços, seguida da solução de reforço com paredes de betão. A solução com dissipadores viscosos é a que reduz menos os esforços de tracção, à excepção do nível das fundações onde se encontra ao nível do método de isolamento de base. Este fenómeno é relevante na medida em que a rotura das alvenarias ao nível das fundações provoca o colapso global do edifício [3] [4].

3.9.6. Comparação do desempenho

A escolha de uma solução de reforço ideal deve ser efectuada ponderando os diferentes prós e contras de cada solução. Importa contudo salientar que em nenhum dos casos se optimizou a solução analisada, o que poderia conduzir a melhores resultados, duma forma geral.

A solução que apresenta a melhor resposta a nível dos deslocamentos é a solução de reforço com recurso a paredes de betão armado, mas com resultados muito próximos da solução com dissipadores. O sistema de isolamento de base apresenta grandes deslocamentos, o que inviabiliza a sua implementação prática em edifícios confinados lateralmente, embora tenha deslocamentos relativos acima das fundações reduzidos, comportando-se o edifício quase como um corpo rígido.

Relativamente à análise global das tensões nas alvenarias, e tendo em conta os condicionamentos da análise, a melhor solução é a de isolamento de base, estando seguida da solução com paredes de betão armado. Relembra-se no entanto que a solução de dissipadores viscosos apresenta baixas tensões de tracção σ_{33} ao nível das fundações, que é uma zona particularmente sensível, estando ao nível da solução de isolamento de base.

A implementação destas soluções é bastante diferente sendo a menos viável a de isolamento de base e a de mais fácil aplicação a solução com recurso a dissipadores viscosos, sendo este o único método que apresenta uma reversibilidade da solução.

Ponderando os aspectos referidos, quer do ponto de vista da construção, quer do ponto de vista do comportamento sísmico, pode-se concluir que a solução de dissipadores é a que melhor otimiza o processo de reabilitação. Contudo a solução com reforço através de paredes de betão armado é um pouco mais eficiente considerando apenas a optimização do comportamento sísmico. Note-se que o método de reforço com recurso a dissipadores viscosos poderia ainda ser optimizado, nomeadamente considerando a sua inclusão também nos saguões laterais, como foi feito para o reforço de paredes de betão.

Fazendo uma análise do ponto de vista do custo de cada uma das soluções pode-se concluir que o reforço que apresenta menos encargos é o das paredes de betão armado, quer pela utilização de materiais e equipamentos mais correntes, quer devido a não se necessitar de mão de obra especializada. O reforço com isolamento de base não é economicamente viável, tendo em conta a dimensão dos trabalhos a realizar. O reforço com dissipadores viscosos pode ter interesse económico se houver uma disseminação da sua utilização [3] [4].

O presente trabalho pretendeu continuar a mesma linha de estudo de modo a aprofundar mais sobre o desempenho do reforço com dissipadores viscosos. Tenta-se deste modo justificar a adopção desta técnica no reforço de edifícios semelhantes.

Paralelamente vai-se também aprofundar o reforço do pavimento que é um factor essencial para o bom desempenho de qualquer tentativa de reforço sísmico. No estudo anterior fez-se apenas uma breve referência enumerando algumas hipóteses de reforço. Agora pretende-se concretizar esse levantamento, através da avaliação do seu desempenho. Outro aspecto que foi referido em conjunto com o reforço do pavimento foi o reforço das fundações. Contudo este aspecto tem uma resolução bastante eficaz, rápida e relativamente económica através do recurso a micro-estacas. Esta técnica tem também a vantagem de ser pouco intrusiva. Assim sendo não se considerou do âmbito deste trabalho a avaliação do seu desempenho.

4. Alterações ao Modelo de Análise

4.1. Generalidades

O modelo que serviu de base a este trabalho foi apresentado no ponto anterior. Contudo para avaliar a qualidade da modelação realizada decidiu-se proceder a algumas alterações.

Nesse sentido, procedeu-se à substituição dos elementos de *volume* que modelam as paredes exteriores de alvenaria, por elementos de *casca*. Esta alteração pretendeu tornar o modelo de cálculo mais trabalhável e torná-lo mais expedito para a sua utilização num projecto de execução de reforço de um edifício de alvenaria real.

Assim sendo, neste capítulo procurou-se comparar as duas modelações, para se poder concluir sobre as modificações que ocorrem ao nível do comportamento dinâmico da estrutura. Para simplificar esta análise limitou-se o número de parâmetros de comparação, sendo que estes servirão de base para os estudos de reforço dos capítulos seguintes. Como critérios para avaliar as diferenças de modelação consideraram-se as características modais do edifício e os deslocamentos em altura ao nível dos pisos.

Outra alteração introduzida no novo modelo foi a modelação da cobertura, para se avaliar em que medida esta modificação altera o desempenho dinâmico da estrutura.

4.2. Modelo com paredes de alvenaria em elementos de *volume*

4.2.1. Generalidades

Em relação ao modelo calibrado com as paredes exteriores com elementos *de volume*, apresentado no capítulo anterior, apenas se alterou o módulo de elasticidade do material *ALVPED* para 1,00GPa e do material *ALVTIJ* para 0,50GPa. Esta modificação pretende considerar os efeitos não lineares das alvenarias e da madeira, e o eventual estado de degradação dos materiais. A redução para um terço foi utilizada na referência consultada para ter em conta fenómenos semelhantes [15] [16]. Esta consideração tem implicações directas na resposta modal que serão apresentadas de seguida.

Também se refere, que não se considerou o efeito do edifício adjacente. Embora o seu efeito tenha sido considerado no trabalho anterior, a única relevância desta modelação é o acerto da análise modal para corresponder aos valores experimentais, conforme referido anteriormente. Contudo após a calibração dos materiais, pode-se assumir que o edifício está isolado, dando um carácter mais geral a esta análise não a restringido ao “Gaioleiro” analisado [3].

4.2.2. Resultados

Após as alterações efectuadas ao modelo é importante identificar os novos modos de vibração para ser possível comparar com a nova modelação e posteriormente com as técnicas de reforço a ensaiar. Os principais parâmetros da análise modal estão identificados no quadro seguinte (Quadro 4.1).

Para auxiliar à interpretação dos resultados refere-se que a direcção X tem a orientação da menor dimensão do edifício, paralela à fachada, e a direcção Y tem a orientação da maior dimensão do edifício, paralela às empenas. Relativamente aos resultados obtidos é importante referir os elevados valores de participação modal em massa, o que significa que a quase totalidade da massa do edifício está a contribuir para os esforços sísmicos.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,26	2,31	2,15
Participação Modal em Massa [%]	54	62	17
Participação Modal em Massa Total [%]	93	92	91
Modo de Vibração Fundamental	1	3	2

Quadro 4.1: Resultados da análise modal no modelo com elementos de volume.

No Quadro 4.2 estão apresentados os deslocamentos absolutos e relativos em altura. De um modo geral pode-se referir o facto de os deslocamentos medidos no saguão serem diferentes do das paredes exteriores. Isto é indicativo da inexistência da propriedade de diafragma rígido do pavimento, como já se tinha feito referência. Outro aspecto observado é o facto de os deslocamentos segundo X serem superior a Y, uma vez que esta última apresenta maior rigidez do que na direcção perpendicular.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0033	0,0033	0,0021	0,0021
0 - Saguão	0,0021	0,0021	0,0029	0,0029
1 - Exterior	0,0131	0,0098	0,0067	0,0046
1 - Saguão	0,0135	0,0114	0,0070	0,0041
2 - Exterior	0,0297	0,0166	0,0128	0,0060
2 - Saguão	0,0294	0,0160	0,0115	0,0044
3 - Exterior	0,0460	0,0162	0,0171	0,0043
3 - Saguão	0,0457	0,0162	0,0159	0,0044
4 - Exterior	0,0607	0,0147	0,0212	0,0041
4 - Saguão	0,0606	0,0149	0,0197	0,0039
5 - Exterior	0,0741	0,0134	0,0250	0,0038
5 - Saguão	0,0743	0,0137	0,0232	0,0035

Quadro 4.2: Deslocamentos absolutos e relativos em altura no modelo com elementos de volume.

Além dos parâmetros atrás referidos, também foi utilizado, na comparação dos modelos, a mancha de esforços nos elementos de fachada, de modo a se proceder a uma avaliação qualitativa das tensões em altura. Não se procede a uma avaliação quantitativa, pois os elementos têm diferentes características e modos diferentes de resolver as equações de equilíbrio e não se considerou relevante para o estudo desenvolvido.

O programa de cálculo automático fornece seis tensões diferentes para representar os esforços nos elementos de *volume*: três tensões normais (σ_{11} , σ_{22} e σ_{33}) e três tensões tangenciais (σ_{12} , σ_{13} e σ_{23}). Estas tensões já tinham sido referidas relativamente à análise dos resultados do estudo anterior, estando apresentada a sua orientação espacial na Figura 4.1 [22].

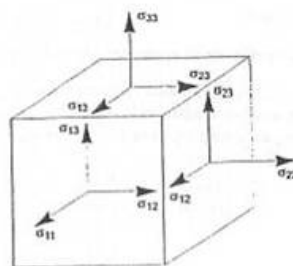


Figura 4.1: Orientação do campo de tensões do elemento *solid* [22]

Nas Figura 4.2 e Figura 4.3 estão apresentados os esforços na empena e na fachada para um sismo do tipo 1 segundo a direcção X. Os esforços de tracção estão definidos de acordo com a graduação de cor na parte inferior das figuras, sendo os esforços de compressão apenas indicados pela cor violeta. A escala foi definida desta forma, para mais facilmente identificar as zonas traccionadas, uma vez que estes são os esforços para os quais as alvenarias apresentam a menor resistência.

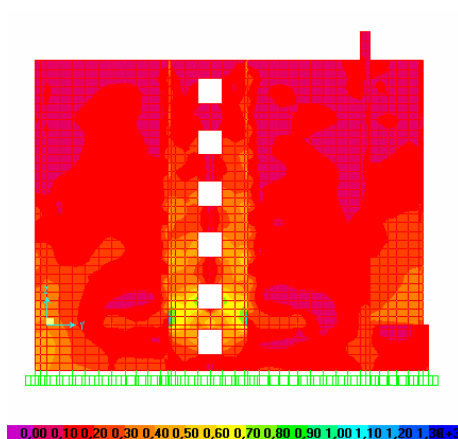


Figura 4.2: Esforços σ_{33} na empena para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de *volume* [kPa].

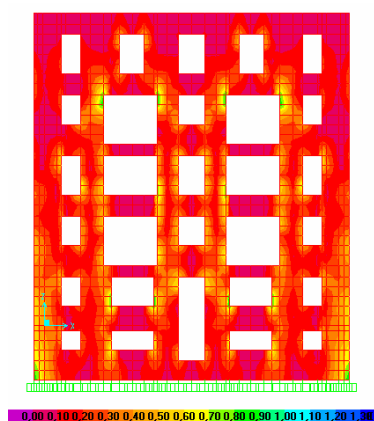


Figura 4.3: Esforços σ_{33} na fachada para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de *volume* [kPa].

É visível que os maiores esforços se localizam junto às fundações e junto às singularidades. Na empena os esforços concentram-se junto aos cantos e junto ao saguão lateral, com maior incidência nas fundações. Os esforços junto às fundações devem-se ao efeito de binário que se desenvolve para resistir às forças horizontais devido às acções sísmicas. Na fachada observa-se as tracções ao nível das fundações à semelhança das verificadas na empena. Outra zona de concentração das tracções ocorre entre as aberturas da fachada, onde existe continuidade em toda a altura, principalmente junto à ligação com a empena.

4.3. Modelo com paredes de alvenaria em elementos de casca

4.3.1. Generalidades

Em relação ao modelo anteriormente descrito foram introduzidas algumas alterações na modelação, com o objectivo de se avaliar como é que este reage ao nível da análise modal, deslocamentos e esforços. A principal alteração consistiu na substituição dos elementos de *volume* da fachada por elementos de *casca*. Os novos elementos foram definidos com a mesma espessura que as paredes reais, definindo-se uma alteração de espessura ao nível do quarto piso, como já se tinham feito no modelo inicial. Utilizou-se uma malha menos discretizada para ir de acordo com a vontade de se criar um modelo mais “leve”, que exija menor dimensão de cálculo.

O material manteve-se o mesmo, *ALVPED*, conforme definido no capítulo anterior [3]. Houve também o cuidado de se modelar com maior rigor a fachada, para se tirar partido do efeito de arco na distribuição das tensões junto às janelas e varandas. Uma vista geral do modelo está apresentada na Figura 4.4.

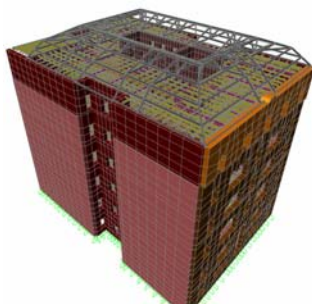


Figura 4.4: Novo modelo com elementos de "casca".

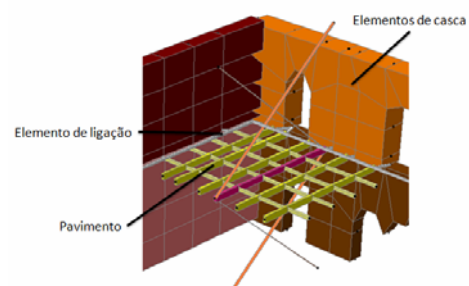


Figura 4.5: Pormenor de ligação entre pavimento e fachada.

Neste modelo também se introduziu a estrutura de madeira que define a cobertura. Uma vez que a massa da cobertura já estava considerada ao nível do pavimento do último piso, optou-se por manter esta modelação, tendo a estrutura de madeira apenas o efeito de introduzir maior rigidez e contraventar o último piso da estrutura. A cobertura foi modelada com elementos de barra. As suas características geométricas foram retiradas da bibliografia consultada.

Ao contrário do considerado no modelo anterior, neste caso foram introduzidos elementos que garantem a ligação entre os elementos do pavimento e da fachada. Essa ligação modelou-se através de troços rígidos conforme representado na Figura 4.5. Uma barra axialmente indeformável liga todo o perímetro do pavimento. Esse elemento é ligado aos nós da fachada através de outro troço rígido, não só axialmente, mas também rígido à flexão, com o comprimento de meia parede, uma vez que os novos elementos se localizam ao eixo da parede anterior. Esta consideração pretende que não haja deformação até à face interior da parede e que ao longo da ligação do pavimento também não haja deformações relativas. Assim sendo a deformada da fachada tem influência directa na deformação do

pavimento como ocorre na realidade, uma vez que os barrotes fazem entrega em entalhes nas paredes de alvenaria [11].

4.3.2. Resultados

À semelhança da análise anterior para este modelo avaliaram-se as características modais da estrutura, os deslocamentos em altura e os esforços qualitativos nas paredes exteriores.

No Quadro 4.3 estão apresentados os resultados da análise modal. Desses valores importa destacar que as frequências são mais elevadas. Uma vez que a massa global permaneceu inalterada, este fenómeno deve-se ao novo modelo ser mais rígido que o anterior. Outro aspecto a referir é o facto de a participação modal dos modos de vibração fundamentais também serem superiores.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,62	2,63	2,80
Participação Modal em Massa [%]	56	67	29
Participação Modal em Massa Total [%]	95	95	95
Modo de Vibração Fundamental	1	2	3

Quadro 4.3: Resultados da análise modal no modelo base.

Os deslocamentos relativos e absolutos do modelo alterado estão apresentados no Quadro 4.4. É possível concluir-se que os deslocamentos deste modelo são inferiores ao original. Isto deve-se ao aumento de rigidez que esta modelação apresenta conforme já foi apontado.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0051	0,0051	0,0019	0,0019
0 - Saguão	0,0017	0,0017	0,0022	0,0022
1 - Exterior	0,0140	0,0088	0,0055	0,0036
1 - Saguão	0,0114	0,0097	0,0061	0,0039
2 - Exterior	0,0227	0,0088	0,0101	0,0045
2 - Saguão	0,0229	0,0115	0,0098	0,0037
3 - Exterior	0,0325	0,0098	0,0137	0,0037
3 - Saguão	0,0336	0,0107	0,0133	0,0034
4 - Exterior	0,0414	0,0088	0,0171	0,0034
4 - Saguão	0,0427	0,0091	0,0163	0,0030
5 - Exterior	0,0482	0,0068	0,0195	0,0023
5 - Saguão	0,0501	0,0074	0,0187	0,0024

Quadro 4.4: Deslocamentos absolutos e relativos em altura no modelo com elementos de casca.

Os elementos de casca têm a vantagem de permitir a visualização directa dos momentos flectores e do esforço transversal. Contudo para se poder fazer uma comparação com as tensões σ_{33} nos elementos de *volume*, consideraram-se as tensões σ_{22} . Estas tensões são no plano do elemento e orientados na vertical. À semelhança do que ocorria com o modelo anterior as tensões positivas são de tracção e as negativas são de compressão [22].

Na Figura 4.6 estão representadas as tensões na empena nos elementos de *casca*. É visível que as maiores tracções são ao nível das fundações e junto à ligação com a fachada. Observa-se contudo tracções mais elevadas em altura, do que ocorria no modelo anterior. Verifica-se também que ao nível do saguão existem maiores tracções e o efeito do pavimento é mais visível do que no modelo anterior. Este fenómeno fica-se a dever aos troços rígidos introduzidos, que contribuem para a concentração de esforços ao nível dos pisos.

Na Figura 4.7 estão apresentadas as tensões na fachada onde se observa o encaminhamento das tracções através dos troços contínuos em altura da fachada. Do mesmo modo do que acontece na empena, também na fachada se observa um aumento dos esforços relativamente ao modelo anterior.

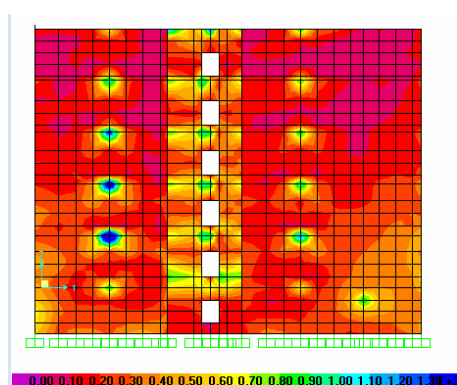


Figura 4.6: Esforços σ_{22} na empena para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de *casca*.

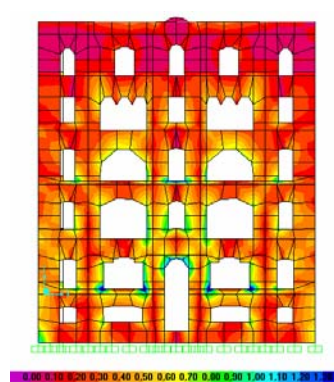


Figura 4.7: Esforços σ_{22} na fachada para o sismo do tipo 1 segundo X nos elementos de *casca*.

4.4. Comparação do desempenho

A principal observação a ser feita é que as alterações introduzidas produziram uma modelação mais rígida, conforme se constata pela observação do aumento das frequências e da redução dos deslocamentos em altura. Este fenómeno deve-se aos elementos de “*casca*” serem mais rígidos que os de “*volume*”. A maior rigidez provocada pelos novos elementos deve-se à sua utilização ser indicada para simular elementos laminares com espessuras reduzidas. Neste caso, devido à espessura considerável das paredes, está-se a fugir a esses limites e deste modo diminuindo o rigor da modelação, provocando um aumento de rigidez pouco realista.

As principais vantagens do novo modelo são a menor dimensão de cálculo que permite correr o modelo em menor intervalo de tempo e possuir uma visualização dos esforços mais expedita, directamente através dos momentos flectores e não somente através das tensões, como ocorre nos elementos de *volume*. Para se utilizar a nova modelação com rigor seria necessário proceder-se a uma nova recalibração do modelo para corresponder às frequências experimentais.

Nas técnicas de reforço estudadas nos capítulos seguintes adoptou-se a modelação com elementos de *volume*, por se considerar que é a que apresenta a rigidez mais correcta e uma vez que a análise dos resultados não se centra nos esforços, não existe a questão da facilidade de interpretação.

5. Reforço do Pavimento

5.1. Generalidades

O reforço sísmico de um edifício “Gaioleiro” deve contabilizar o reforço do seu pavimento no seu próprio plano, por ser uma das principais deficiências estruturais desta tipologia. O reforço do pavimento deve ser executado de tal modo que os pisos passem a comportar-se como diafragmas rígidos.

Quando se afirma que um piso possui as características de um *diafragma rígido* significa que tem a capacidade de manter a sua forma em planta, não sofrendo variações de dimensões ou distorções para acções horizontais. Esta propriedade permite a compatibilização dos deslocamentos horizontais, distribuindo os esforços proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais resistentes. Do ponto de vista da modelação, é possível criarem-se modelos mais “leves”, reduzindo-se o número dos graus de liberdade a analisar.

Neste trabalho estudaram-se quatro soluções distintas, com diferentes desempenhos. Tendo como base o modelo isolado com o pavimento original, testou-se uma solução com a substituição do pavimento por uma laje de betão armado, com a substituição por uma laje de cofragem colaborante mista aço-betão assente em perfis metálicos, com a substituição por uma grelha metálica assente em perfis metálicos e, por fim, o reforço do pavimento com tirantes de aço, aproveitando o pavimento existente.

A análise do desempenho das diferentes soluções divide-se no estudo dos esforços ao nível das fundações, dos deslocamentos relativos entre pisos e nos deslocamentos ao nível da cobertura em pontos de referência, provocados pela acção sísmica. A escolha de poucos indicadores pretende simplificar a análise e o posterior processo de comparação de resultados dos diferentes métodos de reforço ensaiados. Alguns destes pontos já foram utilizados para a análise do modelo original no capítulo anterior, servindo de referência para este estudo.

A análise dos esforços nas fundações e dos deslocamentos em altura pretende avaliar qual a técnica que consegue reduzir mais os esforços sísmicos ao mesmo tempo que limita os deslocamentos entre pisos. A avaliação dos deslocamentos ao nível da cobertura pretende avaliar o desempenho como diafragma rígido, através da comparação da diferença entre os deslocamentos máximos ao longo do perímetro das paredes. Neste estudo também se compararam as novas características modais que cada uma destas técnicas provoca. Para simplificar a apresentação de resultados, a direcção paralela à fachada (menor dimensão) considera-se como sendo o eixo X e a direcção perpendicular à fachada (maior dimensão) considerou-se como o eixo Y.

Outro aspecto bastante importante a considerar neste estudo é a avaliação da facilidade de implementação e o impacte de cada uma destas técnicas na estrutura existente. A solução ideal deveria permitir uma implementação fácil e garantir as condições mínimas de habitabilidade do edifício durante o processo de reforço.

5.2. Intervenções gerais

Paralelamente às diferentes técnicas de reforço do pavimento, existem processos que são comuns à maioria das soluções e que são indispensáveis para o seu funcionamento eficaz. Por um lado, deve-se prever o reforço das fundações existentes e por outro deve-se garantir a estabilidade da fachada, quando a intervenção obriga à remoção da totalidade do pavimento existente.

As fundações existentes foram executadas através de um espessamento das paredes resistentes, através do enchimento de caboucos com pedra argamassada, conforme já se referiu em capítulos anteriores [11]. Um dos principais problemas desta tipologia é o mesmo que o das paredes resistentes, têm pouca resistência para fazer face às tracções geradas pelos momentos flectores devido à acção sísmica. A solução que actualmente se tem vindo a generalizar para este tipo de reforços é a utilização de micro-estacas (Figura 5.1) [21].



Figura 5.1: Utilização de micro-estacas no reforço de fundações



Figura 5.2: Escoramento da fachada

Esta técnica é de fácil implementação, tendo também a vantagem de o equipamento necessário poder trabalhar em zonas com um pé-direito reduzido, minimizando os possíveis trabalhos de demolição. Este facto torna esta técnica atractiva para reforços pontuais, com pouca interferência na estrutura existente. As micro-estacas por funcionarem predominantemente por atrito lateral permitem que a resistência à tracção seja cerca de 80% da resistência à compressão, o que permite colmatar a deficiência atrás referida [44].

Os reforços que implicam a substituição total do pavimento obrigam a que se proceda ao escoramento das paredes resistentes para evitar o seu colapso. Este procedimento é corrente em Lisboa onde se recorre a estruturas metálicas tridimensionais, que fazem o travamento das paredes com perfis paralelos à fachada que descarregam em pórticos que necessitam de fundações independentes (Figura 5.2).

Como estas duas técnicas já estão bastante estudadas e com métodos de cálculo expeditos, não se considerou relevante aprofundar estas temáticas. Fez-se apenas esta referência para referir os processos auxiliares que devem ser desenvolvidos em paralelo com as técnicas de reforço sísmico apresentadas neste trabalho.

5.3. Modelo base

5.3.1. Generalidades

O modelo que vai servir de base a este estudo tem as características apresentadas no capítulo anterior, razão pela qual não se irá fazer nova abordagem sobre as suas propriedades. Contudo existem alguns parâmetros que não foram avaliados no estudo anterior que importa agora referir, devido à sua relevância para esta análise dos reforços do pavimento. Nesta situação referem-se os deslocamentos ao nível do último piso e os esforços ao nível das fundações que não foram referidos no capítulo anterior.

No estudo do reforço do pavimento e dos dissipadores viscosos, apresentado mais à frente, utilizou-se o modelo de cálculo com as paredes modeladas com elementos *de volume*. Conforme já se justificou considera-se que esta modelação é a que melhor simula o comportamento das alvenarias, apesar de daí advir maior dimensão de cálculo.

5.3.2. Resultados

Nos quadros seguintes estão indicados os esforços ao nível das fundações (Quadro 5.1) e os deslocamentos em pontos de referência da cobertura (Quadro 5.2), que serão utilizados para avaliar o desempenho dos reforços como diafragma rígido. Os pontos 1, 3 e 5 referidos no Quadro 5.2 representam os cantos da fachada e do saguão, enquanto que o 2 e 4 representam um ponto no meio da parede (Figura 5.3). Na Figura 5.4 está uma vista tridimensional do pavimento do modelo original.

Importa referir que por observação do Quadro 5.2, é visível o que se tem referido relativamente à ausência de propriedades de diafragma rígido do pavimento de madeira. Assim sendo, os deslocamentos no meio das paredes, na direcção perpendicular à parede, (2 e 4) são bastante superiores aos registados nos cantos do edifício.

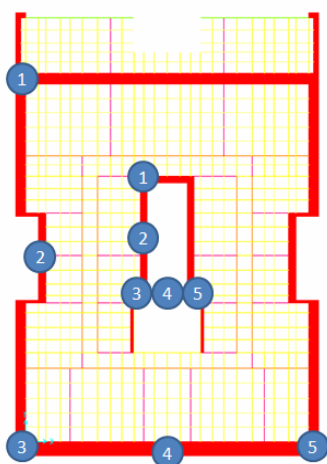


Figura 5.3: Localização dos pontos de referência para a análise dos deslocamentos no último piso.

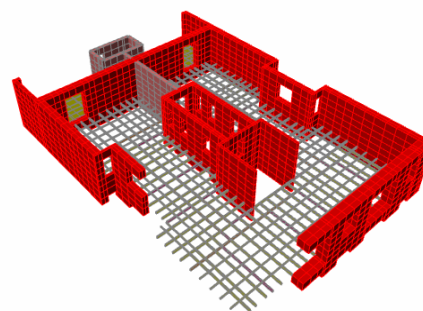


Figura 5.4: Modelo com pavimento original.

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
7973,3	10505,5	578,9	107719,1	84776,9	98368,9

Quadro 5.1: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações no modelo base.

Desl X (m)		Desl Y (m)	
1-Ext	0,0288	3-Ext	0,0164
2-Ext	0,0741	4-Ext	0,0250
3-Ext	0,0430	5-Ext	0,0148
1-Sag	0,0622	3-Sag	0,0232
2-Sag	0,0731	4-Sag	0,0221
3-Sag	0,0742	5-Sag	0,0227

Quadro 5.2: Deslocamentos no último piso em pontos de referência no modelo base.

5.4. Recurso a laje de betão armado

5.4.1. Generalidades

A primeira técnica de reforço ensaiada consistiu na substituição do pavimento existente por uma laje de betão armado. De um modo geral o senso comum considera a “placa” de betão armado como sendo a melhor maneira de se reforçar edifícios com o pavimento em madeira. Contudo esta solução apresenta deficiências graves, para as quais importa alertar.

Esta técnica consegue garantir o efeito de diafragma rígido ao nível dos pisos e deste modo redistribui de forma eficaz os esforços pelas paredes resistentes. Contudo tem o grande inconveniente de introduzir um acréscimo elevado de massa nas paredes resistentes, comparativamente com o pavimento de madeira.

A situação original tem um peso de cerca de $1,1\text{kN/m}^2$ (valor estimado) [23], enquanto que esta nova solução tem um peso de cerca de 5kN/m^2 , sem incluir eventuais revestimentos. Este aumento excessivo da massa tem duas consequências directas que a tornam uma solução pouco atractiva. Por um lado o aumento de massa provoca um aumento das forças de inércia desenvolvidas durante um sismo e por outro está-se a sobrecarregar as paredes de alvenaria que já por si podem estar debilitadas.

Para esta solução ser viável ter-se-ia que reforçar as fundações e colocar pilares de betão armado embebidos nas paredes exteriores, de forma a suster o aumento da carga. Todos estes trabalhos complementares tornam esta solução pouco atractiva quer do ponto de vista da facilidade de execução, quer do ponto de vista da reversibilidade da execução.

A espessura da laje foi determinada com base em regras correntes de pré-dimensionamento, em que se considerou uma esbelteza vão/altura de ≈ 25 a 30 . Este valor é uma estimativa fiável para lajes a funcionar numa só direcção, sujeitas a carregamentos correntes em edifícios de habitação. Assim sendo para os vãos da ordem dos 6m , como ocorre no edifício em causa, obtém-se uma espessura de $0,20$ a $0,24\text{m}$. Adoptou-se $0,20\text{m}$ para tentar reduzir o aumento de carga sobre a estrutura [45].

5.4.2. Implementação e modelação

O processo de construção desta técnica obriga que o edifício esteja vazio para se proceder à remoção do pavimento existente. Posteriormente tem que ser avaliada a necessidade de se reforçar as paredes de alvenaria que sustentam o novo pavimento e as suas fundações.

Relativamente ao reforço das paredes de alvenaria poder-se-ia proceder à projecção de uma lâmina de micro-betão sobre uma malha de aço electrosoldada, colocada nas faces das paredes existentes. Outra solução passaria pela inserção de pilares de betão armado colocados em roços abertos na parede, fornecendo um acréscimo de resistência. O processo da execução da laje decorre como é corrente em qualquer obra de betão armado (Figura 5.5). O cálculo das armaduras a colocar na laje não faz parte do âmbito deste trabalho, sendo de conhecimento comum a sua determinação e pormenorização [45].

Também é interessante fazer referência aos métodos de ligação da laje às paredes resistentes. Uma das hipóteses é fazer uma viga de coroamento, assente em pilares de betão armado embebidos na parede, conforme se referiu anteriormente. Outra possibilidade é recorrer a elementos selados na alvenaria e deixados para a betonagem da laje. Estes elementos funcionam como ferrolhos, transmitindo a força de corte no bordo da laje para as paredes de alvenaria. Existem no mercado diversos sistemas de ancoragem destes dispositivos, com boa resistência e facilidade de implementação. Contudo em Portugal existe a predominância da utilização de varões nervurados comuns, selados com resinas epoxi (Figura 5.6).



Figura 5.5: Betonagem de uma laje de betão [S14].



Figura 5.6: Varão nervurado selado com epoxi.

A modelação deste reforço consistiu na colocação de elementos “de casca” com uma espessura de 0,20m em substituição dos elementos que modelavam o pavimento de barrotes de madeira (Figura 5.4 e Figura 5.7). Foi-lhe atribuído um material com as características do betão C25/30 [45].

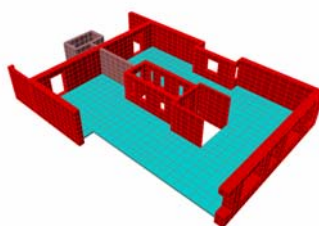


Figura 5.7: Modelo com pavimento em laje de betão armado.

5.4.3. Resultados

A avaliação do desempenho desta solução segue as linhas indicadas no capítulo referente ao modelo base. São apresentados nos quadros seguintes os resultados obtidos.

O primeiro aspecto a referir são as alterações das características modais da estrutura. Estão apresentados no Quadro 5.3 as frequências e os modos de vibração mais significativos. Como se pode observar a frequência de vibração permaneceu próxima dos valores do modelo original. Embora se pudesse estimar que a frequência diminuiria com o aumento da massa, o aumento da rigidez da estrutura contribuiu para balançar o primeiro efeito mantendo as frequências semelhantes às iniciais.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,47	2,28	2,48
Participação Modal em Massa [%]	63	62	32
Participação Modal em Massa Total [%]	96	95	96
Modo de Vibração Fundamental	1	2	3

Quadro 5.3: Resultados da análise modal para a laje de betão armado.

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
11301,3	12841,5	2768,9	147176,4	137201,1	135050,1

Quadro 5.4: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para a laje de betão armado.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0029	0,0029	0,0017	0,0017
0 - Saguão	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
1 - Exterior	0,0119	0,0090	0,0054	0,0037
1 - Saguão	0,0104	0,0088	0,0053	0,0037
2 - Exterior	0,0245	0,0126	0,0096	0,0042
2 - Saguão	0,0219	0,0116	0,0096	0,0042
3 - Exterior	0,0379	0,0134	0,0138	0,0042
3 - Saguão	0,0337	0,0118	0,0137	0,0042
4 - Exterior	0,0481	0,0101	0,0176	0,0037
4 - Saguão	0,0433	0,0096	0,0174	0,0037
5 - Exterior	0,0532	0,0052	0,0208	0,0032
5 - Saguão	0,0494	0,0061	0,0204	0,0030

Quadro 5.5: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para a laje de betão armado.

Desl X (m)		Desl Y (m)	
1-Ext	0,0424	3-Ext	0,0206
2-Ext	0,0481	4-Ext	0,0201
3-Ext	0,0532	5-Ext	0,0193
1-Sag	0,0457	3-Sag	0,0202
2-Sag	0,0473	4-Sag	0,0204
3-Sag	0,0491	5-Sag	0,0199

Quadro 5.6: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para a laje de betão armado.

Relativamente às reacções na base (Quadro 5.4), observou-se um aumento significativo relativamente aos valores originais. Isto deveu-se em parte ao aumento da acção sísmica sobre o edifício, devido ao aumento da massa global.

Os deslocamentos observados em altura são inferiores aos originais, por efeito do aumento da rigidez dos pisos (Quadro 5.5). Importa também referir que esta solução conseguiu garantir o efeito de diafragma rígido como se pode comprovar por observação do Quadro 5.6. Os deslocamentos em cada um dos pontos de referência, quer na fachada quer no saguão, para ambas as direcções em paralelo, são bastante próximos. Deste modo comprovou-se que se conseguiu compatibilizar os deslocamentos horizontais ao nível de cada um dos pisos, obtendo-se desta forma uma distribuição mais homogénea de esforços nas paredes de alvenaria resistentes.

5.5. Recurso a laje de cofragem colaborante

5.5.1. Generalidades

Outra solução ensaiada consistiu na substituição do pavimento de madeira por uma laje mista aço-betão assente numa malha ortogonal de perfis metálicos, ligados às paredes de alvenaria. Estas lajes de cofragem colaborante constituem uma solução construtiva recente que já está bastante difundida na construção civil, devido à sua facilidade e rapidez de execução (Figura 5.8).

As chapas metálicas utilizadas têm a vantagem, de acordo com os vãos que tenham que vencer, de não necessitarem de estar escoradas durante a fase construtiva e contribuir para a resistência da laje durante a fase de serviço.

Neste estudo considerou-se uma laje com uma altura total de 0,10m e uma chapa de aço com 0,75mm. A laje colaborante está assente em perfis HEA200, afastados cerca de 2,0m que descarregam em perfis HEA300 que, por sua vez, vencem o vão entre as paredes de alvenaria da fachada e do saguão. Estas características foram pré-dimensionadas para as cargas correntes em edifícios de habitação.



Figura 5.8: Laje colaborante assente em perfis metálicos.

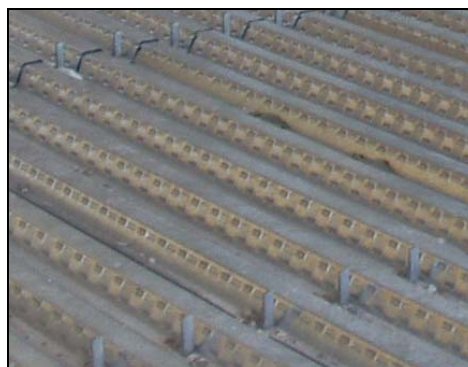


Figura 5.9: Conectores.

Esta solução tem a vantagem de ser mais leve que a anterior, com cerca de 2kN/m^2 . Do ponto de vista das exigências funcionais de resistência ao fogo, isolamento acústico e térmico, este tipo de soluções apresenta bons resultados, embora tenha que se recorrer a pinturas de protecção que podem encarecer esta técnica. Outro aspecto que pode ser relevante de acordo com as imposições arquitectónicas, é o facto de a laje colocada sobre os perfis conduzir a uma altura considerável, o que em conjunto com os acabamentos e instalações suspensas podem limitar o pé-direito livre das novas habitações.

5.5.2. Implementação e modelação

As chapas de aço ao terem a função de cofragem, armadura e acabamento tornam o processo de implementação mais expedito que a solução tradicional de laje de betão armado. De seguida serão enumerados os procedimentos a adoptar para a colocação em prática deste reforço.

Todas as actividades de remoção do pavimento existente e escoramento das paredes exteriores devem ser executadas conforme já foi referido. O segundo passo a ser realizado é a execução da grelha de perfis metálicos, que devem ser ligados às paredes resistentes através de buchas químicas ou chumbadores selados.

De seguida, deve-se colocar a chapa de aço sobre os perfis, colocando-se conectores para garantir a ligação entre as vigas metálicas e a laje mista (Figura 5.9). Estes elementos podem ainda contribuir para que as vigas e a laje funcionem em conjunto (conexão total), obtendo-se uma maior altura útil, o que permite reduzir a altura dos perfis. Devido ao incremento das exigências de cálculos e de verificações regulamentares, para os vãos correntes assume-se que os perfis e a laje funcionam independentemente (sem conexão), o que não conduz a um consumo excessivo de materiais [46].

As armaduras que são necessárias colocar na lâmina de betão são geralmente em pouca quantidade, graças a se poder tirar partido do aço da própria chapa colaborante, para a resistência durante a fase de serviço, advindo daí mais uma vantagem desta solução. O posterior processo de betonagem pode ser executado sem recurso a cofragem tradicional ou escoramento, o que a torna uma solução bastante expedita e que permite poupar bastante tempo durante a fase da presa do betão.

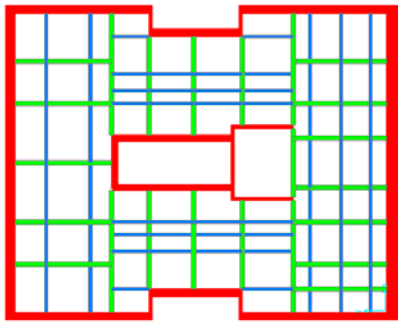


Figura 5.10: Malha de perfis metálicos (azul – HEA200, verde – HEA300).

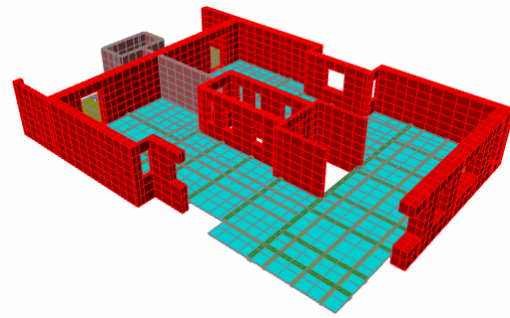


Figura 5.11: Modelo com pavimento em laje colaborante

A modelação consistiu na simulação dos perfis metálicos com elementos de barra com as mesmas propriedades geométricas que os elementos reais. Assumiu-se que os perfis secundários (HEA200, a azul na Figura 5.10) estavam simplesmente apoiados nos perfis principais (HEA 300, a verde na Figura 5.10), que por sua vez vencem o vão entre a parede exterior e o saguão.

A laje foi modelada com elementos *de casca*, com uma espessura equivalente, para possuir uma inércia equivalente à secção real (Figura 5.11). A inércia de uma nervura da laje é de $966,9\text{cm}^4$, com uma largura de $0,205\text{m}$ e uma altura de $0,10\text{m}$ (Figura 5.12). Fazendo a equivalência a uma secção rectangular obtém-se uma altura de $0,0827\text{m}$. No modelo considerou-se uma espessura de 8cm . A sua massa foi considerada através de uma carga de faca distribuída ao longo dos perfis em que se apoia.

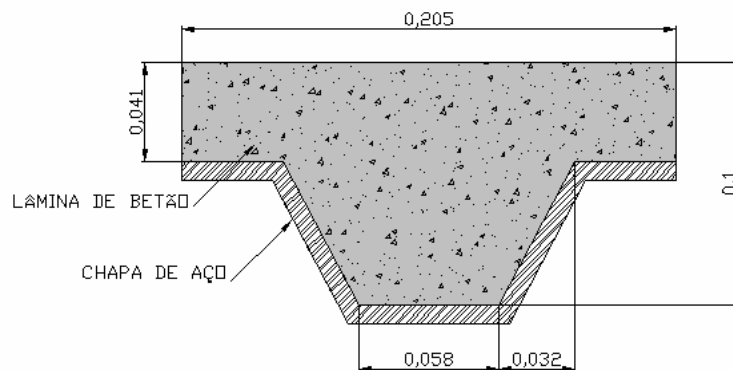


Figura 5.12: Dimensões de uma nervura da laje colaborante considerada.

5.5.3. Resultados

Há semelhança dos modelos anteriores apresentam de seguida os resultados obtidos para o reforço com recurso a uma laje colaborante.

Os resultados da análise modal realizada estão apresentados no Quadro 5.7. Esta solução tem uma frequência mais elevada que as anteriores devido ao aumento da rigidez dos pisos, não havendo um aumento da massa global.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,72	2,67	2,75
Participação Modal em Massa [%]	60	35	39
Participação Modal em Massa Total [%]	95	94	97
Modo de Vibração Fundamental	1	2	3

Quadro 5.7: Resultados da análise modal para a laje de cofragem colaborante.

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
8722,6	9273,8	873,0	110520,2	91127,2	109327,8

Quadro 5.8: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para a laje de cofragem colaborante.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 – Exterior	0,0022	0,0022	0,0014	0,0014
0 – Saguão	0,0011	0,0011	0,0014	0,0014
1 – Exterior	0,0088	0,0066	0,0043	0,0029
1 – Saguão	0,0077	0,0066	0,0043	0,0030
2 – Exterior	0,0177	0,0089	0,0075	0,0033
2 – Saguão	0,0162	0,0085	0,0076	0,0033
3 – Exterior	0,0271	0,0094	0,0108	0,0033
3 – Saguão	0,0246	0,0085	0,0110	0,0033
4 – Exterior	0,0341	0,0070	0,0138	0,0030
4 – Saguão	0,0315	0,0068	0,0141	0,0031
5 – Exterior	0,0375	0,0034	0,0165	0,0027
5 – Saguão	0,0360	0,0045	0,0166	0,0025

Quadro 5.9: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para a laje de cofragem colaborante.

Desl X (m)		Desl Y (m)	
1-Ext	0,0318	3-Ext	0,0162
2-Ext	0,0352	4-Ext	0,0163
3-Ext	0,0375	5-Ext	0,0158
1-Sag	0,0338	3-Sag	0,0162
2-Sag	0,0350	4-Sag	0,0166
3-Sag	0,0357	5-Sag	0,0161

Quadro 5.10: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para a laje de cofragem colaborante.

Relativamente às reacções na base, observou-se um aumento dos esforços relativamente ao modelo original, embora em menor quantidade do que na solução da laje com betão armado (Quadro 5.9). Os deslocamentos em altura foram reduzidos consideravelmente em comparação com o modelo original (Quadro 5.9). Do mesmo modo também se pôde verificar que esta solução consegue garantir a propriedade de diafragma rígido do pavimento, uma vez que os deslocamentos relativos entre os pontos de referência do saguão e das paredes da fachada são semelhantes para cada uma das direcções consideradas (Quadro 5.10).

Como já foi atrás referido, esta técnica partilha dos benefícios do aumento de resistência de uma laje de betão normal, mas com a vantagem do processo de betonagem ser bastante simplificado, por não haver a necessidade de se recorrer a escoramentos. Por outro lado por ser uma solução mais leve consegue reduzir as sobrecargas sobre a estrutura existente, assim como provoca esforços sísmicos na base menos significativos.

5.6. Recurso a pavimento metálico

5.6.1. Generalidades

A solução de substituir o pavimento por uma estrutura constituída por uma grelha de aço assente em perfis metálicos, não é interessante para edifícios habitacionais. Contudo esta solução pode ser interessante se o edifício passar a albergar escritórios ou indústria (Figura 5.13).

Em relação às técnicas anteriores destaca-se como vantagem, o facto de ser mais leve, com cerca de 1kN/m^2 . Contudo tem muitas desvantagens funcionais, pois não garante uma compartimentação eficiente entre pisos e não permite o isolamento térmico ou sonoro. Os problemas de substituição do pavimento de madeira, já referidos nas técnicas anteriores também se repete neste caso, embora tenha a vantagem dos materiais serem mais baratos e de terem uma colocação mais simples.

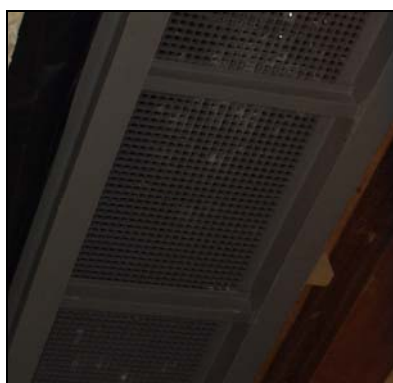


Figura 5.13: Exemplo de grelha para o pavimento.

Considerou-se que as grelhas assentavam sobre a mesma malha de perfis que na solução com a laje colaborante. Contudo os vãos de 2,0m considerados, obrigariam a utilizar uma grelha cara. Razão pela qual se pode colocar madres para reduzir os vãos e assim sendo, escolher-se uma tipologia mais económica.

A resistência deste tipo de pavimentos está definida nas tabelas técnicas dos próprios fornecedores e varia de acordo com a altura da grelha e com o tamanho da quadrícula. Existem no mercado diversas soluções distintas para este tipo de pavimentos.

5.6.2. Implementação e modelação

O processo de colocação deste pavimento consiste numa simplificação do anterior. Todos os aspectos sobre a colocação dos perfis, referidos no ponto anterior podem ser adaptados a esta solução. Em seguida, é apenas necessário colocar e fixar as grelhas aos perfis. Como se referiu anteriormente, pode ser necessário colocar perfis intermédios para cortar os vãos, para não ser necessário grelhas mais robustas.

Na modelação considerou-se apenas os perfis metálicos carregados com a massa da grelha, pois assumiu-se que a grelha não contribui para a resistência a acções horizontais (Figura 5.14).

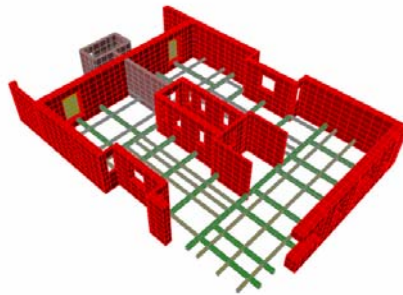


Figura 5.14: Modelo com pavimento metálico.

5.6.3. Resultados

O primeiro parâmetro analisado foi o conjunto das novas características modais do edifício. Por observação do Quadro 5.11, é possível constatar-se que as frequências próprias do edifício ficaram inferiores ao modelo original, em resultado da diminuição da rigidez ao nível dos pisos.

Outro efeito da diminuição da rigidez foi a diminuição dos esforços ao nível da base do edifício (Quadro 5.12) para a acção sísmica.

Relativamente à análise dos deslocamentos em altura observa-se um aumento significativo comparativamente ao modelo base, com maior relevância nos pisos superiores (Quadro 5.13). Os deslocamentos ao longo das paredes resistentes ao nível do último piso permite concluir que esta solução não consegue compatibilizar os deslocamentos horizontais em toda a planta, assim sendo não dotando o pavimento do edifício de propriedades de diafragma rígido (Quadro 5.14).

A única vantagem que advém desta técnica é a facilidade de execução e o custo comparativo com os métodos já referidos. Contudo os problemas funcionais ou habitacionais e o facto de não contribuir para o aumento do desempenho sísmico do edifício tornam esta solução pouco atractiva.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,22	2,40	1,96
Participação Modal em Massa [%]	45	58	11
Participação Modal em Massa Total [%]	95	90	90
Modo de Vibração Fundamental	1	3	2

Quadro 5.11: Resultados da análise modal para o pavimento metálico.

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
7081,9	9758,1	436,6	93974,3	73050,9	93887,8

Quadro 5.12: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para o pavimento metálico.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0030	0,0030	0,0020	0,0020
0 - Saguão	0,0043	0,0043	0,0035	0,0035
1 - Exterior	0,0150	0,0120	0,0067	0,0047
1 - Saguão	0,0160	0,0117	0,0075	0,0040
2 - Exterior	0,0343	0,0193	0,0127	0,0060
2 - Saguão	0,0342	0,0182	0,0115	0,0040
3 - Exterior	0,0540	0,0197	0,0173	0,0046
3 - Saguão	0,0540	0,0197	0,0161	0,0046
4 - Exterior	0,0724	0,0185	0,0218	0,0045
4 - Saguão	0,0725	0,0185	0,0203	0,0041
5 - Exterior	0,0885	0,0161	0,0257	0,0038
5 - Saguão	0,0888	0,0163	0,0241	0,0038

Quadro 5.13: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para o pavimento metálico.

Desl X (m)		Desl Y (m)	
1-Ext	0,0230	3-Ext	0,0143
2-Ext	0,0885	4-Ext	0,0257
3-Ext	0,0372	5-Ext	0,0126
1-Sag	0,0770	3-Sag	0,0241
2-Sag	0,0888	4-Sag	0,0212
3-Sag	0,0855	5-Sag	0,0238

Quadro 5.14: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para o pavimento metálico.

5.7. Recurso a tirantes de aço

5.7.1. Generalidades

A última técnica de reforço ensaiada consiste na colocação de tirantes de aço através dos barrote de madeira do pavimento existente. Procurou-se reforçar individualmente cada divisão e proceder-se à ligação entre divisões, através de fixações ao longo das paredes divisórias (Figura 5.15).

As barras de aço são ancoradas junto aos cantos das divisões e colocadas em tensão com recurso a esticadores colocados entre os barrote do pavimento. A ligação entre divisões é garantida através de estruturas metálicas nos cantos e perfis metálicos ao longo das paredes divisórias. Na direcção paralela aos barrote utilizam-se perfis UNP, enquanto que na outra direcção se utilizam cantoneiras que se interrompem parcialmente na zona dos barrote (Figura 5.16).

De todas as soluções ensaiadas esta é a única que apresenta uma quase total reversibilidade, ao que se acresce a possibilidade de se fazer esta intervenção com um impacte mínimo no funcionamento do edifício. Ou seja, através de um planeamento cuidadoso, é possível actuar em edifícios habitados, sem ser forçoso que estes sejam realojados durante a fase de implementação.

Por fim é também importante referir que esta solução contribui pouco para o aumento da massa global do edifício, não sendo à partida necessário proceder-se ao reforço das paredes resistentes por causa do aumento das cargas, como acontece em algumas das técnicas anteriores.

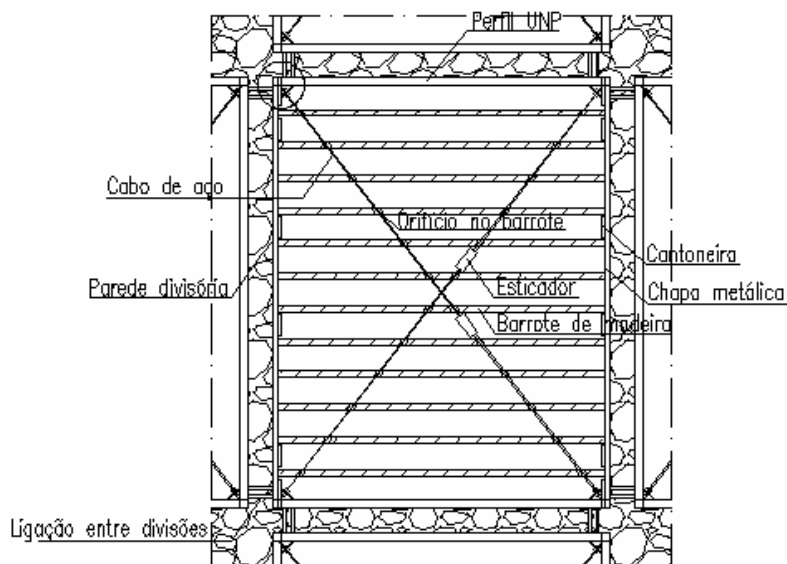


Figura 5.15: Reforço do pavimento com tirantes.

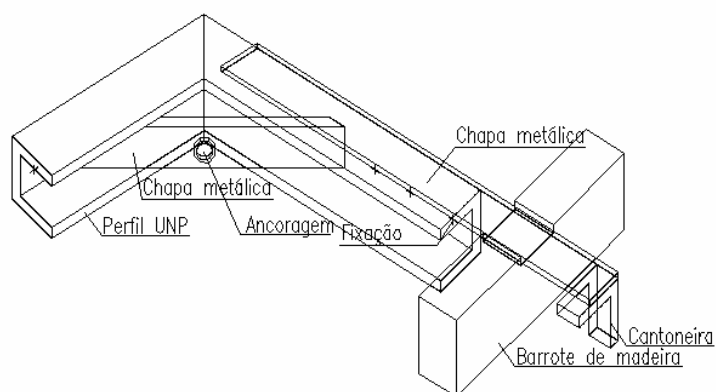


Figura 5.16: Pormenor de ligação nos cantos das divisões.

5.7.2. Implementação e modelação

O processo de implementação desta solução obriga a uma série de trabalhos que podem exigir mão-de-obra especializada para garantir o seu bom funcionamento. De um modo geral a intervenção deve ser realizada por levantamento do pavimento para preservar os estuques ornamentados dos tectos. Caso haja interesse pode-se procurar fasear os trabalhos de modo a possibilitar que as pessoas continuem a habitar o edifício durante as obras de reforço. De seguida descreve-se o procedimento idealizado para esta solução, contudo sendo este um método complexo é susceptível de sofrer alterações de modo a agilizar a sua implementação e para estar mais de acordo com as competências da empresa executante.

O processo de reforço tem início com o levantamento do soalho e com a abertura de orifícios nos barrote para a passagem dos varões de aço. De seguida são colocados os varões de modo a fazerem diagonalizações em cada divisão (Figura 5.15).

O passo seguinte é a colocação dos perfis e elementos metálicos junto às paredes para garantir a ligação entre divisões. Nas paredes da divisão que forem paralelas ao andamento dos barrote principais, os perfis metálicos devem estar ligados de uma divisão para a seguinte, através de elementos de ligação correntes, como parafusos. Na outra direcção para não se cortar os barrote, colocam-se cantoneiras entre os barrote e ligam-se umas às outras através de uma chapa metálica, soldada à aba superior do perfil. Também estes elementos devem ser ligados entre divisões para garantir o funcionamento global do reforço.

Por fim é necessário garantir a correcta ligação dos tirantes de aço à restante estrutura de reforço. Assim sendo previu-se o sistema de ancoragem definido na Figura 5.16. Para tencionar os varões considerou-se a colocação de esticadores entre os barrote que permitem ajustar o nível de tensão dos cabos.

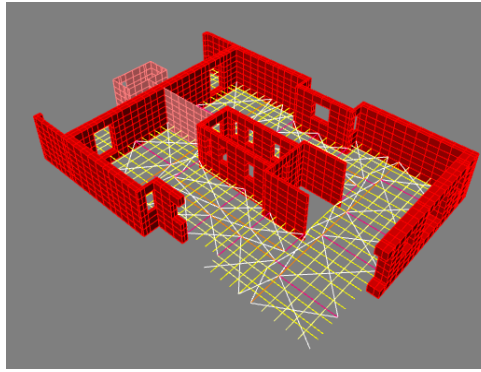


Figura 5.17: Modelo com tirantes de aço.

A modelação desta técnica de reforço consistiu na colocação de elementos “de barra” com o diâmetro de 32mm a fazer as duas diagonais de cada divisão (Figura 5.17).

5.7.3. Resultados

Este reforço consegue aumentar ligeiramente as frequências próprias dos diferentes modos de vibração comparativamente com o modelo original. Isto fica-se a dever ao aumento de rigidez ao nível dos pisos, em conjunto com um aumento pouco significativo da massa global do edifício (Quadro 5.15).

Outro resultado do aumento da rigidez foi o aumento das reacções de base do modelo. Embora também este aumento não seja muito significativo em comparação com os valores de referência do modelo base (Quadro 5.16).

Por observação do Quadro 5.17 é possível concluir-se que esta técnica consegue contribuir para a redução dos deslocamentos relativos entre pisos que são responsáveis pelo aumento das forças de corte ao nível das paredes resistentes entre pisos.

Em relação aos deslocamentos ao nível do último piso (Quadro 5.18), observa-se que os deslocamentos nos pontos de referência para cada uma das direcções em paralelo são mais aproximados que no modelo original. Contudo, encontram-se abaixo dos valores registados para o reforço com a laje de betão armado ou da laje de cofragem colaborante.

Esta técnica tem como grande vantagem ser a única que tira partido do pavimento existente, reforçando-o e melhorando a sua rigidez no plano.

	Direcção X (translação)	Direcção Y (translação)	Direcção Z (rotação)
Frequência [Hz]	1,42	2,36	2,42
Participação Modal em Massa [%]	60	36	39
Participação Modal em Massa Total [%]	93	92	93
Modo de Vibração Fundamental	1	2	3

Quadro 5.15: Resultados da análise modal para o reforço com tirantes de aço.

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
9122,9	10651,3	665,3	110170,4	104004,7	110647,4

Quadro 5.16: Esforços sísmicos máximos ao nível das fundações para o reforço com tirantes de aço.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0036	0,0036	0,0022	0,0022
0 - Saguão	0,0018	0,0018	0,0024	0,0024
1 - Exterior	0,0122	0,0086	0,0057	0,0035
1 - Saguão	0,0118	0,0100	0,0059	0,0036
2 - Exterior	0,0250	0,0127	0,0103	0,0046
2 - Saguão	0,0251	0,0133	0,0097	0,0037
3 - Exterior	0,0380	0,0130	0,0140	0,0037
3 - Saguão	0,0384	0,0133	0,0134	0,0037
4 - Exterior	0,0496	0,0116	0,0174	0,0034
4 - Saguão	0,0501	0,0117	0,0166	0,0033
5 - Exterior	0,0591	0,0095	0,0205	0,0031
5 - Saguão	0,0602	0,0101	0,0196	0,0030

Quadro 5.17: Deslocamentos absolutos e relativos em altura para o reforço com tirantes de aço.

Desl X (m)		Desl Y (m)	
1-Ext	0,0394	3-Ext	0,0179
2-Ext	0,0591	4-Ext	0,0205
3-Ext	0,0501	5-Ext	0,0168
1-Sag	0,0522	3-Sag	0,0196
2-Sag	0,0588	4-Sag	0,0192
3-Sag	0,0600	5-Sag	0,0192

Quadro 5.18: Deslocamentos no último piso em pontos de referência para o reforço com tirantes de aço.

5.8. Comparação do desempenho

5.8.1. Generalidades

A avaliação do desempenho sísmico das diferentes técnicas de reforço consistiu na comparação dos diferentes parâmetros que já foram analisados individualmente para cada caso. Ou seja, considerou-se as frequências próprias do edifício após cada uma das intervenções, as reacções na base do edifício e os deslocamentos do edifício para a solicitação da acção sísmica definida no capítulo 3. A avaliação

dos deslocamentos foi feita a dois níveis. Primeiro foi feita a comparação dos deslocamentos máximos de cada piso. Posteriormente avaliou-se o deslocamento de diferentes pontos notáveis em planta, ao nível do último piso. Por fim faz-se uma avaliação comparativa de parâmetros mais práticos, tais como a facilidade de aplicação, custo e grau de reversibilidade.

5.8.2. Análise modal e de esforços

Na Figura 5.18 estão comparadas as frequências de vibração para os modos de vibração fundamentais. Como é possível observar a solução com maior frequência de vibração é a laje colaborante, podendo-se concluir que é uma solução que contribui significativamente para o aumento da rigidez do edifício. De seguida encontram-se a solução com tirantes e a laje de betão com resultados próximos. Isto deve-se em parte ao aumento substancial da massa na solução de betão o que contrapõe o aumento de rigidez, uma vez que seria espectável que esta fosse a solução mais rígida.

A solução com o pavimento metálico é a mais flexível de todas as testadas, sendo ainda mais que o modelo original. Contudo é interessante referir-se que nestes dois casos, o modo de vibração que corresponde à translação segundo a maior direcção (Y) é o terceiro modo de vibração ao contrário dos restantes casos em que é o segundo.

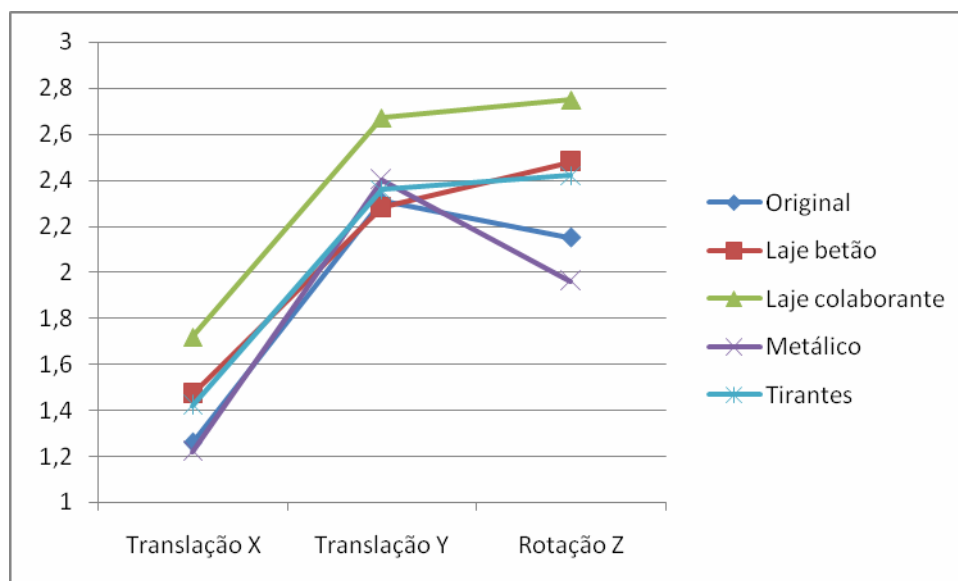


Figura 5.18: Frequências próprias de vibração [Hz].

Os resultados obtidos para a análise modal também se reflectem nos valores das reacções ao nível da base para a acção sísmica considerada (Figura 5.19). As soluções mais rígidas são as que apresentam os esforços mais significativos, dos quais se destaca o reforço com recurso a lajes de betão. A solução com tirantes e com laje colaborante apresentam esforços semelhantes, sendo o pavimento metálico o método menos solicitado, uma vez mais, com resultados inferiores ao do edifício original.

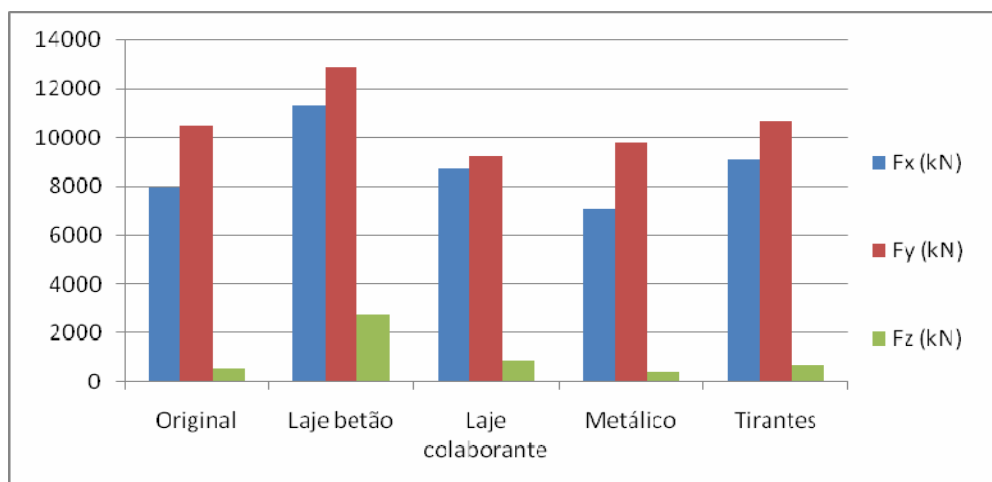


Figura 5.19: Comparação dos esforços ao nível das fundações.

5.8.3. Análise de deslocamentos

A comparação dos deslocamentos em altura permite determinar qual é a técnica que consegue minimizar os esforços sísmicos. Os resultados obtidos para os deslocamentos absolutos máximos segundo a menor direcção do edifício (X), para cada uma das técnicas de reforço, estão representados na Figura 5.20, para a maior direcção (Y) estão apresentados na Figura 5.21.

A técnica que apresenta os melhores resultados em ambas as direcções é a da laje de cofragem colaborante. A técnica de reforço com tirantes apresenta resultados semelhantes à laje de betão, podendo-se ainda referir que a pior técnica é a do pavimento metálico, com piores resultados que o pavimento original. Este fenómeno tem ainda maior relevância para os deslocamentos segundo a menor dimensão.

Em complemento, pode-se observar a Figura 5.22 onde estão apresentados os deslocamentos relativos segundo a menor dimensão para cada piso. Numa e noutra direcção os resultados são semelhantes. De um modo geral as conclusões mantêm-se, mas importa referir que os pisos com os maiores deslocamentos relativos são o primeiro e o segundo. Este facto é relevante para o estudo do reforço com dissipadores viscosos apresentado no capítulo seguinte.

À partida poder-se-ia esperar que os melhores resultados se obtivessem para a solução com a laje de betão, devido ao aumento de rigidez que provoca, contudo obtêm piores resultados que a laje colaborante devido à maior força de inércia que se desenvolve, devido à maior massa em movimento.

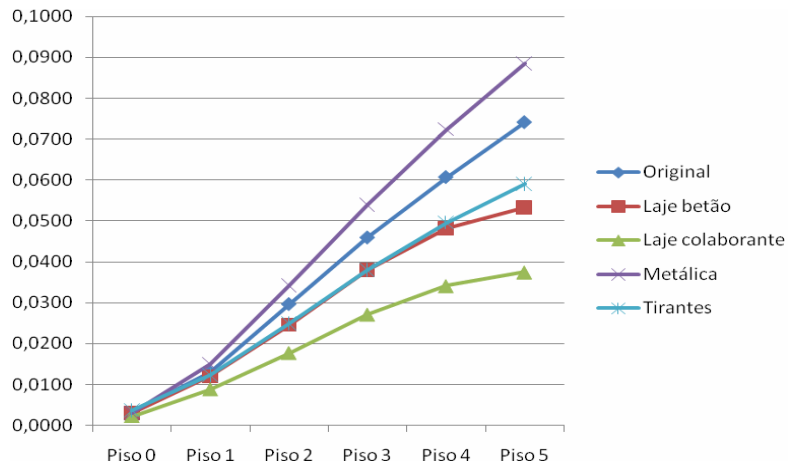


Figura 5.20: Deslocamento em altura segundo a menor dimensão (X) [m].

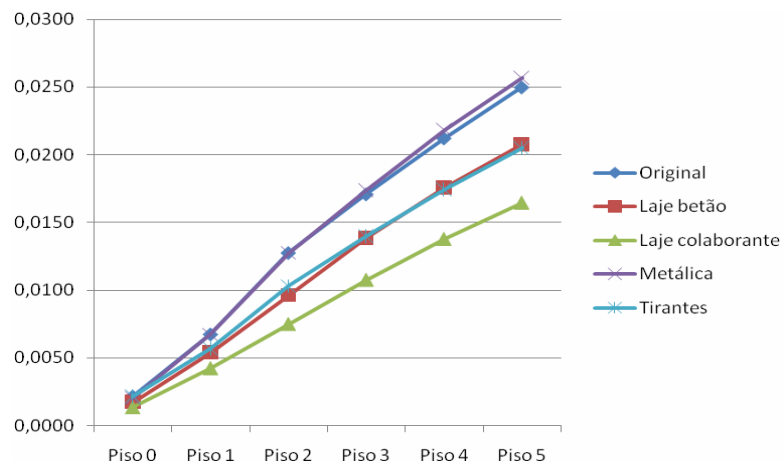


Figura 5.21: Deslocamento em altura segundo a maior dimensão (Y) [m].

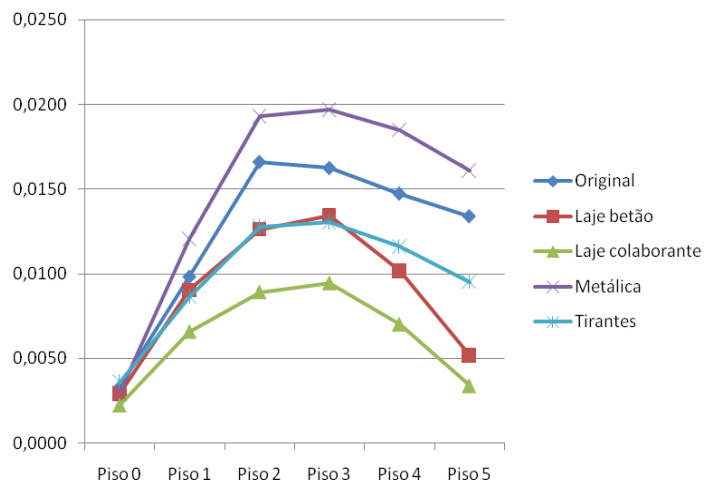


Figura 5.22: Deslocamento relativo em altura segundo a menor dimensão (X) [m].

A segunda análise aos deslocamentos registados pretende avaliar a sua variação ao nível do último piso em pontos de referência da fachada e do saguão já identificados. Quanto melhor for o desempenho como diafragma rígido, menores serão as diferenças entre os deslocamentos horizontais, em cada um destes pontos, para ambas as direcções em separado. Na Figura 5.23 estão identificados os deslocamentos em planta para três pontos na fachada e três pontos no saguão segundo a menor dimensão, na Figura 5.24 estão representados os resultados análogos para a maior dimensão do edifício.

No modelo original é visível que os deslocamentos no saguão são superiores aos da fachada, ou seja ambas as paredes estão a vibrar independentemente. Também o ponto do meio da fachada apresenta maiores deslocamentos que os dos cantos. A solução metálica ainda apresenta maior disparidade de resultados que a solução original, como já tem sido referido.

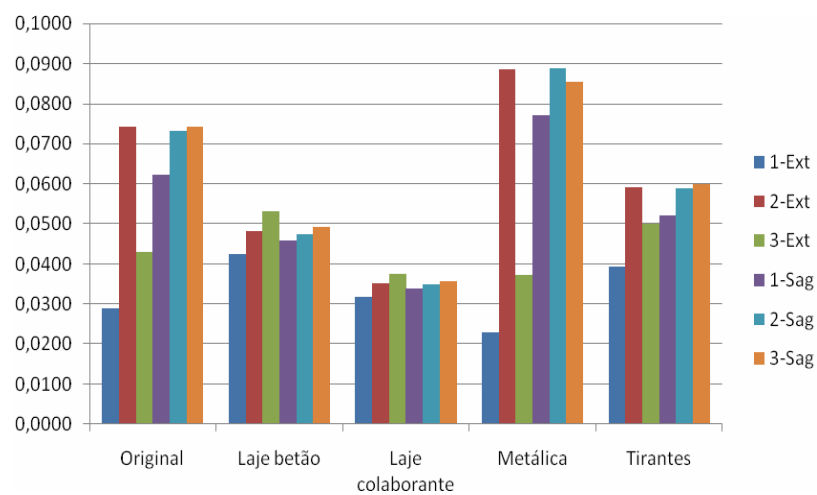


Figura 5.23: Deslocamento segundo a menor dimensão (X) ao nível do último piso [m].

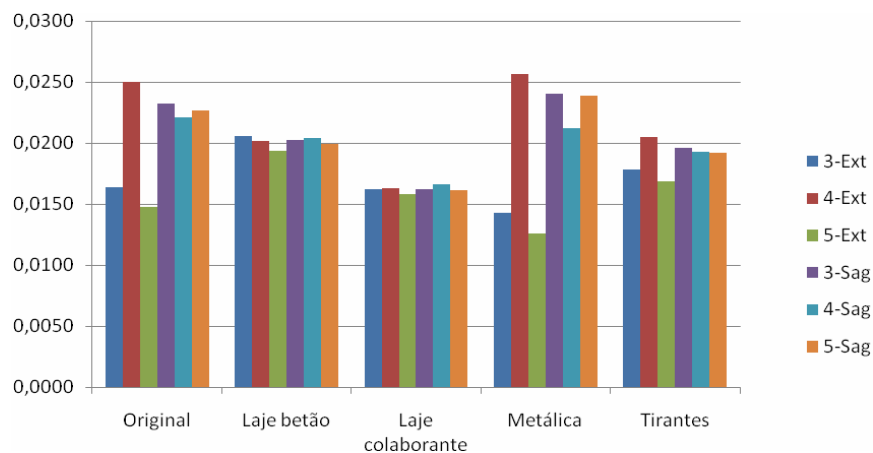


Figura 5.24: Deslocamento segundo a maior dimensão (Y) ao nível do último piso [m].

A laje colaborante e a laje de betão apresentam ambas pouca disparidade de deslocamentos, contudo devido à maior massa, a solução da laje de betão apresenta maiores deslocamentos. A solução com tirantes apresenta deslocamentos próximos, mas com maior dispersão que as duas anteriores, com maior expressão na fachada. Os resultados obtidos apresentam maiores diferenças segundo a menor dimensão, pois as paredes perpendiculares a esta dimensão têm maior comprimento e conseqüentemente maiores deslocamentos no ponto médio. Contudo a globalidade das conclusões é similar para ambas as direcções.

5.8.4. Facilidade de implementação

Após a análise do desempenho estrutural de cada uma das técnicas é importante fazer-se uma ponderação da sua facilidade de implementação e do impacte no edifício existente.

Das quatro técnicas ensaiadas a única que apresenta reversibilidade, quase total, é a solução com recurso a tirantes de aço. Esta técnica embora exija mão-de-obra qualificada, devido ao nível de exigência dos pormenores a executar, é a que tem menor implicação no funcionamento do edifício. Do mesmo modo, ao ser a que produz menos resíduos é a que tem menor impacte ambiental, que também é um parâmetro social importante actualmente.

As restantes soluções exigem que se retire o pavimento na sua totalidade, o que obriga a um escoramento adicional das fachadas. Deste modo o edifício teria que estar vazio durante todo o processo de reforço, o que leva à necessidade de existirem habitações provisórias para o realojamento das pessoas. Para se fazer uma intervenção tão exaustiva, não se justifica que se continue a tirar partido das paredes de alvenaria para a resistência do edifício. Em seu lugar poder-se-á construir uma nova estrutura de betão armado, sendo a fachada apenas preservada por questões arquitectónicas, como se tem realizado com frequência, por exemplo em Lisboa.

Tendo presente o que atrás foi referido, as soluções com recurso a um pavimento metálico ou com recurso a uma laje de cofragem colaborante podem ser interessantes na medida em que têm um processo de construção mais rápido e económico que a reconstrução total. Devido aos problemas funcionais e obtendo piores resultados que a solução original, a solução com o pavimento metálico não deve ser executada. Contudo a solução de uma laje mista consegue melhorar a resistência sísmica do edifício ao mesmo tempo que consegue garantir as necessidades habitacionais e de segurança em níveis bastante aceitáveis. O que a torna uma técnica a considerar em projectos de reforço.

Assim sendo de um ponto de vista estritamente de melhoria do comportamento sísmico do edifício, a técnica a adoptar é a da substituição do pavimento existente por uma laje mista, assente em perfis metálicos, por ser a que consegue garantir as propriedades de diafragma rígido dos pisos aliado a uma redução global dos deslocamentos entre pisos. Contudo a solução mais equilibrada, considerando o impacte sobre o edifício e a melhoria da resistência sísmica, é o reforço com recurso a tirantes de aço, pelas diversas razões atrás enumeradas.

6. Reforço com dissipadores viscosos

6.1. Generalidades

O recurso ao fenómeno de dissipação da energia por amortecimento para melhorar o desempenho das estruturas para solicitações sísmicas já é corrente em obras de arte, tendo sido utilizada em Portugal, por exemplo na Ponte Vasco da Gama onde foram utilizados dissipadores hysteréticos, para controlar os deslocamentos longitudinais na ligação entre a torre e o tabuleiro, para acções sísmicas (Figura 6.1) [42] [40].

Contudo em edifícios, que pela sua natureza são estruturas mais complexas é necessário uma maior dimensão de cálculo. Para este tipo de estudo não se pode recorrer a análises lineares afectadas por um coeficiente de comportamento para ter em conta a sua ductilidade. Para se obter resultados com fiabilidade é necessário realizar-se análises não lineares de integração no tempo conforme descrito no cap. 3. Actualmente os programas de cálculo automático correntes já têm capacidade de realizar este tipo de análise de modo expedito, podendo tornar as análises não lineares viáveis de serem consideradas no dimensionamento de estruturas reais.



Figura 6.1: Dissipadores hysteréticos utilizados na Ponte Vasco da Gama [40].



Figura 6.2: Dissipadores viscosos [S13].

Os dissipadores dividem-se em dois tipos: os hysteréticos (Figura 6.1) e os viscosos (Figura 6.2). Os hysteréticos dissipam energia através da capacidade de deformação plástica de elementos metálicos, como por exemplo o aço. Os dissipadores viscosos dependem da relação força (F) - velocidade (v) e da viscosidade do fluido nos êmbolos do amortecedor, definida através do parâmetro C da equação seguinte (eq. 6.1).

$$F=C.v(t) \quad (\text{eq. 6.1})$$

Os dissipadores viscosos dissipam grandes quantidades de energia quando submetidos a deformações ao longo do tempo, respondendo com uma resistência moderada. O funcionamento deste tipo de dissipadores consiste na passagem de um fluido entre duas câmaras, havendo dissipação de energia por calor no decorrer desse processo. Este equipamento não tem bons desempenhos para baixas velocidades, mas para o tipo de vibrações desenvolvida durante a ocorrência de um sismo consegue níveis de dissipação de energia consideráveis. Estes aparelhos podem ser aplicados a estruturas fixas ou em complemento a estruturas com isolamento de base, quer edifícios ou pontes [35].

Neste trabalho utilizaram-se dissipadores viscosos para reforçar o “Gaioleiro”. Esta técnica ainda não foi utilizada em Portugal, mas já existem exemplos de utilização no estrangeiro. No seguimento do trabalho anterior onde foram evidenciadas as vantagens desta técnica de reforço sísmico relativamente a outras técnicas, pretende-se agora aprofundar o seu estudo através da avaliação de diferentes disposições e características de modo a melhorar o desempenho.

Para que este reforço seja eficiente o pavimento deveria ser um diafragma rígido. Assim sendo e de acordo com os resultados do estudo do capítulo anterior decidiu-se adoptar a solução com tirantes de aço, juntamente com a aplicação dos dissipadores viscosos. A escolha deste reforço deve-se aos bons resultados apresentados, assim como ao facto de ser a solução com menor impacte para o edifício.

6.2. Implementação

Esta solução apresenta pouca penetração e é praticamente reversível, o que a torna interessante do ponto de vista da reabilitação. Para se proceder à sua implementação é necessário a criação de uma estrutura de suporte dos dissipadores viscosos, que deve ser garantida a sua ligação ao edifício existente para se obter uma melhoria de desempenho, funcionando em conjunto.

A existência de saquões permite que se estude uma solução em que se coloca uma estrutura auxiliar de suporte dos dissipadores viscosos, com pouco impacte no funcionamento do edifício.

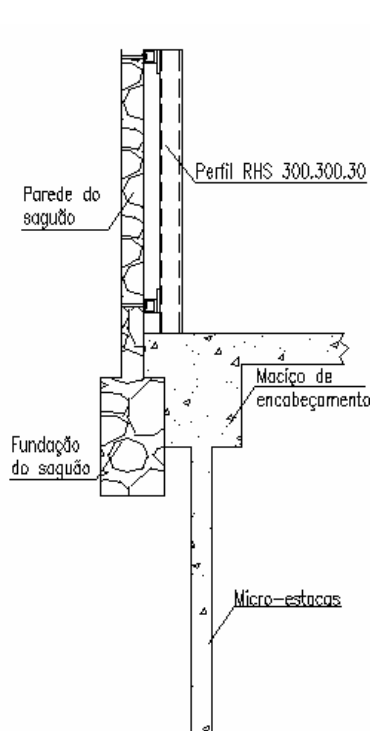


Figura 6.3: Fundação da estrutura de apoio aos dissipadores viscosos [35].

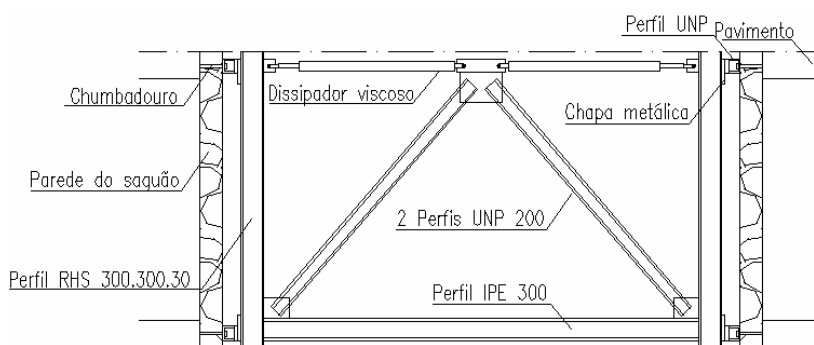


Figura 6.4: Estrutura metálica de apoio aos dissipadores viscosos (alçado) [35].

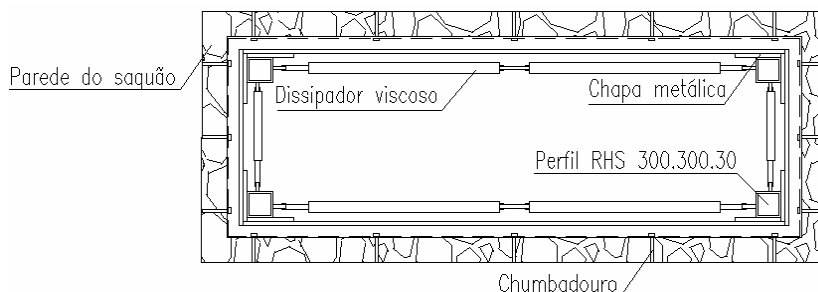


Figura 6.5: Estrutura metálica de apoio aos dissipadores viscosos (planta) [35].

As fundações desta estrutura devem ser o primeiro processo a ser realizado. Uma vez mais, se refere a solução de micro-estacas como a técnica mais expedita e que garante a maior resistência. Em

adição aos comentários já tecidos relativamente às micro-estacas, alerta-se para que os novos maciços sejam independentes da estrutura existente, de modo a que o funcionamento de uma não prejudique o da outra (Figura 6.3).

O suporte aos dissipadores consiste numa estrutura metálica colocada no interior do saguão central. Neste trabalho foram testadas duas formas diferentes para a colocação dos dissipadores e a sua respectiva estrutura de suporte. A primeira é a mesma já utilizada no trabalho anterior, apresentada no capítulo 3, e cuja disposição foi idealizada de acordo com o projecto de reforço do Hotel Woodland na Califórnia (Figura 6.4 e Figura 6.5) [43] [S13]. A segunda concepção é mais simples, sendo apenas constituído por montantes tubulares onde apoiam directamente os dissipadores (Figura 6.6). O primeiro método obriga à colocação de 6 dissipadores por piso, num total de 36. O segundo implica a colocação de 4 dissipadores por piso, num total de 24.

As primeiras três soluções estudadas utilizam a disposição definida na Figura 6.4, fazendo-se variar as características dos dissipadores em altura de acordo com os esforços ou deslocamentos a que estão sujeitos. A quarta solução ensaiada teve como base a disposição apresentada na Figura 6.6 e utilizou as características dos dissipadores definida como mais eficiente de acordo com os primeiros três testes.

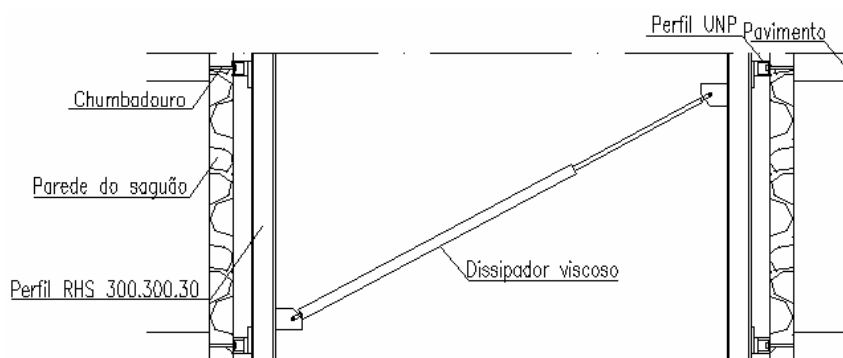


Figura 6.6: Segunda disposição ensaiada para apoio dos dissipadores viscosos.

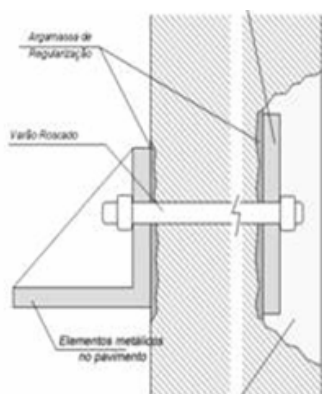


Figura 6.7: Pormenor de ligação da estrutura de suporte às paredes do saguão (adaptado de [34]).

O procedimento de montagem idealizado inicia-se com a colocação de um anel de perfis UNP em todo o bordo do saguão e ao nível de cada piso. Estes perfis devem ser ligados através de

chumbadores à estrutura de reforço do pavimento para garantir o funcionamento conjunto de ambos os reforços (Figura 6.7). Deste modo consegue-se que todo o edifício esteja solidarizado aos reforços do pavimento e aos dissipadores. Esta ligação é essencial, pois para o caso das alvenarias do saguão entrarem em rotura não se compromete o funcionamento eficaz de todo o mecanismo de reforço.

A fase seguinte consiste na colocação dos montantes nos quatro cantos do saguão. Eles irão servir de apoio aos dissipadores e transmitir os esforços até às fundações. Definiram-se perfis tubulares RHS300x300x30.

Na primeira disposição ensaiada colocaram-se duas barras inclinadas com a função de transmitir os deslocamentos do piso inferior para o nível do piso superior. Uma das extremidades do amortecedor está ligado ao vértice de intercepção das duas barras inclinadas e a outra está ligada ao vértice do pórtico ao nível do piso (Figura 6.4). Deste modo as deformações nos dissipadores são horizontais, tornando mais eficiente o seu funcionamento. Os dissipadores são instalados nas quatro faces do saguão, e ao nível de cada piso. Os perfis diagonais foram definidos como UNP200. Todos os elementos metálicos são dimensionados de acordo com as indicações regulamentares em vigor para resistir aos esforços sísmicos a que esta estrutura auxiliar está sujeita.

A segunda disposição ensaiada (Figura 6.6) difere da primeira por não apresentar os perfis diagonais, estando os dissipadores instalados na diagonal de um piso para o seguinte em cada uma das faces do saguão. Este arranjo pretende minimizar o número de aparelhos utilizados, ao mesmo tempo que se contribui para um aumento significativo da resistência sísmica do edifício.

O último passo a realizar é a colocação dos dissipadores viscosos. Actualmente a maioria destes elementos têm dimensões consideráveis, inadequadas para o reforço de um edifício. A empresa *Taylor Devices* apresenta modelos que têm orifícios especiais para a passagem dos fluidos, com uma resistência mínima, quando ocorrem solicitações sísmicas (Figura 6.8). Estes aparelhos permitem deslocamentos de cerca de 15cm e uma força de 4500kN, valores que satisfazem as exigências da estrutura estudada [S13].



Figura 6.8: Dissipadores viscosos da Taylor Devices indicados para reforço sísmico de edifícios [S13].

6.3. Modelação

A modelação desta solução no edifício em estudo consistiu na colocação de uma estrutura metálica no interior do saguão central para fixação dos dissipadores conforme descrito no ponto anterior, trabalhando-se sobre o modelo com os pisos reforçados através da colocação de tirantes metálicos.

A estrutura metálica consiste em quatro elementos de *barra* colocados no centro de gravidade dos perfis reais, ou seja afastados 0,40m da face exterior do saguão. Estes elementos foram definidos com as características de perfis RHS300x300x30, conforme descrito anteriormente. A ligação dos montantes à restante estrutura foi simulada através de dois troços de elementos de *barra* com a inércia e área multiplicada por 1000, de modo a poderem ser considerados como troços rígidos. Esta modelação pretende simular uma ligação rígida ao nível dos pisos, entre a estrutura de reforço com os dissipadores e o reforço do pavimento com tirantes de aço.

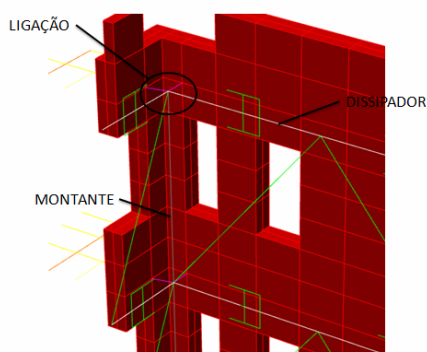


Figura 6.9: Pormenor do reforço no interior do saguão.

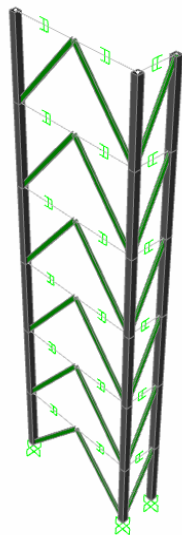


Figura 6.10: Estrutura de reforço com dissipadores viscosos

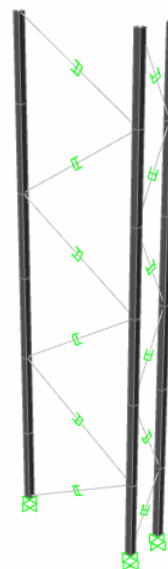


Figura 6.11: Teste 4 Estrutura de reforço

Entre as duas disposições testadas apenas se tem que referir que na primeira se colocou também elementos de *barra* diagonais, nas quatro faces do saguão para compatibilizar os

deslocamentos entre pisos sucessivos, conforme já foi referido. A estes elementos foram atribuídas as características de perfis UNP200 retiradas de tabelas técnicas [26]. A estas barras estavam ligados um dos nós dos elementos que simulam os dissipadores, enquanto que o outro estava ligado directamente aos montantes (Figura 6.10). Para esta disposição foram feitos três testes diferentes com características distintas dos dissipadores.

Na segunda disposição os elementos que simulam os dissipadores foram ligados directamente aos montantes, estando colocados na diagonal de um piso para o seguinte, nas quatro faces do saguão. Para esta modelação apenas se fez um teste com as características da melhor das três soluções anteriores.

Os dissipadores viscosos foram modelados com o elemento *link* [22]. Este elemento permite modelar diversas situações clássicas de não linearidade, tais como juntas (*gap*), amortecedores (*dampers*) e isoladores (*rubber isolator*), entre outros (Figura 6.12). Neste trabalho será utilizada apenas o comportamento de amortecedor viscoso.

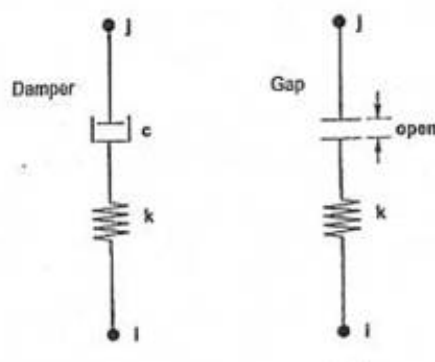


Figura 6.12: Exemplo de situações modeladas com o elemento *link* [22].

O comportamento de *damper* é baseado no modelo viscoelástico de Maxwell, consistindo num amortecedor em série com uma mola. A força a que o elemento está sujeito é dada pela seguinte equação (eq. 6.2).

$$F = K.d + Cv^\alpha \quad (\text{eq. 6.2})$$

A mola de rigidez K representa a deformação elástica do conjunto e depende do deslocamento axial (d) a que está sujeito. Para a utilização apenas das propriedades de amortecedor deve-se considerar um valor suficientemente elevado para a rigidez, de modo a que a deformação na mola seja quase nula, quando comparada com a deformação da outra parcela. Por razões numéricas basta considerar uma rigidez 10^2 a 10^4 vezes a rigidez dos elementos a que está ligado [22].

O amortecedor é definido por uma constante (C) e depende da velocidade de deformação (v). O exponencial (α) pode apresentar valores entre 0,2 e 2,0 e está relacionado com a forma do diagrama histerético que descreve a relação entre força e deslocamento. Quanto menor for o expoente, maior é a

energia dissipada (área definida pelo gráfico), conforme está apresentado na Figura 6.13 [42]. Para este trabalho considerou-se um expoente unitário.

Na modelação não se entrou com a massa dos dissipadores, considerando-se uma massa de 1×10^{-4} ton e não nulo, para evitar problemas numéricos. A rigidez da propriedade de mola (K) foi considerada com o valor de 1×10^9 kN/m, para que não houvesse deformação elástica dos elementos e o movimento ocorresse apenas através das propriedades de amortecedor.

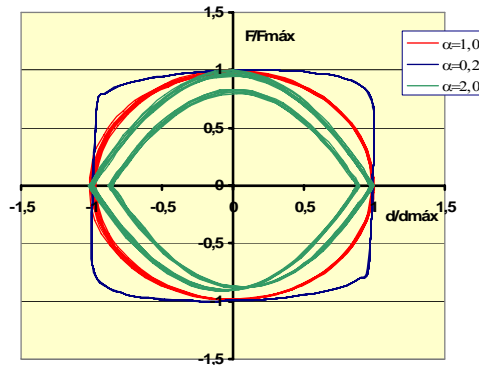


Figura 6.13: Energia dissipada para diferentes expoentes [3].

O valor de C foi obtido por um processo iterativo. Foi-se aumentando o seu valor até se registarem reduções significativas nas tracções máximas σ_{33} registadas ao nível das fundações. As tracções foram determinadas através dos esforços ao nível dos elementos de volume determinados em pontos de referência conforme definido no trabalho desenvolvido anteriormente (ver capítulo 3). No gráfico seguinte (Figura 6.14) estão representadas as tracções registadas para diferentes valores de C . O parâmetro C inicial foi definido em 12000 kN.s/m.

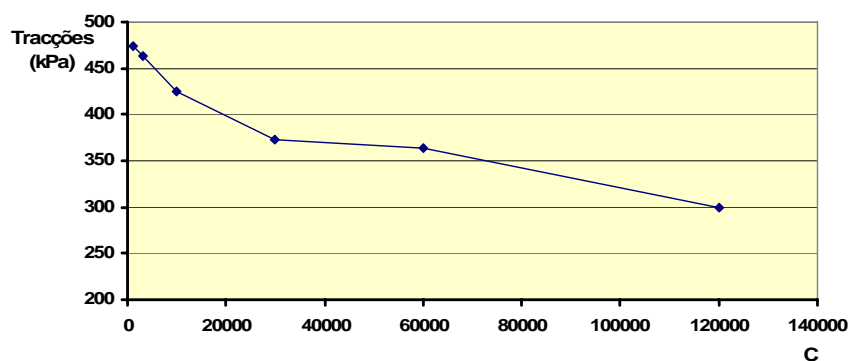


Figura 6.14: Relação entre o parâmetro C e as tracções geradas ao nível das fundações [3].

6.4. Resultados

6.4.1. Generalidades

O trabalho realizado anteriormente permitiu avaliar as vantagens do reforço de edifícios de alvenaria com recurso a dissipadores viscosos, mas não se procedeu ao estudo da sua optimização.

Assim sendo, estudaram-se modificações à solução original, para avaliar como se altera o desempenho desta técnica.

O estudo iniciou-se com a avaliação da eficiência de uma distribuição dos dissipadores viscosos, com o mesmo coeficiente C em toda a altura. Posteriormente de acordo com os resultados obtidos foi possível definir uma distribuição das características dos dissipadores de acordo com os esforços axiais que cada nível de dissipadores estava sujeito ou de acordo com o nível de deslocamentos relativos de cada piso. Por fim, adoptando a distribuição do parâmetro C mais eficiente estudou-se uma nova configuração para a colocação dos dissipadores viscosos, onde se pretendeu reduzir o número de dissipadores, mantendo uma melhoria significativa do desempenho sísmico.

À semelhança do que se fez para a análise dos reforços do pavimento, também neste estudo se limitou os parâmetros de avaliação de cada solução, para tornar o processo de comparação mais simples. Assim sendo, foram comparados os deslocamentos máximos, absolutos e relativos, ao nível de cada piso, as forças axiais verificadas em cada dissipador e o diagrama força-deslocamento para um dissipador do primeiro piso, uma vez que se verificou ser o piso mais solicitado.

Neste estudo foram avaliadas quatro disposições distintas para a aplicação dos dissipadores, estando repartidas pelas duas estruturas de suporte já definidas.

6.4.2. Teste 1

O primeiro teste consistiu na colocação de 6 dissipadores por piso, com o mesmo parâmetro C com o valor de 12000kN.s/m , conforme definido anteriormente. Os dissipadores são colocados horizontalmente no plano de cada um dos pisos e estão ligados a uma estrutura metálica colocada no interior do saguão central apresentada na Figura 6.10.

De acordo com os quadros seguintes (Quadro 6.1 e Quadro 6.2) é possível constatar que os maiores deslocamentos se verificam segundo X (menor dimensão do edifício). Isto é espectável na medida em que foram colocados metade dos aparelhos nesta direcção, devido ao espaço disponível e por ser a direcção menos rígida. Em ambas as direcções se verifica um aumento dos deslocamentos relativos em altura, a partir do segundo piso. Este fenómeno é reflectido também na distribuição dos esforços ao nível dos dissipadores em altura. Os elementos sujeitos a maior solicitação encontram-se nos pisos inferiores, principalmente no primeiro piso (Quadro 6.2).

Na Figura 6.15 está representado o diagrama força-deformação do elemento que modela o dissipador, mais solicitado, ao longo de uma acção sísmica do tipo 2 para um dos sismogramas considerados. A forma arredondada é significativa do expoente unitário que foi considerado para afectar as propriedades dos elementos *links* utilizados. Também é possível verificar que a maioria dos pares de força-deslocamento registados durante a ocorrência deste sismo é inferior aos valores máximos, estando portanto mais próximos da origem.

Como foi possível constatar os esforços e os deslocamentos de cada piso apresentam valores distintos, o que pode sugerir que se utilizasse uma distribuição das características dos dissipadores em altura, se poderia obter melhores resultados. Assim sendo, nos dois testes seguintes, pretendeu-se avaliar uma distribuição do parâmetro C, de acordo com a distribuição dos esforços em altura e outra com base na distribuição dos deslocamentos em altura.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0038	0,0038	0,0008	0,0008
0 - Saguão	0,0024	0,0024	0,0009	0,0009
1 - Exterior	0,0125	0,0086	0,0022	0,0014
1 - Saguão	0,0124	0,0100	0,0023	0,0014
2 - Exterior	0,0238	0,0114	0,0037	0,0015
2 - Saguão	0,0237	0,0113	0,0035	0,0012
3 - Exterior	0,0334	0,0096	0,0047	0,0010
3 - Saguão	0,0336	0,0099	0,0045	0,0010
4 - Exterior	0,0416	0,0082	0,0055	0,0008
4 - Saguão	0,0420	0,0084	0,0053	0,0008
5 - Exterior	0,0480	0,0065	0,0062	0,0006
5 - Saguão	0,0490	0,0070	0,0059	0,0006

Quadro 6.1: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 1.

Piso	Direcção X (kN)	Direcção Y (kN)
0	998,9	1437,0
1	2131,2	1887,1
2	1636,5	1533,9
3	414,6	1266,1
4	65,9	326,8
5	37,2	75,9

Quadro 6.2: Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste1.

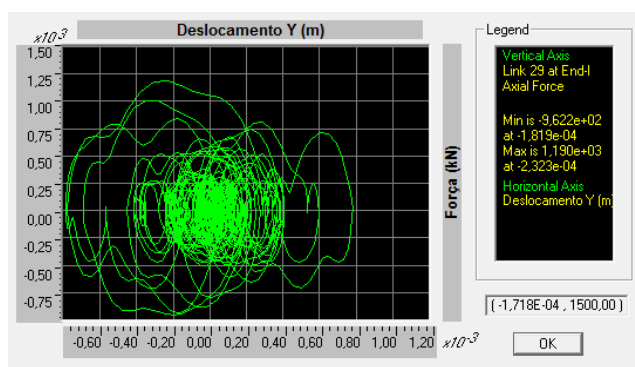


Figura 6.15: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º piso - teste 1.

6.4.3. Teste 2

A segunda disposição ensaiada pretendeu otimizar o primeiro teste através da consideração dos esforços que cada dissipador recebe.

De modo a simplificar esta análise adoptou-se como base os esforços verificados num alinhamento de dissipadores que se situava próximo da média global. No Quadro 6.3 estão indicadas as forças axiais verificadas nesse alinhamento de elementos tipo, registadas ao nível de cada piso para a maior direcção do edifício após o teste 1 e os parâmetros C equivalentes à intensidade da força aplicados no teste 2. Pretende-se através desta análise, garantir que a força total absorvida pelos dissipadores se mantenha igual ao modelo anterior, mas que todos os dissipadores estejam a trabalhar de forma optimizada.

<i>Piso</i>	<i>Força F (kN)</i>	<i>Relação F/ΣF (-)</i>	<i>Parâmetro C (kN.s/m)</i>
5	75	0,013	9 000
4	54	0,009	6 000
3	1266	0,223	160 000
2	1534	0,270	190 000
1	1691	0,298	220 000
0	1062	0,187	150 000

Quadro 6.3: Determinação dos coeficientes de amortecimento para o teste 2.

Nos quadros seguintes estão apresentados os resultados obtidos para esta análise (Quadro 6.4 e Quadro 6.5). De um modo geral o comportamento global da estrutura manteve-se inalterado, mas quer os deslocamentos quer os esforços axiais apresentaram uma redução comparativamente com a disposição original.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0036	0,0036	0,0007	0,0007
0 - Saguão	0,0022	0,0022	0,0008	0,0008
1 - Exterior	0,0116	0,0081	0,0017	0,0011
1 - Saguão	0,0115	0,0093	0,0018	0,0009
2 - Exterior	0,0223	0,0106	0,0029	0,0012
2 - Saguão	0,0221	0,0105	0,0027	0,0009
3 - Exterior	0,0312	0,0089	0,0037	0,0008
3 - Saguão	0,0314	0,0093	0,0035	0,0008
4 - Exterior	0,0388	0,0076	0,0046	0,0009
4 - Saguão	0,0393	0,0079	0,0042	0,0007
5 - Exterior	0,0448	0,0060	0,0057	0,0011
5 - Saguão	0,0457	0,0065	0,0048	0,0006

Quadro 6.4: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 2.

Piso	Direcção X (kN)	Direcção Y (kN)
0	1158,0	1276,1
1	3618,1	2476,2
2	2373,2	1618,9
3	461,8	1025,1
4	33,5	127,6
5	36,5	81,8

Quadro 6.5: Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste 2.

Relativamente ao diagrama força-deslocamento do elemento *link* mais esforçado (Figura 6.16), observa-se que existe uma maior dispersão entre os deslocamentos máximos e os mais comuns do que na solução original. Contudo de um modo geral também neste gráfico se observa uma redução de força e deslocamento para a mesma acção sísmica.

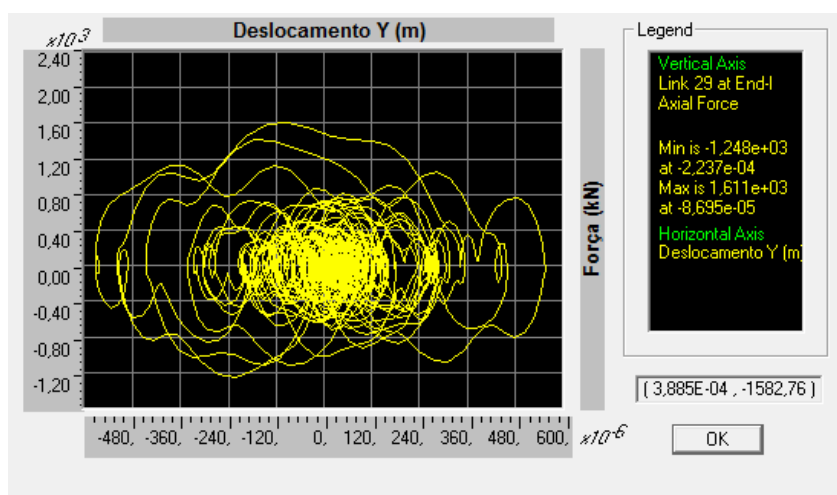


Figura 6.16: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º piso - teste 2.

6.4.4. Teste 3

Na terceira variação pretendeu-se fazer um estudo semelhante ao teste 2, mas distribuindo os valores do parâmetro C em função da relação entre os deslocamentos relativos dos pisos. Este estudo parte do princípio que a resposta da estrutura está concentrada na frequência de ressonância (p), então as acelerações ($a(t)$) são dadas por:

$$a(t) = A \cdot \text{sen}(pt) \quad (\text{eq. 6.3})$$

por integração, as velocidades ($v(t)$) e os deslocamentos ($d(t)$) são:

$$v(t) = -(A/p) \cdot \text{cos}(pt) \quad (\text{eq. 6.4})$$

$$d(t) = (A/p^2) \cdot \text{sen}(pt) \quad (\text{eq. 6.5})$$

Como o termo da força devido ao dissipador na equação de equilíbrio é dada pela equação (eq. 6.1), então as forças são maiores onde as velocidades são mais elevadas e as velocidades são mais

elevadas onde os deslocamentos são maiores. Daí que se pode distribuir os dissipadores de acordo com a distribuição dos deslocamentos.

No Quadro 6.6 estão apresentados os deslocamentos relativos registados ao nível de cada piso, no ponto de ligação das diagonais de aço e os elementos que simulam os dissipadores, segundo a maior direcção do edifício, determinados através do teste 1 e os coeficientes de amortecimento utilizados para este teste, com base nessa distribuição.

Comparando as duas distribuições observa-se que a análise através dos deslocamentos conduz a uma distribuição com menor variância que a análise através das forças.

Piso	Desl. Rel. (m)	Relação $d/\Sigma d$ (-)	Parâmetro C (kN.s/m)
5	0,000551	0,115	80 000
4	0,000397	0,083	60 000
3	0,000876	0,183	130 000
2	0,00109	0,228	160 000
1	0,001208	0,252	180 000
0	0,000665	0,139	100 000

Quadro 6.6: Determinação dos coeficientes de amortecimento para o teste 3.

À semelhança do que já ocorrera com o teste 2, também nesta análise se conseguiu reduzir de um modo geral os deslocamentos (Quadro 6.7) e as forças nos dissipadores mais solicitados (Quadro 6.8). Os pisos mais solicitados permanecem inalterados, como seria de esperar, o que contribui para a melhoria da resposta do edifício com esta alteração.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0037	0,0037	0,0007	0,0007
0 - Saguão	0,0023	0,0023	0,0008	0,0008
1 - Exterior	0,0120	0,0083	0,0019	0,0012
1 - Saguão	0,0119	0,0096	0,0020	0,0012
2 - Exterior	0,0230	0,0110	0,0033	0,0014
2 - Saguão	0,0228	0,0109	0,0031	0,0011
3 - Exterior	0,0322	0,0092	0,0042	0,0009
3 - Saguão	0,0324	0,0096	0,0040	0,0009
4 - Exterior	0,0401	0,0079	0,0049	0,0007
4 - Saguão	0,0405	0,0081	0,0047	0,0007
5 - Exterior	0,0463	0,0062	0,0059	0,0010
5 - Saguão	0,0472	0,0067	0,0052	0,0006

Quadro 6.7: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 3.

Piso	Direcção X (kN)	Direcção Y (kN)
0	798,6	994,9
1	3065,6	2353,5
2	2077,9	1674,6
3	423,8	1058,7
4	78,9	274,6
5	42,4	94,9

Quadro 6.8: Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste 3.

Relativamente ao diagrama força-deslocamento do elemento *link* mais esforçado (Figura 6.17), é possível tecerem-se as mesmas conclusões que já haviam sido feitas para o teste 2. Ou seja, embora haja uma maior dispersão de resultados observa-se uma redução dos esforços e deslocamentos para este caso. Estes resultados podem ser extrapolados para as restantes acções sísmicas e dissipadores.

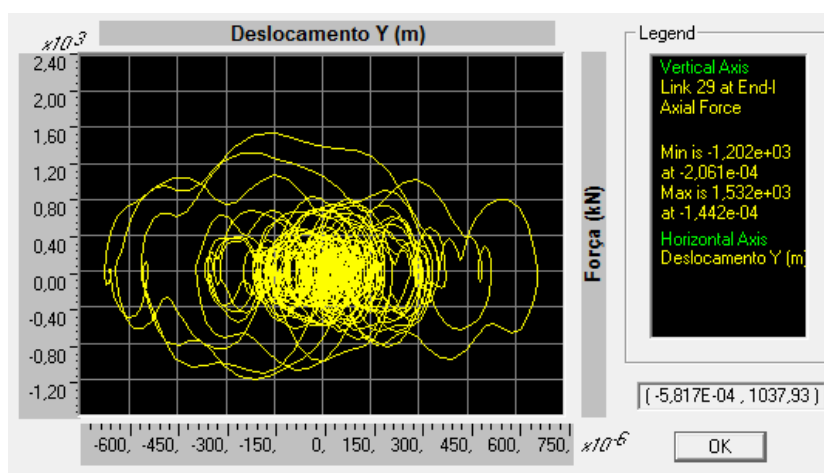


Figura 6.17: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º piso - teste 3.

6.4.5. Teste 4

Após ter-se feito uma análise comparativa de diferentes distribuições das características dos dissipadores, testou-se outra forma de instalação dos dissipadores. Estes foram colocados apenas um por face e na diagonal entre pisos, desfasados em faces paralelas. Esta instalação está representada na Figura 6.11. Utilizou-se a distribuição de parâmetros C igual ao teste 2, pois como se verá na análise comparativa é a distribuição que produz a maior redução de deslocamentos.

Os deslocamentos são superiores ao registado nos testes anteriores, mas tem que se ter presente a redução do número de dissipadores utilizados (Quadro 6.9). O diagrama força-deslocamento apresenta a mesma forma que os anteriores, mas apresentando maiores esforços e deslocamentos (Figura 6.18).

Relativamente aos esforços verificados observa-se um aumento dos esforços segundo a direcção de Y (maior rigidez) (Quadro 6.10). Isto deve-se à redução do número de dissipadores nesta

direcção. Contudo observa-se uma redução de esforços na direcção X (menor rigidez). Este fenómeno permite verificar que os dissipadores nesta orientação estão menos solicitados do que ocorria nas situações anterior. Embora não advenha daí uma redução de deslocamentos.

Deslocamentos Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Abs (m)	Rel (m)	Abs (m)	Rel (m)
0 - Exterior	0,0041	0,0041	0,0011	0,0011
0 - Saguão	0,0025	0,0025	0,0013	0,0013
1 - Exterior	0,0129	0,0089	0,0028	0,0017
1 - Saguão	0,0116	0,0091	0,0027	0,0014
2 - Exterior	0,0239	0,0109	0,0048	0,0020
2 - Saguão	0,0228	0,0112	0,0044	0,0017
3 - Exterior	0,0354	0,0116	0,0061	0,0013
3 - Saguão	0,0339	0,0111	0,0058	0,0014
4 - Exterior	0,0443	0,0089	0,0072	0,0011
4 - Saguão	0,0449	0,0110	0,0069	0,0011
5 - Exterior	0,0529	0,0086	0,0081	0,0009
5 - Saguão	0,0541	0,0092	0,0078	0,0009

Quadro 6.9: Deslocamentos máximos ao nível de cada piso para o teste 4.

Piso	Direcção X	Direcção Y
	(kN)	(kN)
0	494,4	2077,0
1	1185,0	2324,6
2	1218,0	3642,2
3	863,2	2240,9
4	143,8	188,2
5	90,2	57,3

Quadro 6.10: Forças axiais máximas nos dissipadores para o teste 4.

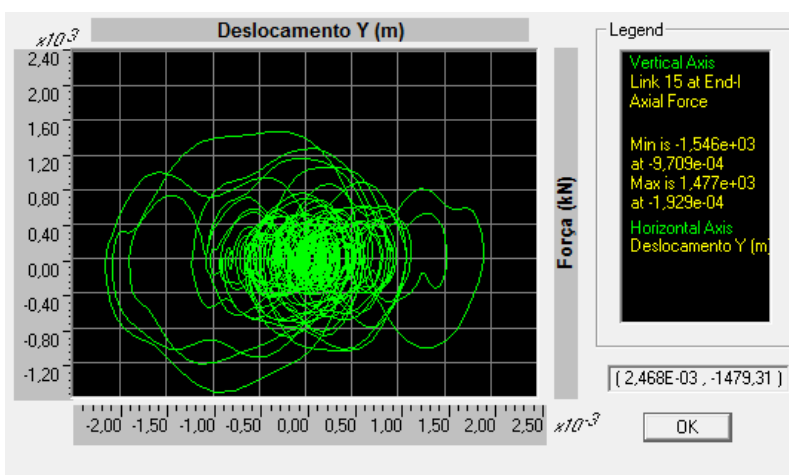


Figura 6.18: Relação Força-Deslocamento para um sismo do tipo 2, segundo Y, ao nível do 1º piso - teste 4.

Deste modo conclui-se que esta disposição não é benéfica para a menor direcção. Para a direcção segundo Y observa-se que embora o desempenho tenha diminuído, o número de dissipadores também diminuiu, o que pode justificar a sua utilização de acordo com o nível de reforço pretendido.

6.5. Comparação do desempenho

6.5.1. Generalidades

Após a apresentação dos resultados para cada um dos testes individualmente, procedeu-se a uma análise comparativa para se poder determinar os benefícios relativos de cada uma das modelações.

A avaliação do desempenho das quatro distribuições de dissipadores foi realizada através dos mesmos parâmetros utilizados na análise independente. Ou seja, compararam-se os deslocamentos máximos, relativos e absolutos, compararam-se as forças máximas registadas nos dissipadores em cada piso em cada uma das direcções e sobrepos-se os diagramas de força-deslocamento de um dissipador ao nível do piso 1.

6.5.2. Análise de deslocamentos

Nas Figura 6.19 e Figura 6.20 estão apresentados os deslocamentos máximos ao nível de cada piso em cada uma das direcções. Para facilitar a sua consulta, apresenta-se à direita a ampliação desses gráficos sem a contribuição do modelo original.

Os benefícios do reforço com dissipadores viscosos são bem visíveis pela redução dos deslocamentos da estrutura. As alterações do parâmetro C conseguiram melhorar o desempenho deste reforço, melhoria que é mais significativa na redistribuição através da comparação das forças axiais nos dissipadores (teste 2). A segunda estrutura de suporte dos dissipadores (teste 4) apresenta melhorias significativas em relação à situação não reforçada, mas é a que apresenta os piores resultados comparando com os outros reforços. Este facto não pode ser avaliado sem se ter em conta que se utilizaram menos 12 dissipadores que nas restantes soluções.

Esta análise é válida para as duas direcções, sendo que segundo X, por ser a direcção com menor rigidez, se observa uma menor discrepância entre os resultados. Isto deve-se por um lado a ter metade do número de dissipadores que segundo Y e por apresentar maiores deslocamentos o que obrigaria a aumentar o parâmetro C consideravelmente, para se obter o mesmo nível de resultados que na direcção perpendicular.

Relativamente aos deslocamentos relativos para a maior dimensão (Figura 6.21) observa-se que para os pisos inferiores se replicam os resultados atrás obtidos. Ou seja, o teste 2 é o que consegue reduzir mais os deslocamentos relativos, seguidos pelo teste 3. Contudo em altura observa-se que o teste 2 reduz a sua eficácia, sendo o teste original o que apresenta o melhor resultado.

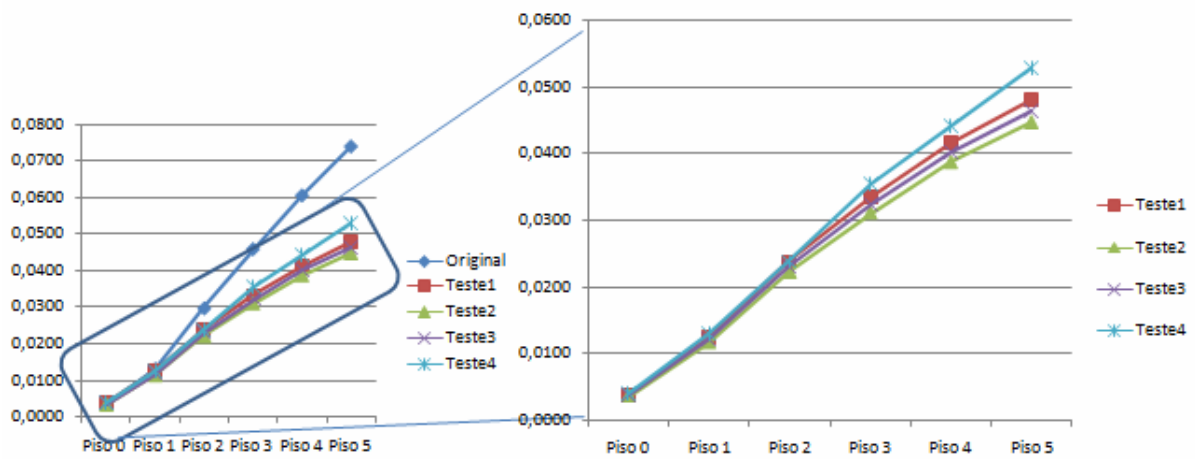


Figura 6.19: Deslocamentos segundo a maior direcção (X) para reforço com dissipadores [m].

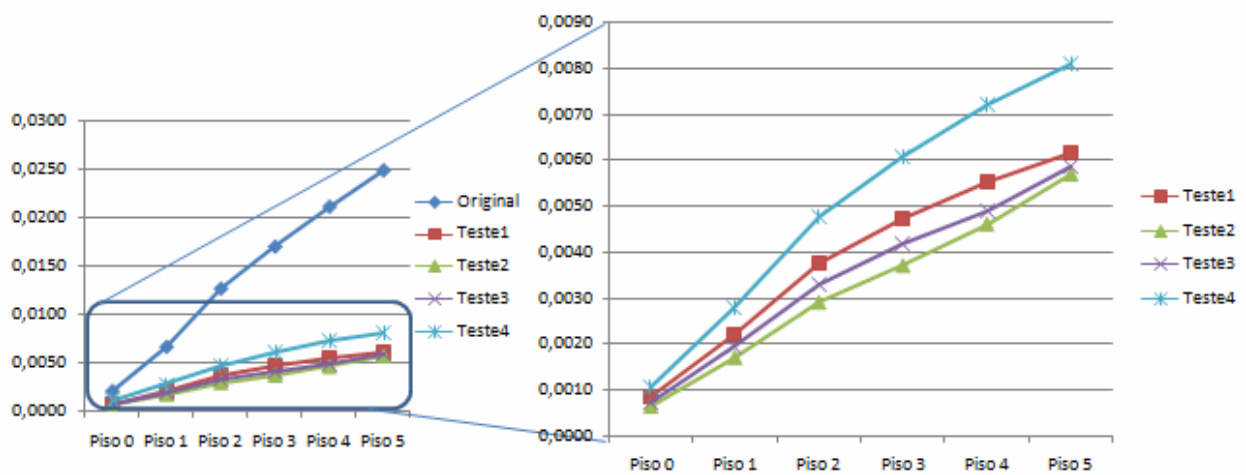


Figura 6.20: Deslocamentos segundo a maior direcção (Y) para reforço com dissipadores [m].

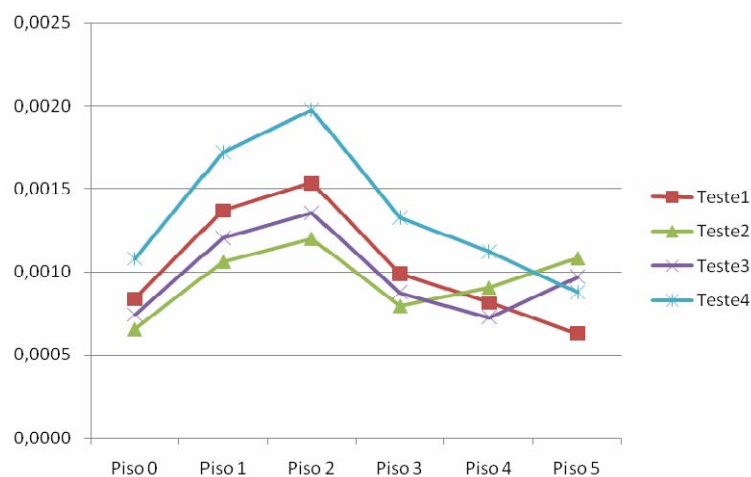


Figura 6.21: Deslocamentos relativos em altura segundo a maior dimensão para reforço com dissipadores[m].

Esse fenómeno é explicado pela redistribuição do valor do parâmetro C em altura conseguindo-se uma maior redução de deslocamentos ao nível dos pisos mais esforçados e um aumento nos pisos superiores. Contudo é interessante verificar que é o teste 2 o que apresenta uma maior homogeneidade

dos deslocamentos relativos em altura, contrastando com os testes 1 e 4. Este fenómeno pode ser importante na medida em que se consegue obter um comportamento mais regular do edifício em altura.

Relativamente aos deslocamentos relativos segundo a menor dimensão, estes não fornecem nenhum acréscimo de informação, relativamente aos deslocamentos absolutos apresentados na Figura 6.19, razão pela qual não se procedeu à sua apresentação.

6.5.3. Análise de esforços

As forças axiais geradas nos dissipadores permitem determinar quais são os pisos mais solicitados durante uma acção sísmica. Assim sendo ao adaptar as propriedades dos amortecedores aos esforços consegue-se otimizar esta técnica de reforço.

Nas Figura 6.22 e Figura 6.23 apresentam-se os esforços axiais nos dissipadores em cada uma das direcções. Relativamente aos ensaios para a primeira disposição dos dissipadores (teste 1, 2 e 3), observa-se que os dissipadores do teste 2 são os que absorvem mais esforços nos pisos inferiores, fenómeno que se vai reduzindo em altura. Isto deve-se, como já foi atrás referido, à redistribuição do valor do parâmetro C em altura que provoca o aumento de esforços nos dissipadores em que esse valor foi aumentado e uma redução nos que foram reduzidos.

Relativamente ao teste 4 observam-se comportamentos distintos da restante análise que importa referir. Para a direcção segundo X observa-se uma redução dos esforços ao nível dos dissipadores até ao piso 2 comparativamente com o modelo original. A partir do piso 3 observa-se um aumento dos esforços. Este efeito deve-se à alteração da instalação dos dissipadores, uma vez que os valores do parâmetro C que definem as propriedades de amortecimento, permanecem iguais aos do teste 2. A alteração dos esforços não corresponde a uma redução de deslocamentos comparativamente com as restantes o que leva a concluir que esta disposição não seja tão eficaz quanto a anterior.

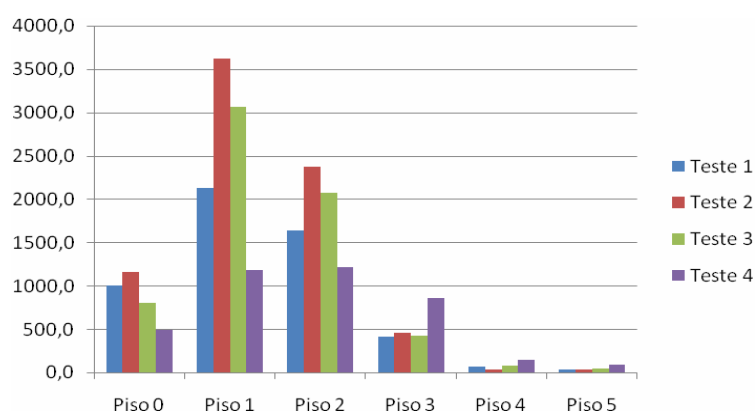


Figura 6.22: Força axial nos dissipadores segundo X [kN].

Segundo a direcção Y (Figura 6.23) observa-se um aumento considerável dos esforços nos dissipadores do teste 4. Este efeito era espectável sendo que nesta direcção se reduziu o número de dissipadores para metade. Outro fenómeno interessante é o dissipador mais esforçado se encontrar

entre o piso 1 e 2. Uma vez que os elementos foram colocados na diagonal entre pisos este dissipador é o mais esforçado, na medida que liga os dois pisos com os maiores deslocamentos relativos. Este efeito tem a particularidade de não ter sido detectado nos testes anteriores em que os dissipadores estavam colocados em posição horizontal. É preciso ter presente que, quando os dissipadores estão inclinados, o valor de C real (para deslocamentos horizontais) vem afectado do quadrado do co-seno do ângulo do dissipador com a vertical.

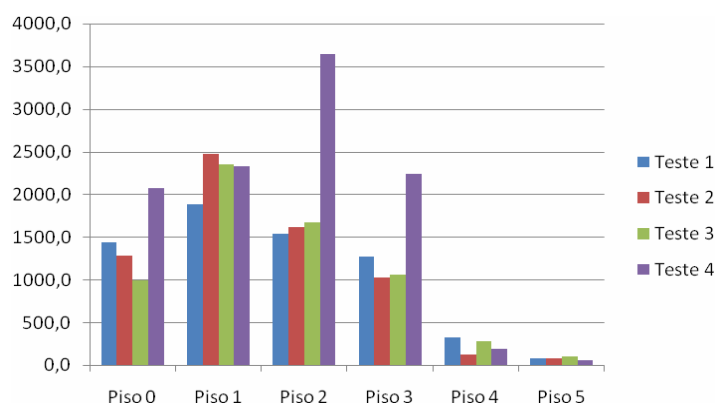


Figura 6.23: Força axial nos dissipadores segundo Y [kN].

A última análise efectuada consistiu na comparação dos diagramas de força-deslocamento (Figura 6.24), ao longo da actuação de um sismograma, correspondente a um sismo do tipo 2, segundo a direcção maior (Y). Considerou-se o mesmo dissipador que já se havia apresentado no decorrer das análises individuais de cada uma das distribuições realizadas.

Os resultados obtidos são os expectáveis de acordo com o que já foi referido anteriormente. Assim sendo, o elemento que apresenta o diagrama mais aberto é o correspondente ao teste 4, seguido pelo teste 1. Os dois testes em que se procedeu ao reajuste do parâmetro C em altura (testes 2 e 3) são os que apresentam os deslocamentos mais reduzidos. Contudo são também estes os que apresentam os esforços máximos maiores. Ou seja, o diagrama correspondente ao teste 4 tem uma forma oval com a maior dimensão segundo o eixo dos deslocamentos e os testes 2 e 3 têm uma forma oval com a maior dimensão segundo o eixo da força.

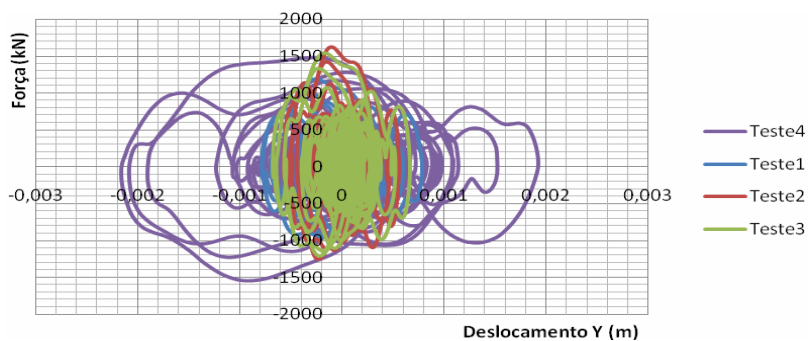


Figura 6.24: Sobreposição do diagrama Força-Desl para um dissipador ao nível do 1º piso segundo Y.

7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

7.1. Conclusões gerais

Após a realização deste trabalho é importante salientarem-se alguns aspectos mais relevantes do estudo e apresentarem-se as respectivas conclusões.

Os grandes centros urbanos enfrentam actualmente a problemática da existência de um parque edificado envelhecido, em grande parte a necessitar de obras de reabilitação, nomeadamente estruturais. A solução ideal é recorrer-se à demolição e posterior construção de novos prédios mais de acordo com as exigências habitacionais actuais. Contudo esta solução apresenta diversas implicações sociais, económicas e ambientais que a tornam incomportável no curto prazo. Em alternativa este trabalho procurou dar resposta a este problema estudando técnicas de reabilitação estrutural e sísmica aplicadas directamente a edifícios existentes e em particular a uma tipologia denominada de “Gaioleiro”, bastante difundida em Lisboa.

Os estudos de reabilitação sísmica levantam questões tais como, a definição do nível de acção sísmica que deve ser considerado na análise, ou seja o nível de segurança que deve ser garantido, e o procedimento da intervenção com o intuito do aumento da segurança da estrutura. Em paralelo deve-se minimizar a interferência com a estrutura a nível estético e funcional, garantindo dentro do possível a reversibilidade das intervenções.

A abordagem deste trabalho pretendeu centrar-se em duas das deficiências mais características dos edifícios de alvenaria e a partir daí testar soluções de reabilitação plausíveis de aplicação em situações reais. Um dos aspectos estudados foi o reforço do pavimento para o dotar de propriedades de diafragma rígido, o outro foi o aumento da resistência global da estrutura de modo a colmatar as deficiências da resistência das paredes de alvenaria de pedra, que são o principal elemento portante do edifício.

O estudo teve por base um modelo numérico, calibrado de acordo com ensaios de caracterização dinâmica realizados num edifício “Gaioleiro” real e utilizado num estudo anterior de avaliação de técnicas de reforço de um modo mais geral.

Para continuar a avaliação da modelação desenvolvida anteriormente começou por se fazer uma tentativa de análise de duas modelações possíveis das paredes resistentes de alvenaria de pedra. No modelo original tinha-se optado por modelar as paredes com elementos de *volume*, com características tridimensionais. Com o objectivo de se criar um modelo menos exigente ao nível da dimensão de cálculo, desenvolveu-se agora outra simulação onde as paredes foram modeladas por elementos de *casca* bidimensionais. Contudo devido aos elementos de *casca* serem indicados para a modelação de peças laminares com pouca espessura, tornaram o modelo mais rígido e algo menos realista. Deste modo optou-se por continuar o trabalho recorrendo-se ao modelo inicial com elementos de *volume*, abandonando-se assim a experiência realizada.

Para se dotar o pavimento do edifício de propriedades de diafragma rígido ensaiaram-se quatro tipos de reforço distintos: a substituição do pavimento existente por uma laje de betão armado; a adopção de uma laje mista aço-betão; a utilização de um pavimento metálico; e o reforço do pavimento existente com recurso a tirantes metálicos. A existência de *diafragmas rígidos* confere a cada piso a possibilidade de compatibilizar os deslocamentos horizontais e assim distribuir os esforços proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais resistentes, minimizando a probabilidade da ocorrência de rotura das fachadas.

A comparação do desempenho das diferentes técnicas pretendia por um lado verificar qual era a técnica que melhorava o comportamento global do edifício, através da minimização dos esforços e dos deslocamentos e por outro avaliar o aumento da rigidez do pisos através da análise da disparidade dos deslocamentos ao longo do perímetro do último piso. Outro aspecto importante analisado foi a facilidade de implementação da solução e o nível de interferência com a estrutura existente.

Relativamente ao desempenho estrutural dos reforços observa-se que a solução com a laje mista é a que minimiza os deslocamentos globais ao mesmo tempo que apresenta boas propriedades de diafragma rígido. A solução com a laje de betão armado, face à anterior, tem a desvantagem de aumentar consideravelmente a massa do edifício o que provoca um aumento dos esforços sísmicos e não tem uma contribuição tão positiva na diminuição dos deslocamentos globais. Esta técnica pode também obrigar a um reforço extra da parede, devido ao incremento das cargas. A substituição por um pavimento metálico não apresenta vantagem quer estruturais, quer de habitabilidade, em relação aos anteriores. Os seus resultados estão mesmo aquém dos obtidos com o pavimento de madeira original.

Estas três técnicas por obrigarem à remoção da totalidade do pavimento e talvez ao reforço das paredes de alvenaria, devem ser comparadas com a hipótese da demolição global e reconstrução de uma nova estrutura. Contudo a solução da laje mista aço-betão apresenta a vantagem de ser um reforço económico e executável num curto espaço de tempo, que aliado à melhoria sísmica que fornece, tornam-na a solução mais atractiva das três anteriores, a ser adoptada numa situação real.

A última solução ensaiada consistiu no reforço do pavimento de madeira, com recurso a tirantes de aço. Esta é a única solução que tira partido do pavimento existente, de modo pouco intrusivo. Apesar de necessitar de mão-de-obra qualificada, apresenta vantagens ambientais, por não produzir resíduos, vantagens sociais, por não obrigar ao realojamento das pessoas, e vantagens estruturais, por conseguir resultados próximos das soluções de betão armado, sem sobrecarregar as paredes de alvenaria.

Ao nível de melhoria do comportamento das paredes de alvenaria, a intervenção testada consistiu no reforço global da estrutura através da utilização de dissipadores viscosos, colocados no saguão central. O princípio de funcionamento desta técnica consiste na diminuição dos deslocamentos para uma acção sísmica, através do aumento do amortecimento, em conjunto com a dissipação de energia. Após a verificação das suas vantagens num trabalho anterior, pretendeu-se aprofundar agora essa análise através do estudo de variações das características dos aparelhos em altura, com o objectivo de otimizar o seu desempenho. Este estudo considerou que o pavimento estava reforçado com a solução de tirantes de aço.

Foi considerado como referência um modelo com as características dos dissipadores constantes em altura. Com base nos seus resultados testaram-se dois modos distintos de distribuir o parâmetro C em altura. O primeiro teve como base a distribuição das forças axiais em altura nos dissipadores e o segundo considerou o andamento dos deslocamentos relativos entre pisos. A análise resumiu-se à comparação dos esforços nos dissipadores e dos deslocamentos em altura. Para estes parâmetros observou-se que a hipótese que obtinha os melhores resultados era a distribuição com base nas forças axiais, embora todos os três modelos apresentem reduções significativas dos deslocamentos, comparativamente com a solução inicial não reforçada.

Com base na distribuição do parâmetro C segundo os esforços, a seguir testou-se uma nova solução em que se fez variar a estrutura de suporte. Na primeira estrutura, os aparelhos encontravam-se ao nível dos pisos, trabalhando na horizontal, havendo perfis metálicos a fazer a compatibilização dos deslocamentos entre pisos. Na nova versão, testou-se a colocação dos dissipadores na diagonal entre pisos, conseguindo-se assim uma redução do número de dissipadores utilizados.

Na menor dimensão do edifício manteve-se o número de dissipadores, alterando-se apenas a sua orientação, o que provocou um aumento dos deslocamentos. Na maior direcção reduziu-se o número de dissipadores de dois, para um por face do saguão. Esta alteração provoca um aumento dos esforços por dissipador e dos deslocamentos, embora se mantenham bastante inferiores à do edifício não reforçado.

De um modo geral, pode-se concluir que a segunda disposição ensaiada apresenta um pior desempenho. Contudo como emprega um menor número de aparelhos, esta solução pode ser atractiva para os casos em que não seja necessário um nível de reforço sísmico tão elevado.

7.2. Desenvolvimentos futuros

Na área da reabilitação sísmica de edifícios de alvenaria, referem-se, para concluir, alguns aspectos que não foram considerados no âmbito deste trabalho, mas que necessitam de ser aprofundados em trabalhos futuros:

- Com base nos conhecimentos e nas dificuldades encontradas ao nível da modelação seria útil poder desenvolver um procedimento que se deva seguir para a elaboração expedita de modelos numéricos que auxiliem a elaboração de um projecto de reforço de edifícios de alvenaria em situações reais.
- As propriedades dos materiais podiam ser melhor aferidas com base em ensaios semi-destrutivos realizados aos elementos constituintes do “Gaioleiro”. Assim como a consideração da reologia não-linear desses elementos constituintes dos edifícios antigos, podem contribuir para a adequação do modelo à realidade que se pretende simular.
- A análise do comportamento não-linear das ligações entre edifícios, tendo em conta os fenómenos de choque (medição da transmissibilidade, coeficiente de amortecimento do choque).

- No seguimento do ponto anterior, deveria estudar-se o desempenho sísmico da tipologia de quarteirão típica nos edifícios “Gaioleiros”, tendo em conta a existência pontual de edifícios de betão armado mais rígidos.

- Desenvolver-se o estudo de novos materiais e técnicas de reforço que possam ser atractivos para o reforço de edifícios em alvenaria. Como exemplo refere-se o recurso a elementos com base em carbono ou fibras de vidro, já com algumas utilizações, ou a utilização de elementos de reforço em ligas com memória de forma, aspecto que ainda está a dar os primeiros passos.

- Recorrer-se ao estudo em mesa sísmica de modelos reduzidos de edifícios antigos de paredes resistentes de alvenaria, para melhor caracterizar experimentalmente a resposta dos materiais.

8. Referências

8.1. Bibliografia

- [1] A Redução da Vulnerabilidade Sísmica – SPES, GECORPA, Lisboa, Ordem dos Engenheiros, 3 de Abril de 2001;
- [2] *Lisboa em Mapas – Informação Geo-Referenciada* – Câmara Municipal de Lisboa, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Setembro 2001;
- [3] BRANCO, M. – “Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício “Gaioleiro – Métodos de Reforço”- Trabalho final de curso, Prémio SECIL Universidades 2005, IST, 2005;
- [4] BRANCO, M.; GUERREIRO, L. – Comparação de Técnicas de Reforço Sísmico de Edifícios “Gaioleiros” - Actas das JPEE 2006 – 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Dezembro 2006;
- [5] GUERREIRO, L.; CRAVEIRO, A.; BRANCO, M. – The use of passive seismic protection in structural rehabilitation – Progress in Structural Engineering and Materials Volume 8 Nº. 4, October/December 2006, Págs. 121-132, Wiley Interscience.
- [6] CÓIAS E SILVA, V.; SOARES, I. – Vulnerabilidade sísmica dos edifícios “Gaioleiros” de Lisboa e medidas possíveis para a reduzir – 3º Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1997;
- [7] Atlas de Lisboa, A Cidade no Espaço e no Tempo – Contexto Editora, Lisboa, Setembro 1993;
- [8] *Lisboa Conhecer Pensar Fazer Cidade* – Centro de Informação Urbana de Lisboa, Lisboa, Outubro 2001;
- [9] SERRA, P. V. – Avenida Duque de Loulé, nº 70 – Monografia para a cadeira de Técnicas de Inspeção e Avaliação de Edifícios, 14º Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2004;
- [10] Carta Geológica do Concelho de Lisboa, Escala 1:10 000 – Instituto Geológico e Mineiro, 1ª Edição;
- [11] APPLETON, J. – Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e técnicas de intervenção – Edições Orion, 1ª Edição, Amadora, Setembro 2003;
- [12] APPLETON, J. G. – *A Reabilitação de Edifícios “Gaioleiros”* – Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Janeiro 2001;

- [13] NEREU, S. L. – *Evolução das Exigências Funcionais da Habitação – um Ensaio de Aplicação ao Parque das Avenidas Novas* – Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Março 2001;
- [14] MASCARANHAS, J. – *Sistemas de Construção V- O Edifício de Rendimento da baixa Pombalina de Lisboa* – Livros Horizonte, 2ª Edição, Lisboa, Outubro 2005;
- [15] CARDOSO, M. R. – *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria – Aplicação a um Edifício Pombalino* - Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Outubro 2002;
- [16] COSTA, M. G.; OLIVEIRA, C. S. – Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos Implantados em Quarteirão – Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, Novembro 1989;
- [17] AZEVEDO, J.; LOPES, M. S. – *Assessment of the Seismic Performance of a Traditional Masonry Building in Lisbon* – Relatório CMEST AI 2/95, IST, 1995;
- [18] BRANCO, F.; CORREIA, J. – Ensaio à Compressão de Elementos de Parede de Alvenaria da Praça de Touros do Campo Pequeno – Estudo realizado para SRUCP, Relatório ICIST EP n.º 82/03, IST, Dezembro 2003;
- [19] PEREIRA, O. – *Introdução ao Método dos Elementos Finitos na Análise de Problemas Planos de Elasticidade – Análise de Estruturas II*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2003;
- [20] CASTRO, L. – Apontamentos da cadeira de Análise de Estruturas II – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2003;
- [21] BRANCO, F. - Folhas da Disciplina de Reabilitação – Estudo de Casos – Mestrado de Construção, DECivil, Gestec, Instituto Superior Técnico, Lisboa;
- [22] *SAP2000 Analysis Reference* – Computers and Structures Inc, Berkeley USA, 1995;
- [23] FERREIRA, V.; FARINHA, B. – *Tabelas Técnicas* – Técnica, Instituto Superior Técnico, 4ª Edição, Lisboa, 1974;
- [24] AZEVEDO, J.; PROENÇA, J. – *Dinâmica de Estruturas* – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1991;
- [25] ARANTES E OLIVEIRA, E. – *Elementos da Teoria da Elasticidade* – IST Press, Lisboa, 1999;
- [26] COSTA, A.; AREDE, A. - Strengthening of Structures Damaged by the Azores Earthquake of 1998 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Sísmica 2004, Guimarães, 2004;
- [27] GUERREIRO, L. ; AZEVEDO, J. – Reabilitação da Torre do Relógio da Cidade da Horta – ICIST, Lisboa, Junho, 2001;

- [28] GUERREIRO, L.; AZEVEDO, J. – Intervenção no Farol dos Capelinhos na Ilha do Faial – ICIST, Lisboa, Janeiro, 2004;
- [29] PROENÇA, J.M. – Identificação Dinâmica de Sistemas Estruturais, Técnicas Experimentais e Analíticas – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Abril, 1989;
- [30] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - Porto Editora, Porto;
- [31] WILSON, E. – *Three Dimensional Static & Dinamic Analysis of Structures* – Computers & Structures Inc., 4ª Edição, Berkeley, CA, E.U.A., 1998;
- [32] BRANCO, F.; BRITO, J.; et al – Folhas da Cadeira de Processos de Construção da Licenciatura de Engenharia Civil – POSI, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2004;
- [33] NOGUEIRA LEITE, A.; LOPES, M. – Viabilidade Económica do Reforço Sísmico das Construções – P. 62 a 68, Ingenium, Nº 83, Janeiro 2005;
- [34] GUERREIRO, L.; AZEVEDO, J. - Reabilitação da Torre do Relógio, Santarém – Reforço da Estrutura para as Acções Sísmicas– ICIST, Lisboa, Maio, 1998;
- [35] BRANCO, M.; GUERREIRO, L. – Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício “Gaioleiro – Reforço com Dissipadores Viscosos - Actas do Patorreb 2006 – 2º Encontro sobre patologia e reabilitação de edifícios”, FEUP, Porto, 2006;
- [36] EuroCode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – European Committee for Standardization – CEN, 1991;
- [37] BOITEL, P.; FUENTE, C. – Seismic Protection: Innovative Technologies and Applications – International Conference: New Technologies in Structural Engineering, Lisbon, Julho, 1997;
- [38] GUERREIRO, L. – Isolamento de Base – Dinâmica e Engenharia Sísmica – Mestrado de Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Junho, 2004;
- [39] SKINNER, R.; ROBINSON, W.; McVERRY, G. – *An Introduction to Seismic Isolation* – John Wiley & Sons, 1993;
- [40] BRANCO, F.; FERREIRA, J. – Sensors Needed for Civil Engineering Infrastructures – NSF-
- [41] ESF Workshop: Smart Structures and Advanced Sensors Technologies, Santorini, Grécia, 26-29 Junho, 2005;
- [42] GUERREIRO, L. – Sistemas de Dissipação de Energia – Dinâmica e Engenharia Sísmica – Mestrado de Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Junho, 2004;
- [43] MIYAMOTO, H.K.; SCHOLL, R.E. – Seismic Rehabilitation of a Historic Non-Ductile Soft Story Concrete Structure Using Fluid Viscous Dampers – Califórnia, E.U.A.;

- [44] Bustamante, M.; Doix, Bernard – Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés – Section des fondations, Laboratoire des Points et Chaussées, Paris;
- [45] Eurocode 2 – Design of concrete structures, CEN – European Committee for standardization, December 2004, Brussels;
- [46] Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures, CEN – European Committee for standardization, October 1992, Brussels.

8.2. Sites da Internet

- [S1] <http://www.cm-lisboa.pt/> – Site da Câmara Municipal de Lisboa, Fevereiro 2005;
- [S2] <http://www.epul.pt> – Site da Empresa Pública de Urbanização de Lisboa, Maio 2002;
- [S3] <http://www.lnec.pt/>, Fevereiro 2005 – Site do Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
- [S4] <http://ulisses.cm-lisboa.pt/>, Fevereiro 2005 – Boletim Lisboa Urbanismo, 2000 nº 13 e 2001 nº17;
- [S5] <http://maps.google.com/>, Abril 2007 – Site de mapas do Google;
- [S6] <http://www.kinematics.com/>, 23/05/2005 – Site da Kinematics Inc., fabricante de instrumentos relacionados com a sismologia;
- [S7] <http://www.astro.oma.be/SEISMO/TSOFT/tsoft.html>, 24/05/2005 – Site do programa TSoft, para análise de séries temporais;
- [S8] <http://mathworld.wolfram.com/>, 26/06/2005 – Site da MathWorld, definições e conceitos relativos a matemática;
- [S9] <http://www.edwilson.org/>, 11/06/2005 – Site de Ed Wilson, método de *Fast Nonlinear Analysis*;
- [S10] <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisgl/>, 06/06/2005 – Site do Prof. Luís Guerreiro, contendo os espectro de resposta do R.S.A. digitalizados;
- [S11] <http://www.construlink.com/>, 17/06/2005 – Site da Construlink, portal da construção;
- [S12] <http://www.alga.it/>, 24/06/2005 – Site da Alga, empresa especialista em juntas e aparelhos de apoio;
- [S13] <http://www.taylordevices.com/>, 14/06/2005 – Site da Taylor Devices, empresa especialista em dispositivos de amortecimento sísmico;
- [S14] <http://hardblog-livrodeobra.blogspot.com/>, 11/07/2007 – Blog sobre obras em Ourém.

Nota: Algumas das imagens apresentadas foram retiradas de outras referências a que não se teve acesso, estando indicado a bibliografia onde foram consultadas.

Anexo

A.1. Programa do Trabalho

Título:

Reforço sísmico de edifícios de alvenaria – aplicação a edifícios “Gaioleiros”.

Objectivos:

Fazer uma análise comparativa do resultado da aplicação de diversos tipos de reforço sísmico a edifícios antigos de alvenaria. Em particular será dada atenção especial a edifícios do tipo “Gaioleiro”.

Metodologia:

Com base em modelos tridimensionais representativos de estruturas de alvenaria, serão analisados diversos tipos de intervenção de reforço. Sempre que possível as intervenções serão analisadas não só em termos de desempenho sísmico mas também em termos de facilidade de execução.

No desenvolvimento dos modelos de análise serão utilizados programas comerciais como, por exemplo, o SAP.

Orientação: Luís Guerreiro

Ligação à Indústria: Não

Ligação a Projecto de Investigação: Não

A.2. Elementos Retirados do Projecto Original

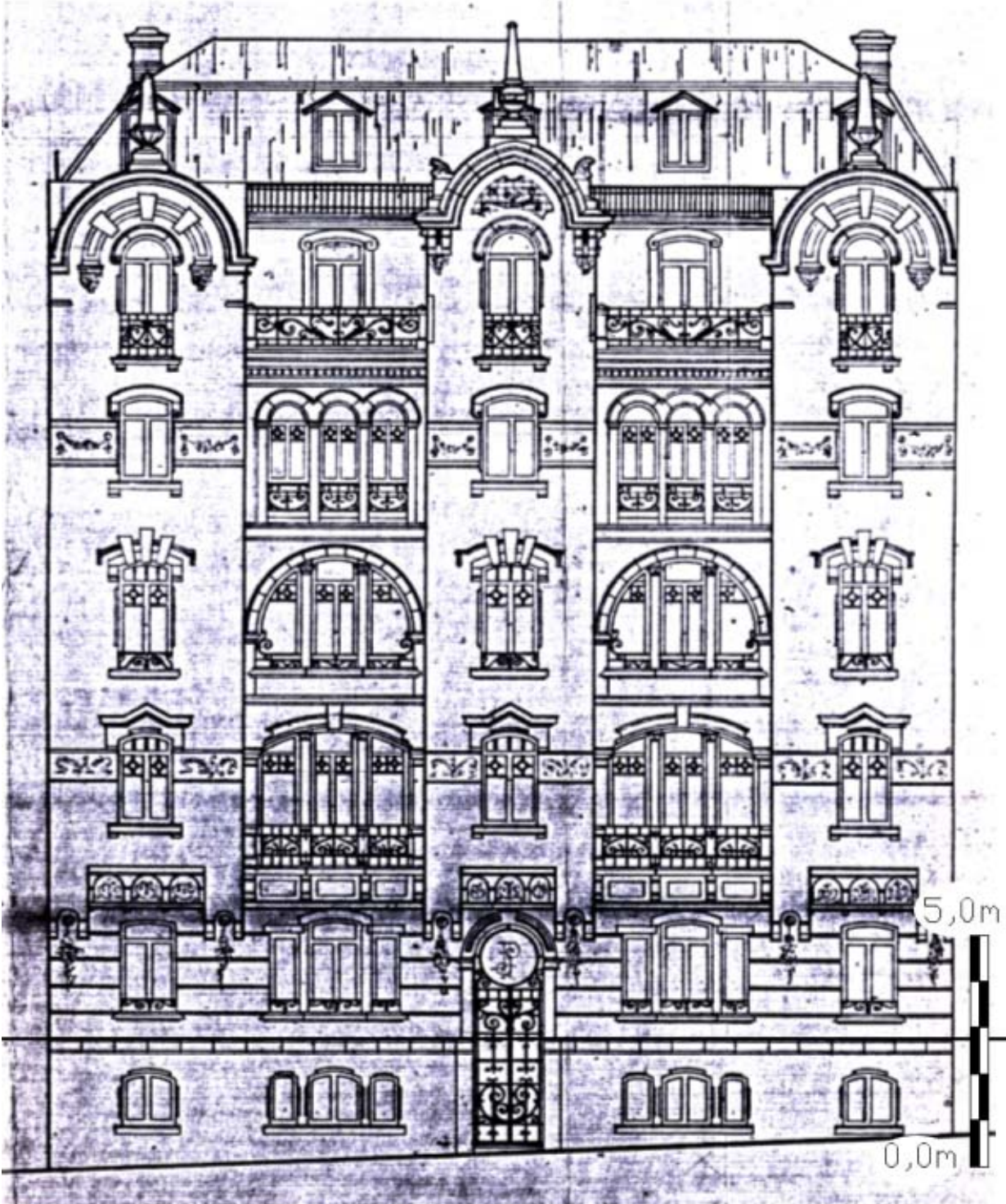


Figura A. 1: Desenho da fachada [9].

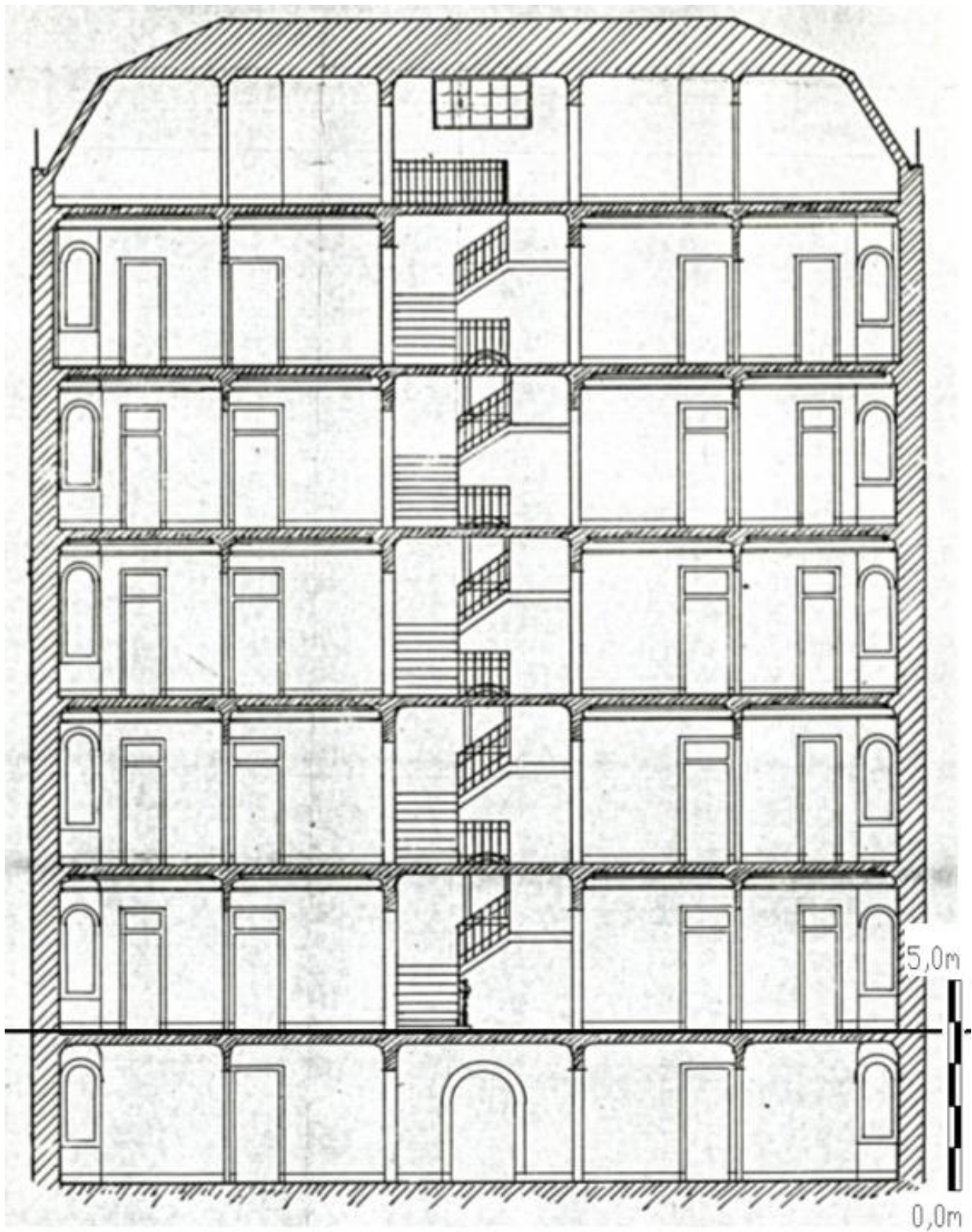


Figura A. 2: Corte transversal A-A' [9].

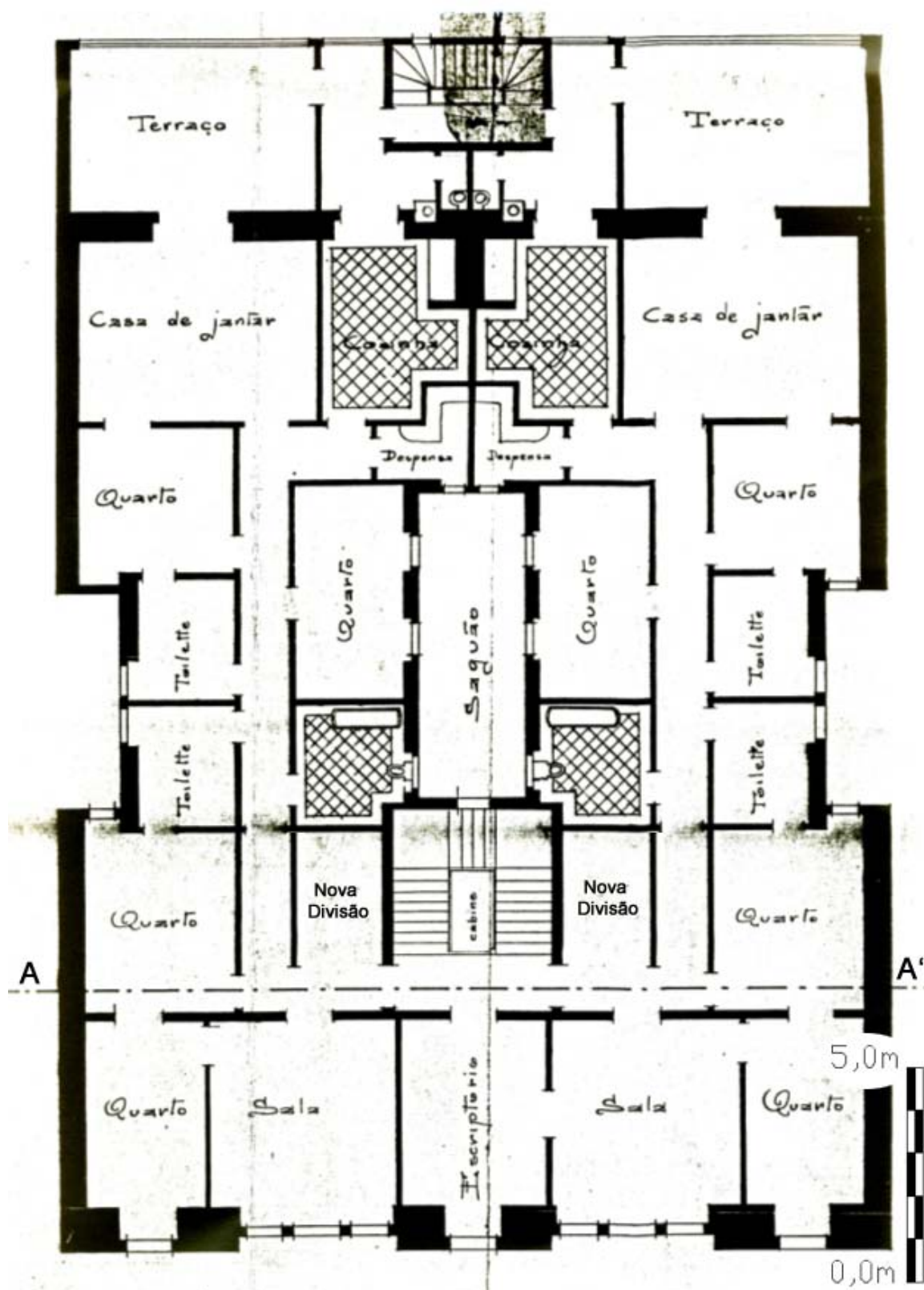


Figura A. 3: Planta do piso elevado [9].

Nota: A planta foi corrigida de acordo com as observações *in-situ*

A.3. Características Mecânicas da Alvenaria

De entre as referências consultadas será feita de seguida uma breve descrição dos estudos considerados para a caracterização das propriedades mecânicas utilizadas na modelação, cujos valores utilizados estão resumidos nas tabelas seguintes.

No trabalho de Rafaela Cardoso [15], onde se estuda a vulnerabilidade sísmica de um edifício Pombalino, não são efectuados ensaios de caracterização dos materiais, contudo são enumerados diversos trabalhos relevantes nesse sentido.

Também se teve acesso ao trabalho de Mário Costa e Carlos Sousa Oliveira onde se estudou o “Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos Implantados em Quarteirão”. Este trabalho incidiu sobre um quarteirão de “Gaioleiros” na zona da Alameda D. Afonso Henriques [16].

Outro trabalho consultado, da autoria de João Azevedo e Mário Lopes, consistiu na análise sísmica de um edifício de alvenaria. Neste trabalho foram realizados ensaios destrutivos para a caracterização das propriedades mecânicas das diversas tipologias de elementos verticais existentes num “Gaioleiro” em Alcântara. Não foram avaliados só elementos de alvenaria, mas também de madeira [17].

Por fim refere-se o relatório sobre “Ensaio à Compressão de Elementos de Parede de Alvenaria da Praça de Touros do Campo Pequeno” da autoria de Fernando Branco e João Correia [18]. A Praça de Touros do Campo Pequeno foi construída em 1892, razão pela qual as alvenarias apresentarem características semelhantes às utilizadas no edifício estudado, nomeadamente às paredes de alvenaria de tijolo (Figura A. 4).



Figura A. 4: Pórtico para ensaio de compressão monotónica em parede de alvenaria de tijolo da Praça de Touros do Campo Pequeno [18].

Alvenaria

Peso Volúmico γ (kN.m ⁻³)	Descrição do estudo	Autores
24,6	Alvenaria de pedra	COSTA, M.G.;
14,6	Alvenaria de tijolo	OLIVEIRA, C.S [16]
22,0	Alvenaria de pedra	CARDOSO, M.R. [15]
15,68	Alvenaria de tijolo maciço leve	Tabelas Técnicas [23]
22,54	Alvenaria de calcário	

Quadro A. 1: Peso volúmico de alvenarias de acordo com diversos autores.

Módulo de Elasticidade E (GPa)	Descrição do estudo	Tipo de Ensaio	Autores
15,0	Alvenaria de pedra	-	COSTA, M.G.;
5,0	Alvenaria de tijolo	-	OLIVEIRA, C.S [16]
0,40	Alvenaria de pedra	-	CARDOSO, M.R. [15]
25,0	Alvenaria de pedra	-	
5,0	Alvenaria de tijolo	-	Tabelas Técnicas [23]
	Alvenaria de tijolo maciço da Praça de Touros do Campo Pequeno	Compressão	BRANCO, F.; CORREIA, J.[18]
0,33			
0,66	Alvenaria de pedra de Gaioleiro de Alcântara	Corte	AZEVEDO, J.; LOPES, M.S. [17]
0,7 a 1,0	Alvenaria de pedra	-	CÓIAS E SILVA, V.; SOARES, I. [6]

Quadro A. 2: Módulo de Elasticidade de alvenarias de acordo com diversos autores.

Amortecimento ξ (%)	Descrição do estudo	Autores
5%	Gaioleiros na zona da Alameda	COSTA, M.G.; OLIVEIRA, C.S [16]
10%	Gaiola pombalina	CARDOSO, M.R. [7]
10%	Gaioleiro em Alcântara	AZEVEDO, J.; LOPES, M.S. [17]

Quadro A. 3: Amortecimento de alvenarias de acordo com diversos autores.

Tensão de Rotura σ_u (MPa)	Descrição do estudo	Tipo de Ensaio	Autores
4,0	Gaioleiros na zona da Alameda	Compressão	COSTA, M.G.; OLIVEIRA, C.S [16]
0,4		Tracção	
0,14		Tensão Tangencial	
1,02 a 1,28	Edifícios de alvenaria em Itália	Compressão cíclica	CARDOSO, M.R. [15]
0,81 a 0,88		Compressão simples	
0,11 a 0,49		Tensão tangencial	
1,30	Gaiola Pombalina	Compressão	
0,10		Tracção	
0,8 a 1,5	Gaioleiro em Lisboa	Compressão	CÓIAS E SILVA, V.; SOARES, I. [6]

Quadro A. 4: Tensão de rotura de alvenarias de acordo com diversos autores.

A.4. Ensaio de caracterização dinâmica do edifício

Como já foi referido, a identificação das características dinâmicas da estrutura em estudo é essencial para a calibração do modelo numérico criado, com influência directa na caracterização da resposta sísmica. Neste sentido realizou-se uma série de ensaios experimentais para a obtenção das frequências próprias e para a definição aproximada dos modos de vibração mais relevantes, ou seja para realizar a sua caracterização dinâmica.

O ensaio de caracterização dinâmica consiste na análise de dados relativos à resposta da estrutura a solicitações dinâmicas impostas pela envolvente (ambientais) ou forçadas que não afectem a sua integridade. A resposta é registada em termos de acelerações identificando-se as frequências através da Transformada de Fourier destes sinais. Se a resposta for analisada em função da frequência, obtêm-se as frequências dominantes da estrutura, que correspondem aos picos dos espectros de Fourier obtidos. O tratamento dos dados é feito por equipamento que possui o *software* adequado (habitualmente um computador portátil), permitindo a leitura em simultâneo dos sinais obtidos em todos os canais. Cada canal tem um acelerómetro que regista as acelerações ao longo do tempo [27] [28].

Os registos de vibração ambiente foram realizados com unidades triaxiais de medição e registo digital de acelerações existentes no ICIST e no LERM – Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais, do Instituto Superior Técnico, configurável a partir de um PC portátil através do *software Quick Talk* (Figura A. 5) [S6].



Figura A. 5: Unidade triaxial de medição e computador portátil para controlo das operações [3].



Figura A. 6: Equipamento *Etna* [S6].



Figura A. 7: Locais onde se colocou a unidade triaxial, no 4º piso, a direcções X é paralela à fachada e a direcção Y é perpendicular à fachada.

Estas unidades são da marca *Kinematics*, modelo *Etna*, com sensores internos *Episensor*, cujas especificações se encontram listadas abaixo (Figura A. 6):

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

Estes sensores encontram-se particularmente ajustados a situações em que predominem vibrações de baixa frequência (0-10 Hz) e/ou de baixa intensidade. Quanto à unidade de condicionamento de sinal, digitalização e registo, esta apresenta as seguintes especificações:

- Armazenamento dos registos em cartão PCMCIA interno;
- Condicionamento e filtragem analógica do sinal, designadamente através de filtragem passa-baixo com corte a 80% da frequência de Nyquist e 120dB de atenuação na frequência de Nyquist;
- Conversão analógico-digital efectuada com resolução de 18 bits [S6].

O ensaio foi realizado no dia 23 de Maio de 2005. A localização dos ensaios em planta está representada na Figura A. 7, ao nível do 4º piso a uma cota aproximada de +77m (cerca de 17m acima da cota da rua). Colocou-se o aparelho com alguma excentricidade relativamente ao centro do edifício para se registarem modos de vibração atribuíveis à torção. O eixo X do aparelho tinha a direcção paralela à fachada, o eixo Y era perpendicular à fachada e o eixo Z era vertical. Esta disposição corresponde aos eixos do modelo numérico facilitando o tratamento de resultados. Foram realizados nove registos de vibrações induzidas por ruído ambiente, provocado pelos veículos da avenida adjacente, cujas propriedades estão registadas na tabela seguinte (Quadro A. 5).

<i>Ensaio</i>	<i>Início</i>	<i>Local</i>	<i>Duração</i>
FD002	11:09:06	A	86 s
FD003	11:18:35	A	62 s
FD004	11:24:04	A	61 s
FD005	11:25:13	A	62 s
FD006	11:26:47	A	107s
FD007	11:29:09	A	80 s
FD008	11:37:38	A	62 s
FE001	11:50:27	B	61 s
FE002	11:57:58	B	80 s

Quadro A. 5: Ensaios realizados: hora de início, local e duração [3].

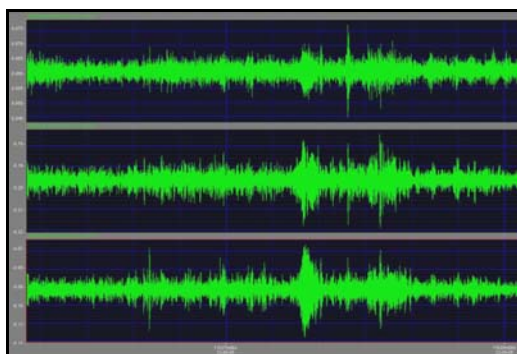


Figura A. 8: Acelerograma registado para o ensaio FD006: o sinal do topo corresponde ao canal da direcção Z, o do meio ao canal da direcção Y e o inferior ao canal da direcção X [3].

No gráfico anterior (Figura A. 8) está representado o acelerograma registado no ensaio FD006, para cada canal utilizado. Os sinais dos restantes ensaios são similares. O programa utilizado para a leitura dos acelerogramas denomina-se *TSoft* [S7].

Tratamento dos resultados

O equipamento digital de medição fornece uma série discreta de dados no tempo. No caso em que a função é não periódica, é difícil proceder-se à definição analítica através de uma série de Fourier (combinação linear de n funções sinusoidais) (eq.A.1). Assim sendo é possível, no caso de uma amostra discreta, determinar-se uma Transformada Discreta de Fourier (DFT – *Discrete Fourier Transform*), onde o integral é determinado numericamente. A expressão que define a DFT é a seguinte (eq.A.2).

$$f(\nu) = \mathcal{F}_t[f(t)](\nu) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-2\pi i\nu t} dt. \quad (\text{eq.A.1})$$

$$F_n \equiv \sum_{k=0}^{N-1} f_k e^{-2\pi i n k / N}. \quad (\text{eq.A.2})$$

Neste estudo utilizou-se o método da Transformada Rápida de Fourier (FFT - *Fast Fourier Transform*), que consiste num algoritmo para a determinação da DFT dum sinal discreto reduzindo, relativamente ao algoritmo convencional, o número de multiplicações de N^2 para $N \cdot \log_2 N$, em que N representa a dimensão do registo. Este algoritmo tem a vantagem de exigir menor tempo de processamento e cria erros de truncatura nas estimativas espectrais inferiores, sendo efectuadas consideravelmente menos operações.

Uma das limitações do algoritmo FFT é o facto de exigir amostras cuja dimensão é potência inteira de 2. Para um registo de dimensão N que não esteja nessa condição é ainda possível aplicar este algoritmo efectuando uma das seguintes alterações. A primeira hipótese consiste em eliminar um número suficiente de elementos de modo a reduzir a dimensão do registo para a potência de 2 imediatamente inferior a N . Outra solução é aumentar o registo através da inclusão dum número suficiente de zeros até à potência de 2 imediatamente superior a N .

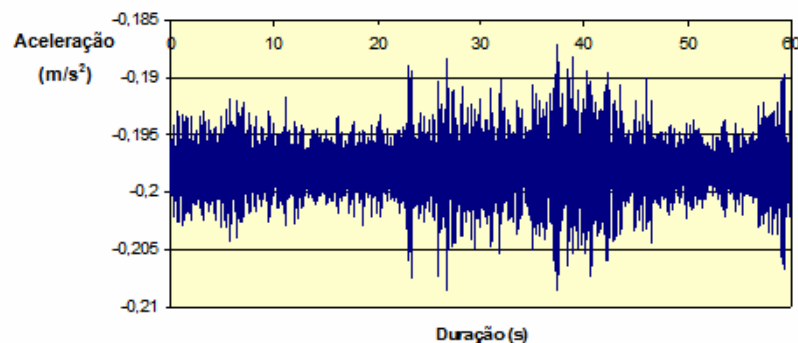


Figura A. 9: Sinal registado no ensaio FD002, canal Y

Foram realizados diversos ensaios conforme se referiu no capítulo 5, cujo sinal obtido é exemplificado no gráfico anterior (Figura A. 9). Cada conjunto de sinais foi dividido em grupos de 2^{12} (4096) elementos. Os sinais estão separados por intervalos de tempo de 0,005s, com uma duração total de 20,48s.

Com auxílio do algoritmo FFT disponibilizado no programa de folha de cálculo *Microsoft Excel*, calculou-se a função DFT aproximada para a mesma duração de sinal (20,48s).

A DFT é útil, porque revela periodicidades dos dados introduzidos assim como a força relativa da periodicidade dos seus componentes. Uma DFT habitualmente transforma uma sequência de números reais numa sequência de números complexos com a mesma extensão. Este facto vai provocar que a função periódica criada seja simétrica, pois os dados introduzidos são separados na parte “positiva” e “negativa” da parcela imaginária de cada complexo, conforme se exemplifica na Figura A. 10 para a DFT da função $f(x)=\sin x$. O traçado do módulo dos valores complexos de uma DFT é habitualmente denominado de função do espectro de Fourier.

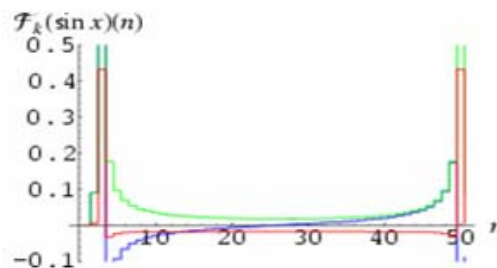


Figura A. 10: Componente real (vermelho), imaginária (azul) e módulo (verde) da DFT da função $f(x)=\sin x$ [S8].

Para o traçado da função de espectro de Fourier, foi necessário converter-se os intervalos de tempo em intervalos de frequências, de modo a ser possível identificar as frequências próprias de vibração. Estas são identificadas pelos máximos da função para os valores mais baixos de frequências. Para cada passo da função do espectro de Fourier definiram-se intervalos de frequência de acordo com a (eq.A.3).

$$Df_n = \frac{1}{n \times 0,005} \tag{eq.A.3}$$

,sendo n o passo a calcular

Como foram realizados diversos ensaios, foi possível executar-se a média dos valores da função de espectro de Fourier, para cada frequência. Este processo contribui para a eliminação de efeitos de ruído ambiente nas estimativas individuais e de flutuações das estimativas individuais próprias de cada sinal aleatório, quando se trata de excitações de natureza estocástica. No gráfico seguinte está representada a função de espectro de Fourier obtida para após a remoção do ruído ambiente e flutuações (Figura A. 11) [29] [S8].

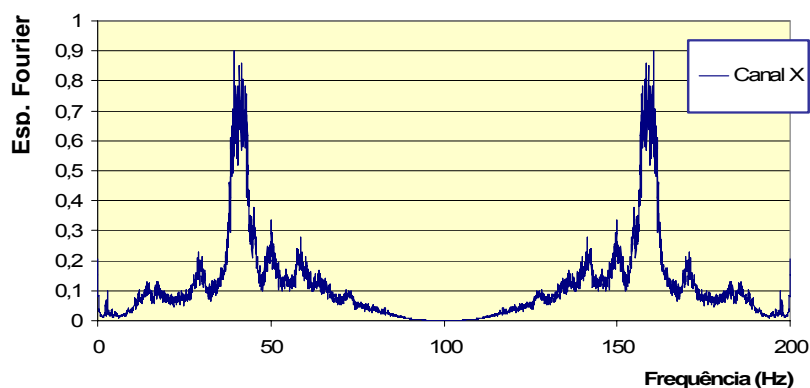


Figura A. 11: Função de espectro de Fourier para o sinal registrado no canal X após eliminação do ruído ambiente e flutuações [3].

Frequências próprias

Por observação dos gráficos do espectro de Fourier para as diferentes direcções, foi possível concluir que apenas nas direcções X e Y se apresentam frequências próprias inferiores a 5Hz. Esta é a gama de frequências corrente em edifícios. Na direcção Z apenas se registam frequências de excitação muito elevadas a que correspondem modos de vibração com pouca participação de massa, provocados por translações verticais do pavimento. Relativamente às direcções X e Y, traçou-se o gráfico representando a sobreposição de ambas os espectros de Fourier para o intervalo de 1 a 8Hz, onde se admitem estar as frequências próprias de excitação do “Gaioleiro” em análise (Figura A. 12).

Com base nesse gráfico é possível concluir que a frequência própria fundamental segundo X é de 2,34Hz e segundo Y é de 3,56Hz. Detectou-se ainda um modo de vibração correspondendo a um fenómeno de torção (existe a participação de ambas as direcções, embora maior segundo X) para 2,83Hz.

Estes valores embora sejam bastante elevados, mesmo quando comparados com os novos edifícios de betão, estão próximos do esperado. Nos edifícios de alvenaria, ao determinar-se as frequências próprias para níveis de vibração muito reduzidos, verifica-se uma rigidez muito elevada. Isto ocorre, pois está-se a trabalhar próximo da origem do diagrama de tensões-extensões, conduzindo a uma rigidez tangente na origem [3].

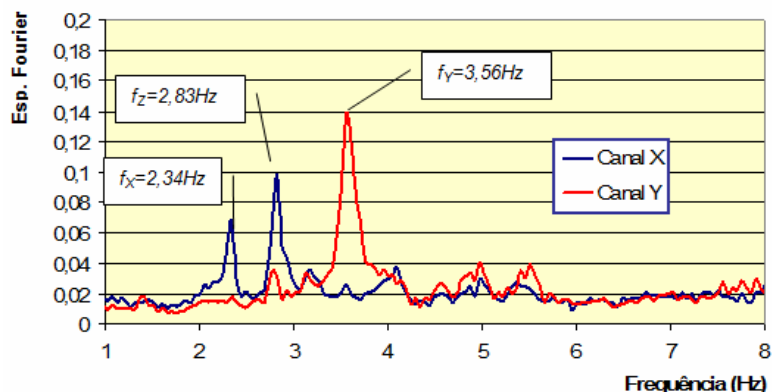


Figura A. 12: Sobreposição dos espectros de Fourier no intervalo de 1 a 8Hz [3].

A.5. Sismogramas

Os acelerogramas utilizados nas análises *time-history*, foram disponibilizados pelo Prof. Luís Guerreiro, tendo sido criados com base no espectro de potência do RSA e utilizando a envolvente do Eurocódigo 8 [30] [36] [S10]. Utilizou-se a média dos resultados de dez sinais diferentes. De seguida estão apresentados dois gráficos contendo os dez sinais para cada tipo de acção (Figura A. 13 e Figura A. 14). Não se apresentou cada sinal isoladamente, pois iria ocupar espaço significativo, que não se considerou necessário.

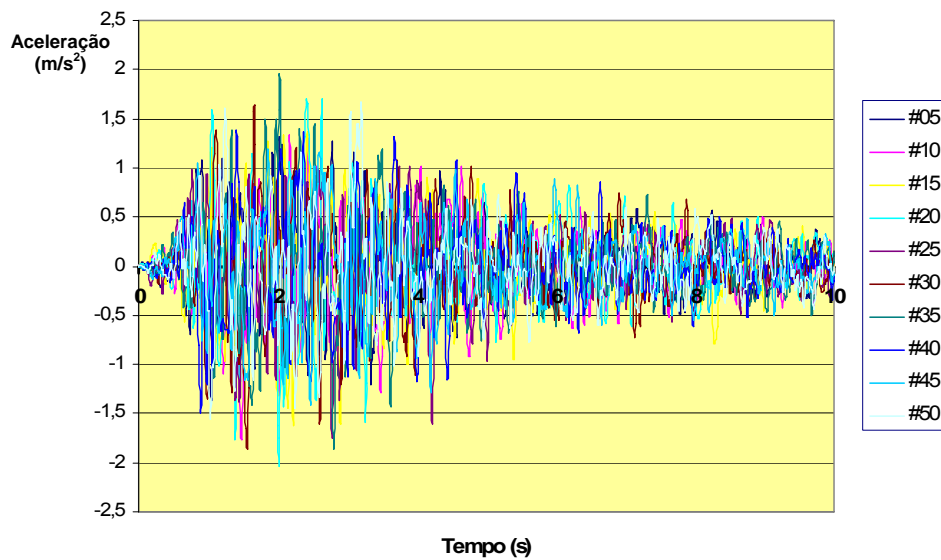


Figura A. 13: Acelerogramas para acção do tipo1 e terreno do tipo II.

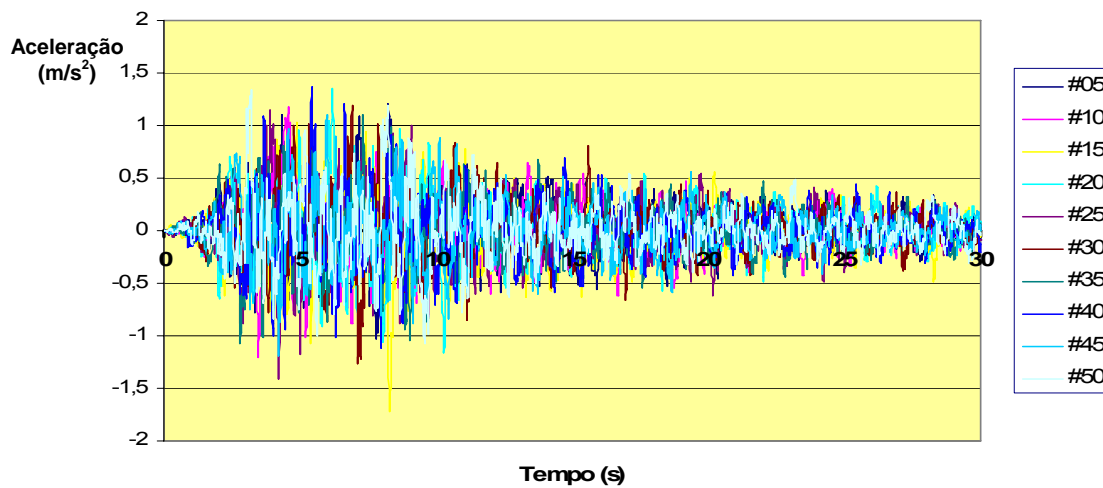


Figura A. 14: Acelerogramas para a acção do tipo 2 e terreno do tipo II.