



**Universidade do Porto**

**FEUP** Faculdade de  
Engenharia

**AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DO PARQUE  
EDIFICADO DA AVENIDA Dr. LOURENÇO PEIXINHO -  
AVEIRO**

**Sandra Marisa da Silva Costa**

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a  
obtenção do grau de mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob a supervisão dos  
professores Aníbal Costa e Humberto Varum do Departamento de Engenharia Civil da  
Universidade de Aveiro.*

**Setembro 2008**



*À memória do meu pai*  
*À minha mãe, avós e irmão*  
*Ao Paulo*



*“O homem moderno não combate as calamidades com a humildade; descobriu que elas devem ser combatidas com os conhecimentos científicos.”*

Bertrand Russell



## RESUMO

A maioria dos centros históricos das cidades encontram-se descaracterizados e envelhecidos. Inicialmente houve a preocupação e cuidado em construir de forma planeada, para garantir a coerência de linguagem arquitectónica, mas com o passar dos anos, este cuidado foi-se esvanecendo, dando lugar a uma densificação descontrolada, não havendo qualquer articulação com as construções existentes. Assim, edifícios de grande valor histórico, encontram-se hoje paredes-meias com construções recentes, aliando ainda ao facto de se encontrarem em avançado estado de degradação, causado pela falta de manutenção e conservação, e em alguns casos, devido a alterações estruturais inadequadas. Esta situação atingiu-se devido à lacuna de estratégias concertadas para a conservação do património existente. Deste modo, é necessário o estudo e desenvolvimento de medidas de conservação, e eventualmente reforço, que respeitando o património edificado, permitam reduzir a sua vulnerabilidade, e desacelerar a descaracterização a que os centros históricos têm estado sujeitos.

É neste contexto que surge este trabalho, em que foi estudado um quarteirão na Avenida Dr. Lourenço Peixinho, da cidade de Aveiro, que se insere na problemática no parágrafo anterior. Numa primeira fase, realizou-se um levantamento pormenorizado das características dos edifícios do quarteirão, a partir de elementos documentais existentes e inspecção visual no local, de referir, ano de construção, tipo de fundação, materiais, solução estrutural, cálculo sísmico, etc. Os dados recolhidos foram analisados do ponto de vista da influência no comportamento global do quarteirão em caso de sismo, salientando-se a irregularidade em altura, a irregularidade em planta, o desalinhamento entre pisos adjacentes, etc. Os resultados obtidos revelaram que a situação mais preocupante era a existência de edifícios de betão armado paredes meias com edifícios de alvenaria. Deste modo, o estudo centrou-se no comportamento de um edifício de betão armado confinado a dois edifícios de alvenaria, sujeito à acção de um sistema de forças estáticas equivalentes. Para tal recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000, que se baseia no método dos elementos finitos, onde foi realizada uma análise estática linear do modelo.



## **ABSTRACT**

Most of the historical centers of the cities are descaracterized and old. Initially there was the concern and care to build of form planned, to ensure the consistency of architectural language, but over the years, this care has been pass, resulting in a dense uncontrolled, with no linkage with the existing buildings. So old buildings with historical value are now half walls with recent concrete buildings, allying to the fact that they are in advanced state of degradation, caused by the lack of maintenance and conservation, and in some cases, due to inadequate structural alterations in recent interventions. This situation was reached due to the lack of concerted strategies for conservation of the patrimony. So it is necessary the study and development of conservation measures, and possibly reinforcement, that respecting the patrimony, reduce his vulnerability and slow dow the descaracterization of the historical centers have been subject.

It is in this context that this work appears, in which was studied a block in Dr. Lourenço Peixinho Avenue in the city of Aveiro that was select for the study, that inserts in the problematic presented in the preceding paragraph. Initially was carried a detailed survey of the buildings characteristics of the block, from the existent documentation and visual inspection on site: year of construction, type of foundation, materials, structural solution, seismic calculations, etc. The collected information was organize and analyse in terms of influence on the seismic behaviour of the block, as irregularity in height, irregularity in plant, misalignment between adjacent floors, etc. The results showed that the situation more worrying was the existence of concrete buildings half walls masonry buildings. Thus the study focused in particular of the behaviour of a concrete building between two buildings of masonry, subject to a system of equivalent static forces. For that where performed linear static analysis, using the computer code SAP2000, based on the finite element method.



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho:

- Ao Prof. Aníbal Costa pela disponibilidade, empenho e rigor que sempre demonstrou.
- Ao Prof. Humberto Varum e ao Eng. Hugo Rodrigues pela orientação, sugestões, apoio e incentivo para o desenvolvimento do trabalho.
- À minha mãe, irmão e avós pelo seu apoio, carinho e amor.
- Ao Paulo pelo seu apoio e amor incondicional.
- Às minhas amigas Ana Valente, Ana Fidalgo, Ana Rita Castro e Vanessa Miranda pela sua amizade e pelas palavras de apoio e incentivo nas horas mais difíceis.
- À Arquitecta Emília Lima e à Anabela Coutinho da Câmara Municipal de Aveiro pela sua disponibilidade total e apoio, na consulta da informação necessária ao desenvolvimento do presente trabalho.



## **SIGLAS UTILIZADAS**

EC8 – Eurocódigo 8

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

RBA – Regulamento do Betão Armado

REAE – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios

REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes



# ÍNDICE DE TEXTO

<b>1 - INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2 - OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	2
1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
<b>2 - EVOLUÇÃO DOS REGULAMENTOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 - INTRODUÇÃO .....	5
2.2 - REGULAMENTO GERAL DAS EDIFICAÇÕES URBANAS .....	6
2.3 - REGULAMENTO DE SEGURANÇA DAS CONSTRUÇÕES CONTRA OS SISMOS.....	6
2.4 - REGULAMENTO DE SOLICITAÇÕES EM EDIFÍCIOS E PONTES.....	8
2.5 - REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES.....	9
2.6 - EUROCÓDIGO 8 – PROJECTO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES .....	11
2.7 - ANÁLISE COMPARATIVA DOS REGULAMENTOS .....	12
<b>3 - AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO .....</b>	<b>15</b>
3.1 - ENQUADRAMENTO HISTÓRICO .....	15
<b>4 - CASO DE ESTUDO: QUARTEIRÃO ENTRE O EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO E A TRAVESSA DO MERCADO.....</b>	<b>25</b>
4.1 - DESCRIÇÃO GERAL DO QUARTEIRÃO.....	25
4.2 - CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS.....	30
4.3 - ANÁLISE DO QUARTEIRÃO .....	46
4.4 - PROBLEMAS OBSERVADOS.....	56
<b>5 - COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO CONFINANTE COM EDIFÍCIOS TRADICIONAIS DE ALVENARIA .....</b>	<b>59</b>
5.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	59
5.2 - ACÇÃO SÍSMICA .....	60
5.3 - MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS TIPO .....	61
5.4 - ANÁLISE COMPARATIVA DA RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS PARA ACÇÕES HORIZONTAIS .....	68
<b>6 - CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>83</b>
6.1 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	83
6.2 - TRABALHOS FUTUROS.....	85
<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>87</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – EDIFÍCIO DE ALVENARIA ENTRE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO DE ALTURA CONSIDERÁVEL NA AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO. ....	2
FIGURA 2.1 – EVOLUÇÃO CRONOLÓGICA DA REGULAMENTAÇÃO DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA. ....	6
FIGURA 2.2 – ZONAMENTO DO TERRITÓRIO ESTABELECIDO PELO RSCCS [2]. ....	7
FIGURA 2.3 – ZONAMENTO DO TERRITÓRIO ESTABELECIDO PELO RSEP [3]. ....	8
FIGURA 2.4 – ZONAMENTO DO TERRITÓRIO ESTABELECIDO PELO RSA [5]. ....	9
FIGURA 2.5 – ZONAMENTO DO TERRITÓRIO ESTABELECIDO PELO EC8 [6]. ....	11
FIGURA 3.1 – IGREJA DA MISERICÓRDIA [20]. ....	16
FIGURA 3.2 – AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO NOS PRINCÍPIOS DO SÉCULO XX [14]. ....	17
FIGURA 3.3 – INICIO DA AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO EM 1940, JUNTO AO EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO[13]. ....	18
FIGURA 3.4 – AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO ACTUALMENTE. ....	19
FIGURA 3.5 – MONUMENTO AOS MORTOS DA GRANDE GUERRA [20]. ....	20
FIGURA 3.6 – BUSTO DE LOURENÇO PEIXINHO. ....	20
FIGURA 3.7 – EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO NO PASSADO [13]. ....	21
FIGURA 3.8 – EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO DURANTE A SUA RECUPERAÇÃO [15]. ....	22
FIGURA 3.9 – EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO ACTUALMENTE. ....	22
FIGURA 3.10 – EDIFÍCIO AVENIDA. ....	23
FIGURA 3.11 – ESTAÇÃO DE CAMINHOS-DE-FERRO. ....	23
FIGURA 4.1 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DOS USOS DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. ....	25
FIGURA 4.2 – EDIFÍCIO Nº1. ....	26
FIGURA 4.3 – EDIFÍCIO Nº2. ....	26
FIGURA 4.4 – EDIFÍCIO Nº3. ....	27
FIGURA 4.5 – EDIFÍCIO Nº4. ....	27
FIGURA 4.6 – EDIFÍCIO Nº5. ....	28
FIGURA 4.7 – EDIFÍCIO Nº6. ....	28
FIGURA 4.8 – EDIFÍCIO Nº7. ....	29
FIGURA 4.9 – EDIFÍCIO Nº8. ....	29
FIGURA 4.10 – EDIFÍCIO Nº9. ....	29
FIGURA 4.11 – EDIFÍCIO Nº10. ....	29
FIGURA 4.12 – EDIFÍCIO Nº11. ....	30
FIGURA 4.13 – EDIFÍCIO Nº12. ....	30
FIGURA 4.14 – EDIFÍCIO Nº13. ....	30
FIGURA 4.15 – EDIFÍCIO Nº1. ....	31
FIGURA 4.16 – EDIFÍCIO Nº2. ....	32
FIGURA 4.17 – ESQUEMA DOS PÓRTICOS DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO Nº 2 [23]. ....	32

FIGURA 4.18 – EDIFÍCIO Nº3.....	33
FIGURA 4.19 – EDIFÍCIO Nº4.....	35
FIGURA 4.20 – EDIFÍCIO Nº5.....	36
FIGURA 4.21 – EDIFÍCIO Nº6.....	37
FIGURA 4.22 – PORMENOR DA CHAMINÉ.....	38
FIGURA 4.23 – EDIFÍCIO Nº7.....	38
FIGURA 4.24 – EDIFÍCIO Nº8.....	39
FIGURA 4.25 – EDIFÍCIO Nº9.....	41
FIGURA 4.26 – EDIFÍCIO Nº9 EM 1959 ANTES DA CONSTRUÇÃO DA GARAGEM E ARMAZÉM (ALÇADO POSTERIOR) [29]. .....	41
FIGURA 4.27 – EDIFÍCIO Nº10 (VISTA FRONTAL).....	42
FIGURA 4.28 – EDIFÍCIO Nº10 EM 1965 ANTES DAS ALTERAÇÕES NA FACHADA [30]. .....	43
FIGURA 4.29 – EDIFÍCIO Nº11.....	44
FIGURA 4.30 – EDIFÍCIO Nº12.....	45
FIGURA 4.31 – EDIFÍCIO Nº13.....	46
FIGURA 4.32 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO POR DÉCADAS DE CONSTRUÇÃO [19]. .....	47
FIGURA 4.33 – ÉPOCA DE CONSTRUÇÃO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. .....	47
FIGURA 4.34 – INDICAÇÃO DA ALTURA DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	48
FIGURA 4.35 – EXEMPLOS DE DESCONTINUIDADES VERTICAIS NO QUARTEIRÃO.....	48
FIGURA 4.36 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DO NÚMERO DE PISOS ACIMA DO NÍVEL DO SOLO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO.....	49
FIGURA 4.37 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DOS MATERIAIS DA ESTRUTURA RESISTENTE DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. .....	50
FIGURA 4.38 – EDIFÍCIO DE ALVENARIA ENTRE DOIS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO. ....	50
FIGURA 4.39 – AMPLIAÇÕES POSTERIORES À CONSTRUÇÃO INICIAL EM ALGUNS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO.....	50
FIGURA 4.40 – TIPOLOGIAS DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. .....	51
FIGURA 4.41 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. .....	51
FIGURA 4.42 – ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	52
FIGURA 4.43 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DO TIPO DE FUNDAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO.....	53
FIGURA 4.44 – REGULAMENTAÇÃO USADA NA CONCEPÇÃO AO NÍVEL DAS ACÇÕES PARA OS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO.....	54
FIGURA 4.45 – DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DA REGULAMENTAÇÃO USADA NO CÁLCULO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO.....	54
FIGURA 5.1 – MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO ENTRE OS EDIFÍCIOS.....	62
FIGURA 5.2 – EDIFÍCIO EM ALVENARIA EM ESTUDO. ....	63
FIGURA 5.3 – PLANTA TIPO DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA E ESPESURAS DAS PAREDES. ....	64
FIGURA 5.4 – EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO EM ESTUDO.....	65

FIGURA 5.5 – PLANTA ESTRUTURAL TIPO DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO.....	66
FIGURA 5.6 – PONTOS DE CONTROLO NO EDIFÍCIO BA1.....	70
FIGURA 5.7 – PONTOS DE CONTROLO NO EDIFÍCIO BA2.....	70
FIGURA 5.8 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>1</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	71
FIGURA 5.9 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>3</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	72
FIGURA 5.10 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>5</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	72
FIGURA 5.11 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>2</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PERPENDICULAR À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	74
FIGURA 5.12 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>4</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PERPENDICULAR À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	74
FIGURA 5.13 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>6</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PERPENDICULAR À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	74
FIGURA 5.14 – PONTOS DE CONTROLO.....	75
FIGURA 5.15 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>1</sub> . PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	76
FIGURA 5.16 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>2</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	77
FIGURA 5.17 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>3</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	77
FIGURA 5.18 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>1</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	78
FIGURA 5.19 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>2</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	79
FIGURA 5.20 – PERFIL DE DESLOCAMENTOS LATERAIS E PERFIL DE <i>DRIFT</i> NA DIRECÇÃO U <sub>3</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.....	80



## ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1 – REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA PARA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA. ....	6
TABELA 2.2 – COEFICIENTE SÍSMICO DE ACORDO COM O RSCCS [2]. ....	7
TABELA 2.3 – COEFICIENTE SÍSMICO DE ACORDO COM O RSEP [3]. ....	9
TABELA 2.4 – CONSEQUÊNCIAS DA REGULARIDADE ESTRUTURAL NA ANÁLISE SÍSMICA [7]. ....	10
TABELA 2.5 – CONSEQUÊNCIAS DA REGULARIDADE ESTRUTURAL NA ANÁLISE SÍSMICA [8]. ....	12
TABELA 2.6 – COMPARAÇÃO ENTRE OS REGULAMENTOS EM RELAÇÃO À ACÇÃO SÍSMICA. ....	13
TABELA 4.1 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº3 [24]. ....	34
TABELA 4.2 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº5 [25]. ....	36
TABELA 4.3 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº6 [26]. ....	38
TABELA 4.4 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº7 [27]. ....	39
TABELA 4.5 – MATERIAIS USADOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS. ....	39
TABELA 4.6 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº8 [28]. ....	40
TABELA 4.7 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº9 [29]. ....	42
TABELA 4.8 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº10 [30]. ....	43
TABELA 4.9 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº11 [33]. ....	44
TABELA 4.10 – ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO Nº13 [35]. ....	46
TABELA 4.11 – NÚMERO DE PISOS ACIMA DO NÍVEL DO SOLO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO [19]. ....	49
TABELA 4.12 – NÚMERO DE PISOS E MATERIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	49
TABELA 4.13 – REGULAMENTAÇÃO USADA NA CONCEPÇÃO AO NÍVEL DAS ACÇÕES E FUNDAÇÕES PARA OS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	52
TABELA 4.14 – REGULAMENTAÇÃO USADA NA CONCEPÇÃO AO NÍVEL DAS ACÇÕES E MATERIAIS PARA OS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	53
TABELA 4.15 – REGULAMENTAÇÃO USADA DO PONTO DE VISTA SÍSMICO DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	54
TABELA 4.16 – NÚMERO DE REMODELAÇÕES PARA CADA UM DOS EDIFÍCIOS DO QUARTEIRÃO EM ESTUDO. ....	55
TABELA 4.17 – REGULAMENTAÇÃO APLICADA NAS ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS POSTERIORES À CONSTRUÇÃO. ....	56
TABELA 5.1 – ESPESURAS EQUIVALENTES PARA OS PAVIMENTOS NA MODELAÇÃO DOS EDIFÍCIOS. ....	61
TABELA 5.2 – PÉ-DIREITO DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA. ....	63
TABELA 5.3 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA. ....	64
TABELA 5.4 – ACÇÕES CONSIDERADAS PARA O EDIFÍCIO DE ALVENARIA. ....	65
TABELA 5.5 – PÉ-DIREITO DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO. ....	66
TABELA 5.6 – DIMENSÕES DOS PILARES. ....	67
TABELA 5.7 – TIPOLOGIAS DAS LAJES DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO EM ESTUDO. ....	67
TABELA 5.8 – CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO. ....	68
TABELA 5.9 – ACÇÕES CONSIDERADAS PARA O EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO. ....	68

TABELA 5.10 – RESUMO DOS MODELOS E AS ANÁLISES REALIZADAS.....	69
TABELA 5.11 – FREQUÊNCIAS DE VIBRAÇÃO DO EDIFÍCIO BA1 E BA2. ....	70
TABELA 5.12 – DESLOCAMENTOS PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO PARA O EDIFÍCIO BA1 (DIRECÇÃO X).....	71
TABELA 5.13 – DESLOCAMENTOS PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO PARA O EDIFÍCIO BA2 (DIRECÇÃO X).....	71
TABELA 5.14 – DESLOCAMENTOS PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PERPENDICULAR À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO PARA O EDIFÍCIO BA1 (DIRECÇÃO Y).....	73
TABELA 5.15 – DESLOCAMENTOS PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PERPENDICULAR À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO PARA O EDIFÍCIO BA2 (DIRECÇÃO Y).....	73
TABELA 5.16 – RESUMO DA ACELERAÇÃO (CM/S <sup>2</sup> ) PARA O EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO (BA2) NAS ANÁLISES REALIZADAS.....	75
TABELA 5.17 – DESLOCAMENTO U <sub>1</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	76
TABELA 5.18 – DESLOCAMENTO U <sub>2</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	76
TABELA 5.19 – DESLOCAMENTO U <sub>3</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	77
TABELA 5.20 – DESLOCAMENTO U <sub>1</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	78
TABELA 5.21 – DESLOCAMENTO U <sub>2</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	79
TABELA 5.22 – DESLOCAMENTO U <sub>3</sub> PARA O SISMO NA DIRECÇÃO PARALELA À AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO.	79

## CAPÍTULO I

# 1 - INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

### 1.1 - Considerações gerais

A Avenida Dr. Lourenço Peixinho é uma artéria emblemática da cidade de Aveiro, construída no primeiro quarto do século XX. Surge da necessidade de expansão da cidade, e foi determinante para o desenvolvimento e crescimento urbano desta, estabelecendo a ligação entre a estação de caminho-de-ferro e o centro da cidade.

Inicialmente houve a preocupação e o cuidado em construir de uma forma planeada, para garantir uma coerência de linguagem arquitectónica mas, com o decorrer dos anos, este cuidado foi-se esvanecendo. As elegantes moradias de Arte Nova, rapidamente deram lugar a construções mais urbanas com vertente de comércio, que não resistiram à especulação imobiliária e acabaram por ser demolidas. As que resistiram ao passar do tempo, surgem hoje paredes-meias com prédios em betão armado (Figura 1.1) sem qualquer relevância, e encontram-se na sua maioria em avançado estado de degradação, devido a falta de manutenção e conservação. De salientar, que alguns destes edifícios estão classificados actualmente, como imóveis de interesse público.

Esta situação atingiu-se devido a uma densificação descontrolada, sem articulação com o edificado existente. Actualmente, a Avenida encontra-se descaracterizada, desabitada e envelhecida, sendo urgente uma intervenção que lhe devolva a modernidade e dinâmica que a caracterizou no passado. Este trabalho pretende assim, ser uma contribuição no desenvolvimento de metodologias de análise, e soluções de conservação e possivelmente de reforço, que permitam a reabilitação e também a redução da vulnerabilidade das construções. Numa altura em que se encontra aberta a discussão, para a elaboração de um projecto de revitalização para a Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Apesar deste estudo ser relativo a um quarteirão específico na cidade de Aveiro, as suas características e problemáticas podem ser encontradas noutras cidades. Podendo assim, servir de base a outros trabalhos relativos ao edificado nacional, sobretudo em locais onde os edifícios se

organizam em quarteirão, existindo edifícios de betão armado paredes-meias com edifícios pequenos e antigos de alvenaria. E ainda, dar um contributo para a selecção e desenvolvimento de estratégias de reforço, que minimizem os danos em caso de ocorrência de um sismo.



Figura 1.1 – Edifício de alvenaria entre edifícios de betão armado de altura considerável na Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

### 1.2 - Objectivos da Dissertação

O objectivo deste trabalho foi a análise da vulnerabilidade de um quarteirão da Avenida Dr. Lourenço Peixinho na cidade de Aveiro. Assim, numa primeira fase foi feito o levantamento do quarteirão, de forma a apurar quais os principais problemas que influenciavam de forma negativa o seu comportamento. Este levantamento foi feito através do estudo de elementos documentais existentes, inspecções visuais “in situ” e entrevistas com algumas pessoas. Verificou-se que o quarteirão apresentava uma série de problemas, nomeadamente edifícios irregulares em planta e altura, desalinhamento entre os pisos de edifícios contíguos, descontinuidade em alçado devido a diferentes de alturas, má conservação da maioria dos edifícios, concepção sem cálculo sismo-resistente, edifícios de betão armado adjacentes a edifícios de alvenaria, etc., que comprometiam o comportamento global do quarteirão.

Dos vários problemas observados, decidiu-se pela particularização do estudo da problemática do comportamento de um edifício de betão armado inserido em meio urbano, paredes meias com edifícios de alvenaria. Esta linha de orientação, deveu-se ao facto de ser uma situação relevante e preocupante, que se repercutia ao longo da Avenida, e também frequente noutros locais.

Deste modo, foram escolhidos dois edifícios, um de betão armado e outro de alvenaria representativos do quarteirão em estudo, que se encontravam apostos. Para analisar o

comportamento dos edifícios face a um sistema de forças estáticas equivalentes, recorreu-se a um programa de análise estrutural, o SAP2000. A opção por uma análise simples, estática e linear, prendeu-se com o facto de o objectivo, ser apenas a análise da tendência observada no comportamento global do edifício de betão armado, quando confinado a dois edifícios de alvenaria. Foram assim concebidos vários modelos, onde variaram as condições de apoio (ligação entre os edifícios) e as forças estáticas aplicadas.

### **1.3 - Organização da Dissertação**

A dissertação encontra-se organizada num capítulo introdutório seguindo-se mais cinco capítulos:

- No Capítulo 2 é feita uma análise da evolução da regulamentação portuguesa relativamente à acção sísmica, desde o Regulamento Geral das Edificações Urbanas até ao Eurocódigo 8;
- O Capítulo 3 é o enquadramento histórico da cidade de Aveiro e da Avenida Dr. Lourenço Peixinho;
- O Capítulo 4 apresenta o quarteirão em estudo, caracterizando individualmente cada um dos edifícios que o constituem, e a análise das principais características que influenciam o seu comportamento global;
- No Capítulo 5 é apresentado os resultados da análise estática linear do comportamento do edifício de betão armado confinado a dois edifícios de alvenaria;
- No Capítulo 6 intitula-se conclusões onde se apresenta a discussão dos resultados obtidos e as respectivas conclusões, bem como os futuros trabalhos a realizar.



## CAPÍTULO II

# 2 - EVOLUÇÃO DOS REGULAMENTOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

### 2.1 - Introdução

Apesar de os sismos serem calamidades que desde sempre assolaram a humanidade, o desenvolvimento de normas, para a concepção de estruturas, com vista à minimização dos danos em Portugal, remonta a década de 50 do século XX (Tabela 2.1 e Figura 2.1). Portugal dada a sua localização, situado na placa Euro-Asiática, é um país de sismicidade importante, comprovada pelos sismos registados de intensidade moderada a forte. Foi o primeiro país do mundo onde foi criado um regulamento específico para a definição da acção sísmica.

A primeira referência à acção sísmica surge em 1951, no Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU). No entanto, é apenas um enunciado genérico sem qualquer pormenorização. Deste modo, o primeiro regulamento na área da construção, em que esta é definida para o dimensionamento das estruturas é o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS) de 1958. Este aparece para complementar o RGEU, tornando-se o primeiro regulamento anti-sísmico do mundo. Mas é revogado passados três anos em 1961, data na qual é aprovado o Decreto-Lei nº44041 de 18 de Novembro, e entra em vigor o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP). Com os progressos e desenvolvimentos na área da segurança estrutural que entretanto se verificaram, surge então o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), actualmente ainda em vigor. Apesar de ter entrado em vigor em 1983, as estruturas excluindo as abrangidas pelo Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios de 1965, puderam ser dimensionadas tendo por base o RSEP até 1985, data em que o RSA entra em vigor de modo definitivo. Mais recentemente em 2000, na filosofia da estrutura organizativa dos eurocódigos, foi criado um eurocódigo dedicado exclusivamente a aspectos sísmicos, o Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas sísmo-resistentes (EC8).

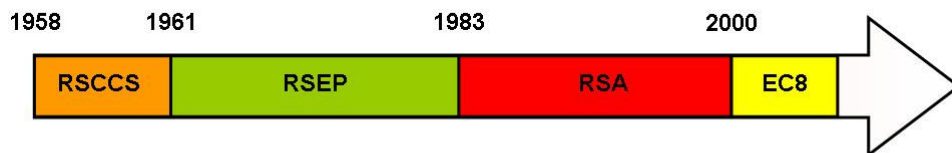


Figura 2.1 – Evolução cronológica da regulamentação de verificação da segurança sísmica.

Tabela 2.1 – Regulamentação portuguesa para verificação da segurança sísmica.

Data	Regulamento
1951	Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU)
1958	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS)
1961	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP)
1983	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)
2000	Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas sísmo-resistentes (EC8)

## 2.2 - Regulamento Geral das Edificações Urbanas

Este regulamento não apresenta um método para o cálculo sísmico, apenas se encontra uma referência a acções dinâmicas, num dos artigos do capítulo dedicado a paredes. É referido que “A justificação da resistência das paredes poderá ainda ser exigida quando tenham alturas livres superiores a 3,50 m, ou estejam sujeitas a solicitações superiores às verificadas nas habitações correntes, particularmente quando a edificação se destine a fins susceptíveis de lhe impor sobrecargas superiores a 300 kg/m<sup>2</sup> de pavimento ou de a sujeitar a esforços dinâmicos consideráveis” [1]. Não está claro que os esforços dinâmicos referidos, corresponde à acção sísmica, para além de não estabelecer quaisquer valores ou métodos para a sua quantificação.

## 2.3 - Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

É o primeiro regulamento onde a acção sísmica é definida para o dimensionamento das estruturas, sendo o país dividido em três zonas sísmicas A, B e C (Figura 2.2). O estipulado no regulamento é aplicável para as zonas A e B, excluindo a zona C, onde é dispensado o cálculo sísmico. Estão ainda dispensados de verificação sísmica os edifícios de habitação com paredes resistentes de alvenaria com um piso na zona A, e até dois pisos na zona B. É também

dispensado o cálculo sísmico no caso de obras de ampliação, modificação e reconstrução, desde que a construção existente não precise de reforço para suportar a nova.



Figura 2.2 – Zonamento do território estabelecido pelo RSCCS [2].

As acções sísmicas são equiparadas a forças estáticas horizontais, que podem actuar em qualquer direcção e sentido. Estas devem ser consideradas em simultâneo com as cargas e sobrecargas permanentes, excluindo as acções não permanentes e as acções climáticas. O seu ponto de aplicação é no centro de gravidade de cada elemento da construção, com uma intensidade igual ao produto do peso do elemento pelo coeficiente sísmico. O coeficiente sísmico é dado em função da localização da construção, e o tipo de construção ou elemento (Tabela 2.2). As cargas a considerarem-se no cálculo das forças horizontais são as correspondentes a todas as partes da construção e as sobrecargas permanentes.

Tabela 2.2 – Coeficiente sísmico de acordo com o RSCCS [2].

Localização		Zona A	Zona B
Construção em conjunto	Construções correntes (edifícios)	0,10	0,05
	Construções em forma de torre (chaminés isoladas, reservatórios elevados)	0,20	0,10
Elementos de construção	Paredes e outros elementos	0,20	0,10
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura	0,30	0,15

O dimensionamento das estruturas relativamente à acção sísmica pode ser realizado através de dois tipos de métodos, os métodos de dimensionamento em relação à rotura e os métodos de dimensionamento em fase elástica. O dimensionamento em relação à rotura destina-se a métodos consagrados ou experimentalmente comprovados. Os valores a adoptar para as propriedades dos materiais devem ser representativos das resistências mínimas. Assim, a resistência da estrutura calculada com base nestes valores, apresenta um valor igual ou maior do que a necessária para suportar as acções consideradas [2]. Para o dimensionamento em fase elástica, a diferença reside nas tensões de segurança que apresentam valores mais elevados.

Este regulamento apresenta ainda um capítulo onde são apresentadas disposições construtivas, onde se apresentam regras a serem seguidas para a satisfação da construção, do ponto de vista da segurança sísmica.

## 2.4 - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

Surge na continuidade do RSCCS, sendo que as alterações introduzidas resultam das conclusões retiradas dos estudos realizados, relativos à acção dos sismos sobre as construções. Assim, o zonamento do país é o mesmo, estando também dispensada a verificação sísmica no dimensionamento de construções situadas na zona C (Figura 2.3). O cálculo sísmico segue as mesmas prescrições, as alterações introduzidas são o agravamento dos valores dos coeficientes sísmicos (Tabela 2.3), nos casos em que as características dos terrenos de fundação conduzam a acções sísmicas mais elevadas. E ainda nos casos, em que as construções não disponham de qualquer contribuição adicional de resistência.

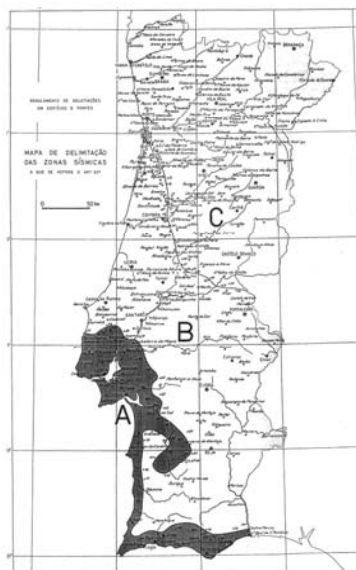


Figura 2.3 – Zonamento do território estabelecido pelo RSEP [3].

Tabela 2.3 – Coeficiente sísmico de acordo com o RSEP [3].

		Zona A		Zona B	
		(1)	(2)	(1)	(2)
Construção em conjunto	Construções em que existe reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento	0,10	0,15	0,05	0,075
	Construções em que não existe reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento	0,15	0,20	0,075	0,10
Elementos de construção	Paredes e elementos similares	0,20		0,10	
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura	0,30		0,15	

(1) valores a adoptar em casos correntes de terrenos de fundação.

(2) valores a adoptar em casos de terrenos de fundação com características desfavoráveis do ponto de vista das açções sísmicas, que se verifica em geral para lodos, argilas brandas, siltes e aterros recentes.

## 2.5 - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

No Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, foi dada maior relevância à acção sísmica, do que tinha acontecido até ao momento ao nível da regulamentação. Tal deveu-se a um maior conhecimento relativamente à sismicidade do país, bem como a evolução verificada na área da engenharia sísmica. Assim, é apresentado um novo zonamento do país, com a definição de quatro zonas A,B, C e D (Figura 2.4), e a possibilidade de aplicação de métodos de análise dinâmica.

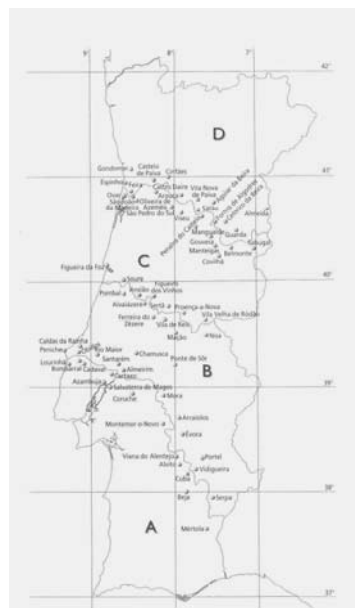


Figura 2.4 – Zonamento do território estabelecido pelo RSA [5].

A acção sísmica é considerada uma acção variável, e para a sua definição são apresentados dois métodos. Um através da densidade espectral de potência, e outro a partir de espectros de resposta, dados em função do tipo de terreno e sismicidade da zona, para casos de estruturas com frequências próprias bem separadas.

A determinação dos efeitos da acção sísmica são definidos através de dois tipos de métodos, os métodos de análise dinâmica e os métodos de análise estática. Nos métodos de análise dinâmica são consideradas as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes, e ao valor quase permanente das cargas variáveis, que actuam na estrutura. Relativamente às propriedades dos materiais consideram-se os valores médios. Estes métodos consideram o comportamento não-linear dos materiais, o que implica o recurso a métodos de análise complexos. Deste modo, o regulamento prevê a simplificação, considerando o comportamento linear dos materiais, sendo os resultados corrigidos posteriormente, através da aplicação de coeficientes de comportamento. Estes dependem do tipo de estrutura, dos materiais constituintes e do grau de exploração de ductilidade. Outra simplificação prevista, é a consideração da acção sísmica separadamente, segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve, devendo-se complementar a análise com a quantificação dos efeitos de torção.

Os métodos de análise estática apenas são aplicáveis a estruturas que respeitem um conjunto de parâmetros, que asseguram a regularidade e dominância do primeiro modo de vibração na resposta. Nestes métodos consideram-se aplicadas forças estáticas, a actuar separadamente em ambas as direcções em que se desenvolve a estrutura, e o comportamento linear dos materiais. Pode ser aplicado um método simplificado de análise estática a estruturas que apesar de não respeitarem todas as condições impostas pelo regulamento, apresentam uma certa ductilidade.

Na tabela seguinte apresenta-se um resumo dos métodos a aplicar mediante a regularidade da estrutura em planta e alçado.

Tabela 2.4 – Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica [7].

Simetria Planta	Regularidade Alçado	Simplificação permitida	
		Modelo	Análise
Sim	Sim	Plano	Estática
Sim	Não	Plano	Dinâmica
Não	Sim	Tridimensional	Estática
Sim	Não	Plano	Dinâmica

## 2.6 - Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas sísmo-resistentes

O Eurocódigo 8 ao contrário dos regulamentos anteriores, que apresentam o mesmo zonamento para os dois cenários de ocorrência sísmica, este estabelece um zonamento em função do tipo de sismo, sismo afastado e sismo próximo (Figura 2.5).

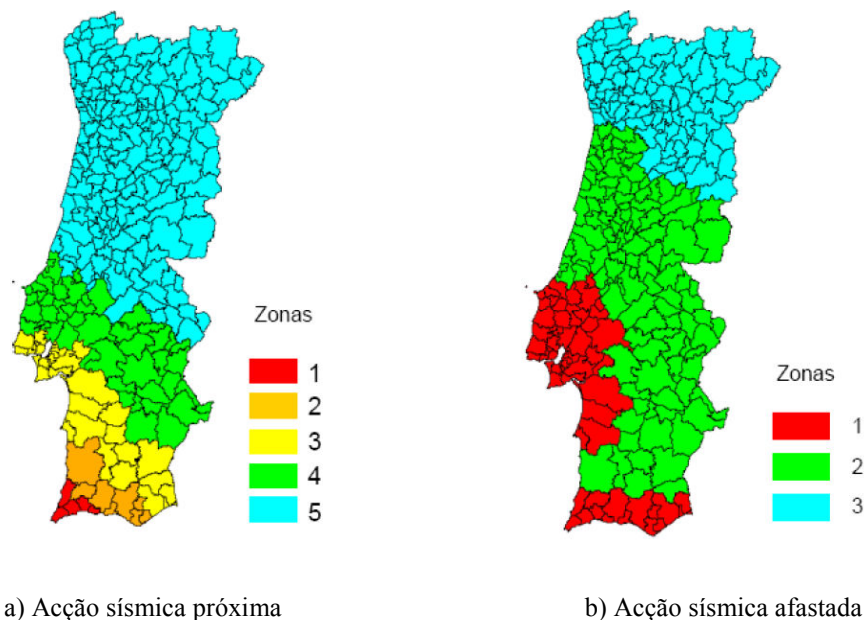


Figura 2.5 – Zonamento do território estabelecido pelo EC8 [6].

A acção sísmica é descrita através de duas componentes ortogonais, independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. A sua definição pode ser feita através de espectros de resposta, ou pela representação da aceleração ao longo do tempo (acelerogramas artificiais ou acelerogramas registados).

O EC8 apresenta métodos de análise linear e métodos de análise não linear, para a determinação dos efeitos dos sismos. Nos métodos de análise linear tem-se o método das forças laterais, e o método de análise modal. O método das forças laterais é aplicável a estruturas cuja resposta não seja afectada pela contribuição dos modos de vibração, superiores ao modo de vibração fundamental. O método de análise modal é aplicável a estruturas que não satisfaçam os critérios para a aplicação do método das forças laterais. Este método considera o espectro de dimensionamento para a análise elástica (espectro de resposta de projecto), que se baseia na consideração de coeficientes de comportamento, para ter em conta o comportamento não linear. Os métodos de análise não linear previstos são a análise estática não linear (*pushover*) e análise dinâmica não linear. Na análise estática não linear são aplicadas duas distribuições verticais de

forças laterais, uma baseada nas forças laterais proporcionais às massas e respectiva altura. No caso da análise dinâmica não linear, a resposta é obtida através da integração numérica das equações diferenciais de movimento, usando acelerogramas artificiais ou registados.

A regularidade em planta e alçado determina o método de análise e o coeficiente de comportamento a utilizar (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica [8].

Regularidade		Simplificação permitida		Coeficiente de comportamento (para análise linear)
Planta	Alçado	Modelo	Análise Elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Forças laterais <sup>1</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Redução do valor
Não	Sim	Espacial	Forças laterais <sup>1</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Redução de valor

<sup>1</sup>Apresenta para os modos fundamentais de vibração nas duas direcções, valores inferiores aos estabelecidos no EC8.

## 2.7 - Análise comparativa dos regulamentos

Antes do aparecimento do RSA na década de 80, os métodos existentes até essa altura para a determinação da acção sísmica eram métodos simplificados. Estes consideravam sistemas de forças horizontais equivalentes (RSCCS e RSEP), em que as forças eram determinadas a partir de coeficientes sísmicos, em função da localização da construção. No entanto, os desenvolvimentos verificados na área da sísmica, bem como o aprofundamento do conhecimento da sismicidade do país, levou ao aparecimento do RSA, que permitiu a aplicação de métodos de análise dinâmica. Por fim na filosofia dos eurocódigos, foi criado um eurocódigo dedicado exclusivamente à acção sísmica, o que revela a importância da concepção de estruturas sísmo-resistentes, face ao elevado risco económico e para as vidas humanas, em caso de sismo.

Na Tabela 2.6 apresentam-se as principais conclusões da análise comparativa dos regulamentos apresentados anteriormente.

Tabela 2.6 – Comparação entre os regulamentos em relação à acção sísmica.

	RSCSS	RSEP	RSA	EC8
Zonamento	Um zonamento Zonas A, B e C	Um zonamento Zonas A, B e C	Um zonamento Zonas A, B, C e D	Dois zonamentos Zonas 1,2,3, 4 e 5 (sismo afastado) Zonas 1,2 e 3 (sismo próximo)
Acção sísmica	Forças estáticas horizontais	Forças estáticas horizontais	Espectros de resposta Espectros de potência Coef. sísmico de referência	Espectros de resposta Acelerogramas artificiais Acelerogramas registados
Combinação de acções	Não é feita qualquer combinação	Não é feita qualquer combinação	Acção sísmica é majorada	Acção sísmica não é majorada
Coefficientes aplicados	Coef. sísmico que depende da localização e tipo de construção	Coef. sísmico que depende da localização e tipo de construção	Coef. sísmico que depende da localização da construção e tipo de terreno	Factor de importância que depende da classe de importância da construção
Métodos de dimensionamento	Dimensionamento em relação à rotura Dimensionamento em fase elástica	Dimensionamento em relação à rotura Dimensionamento em fase elástica	Métodos de análise dinâmica Métodos de análise estática	Métodos de análise elástica: método das forças laterais e análise modal Métodos de análise não linear: análise estática não linear e análise dinâmica não linear



## CAPÍTULO III

### 3 - AVENIDA DR. LOURENÇO PEIXINHO

#### 3.1 - Enquadramento Histórico

##### 3.1.1 - A Cidade de Aveiro

A presença humana remonta o Neolítico, comprovado pelas mamoadas e dólmens existentes em todo o concelho e toda a região. No entanto, os relatos históricos indicam que foi em 959 que se iniciou o povoamento, através de uma doação em testamento da condessa Mumadona Dias ao Mosteiro de Guimarães: “*Suis terras in Alauario et Salinas*” [9].

No século XIII é estabelecida a vila de Aveiro, tendo crescido à volta da igreja principal consagrada a S. Miguel [10]. A parte alta da povoação situava-se onde actualmente se encontra a Praça Marquês do Pombal, daí partia a rua principal, a Rua Direita, que ligava o centro ao canal Central da ria, onde mais tarde se localizaria o largo municipal. A sua posição geográfica proporcionou desde cedo a fixação da população, sendo a proximidade do mar e a existência da Ria fundamentais. As actividades relacionadas com o sal, pescas e comércio marítimo foram determinantes para o desenvolvimento da vila.

No século XV, D. João I a conselho do seu filho Infante D. Pedro que era o donatário de Aveiro, mandou rodear o núcleo urbano de muralhas, assegurando assim, a defesa da vila e a protecção relativamente às águas, reflectindo o prestígio e desenvolvimento que a vila apresentava nesta altura [11]. Posteriormente, instalaram-se as instituições religiosas e assistenciais contribuindo para o progresso da vila. No entanto, a falta de controlo das águas provocava a sedimentação e o acesso dos navios era inconstante. As águas estagnadas eram a causa de doenças e morte entre a população, sendo o século XVI caracterizado por pestes que quase destroem a prosperidade até aí sentida.

Dada a instabilidade da comunicação entre a ria e o mar, procedeu-se ao fecho do canal nos finais do século XVI e princípios do século XVII. Esta situação impediu a utilização do porto e criou situações de insalubridade, levando a que muitas pessoas emigrassem, diminuindo o número de habitantes. Com menos habitantes, a vila protagoniza uma grave crise económica e

social. No entanto, foi nesta fase de recessão que se construiu um dos monumentos mais notáveis da cidade, a Igreja da Misericórdia (Figura 3.1).

Aveiro é elevada a cidade em 1759 por D. José I, e em 1774 o papa Clemente XIV, a pedido deste, institui na cidade uma nova diocese [9].



Figura 3.1 – Igreja da Misericórdia [20].

O desaparecimento da muralha no século XIX [9] e a construção da barra, usando as pedras da muralha devido à falta de matéria prima na região, marca o início de uma nova época de prosperidade, e a cidade começa-se a expandir em todos os sentidos. A predominância de imóveis dos séculos XIX e XX reflecte bem esta fase, revelando também o desejo de acompanhar a moda da época. Assim, os edifícios apresentam apontamentos de Arte Nova, as linhas depuradas de uma *Art Déco* e o Modernismo impulsionado pelo Estado Novo.

No século XX a cidade ocupa a linha da frente das lutas liberais com personalidades como José Estêvão Coelho de Magalhães, tendo este parlamentar um papel importante na fixação da actual barra e no desenvolvimento dos transportes [10].

Actualmente, a região apresenta um franco crescimento económico, apresentando uma estrutura empresarial diversificada, sendo uma cidade atractiva para os investidores nacionais e estrangeiros [11]. A Universidade criada em 1973, actualmente de vital importância para a cidade, tem uma forte ligação com o meio empresarial. Mas paredes-meias com o progresso persiste ainda a tradição, nas vivências etnográficas assim como, na Arquitectura.

### 3.1.2 - A Avenida Central

#### 3.1.2.1 - A história da sua origem

A ideia da construção de uma Avenida a partir da Estação de caminho-de-ferro até ao centro da cidade surge em 1895, pelo presidente da câmara Dr. Jaime Magalhães Lima (1893-1895). Depois de se conseguir que a linha de caminho-de-ferro passasse pela cidade de Aveiro, era necessário aproximá-la desta. A estrada existente na altura era insuficiente e inadequada para as necessidades, pois era sinuosa dificultando a circulação.

Surgiram então várias alternativas, inicialmente pensou-se num caminho constituído por dois carris, onde circularia uma carruagem. Mas acabou-se por decidir que seria um acesso rodoviário. As hipóteses para este trajecto eram duas: ligar a estação à Praça Marquês de Pombal ou unir o centro da cidade às duas praças mais importantes, a Praça do Município e a Praça do Comércio. A primeira opção foi abandonada, dado implicar várias demolições, até de edifícios importantes como parte do Mosteiro de São Domingos. Optou-se pela segunda, pois a maioria dos terrenos necessários eram planos e agrícolas. Esta alternativa permitia ainda uma requalificação da cidade, como acontecia nesta altura no resto do país, e a criação de um eixo qualificado, tendo em consideração as questões de higiene e salubridade das edificações, bem como a circulação e o espaço público.



Figura 3.2 – Avenida Dr. Lourenço Peixinho nos princípios do século XX [14].

Deste modo foram elaborados dois projectos, mas nenhum deles foi efectivamente construído. Só a 2 de Janeiro 1918 pela persistência e iniciativa do presidente da Câmara, Lourenço Simões Peixinho (1918-1942), é escrito em acta que a Câmara Municipal ia contrair um empréstimo até 100 contos, para a construção da Avenida [13]. Era um projecto que envolvia grandes custos, e implicava expropriações e demolição de alguns imóveis. No entanto,

o maior obstáculo ao início da construção foi sobretudo a falta de dinheiro, daí que se tenha iniciado tão tarde.

O início das obras de construção da Avenida iniciaram-se a 3 de Junho, tendo sido um dia marcado por muita festa. Os projectos existentes são reaproveitados, tendo sido feito um acréscimo de duas faixas de 30 m de largura, em ambos os lados da Avenida (Figura 3.2). A obra foi considerada na altura, uma obra de luxo e que iria colocar em causa o orçamento da câmara. No entanto, houve pessoas em defesa da nova Avenida, nomeadamente o jornalista aveirense Homem Cristo, referindo em Junho de 1918 em *O Povo de Aveiro*: “*Eu aprovei a ideia desde o primeiro instante, porque parti do princípio de que se torna indispensável e urgente dar a Aveiro aspecto de cidade. Aveiro está para o resto do país na questão material como o país para a Europa e para o mundo na questão do progresso geral*”<sup>1</sup> [12].

O seu empreendedor Lourenço Peixinho foi quem fiscalizou os trabalhos, que contaram com trabalhadores do sexo feminino e processos e técnicas rudimentares. Deste modo, a sua construção foi demorada tendo sido necessário vários anos para a sua conclusão. Os trabalhos no espaço público terminaram passados 20 a 30 anos, o mesmo não se passou com os edifícios. No mandato do presidente Dr. Álvaro Sampaio (1944-1957) esta é alvo de melhoramentos ao nível do saneamento e pavimentação [12].

A Avenida trouxe uma nova imagem à cidade, mais ampla e liberta, ao mesmo tempo permitiu estabelecer um percurso mais rápido entre a estação de caminho-de-ferro e o centro da cidade (Figura 3.3). Foi determinante para o desenvolvimento da cidade, pois foi onde se estabeleceram a maioria dos serviços e comércio.



Figura 3.3 – Início da Avenida Dr. Lourenço Peixinho em 1940, junto ao edifício da Capitania do Porto de Aveiro [13].

---

<sup>1</sup> Transcrição feita com actualização da ortografia.

A Avenida Dr. Lourenço Peixinho é assim, uma referência da cidade de Aveiro, não só pelo seu papel primordial no seu desenvolvimento, mas também pelo que representa na sua história. No entanto, enfrenta hoje o abandono e envelhecimento, onde uma grande parte dos edifícios estão devolutos, e a maioria dos espaços se destinam a serviços, restringindo a actividade ao horário do expediente (Figura 3.4) [15].



Figura 3.4 – Avenida Dr. Lourenço Peixinho actualmente.

### **3.1.2.2 - Edifícios e monumentos relevantes**

#### **3.1.2.2.1 - Monumentos**

São dois os monumentos históricos que se podem encontrar na Avenida: o busto de Lourenço Peixinho e o monumento dos Mortos da Grande Guerra.

O monumento aos Mortos da Grande Guerra foi inaugurado a 27 de Abril de 1934, da autoria do escultor José de Sousa Caldas, e situa-se no começo da avenida no lado Sul (Figura 3.5).

O busto de Lourenço Peixinho é construído em 1952, nove anos após a sua morte em 7 de Março de 1943, e situa-se no fim da avenida, em frente ao largo da estação. É também da autoria do escultor Sousa Caldas (Figura 3.6).



Figura 3.5 – Monumento aos Mortos da Grande Guerra [20].



Figura 3.6 – Busto de Lourenço Peixinho.

### 3.1.2.2.2 - *Capitania do Porto de Aveiro*

Situada no lado Sul da avenida, no sentido de Nascente/Poente sobre o Canal do Cojo, é a mais antiga construção da Avenida, remontando os tempos do início da expansão portuguesa. A mais antiga referência a um edifício naquele local é feita num documento da chancelaria de D. João I, datado de 8 Janeiro de 1406, autorizando o escrivão da câmara do monarca a construir em Aveiro *“moendas num esteiro do mar que entra pela parte do dito lugar, acima da dita ponte, que moesse com água do mar”* [21].

Mais tarde as azenhas do Cojo passam para a posse do Infante D. Pedro que as perde em consequência da sua morte e derrota na batalha de Alfarrobeira, sendo entregue a apoiantes de D. Afonso V. Posteriormente D. Afonso V em 6 de Julho de 1449 doas ao conde de Odemira [21]. Com o abandono da agricultura bem como o progressivo assoreamento e fecho da barra, as azenhas perderam valor económico e foram abandonadas, e durante anos não se sabe a quem pertenceram. Em 1700, estavam na posse de António de Távora Noronha e Leme, mas apenas as paredes se encontravam em pé, tendo o telhado já ruído. Nesta altura o edifício era constituído por um só piso, com uma cobertura de telha em canudo, numa linha arquitectónica sóbria, assente num conjunto de arcos sobre o local onde o Canal Central, se prolonga pelo Esteiro do Cojo [21].

Na década de 30 do século XIX, o edifício ganha novamente importância, sendo adquirido pelo fundador da Vista Alegre, José Ferreira Pinto Basto, que o reactiva para apoio à fábrica de porcelanas. A obra de reconstrução foi da responsabilidade de Joaquim José de Oliveira, que manteve as abobadas formando vãos em arco. No entanto, por erro de cálculo nas dimensões da caldeira, ou pelo estado de assoreamento da ria, este moinho acabou por não produzir o esperado e foi novamente abandonado.

Ao longo dos anos 80 albergou uma série de actividades, tais como: depósito de sal, de chumbo das minas do Braçal e Palhal (1856-1858) e de carvão (1858); armazém de embalagens e laranjas com destino ao Reino Unido; local de composição e impressão do periódico Distrito de Aveiro (1866-1875); descasque de arroz e moagem da Companhia Aveirense de Moagens (1880) e tanoaria (1896) [17].

No século XX o edifício sofre mudanças profundas, com a construção de mais um piso e adaptação do interior, e ainda a ornamentação da fachada com um varandim, um torreão e um friso de azulejos da autoria do arquitecto Francisco Silva Rocha, que aí instalou a Escola de Desenho Industrial Fernando Caldeira (1903-1918) (Figura 3.7).



Figura 3.7 – Edifício da Capitania do Porto de Aveiro no passado [13].

Em 1918 é vendido a um comerciante, António Alves Videira, e no ano seguinte à Companhia Aveirense de Navegação e Pescas, que hipoteca o imóvel em 1921. O cancelamento da hipoteca liberta o edifício em 1922, sendo adquirido em 1925 por um comerciante e armador Alfredo Esteves [21]. Em 1926 é expropriado por utilidade pública, tornando-se propriedade do Ministério da Marinha, passando a servir e ser conhecido como edifício da Capitania do Porto de Aveiro. Em Setembro de 1992, a Junta Autónoma do Porto de Aveiro muda-se para a Gafanha da Nazaré e Forte da Barra, por o edifício não corresponder às exigências. A título provisório instala-se aí, mas por um curto espaço de tempo, a Associação de Municípios da Ria de Aveiro (1993-1994). Com o decorrer do tempo e devido à falta de manutenção, o edifício atinge um estado de degradação avançado. Como a sua recuperação implicava um grande investimento, a Marinha cedeu-o à Autarquia, que procedeu à sua reabilitação (Figura 3.8).



Figura 3.8 – Edifício da Capitania do Porto de Aveiro durante a sua recuperação [15].

As obras de reabilitação estiveram a cargo do arquitecto Silva Dias, tendo sido financiadas pelo Programa Operacional de Cultura III Quadro Comunitário de Apoio, Instituto Português do Património Arquitectónico e pela Autarquia aveirense, tendo sido concluídas em 25 de Abril de 2004 [21]. Actualmente, é a estrutura da Assembleia Municipal, salão nobre, gabinetes e salas de trabalho relacionadas com a vida municipal e o gabinete do presidente (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Edifício da Capitania do Porto de Aveiro actualmente.

### 3.1.2.2.3 - *Cine-Teatro Avenida*

Situa-se na zona do Cojo e é da autoria do arquitecto Rodrigues Lima. A construção do edifício esteve a cargo do engenheiro Ângelo Ramalheira, tendo sido marcada por alguns contratemplos, devido a problemas com as fundações. Assim, foram necessários quatro anos para concluir a obra, tendo sido a sua inauguração em Janeiro de 1949. O Avenida possuía a capacidade para 1370 pessoas (740 lugares na plateia, 297 no 1ºBalcão, 313 no 2ºBalcão e 4

frizas com 5 lugares cada). O edifício caracteriza-se por linhas direitas, janelas elegantes ornadas em granito. O seu alçado principal apresenta um “painel” rectangular a toda a altura do edifício, encimado de emblema e de espada, símbolo da imponência e poder.

Em 1986 é transformado em sala de Exposição de Artes Plásticas e em sala de Bingo [12]. Actualmente alberga uma série de serviços vários, já não sendo utilizado como sala de espectáculos, e é denominado de Edifício Avenida (Figura 3.10).



Figura 3.10 – Edifício Avenida.

#### 3.1.2.2.4 - *Estação de Caminhos-de-ferro*

Este edifício é um exemplar do estilo português suave, caracterizado pelos seus beirais salientes e arrebitados com decorativos (Figura 3.11). É revestido por um grande número de painéis de azulejos da Fábrica da Fonte Nova, cerca de meia centena, onde se encontram reproduzidas temáticas etnográficas, históricas e monumentais, com destaque para motivos regionais, constituindo assim, um importante conjunto de azulejaria [18].



Figura 3.11 – Estação de caminhos-de-ferro.



## CAPÍTULO IV

### 4 - CASO DE ESTUDO: QUARTEIRÃO ENTRE O EDIFÍCIO DA CAPITANIA DO PORTO DE AVEIRO E A TRAVESSA DO MERCADO

#### 4.1 - Descrição geral do quarteirão

O quarteirão em estudo situa-se na Avenida Dr. Lourenço Peixinho, tendo a Sul o Canal do Cojo, a Oeste a Travessa do Mercado e a Este o Edifício da Capitania. Este desenvolve-se ao longo de cerca de 222 m na Avenida, com uma largura média de 28 m. Apresenta características particulares que influenciam o seu comportamento estrutural, e daí a sua selecção para o estudo. Salienta-se que no estudo elaborado o edifício da Capitania do Porto de Aveiro foi excluído, dado não se encontrar contíguo aos restantes edifícios do quarteirão.

A maioria dos edifícios do quarteirão destinam-se a comércio, restauração e serviços, à semelhança do que acontece no resto da Avenida (Figura 4.1). Actualmente, verifica-se que na Avenida, 42% dos edifícios se destinam a serviços, 16% a comércio e restauração e 32% a habitação. Consta-se ainda que o número de edifícios ocupados tem vindo a diminuir com os anos, aumentando os espaços abandonados, chegando a atingir 10% da área total, sendo um dos maiores problemas que a Avenida actualmente enfrenta [19].

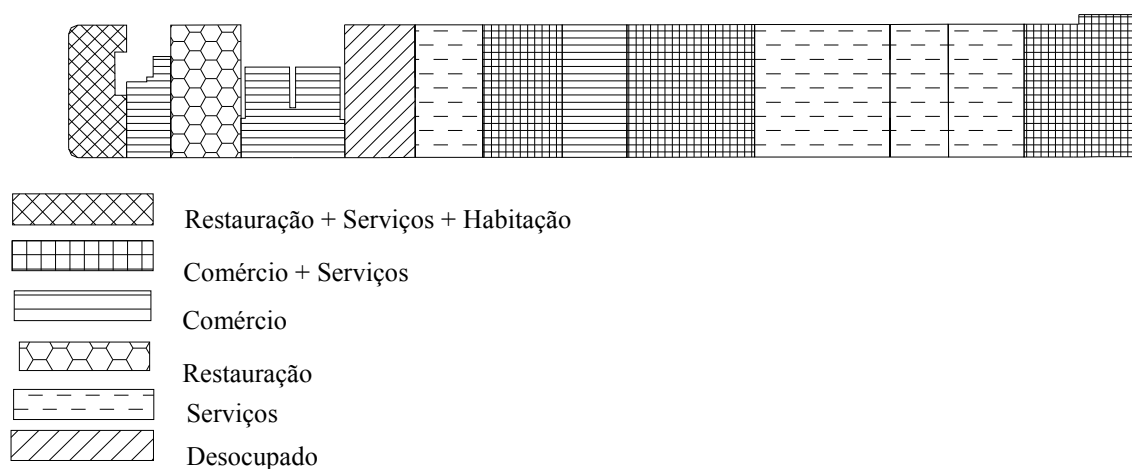


Figura 4.1 – Distribuição em planta dos usos dos edifícios do quarteirão em estudo [19].

As figuras seguintes apresentam os alçados dos treze edifícios que constituem o quarteirão, e a vista frontal e posterior de cada um deles. Como se pode apurar, estes são de várias épocas e estilos arquitectónicos, desde o Neoclássico, passando pela Arte Nova e o Modernismo. Na secção seguinte cada um dos edifícios é caracterizado, no que respeita ao ano de construção, sistema construtivo, materiais utilizados, alterações estruturais, cálculo sísmo-resistente, etc., a partir das informações consultadas em documentos existentes.



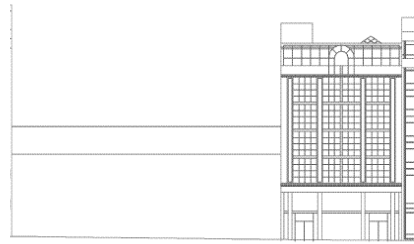
a) Alçados frontais



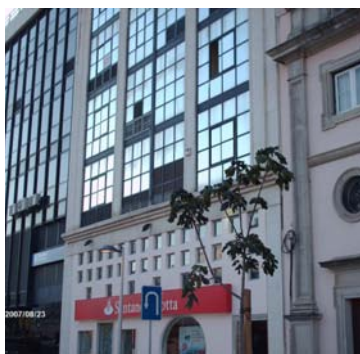
b) Alçados posteriores

Figura 4.2 – Edifício nº1.

Figura 4.3 – Edifício nº2.



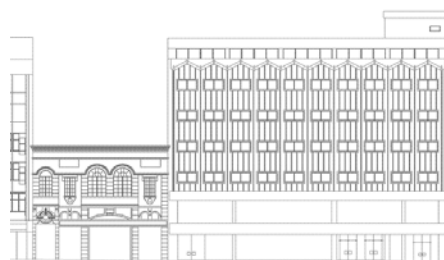
a) Alçados frontais



b) Alçados posteriores

Figura 4.4 – Edifício nº3.

Figura 4.5 – Edifício nº4.





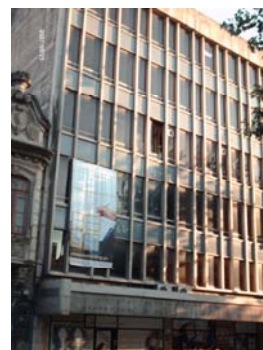
a) Alçados frontais



b) Alçados posteriores

Figura 4.6 – Edifício nº5.

Figura 4.7 – Edifício nº6.



a) Alçados frontais



b) Alçados posteriores

Figura 4.8 – Edifício nº7.

Figura 4.9 – Edifício nº8.



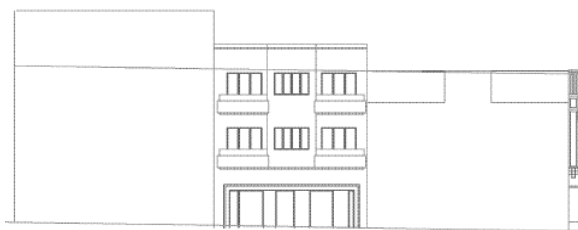
a) Alçados frontais



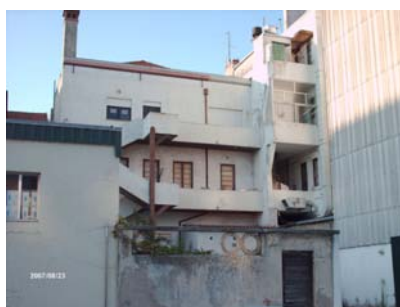
b) Alçados posteriores

Figura 4.10 – Edifício nº9.

Figura 4.11 – Edifício nº10.



a) Alçados frontais



b) Alçados posteriores

Figura 4.12 – Edifício nº11.

Figura 4.13 – Edifício nº12.

Figura 4.14 – Edifício nº13.

## 4.2 - Caracterização dos edifícios

### 4.2.1 - Edifício nº1

Este situa-se na extremidade Sul do quarteirão, sendo o edifício mais recente do quarteirão, datado da década de 90 (Figura 4.15). Apresenta ao seu lado o edifício mais antigo da Avenida, a Capitania do Porto de Aveiro do século XVIII, não existe qualquer ligação entre eles. Trata-se de um edifício com uma cave e sete pisos, muito irregular e de estilo moderno.

A envolvente exterior do edifício apresenta um revestimento de vidro assente numa caixilharia em alumínio. Em relação à sua utilização, os dois primeiros pisos destinam-se a um centro comercial, e os restantes pisos a serviços. Quanto à sua construção não foi possível obter

qualquer informação, mas dado o seu estilo arquitectónico e observação exterior, os materiais usados ao nível estrutural serão o betão armado.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.15 – Edifício nº1.

#### 4.2.2 - Edifício nº2

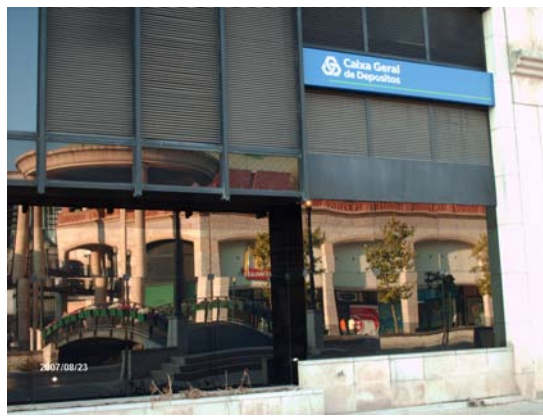
Edifício dos anos 80 com sete pisos, sendo o sexto piso um andar recuado, com uma varanda em todo o seu perímetro (Figura 4.16). Apresenta uma cobertura plana revestida a fibrocimento, sendo rematada por uma platibanda de betão. Ao nível da fachada o elemento predominante é o vidro, que se encontra montado em perfis de alumínio lacado, e as restantes paredes estão revestidas a pedra de calcário. Relativamente ao tipo de utilização, o rés-do-chão destina-se a comércio e os restantes pisos a serviços. Os pisos apresentam-se amplos sendo a sua divisão estabelecida recorrendo a paredes não estruturais, de acordo com as necessidades de espaço dos serviços instalados.

Da análise dos elementos documentais do projecto do edifício, verificou-se que a estrutura deste é em betão armado, e afigura-se em fundações indirectas através de estacas, e lajes fungiformes aligeiradas do tipo FERCA, apoiadas directamente nos pilares. Os materiais usados foram o betão B225 e o aço A40T em toda a estrutura, à excepção da face superior das lajes, onde foi utilizado aço A50 para a malhasol e aço A24 nos estribos [23].

A solução estrutural adoptada baseou-se numa estrutura principal materializada em pórticos, dispostos em duas direcções ortogonais, pórticos 1 e 2 e uma parede de betão armado na direcção longitudinal e os pórticos 2 e 3 na direcção transversal (Figura 4.17).



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.16 – Edifício nº2.

As acções consideradas no cálculo foram as acções permanentes (peso do revestimento dos pisos, peso do revestimento do terraço e peso das divisórias). Para as acções variáveis considerou-se as sobrecargas de utilização em coberturas, terraços acessíveis, acessos e zonas de serviço.

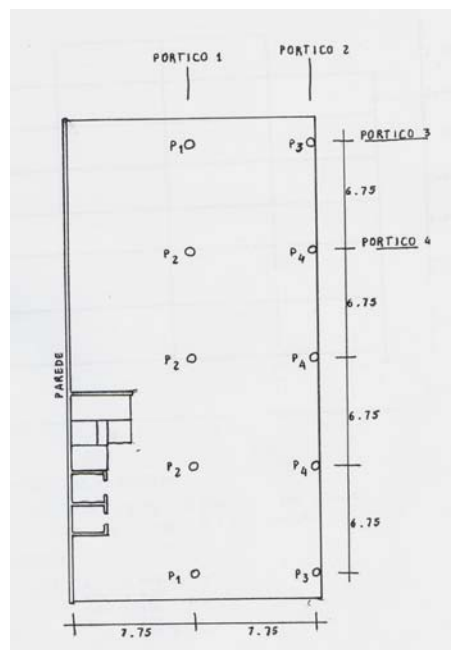


Figura 4.17 – Esquema dos pórticos da estrutura do edifício nº 2 [23].

Os esforços nas lajes devido às acções verticais foram calculados considerando a totalidade das cargas nas duas direcções ortogonais. Os momentos flectores obtidos foram distribuídos utilizando as *Tabelas Americanas de Boase e Howell*, sendo distribuídos nas

“faixas de coluna e de vão, na proporção 75% - 25% nas zonas de momentos negativos e 55% - 45% nas zonas de momentos positivos”. A capacidade resistente das secções à flexão e ao corte foi determinada de acordo com o disposto no REBA, utilizando as tabelas do LNEC. O cálculo da estrutura foi elaborado tendo como base ao nível regulamentar nacional o RSEP e o REBA. Foram ainda utilizados no cálculo o *Regulamento Inglês CP 114* e as *Normas americanas do ACI*.

A acção sísmica foi considerada a actuar em ambas as direcções, tendo-se seguido as prescrições do RSEP. Deste modo, dado a cidade de Aveiro pertencer à zona sísmica B, o coeficiente sísmico considerado foi  $C_s=0,075$ , com o qual se determinaram as forças horizontais a aplicar à estrutura.

#### 4.2.3 - Edifício nº3

Este edifício apresenta sete pisos todos eles destinados a serviços, sendo o último piso um andar recuado, com uma cobertura plana (Figura 4.18). O seu acesso é feito pela Avenida e pela Rua do Canal do Cojo. A fachada do lado da Avenida é caracterizada por um porticado que abrange os primeiros dois pisos, destinados a um entidade bancária, que se traduz num recuo da fachada. Esta é totalmente envidraçada englobando no mesmo plano a entrada do edifício. Do lado do Canal do Cojo a fachada é um plano contínuo, onde a superfície correspondente ao rés-do-chão e sobreloja apresenta-se com várias aberturas, sendo nos restantes pisos totalmente envidraçada.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.18 – Edifício nº3.

Da análise dos elementos documentais do projecto do edifício verifica-se que a estrutura deste é em betão armado (betão B225 e aço SNT40) [24]. Esta baseia-se em pórticos em ambas as direcções, constituída por lajes maciças e pilares e vigas pré-fabricadas. Os pilares são ocios apresentando armaduras incorporadas nas paredes, e na parte superior um encaixe para o apoio das vigas. Em relação às vigas à semelhança dos pilares apresentam armaduras incorporadas, e na parte superior possuem banzos para o apoio dos pavimentos. A ligação entre os diferentes elementos foi feita através de armaduras de continuidade, sendo que os todos “os elementos apresentavam armaduras salientes que permitiam a betonagem dos nós em obra e assim, estabelecer as ligações.”

Para as fundações foram adoptadas estacas de betão armado moldadas no terreno, com diâmetro de 0,60 m e 0,80 m e uma altura na ordem dos 28 m, em betão B180 e aço A24, encabeçadas por maciços e lintéis de travamento em betão B225 e aço A40.

Em 1987 e 1988 o edifício sofre alterações que implicaram mudanças a nível estrutural, para a adaptação do edifício a novas exigências, ao nível do rés-do-chão e 1º piso. Estas alterações resumiram-se à demolição de alguns elementos existentes e execução de novos elementos estruturais, nomeadamente lajes, vigas e escadas (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Alterações estruturais do edifício nº3 [24].

Ano	Alterações	Materiais usados
1987	Alterações na laje do 1º piso	Lajes aligeiradas tipo PREFOR Lajes maciças e vigas em betão armado (Betão B25 e Aço A400EL) Apoios metálicos (Chapas Aço ST37)
1988	Construção de uma escada de ligação entre dois pisos	Betão armado

No cálculo da estrutura foram consideradas como acções permanentes o peso próprio, o peso dos revestimentos e o peso das divisórias. E para as acções variáveis, a sobrecarga de utilização para pavimentos. O projecto foi elaborado tendo como base regulamentar o RSEP na determinação das acções, e o REBA no cálculo dos elementos de betão armado. Na remodelação e alterações a que foi sujeito, os cálculos dos elementos estruturais necessários para a remodelação, seguiram as determinações do RSA e REBAP.

Quanto ao cálculo sísmico no projecto inicial, não se encontra qualquer referência. Apenas é referido que os “elementos estruturais formam pórticos em duas direcções ortogonais que asseguram capacidade resistente tanto para as solicitações verticais como para as

horizontais (sismos e ventos)”. O mesmo se passa nas obras de remodelação a que foi sujeito posteriormente à sua construção.

#### 4.2.4 - Edifício nº4

Trata-se de um edifício com dois pisos dos anos 50 em estilo Neoclássico, movimento que resultou como produto da reacção Anti-barroco e Anti-rococó (Figura 4.19). Foi construído inicialmente para ser o edifício do Banco de Portugal na cidade de Aveiro, e hoje é ocupado por serviços.

Apresenta uma fachada “rica”, com elementos decorativos ao nível da entrada principal, uma platibanda na cobertura e elementos de cantaria no guarnecimento dos vãos exteriores. De destacar ainda a cúpula ao nível da cobertura de dimensões consideráveis.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.19 – Edifício nº4.

Relativamente à sua estrutura não há elementos documentais com informação. No entanto, dada a sua década de construção, por observação exterior e pelo facto de ser um edifício do estado, supõem-se que a sua estrutura será em betão armado.

#### 4.2.5 - Edifício nº5

É um edifício dos anos 70 composto por uma cave e seis pisos, sendo o último piso um piso recuado, com uma cobertura plana (Figura 4.20). A sua fachada caracteriza-se por uma série de aberturas de igual dimensão e alinhadas, sendo os primeiros dois pisos totalmente envidraçados. Quanto à sua utilização este destina-se a comércio e serviços.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.20 – Edifício nº5.

A solução estrutural adoptada baseou-se em lajes aligeiradas do tipo PREFOR, vigas e pilares em betão armado [25]. A estrutura principal é constituída por quatro pórticos dispostos numa direcção, dimensionados com recurso ao programa PCA – 14 do LNEC. Ao nível das fundações foram adoptadas estacas verticais de betão armado moldadas no terreno. A cave do edifício foi concebida através de contenções periféricas em parede moldada no terreno. As contenções periféricas foram solidarizadas às fundações através de um vigamento ao nível da cave e rés-do-chão. O travamento dos maciços de encabeçamento de estacas foi feito através de um reticulado de lintéis em betão armado. Os materiais usados foram betão B 225 e aço A 40, e ao nível das fundações betão B 225 e aço SNT 40.

Em 1994 é sujeito a alterações para a sua adaptação a nível estético e funcional. Estas resumiram-se a demolições e à construção de lajes aligeiradas pré-esforçadas apoiadas em vigas metálicas, ligadas aos elementos existentes por cavilhagem (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Alterações estruturais do edifício nº5 [25].

Ano	Alterações	Materiais usados
1994	Alterações no interior para a adaptação a novas funções	Lajes aligeiradas pré-esforçadas (Betão B25.1 e Aço A400NR e A500EL) Vigas metálicas (Aço Fe360)

O cálculo da estrutura foi elaborado cumprindo o disposto no RSEP para a determinação das acções, e o REBA para o cálculo dos elementos de betão armado. Mais tarde, nas alterações realizadas em 1994, consideraram-se as acções contempladas no RSA, e o REBAP no dimensionamento dos elementos em betão armado. Em relação à acção sísmica esta nunca foi considerada na sua concepção, nem nas posteriores remodelações a que foi sujeito.

#### 4.2.6 - Edifício nº6

Trata-se de um edifício da década de 20, que se insere na arquitectura tradicional portuguesa (Figura 4.21). Neste encontram-se estabelecidos uma unidade de comércio no rés-do-chão e serviços no 1º piso. A cobertura consiste e telha cerâmica assente me asna, desenvolvendo-se em duas águas transversais. Apresenta ainda ao nível da cobertura uma chaminé de altura considerável (Figura 4.22).



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.21 – Edifício nº6.

Na informação consultada não existem referências quanto ao sistema estrutural do edifício, mas dada a data da sua edificação, este será composto por paredes resistentes, em adobe, material muito utilizado nas construções de Aveiro até meados do século XX [22].

Desde a sua construção até ao presente foi sujeito a duas intervenções [26] (Tabela 4.3). Em 1969 para remodelação da fachada ao nível do rés-do-chão, onde os pilares foram revestidos a calcário, as portas e montras constituídas por estruturas de alumínio e vidro, e implementada uma pala revestida a madeira e alumínio, destinada a publicidade. São ainda construídas umas novas instalações sanitárias, e uma sobreloja no fundo do estabelecimento do rés-do-chão, tendo sido usadas vigas metálicas como vigas de apoio. Posteriormente, em 1975 é realizada uma ampliação no sentido sul, sem qualquer alteração da estrutura existente, integrando apenas um antigo anexo. Esta obras implicaram a demolição de uma parede divisória sem função resistente e a construção de uma pequena laje em betão.

Dada a sua época de construção depreende-se que o edifício não foi concebido face à acção sísmica, nem mesmo no caso dos elementos estruturais das remodelações posteriores.

Tabela 4.3 – Alterações estruturais do edifício nº6 [26].

Ano	Alterações	Materiais usados
1969	Remodelação da fachada e construção de instalações sanitárias e de uma sobreloja	Vigas metálicas (Perfis I Grey e INP)
1975	Ampliação do o rés-do-chão	Lajes pré-fabricadas (“Pavicentro” do tipo 1/3 B3.2) Vigas metálicas (Perfis PNI e Cantoneiras)



Figura 4.22 – Pormenor da chaminé.

#### 4.2.7 - Edifício nº7

Edifício da década de 70 com sete pisos, destinado a comércio e serviços (Figura 4.23). Não foi possível aferir qual a solução estrutural usada, nos elementos consultados, bem como os materiais usados. No entanto, pela sua data de construção e observação exterior este será em betão armado.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.23 – Edifício nº7.

Em 1981 o edifício é sujeito a uma remodelação para a instalação de um espaço comercial ao nível do rés-do-chão (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Alterações estruturais do edifício nº7 [27].

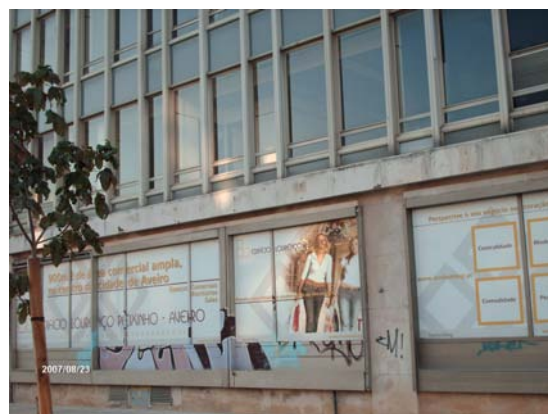
Ano	Alterações	Materiais usados
1981	Remodelação de parte do rés-do-chão para a instalação de um espaço comercial	Paredes e lajes em betão armado (Betão B225 e Aço A40T)

#### 4.2.8 - Edifício nº8

Edifício dos anos 60 com seis pisos todos eles destinados a serviços, estando actualmente totalmente desocupado. A fachada caracteriza-se por vidro e umas lâminas verticais em betão armado (Figura 4.24).



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.24 – Edifício nº8.

Da análise elementos do seu projecto verifica-se que os materiais adoptados a nível estrutural foram o betão armado ao nível das lajes e escadas principais, e estrutura metálica para os pilares e vigas [28] (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Materiais usados nos elementos estruturais.

Elemento estrutural	Materiais
Lajes	Elementos pré-fabricados em betão armado
Vigas e Pilares	Perfis metálicos (Perfis II de abas largas, perfis Crey DIR e perfis HEB)

As ligações na estrutura metálica foram realizadas através de ligações soldadas. Quanto às lajes de pavimento foi adoptado um sistema pré-fabricado, obtido pela associação de vigotas

pré-esforçadas, tijolos de aligeiramento e betão de solidarização complementar. As vigotas apoiam-se sobre as abas inferiores dos perfis I que constituem as vigas, ou sobre cantoneiras que foram soldadas às almas.

No dimensionamento da estrutura metálica foi utilizado o método elástico presente REAE. No entanto, em “secções isoladas de peças susceptíveis de sofrer extensas redistribuições de momentos, foram admitidas tensões superiores às regulamentares, mas inferiores às tensões de cedência”. Para efectuar a análise da estrutura metálica, dadas as limitações de cálculo da época, decompôs-se a estrutura espacial em vários sistemas planos. A análise de cada um destes foi efectuada, por simplicidade, “limitada a uma dada sequência de nós existentes no mesmo alinhamento horizontal, à consideração dos elementos, pilares e vigas que intervêm directamente pela sua continuidade na deformação desse alinhamento. Dada a interdependência entre os pórticos metálicos, devido às ligações soldadas e a rigidez praticamente infinita das lajes, considerou-se mobilidade nula para os deslocamentos horizontais dos sistemas hiperestáticos.”[28].

No dimensionamento dos elementos de betão armado foi seguida a via analítica, seguindo-se os métodos de dimensionamento previstos no REBA.

Em relação à acção sísmica, esta foi determinada seguindo o RSEP. Deste modo, considerou-se o valor de 0,075, com o qual se determinaram as forças horizontais ao nível de cada piso. Face aos resultados obtidos, optou-se por fazer o enchimento com betão dos pilares metálicos construídos por pares de perfis II. Deste modo os pilares apresentam uma elevada rigidez na direcção transversal do edifício. Na direcção longitudinal este possui paredes que limitam o edifício lateralmente, e lhe conferem suficiente capacidade para garantir a segurança da construção em caso de sismo.

Quanto a intervenções posteriores à sua construção, em 1998 é feita a remodelação de um balcão de uma entidade bancária no rés-do-chão. Essas alterações resumiram-se à demolição da escada existente de acesso ao 1º piso e “fecho” do respectivo negativo, com uma laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas. Esta foi apoiada em perfis metálicos e pilares já existentes. Nestas alterações seguiu-se as prescrições contempladas no RSA para as acções, o REAE para a estrutura metálica e o REBAP para os elementos de betão armado (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – Alterações estruturais do edifício nº8 [28].

Ano	Alterações	Materiais usados
1998	Remodelação ao nível do balcão do banco situado no rés do chão	Lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas MAPREL e blocos cerâmicos (Betão B25.1 e Aço A400NR) Perfis metálicos (Fe360)

#### 4.2.9 - Edifício nº9

Trata-se de um edifício de *Arte Déco*, sendo a sua fachada caracterizada por rigor geométrico e ritmo linear, com fortes elementos decorativos em materiais nobres como se pode ver na Figura 4.25.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.25 – Edifício nº9.

Quanto à sua edificação não foi possível obter qualquer informação nos elementos documentais consultados, nomeadamente o sistema estrutural e os materiais adoptados. No entanto, pela sua época de construção, será composto por paredes de alvenaria de adobe resistente e pavimentos em madeira.

Em 1959 foi submetido a obras para a construção de um armazém e garagem na parte de trás do edifício na rua do Canal do Cojo ao nível do rés do chão [29].

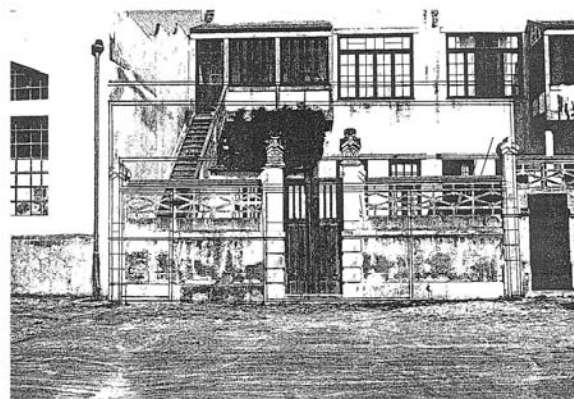


Figura 4.26 – Edifício nº9 em 1959 antes da construção da garagem e armazém (alçado posterior) [29].

Mais tarde em 1967 é sujeito a obras de remodelação tendo sido demolidas algumas das paredes interiores resistentes, e colocadas vigas e pilares em betão armado de forma a vencer os vãos criados, sendo a sua armadura determinada usando as expressões do RBA (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 – Alterações estruturais do edifício nº9 [29].

Ano	Alterações	Materiais usados
1959	Ampliação do estabelecimento situado no rés-do-chão nas traseiras do prédio	Estrutura em asna de madeira ao nível da cobertura
1967	Obras de remodelação	Vigas metálicas (Perfis <i>Grey</i> série DIN) Lajes “RICEL” Vigas e pilares em betão armado

Dada a década de construção do edifício ser anterior ao estabelecimento de regulamentação do ponto de vista sísmico, concluí-se que não houve cálculo sísmico no projecto de construção, bem como nas obras realizadas posteriormente.

#### 4.2.10 - Edifício nº10

Trata-se também de um edifício de estilo arquitectónico *Arte Déco* à semelhança do anterior. Apresenta dois pisos, onde o rés-do-chão se destina a comércio e o 1º piso se encontra actualmente desocupado (Figura 4.27).



Figura 4.27 – Edifício nº10 (vista frontal).

Relativamente à sua construção inicial não há qualquer informação, mas à semelhança dos edifícios adjacentes da mesma década, a sua estrutura será em paredes de alvenaria de adobe resistente, pavimentos em madeira e cobertura em asna de madeira revestida a telha cerâmica.

Ao longo dos anos foi sujeito a remodelações, para a sua adaptação aos espaços comerciais aí instalados. Deste modo, em 1960 é criado um entre piso em laje aligeirada,

destinado a arrumos para a ourivesaria sedeada no rés-do-chão. O acesso a este piso é feito por uma escada em estrutura metálica género *portalé* [30]. A laje do piso foi apoiada numa parede e numa viga de betão armado. Mais tarde em 1965, o rés-do-chão é novamente sujeito a obras de alteração ao nível da fachada e no interior (Figura 4.28). Estas cingiram-se à demolição de paredes existentes, e a sua substituição por vigas de forma a vencer os vãos (Tabela 4.8).

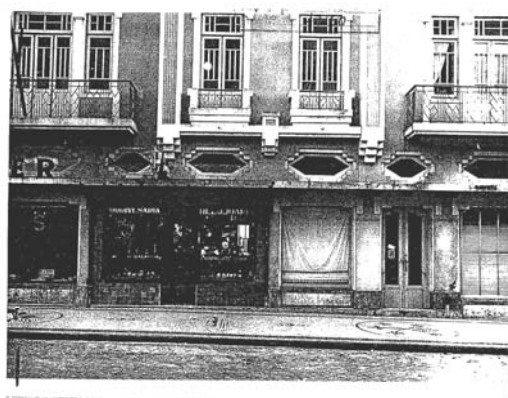


Figura 4.28 – Edifício nº10 em 1965 antes das alterações na fachada [30].

Tabela 4.8 – Alterações estruturais do edifício nº10 [30].

Ano	Alterações	Materiais usados
1960	Criação de um entre piso destinado a arrumos da loja sedeada no rés-do-chão	Laje de elementos vazados
1965	Alteração da fachada e modificações no interior da ourivesaria do rés-do-chão	Vigas metálicas (Perfis INP) Aros em alumínio anodizado nas portas e montras
1985	Obras ao nível da fachada e interior de uma das lojas	Armação em alumínio decapado

Relativamente ao cálculo sísmo-resistente, pela sua data de edificação conclui-se que não teve qualquer cálculo, assim como nas alterações estruturais a que foi submetido posteriormente.

#### 4.2.11 - Edifício nº11

Trata-se de um edifício de *Arte Déco* à semelhança dos edifícios anteriores, estando classificado o conjunto dos três imóveis como imóveis de interesse público (Figura 4.29). Apresenta dois pisos, onde o rés-do-chão é destinado a comércio, e o 1º piso concebido em mansarda, a habitação.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.29 – Edifício nº11.

Da consulta da informação disponível a primeira referência a obras no local é de 1962, onde o edifício é sujeito a uma ampliação no sentido do Canal do Cojo, com vista ao aumento da zona de armazém e de confecção da pastelaria estabelecida no rés-do-chão [33]. Na ampliação foi aplicada uma laje ao nível da cobertura dimensionada segundo o RBA, apoiada em vigas e pilares. Em 1963 são realizadas mudanças no interior do estabelecimento comercial ao nível do rés-do-chão. Estas obras implicaram a supressão de uma parede resistente, e a sua substituição por uma viga metálica de forma a vencer o vão (Tabela 4.9).

Tabela 4.9 – Alterações estruturais do edifício nº11 [33].

Ano	Alterações	Materiais usados
1962	Ampliação da pastelaria situada no rés-do-chão	Paredes em alvenaria de tijolo furado Laje da cobertura da “MAPREL” tipo A52 Vigas e sapatas em betão armado
1962	Aditamento à ampliação para a mudança das escadas de serviço	Lajes maciças, vigas, pilares e sapatas em betão armado
1963	Obras de remodelação da pastelaria situada no rés-do-chão	Vigas metálicas (Perfis INP) Laje com vigotas pré-esforçadas (MAPREL do tipo A42)

Não foi possível obter qualquer informação relativa ao projecto inicial, mas à semelhança dos outros edifícios do quarteirão pertencentes à década de 20, a sua estrutura também será em paredes de alvenaria de adobe e os pavimentos em madeira. Assim, não terá tido qualquer cálculo sísmo-resistente.

#### 4.2.12 - Edifício nº12

Trata-se de um edifício da década de 40 com 3 pisos, onde o rés-do-chão se destinada a comércio, o 1º piso a um armazém e o 2º piso encontra-se vazio (Figura 4.30).



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.30 – Edifício nº12.

Não foi possível consultar informação relativa à sua edificação [34]. No entanto, tudo indica que tal como o edifício adjacente, da mesma época, a sua estrutura será composta por pilares, vigas e lajes em betão armado. Relativamente ao cálculo sísmico no dimensionamento da estrutura, à semelhança do edifício adjacente no qual não houve cálculo sísmico, possivelmente também não foi efectuado.

#### 4.2.13 - Edifício nº13

É o último edifício do quarteirão, sendo composto por 4 pisos, onde o rés-do-chão é destinado a comércio, o 1º piso a serviços e os 2º e 3º pisos a habitação (Figura 4.31).

A solução estrutural do edifício é baseada numa estrutura vigada sobre pilares em betão armado e os pavimentos em madeira, à excepção da zona das cozinhas e casas de banho, em que estes são em betão armado [36]. Os pilares prolongam-se da fundação até à cobertura, “sendo amarrados ao nível inferior desta por vigas de betão armado que conferem efeito de cintagem, e dão apoio às asnas das coberturas e transmitem aos pilares o peso da cobertura”. Quanto às fundações são constituídas por estacas em pinho verde encabeçadas por maciços em betão ciclópico.

O método de cálculo usado para o dimensionamento das vigas foi o Método de Cross, e no caso das lajes de betão armado o previsto no RBA. No caso das fundações foram realizados

ensaios de carga em vários pontos do terreno, determinando as possibilidades de carga através da fórmula oficial dos holandeses.



a) Alçado frontal



b) Alçado posterior

Figura 4.31 – Edifício nº13.

Na análise dos elementos documentais do projecto verifica-se que no dimensionamento da estrutura não houve consideração da acção sísmica, nem nas alterações que foram posteriormente efectuadas em 1959 e 1960 (Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Alterações estruturais do edifício nº13 [35].

Ano	Alterações	Materiais usados
1959	Cobertura dos sanitários e a criação de pala sobre o passeio ao nível do rés do chão	Lajes maciças em betão armado
1960	Remodelação da zona do saguão para zona de armazenamento	Lajes maciças em betão armado
1962	Remodelação	Lajes vazadas, vigas e pilares em betão armado
1975	Colocação de uma pala metálica na fachada	Perfis metálicos (Perfis L)
1982	Ampliação	Vigas e lajes em betão armado

### 4.3 - Análise do quarteirão

O parque habitacional em Portugal foi sofrendo alterações ao longo dos anos, que surgiram fruto da evolução das técnicas construtivas, aumento das exigências e introdução de novos materiais. Assim, os edifícios foram crescendo em altura, e os materiais construtivos evoluíram da alvenaria para o betão armado, hoje largamente aplicado [37]. Deste modo, é possível estabelecer uma correlação entre a tipologia construtiva, estilo arquitectónico,

concepção estrutural e a época de construção. O quarteirão em estudo é um exemplo da evolução sofrida pelo edificado, apresentando edifícios de várias épocas. Esta situação traz implicações do ponto vista do comportamento global do quarteirão, bem como aumento da sua vulnerabilidade em caso de sismo. Assim, nesta secção foram analisados alguns parâmetros do edificado que constitui o quarteirão e estabelecidas correlações entre alguns dos parâmetros analisados.

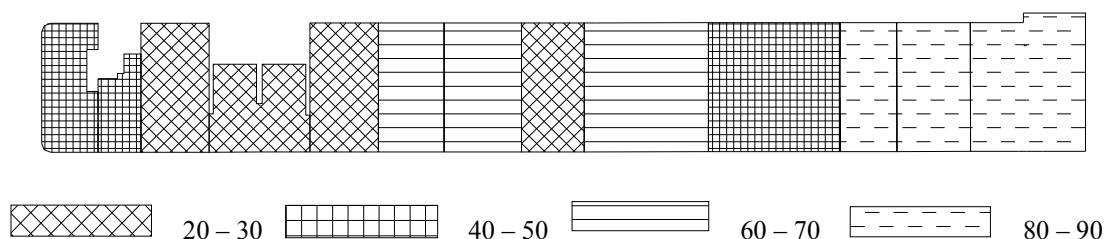


Figura 4.32 – Distribuição em planta dos edifícios do quarteirão em estudo por décadas de construção [19].

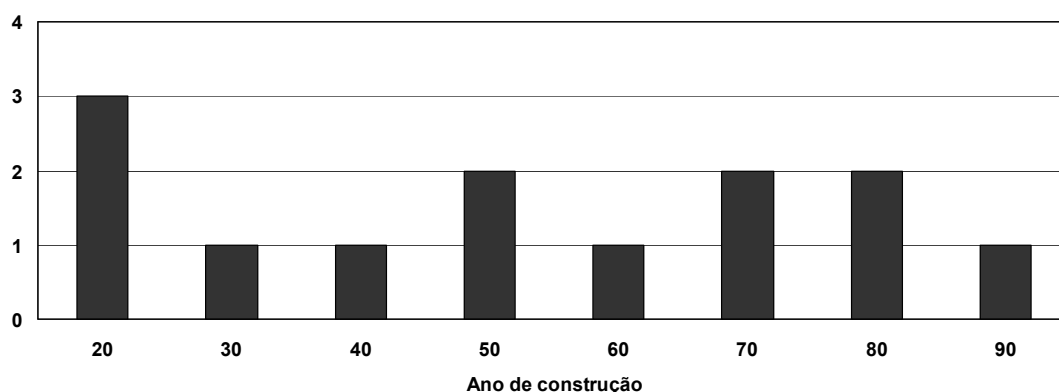


Figura 4.33 – Época de construção dos edifícios<sup>2</sup> do quarteirão em estudo [19].

Como se pode constatar pela Figura 4.32, os edifícios que formam o quarteirão apresentam épocas distintas, desde as moradias de dois pisos da década de 20, até edifícios com cinco ou mais pisos dos anos 90, existindo um edifício representativo de cada década de quase todo o século XX (Figura 4.33). Assim, facilmente se depreende que a existência no quarteirão de edifícios de décadas diferentes, traduz-se em descontinuidades ao nível de alçado, devido a

<sup>2</sup> Para alguns dos edifícios do quarteirão as décadas de construção foram obtidas através de entrevistas, pois não havia qualquer referência nos documentos escritos.

diferentes pés-direitos, número de pisos, etc., e variações nos materiais do sistema estrutural, que conduzem a problemas do ponto de vista do comportamento global ao conjunto (Figura 4.34 e Figura 4.35).

Como se pode constatar pela Figura 4.36 e Tabela 4.11, a maioria dos edifícios do quarteirão apresenta sete pisos, seguindo-se os edifícios de dois pisos. Outro aspecto observado, é a presença de edifícios com pavimentos em madeira e portanto flexíveis, contíguos a edifícios em que os pisos são constituídos por lajes de betão armado rígidas. Aliando ainda ao facto, que na maioria dos casos os pisos se encontram desalinhados (Figura 4.34).

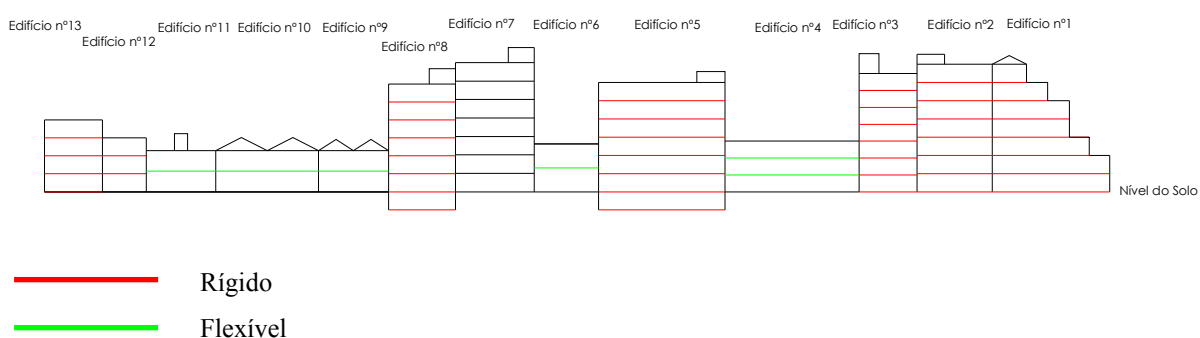


Figura 4.34 – Indicação da altura dos edifícios do quarteirão em estudo.



Figura 4.35 – Exemplos de descontinuidades verticais no quarteirão.

Verifica-se ainda da análise da Tabela 4.11 e 4.12, que os edifícios com sete pisos correspondem a edifícios em betão armado, enquanto que os de dois pisos correspondem na sua maioria a edifícios tradicionais em alvenaria. Assim, estruturas com materiais que apresentam comportamentos e resistências distintas, encontram-se lado a lado no quarteirão (Figuras 4.37 e 4.38).

Tabela 4.11 – Número de pisos acima do nível do solo dos edifícios do quarteirão em estudo [19].

Nº Pisos <sup>1</sup>	Nº Edifícios
2	4
3	2
4	1
5	0
6	2
7	4

<sup>1</sup> número de pisos acima do nível do solo.

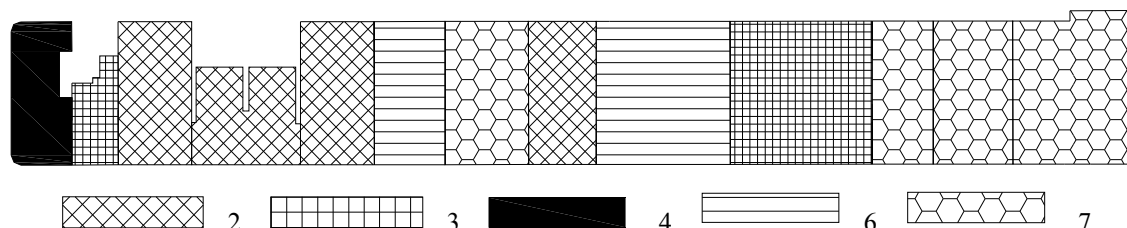


Figura 4.36 – Distribuição em planta do número de pisos acima do nível do solo dos edifícios do quarteirão em estudo.

Tabela 4.12 – Número de pisos e materiais do sistema estrutural dos edifícios do quarteirão em estudo.

Edifício	Nº Pisos	Materiais do sistema estrutural	Elementos do sistema estrutural
1	7	Betão armado <sup>1</sup>	<sup>2</sup>
2	7	Betão armado	Pilares, vigas e lajes fungiformes aligeiradas
3	7	Betão armado	Pilares e vigas pré-fabricados e lajes fungiformes aligeiradas
4	3	Betão armado <sup>1</sup>	<sup>2</sup>
5	6	Betão armado	Pilares, vigas, lajes aligeiradas e paredes resistentes
6	2	Adobe <sup>1</sup> Madeira	Paredes resistentes em adobe e pavimentos em madeira
7	7	Betão armado <sup>1</sup>	<sup>2</sup>
8	6	Betão armado Estrutura metálica	Lajes pré-fabricadas em betão armado, vigas e pilares em estrutura metálica
9	2	Adobe <sup>1</sup> Madeira	Paredes resistentes em adobe e pavimentos em madeira
10	2	Adobe <sup>1</sup> Madeira	Paredes resistentes em adobe e pavimentos em madeira
11	2	Adobe <sup>1</sup> Madeira	Paredes resistentes em adobe e pavimentos em madeira
12	3	Betão armado Madeira <sup>1</sup>	<sup>2</sup>
13	4	Betão armado Madeira	Vigas, pilares e lajes na zona das cozinhas e WC em betão armado Pavimento em madeira

<sup>1</sup> Não existe informação, mas o material foi aferido em função da sua década de construção e observação no local.

<sup>2</sup> Desconhecido por falta de informação.

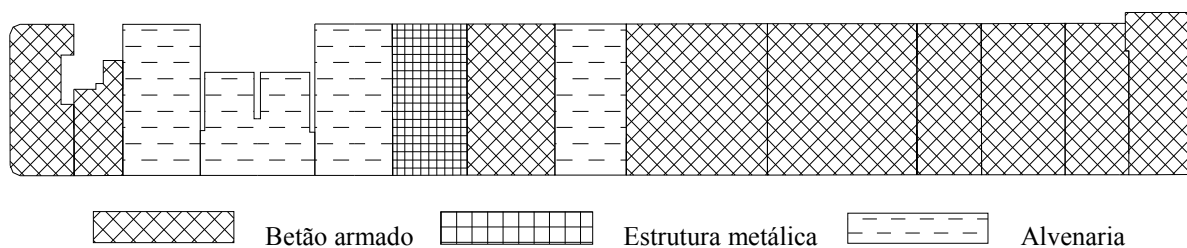


Figura 4.37 – Distribuição em planta dos materiais da estrutura resistente dos edifícios do quarteirão em estudo<sup>3</sup> [19].



Figura 4.38 – Edifício de alvenaria entre dois edifícios de betão armado.

Verifica-se ainda que a maioria dos edifícios de alvenaria, foram sujeitos a obras de ampliação posteriormente à sua construção, na parte posterior, no lado da Rua do Canal do Cojo (Figura 4.39). Estas ampliações constituem descontinuidades em planta relevantes no quarteirão.



Figura 4.39 – Ampliações posteriores à construção inicial em alguns edifícios do quarteirão em estudo.

<sup>3</sup> Para alguns edifícios não existia informação nos documentos escritos, tendo o material sido aferido através da época de construção e nalguns casos por inspeção local.

Alguns dos edifícios, em particular os de dois a três pisos apresentam torreão e mansarda cave e, no caso dos de seis a sete pisos cave e o último piso recuado, criando assim irregularidades em altura (Figura 4.40).

De salientar ainda, o facto de a maioria dos edifícios se encontrarem do ponto de vista de conservação comprometidos, sobretudo os edifícios mais antigos, como se pode ver nas Figuras 4.41 e 4.42, em que se apresenta a distribuição do estado de conservação dos edifícios. Esta classificação não seguiu critérios específicos, foi estabelecida tendo apenas como base a observação exterior dos edifícios.

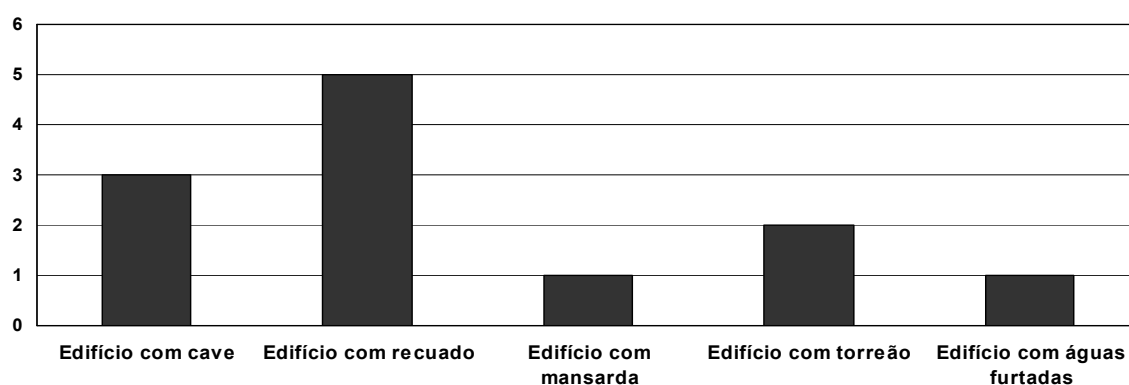


Figura 4.40 – Tipologias dos edifícios do quarteirão em estudo [19].

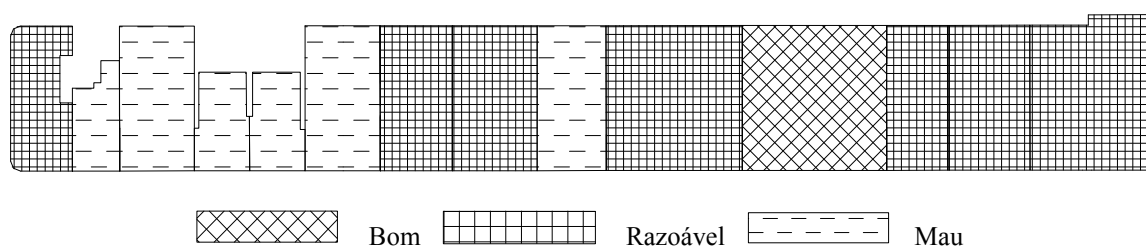


Figura 4.41 – Distribuição em planta do estado de conservação dos edifícios do quarteirão em estudo [19].

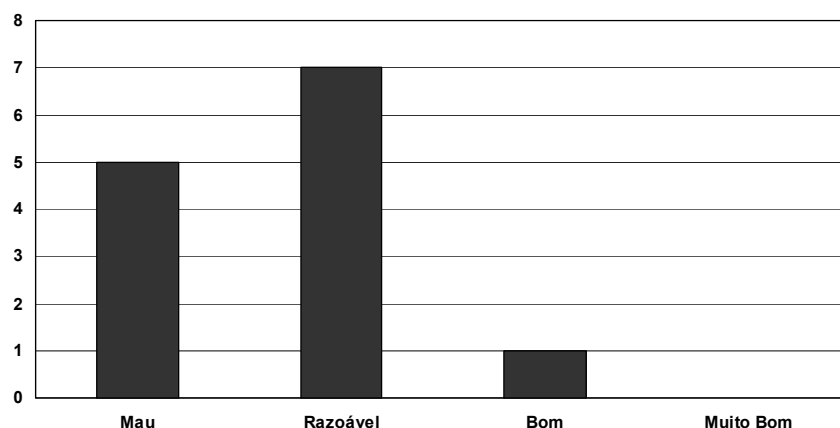


Figura 4.42 – Estado de conservação dos edifícios do quarteirão em estudo.

Relativamente às fundações dos edifícios verifica-se que nenhum deles apresenta fundações directas, sendo os que foi possível consultar o projecto das fundações, o tipo adoptado é a fundação indirecta. Nos edifícios mais antigos das décadas de 40 e 50, as estacas são em pinho, e nos mais recentes dos anos 70, 80 e 90, o material adoptado é o betão armado (Figura 4.43). No seu dimensionamento não houve qualquer cálculo sísmico, apesar de os regulamentos em vigor aquando da elaboração dos projectos em alguns casos assim, o exigirem (Tabela 4.13).

Para os restantes apesar de não ser possível comprovar, tudo leva a crer que as fundações são indirectas, dado nos terrenos predominarem argilas moles ou lodos, com um alto nível freático.

Tabela 4.13 – Regulamentação usada na concepção ao nível das acções e fundações para os edifícios do quarteirão em estudo.

Edifício	Década de construção	Tipo de Fundação	Regulamentação
1	90	1	1
2	80	Indirecta	RSEP
3	80	Indirecta	RSEP
4	50	1	1
5	70	Indirecta	RSEP
6	20	1	1
7	80	1	1
8	60	Indirecta	RSEP
9	20	1	1
10	20	1	1
11	20	1	1
12	40	1	1
13	40	Indirecta	RBA

<sup>1</sup> Desconhecido por falta de informação.

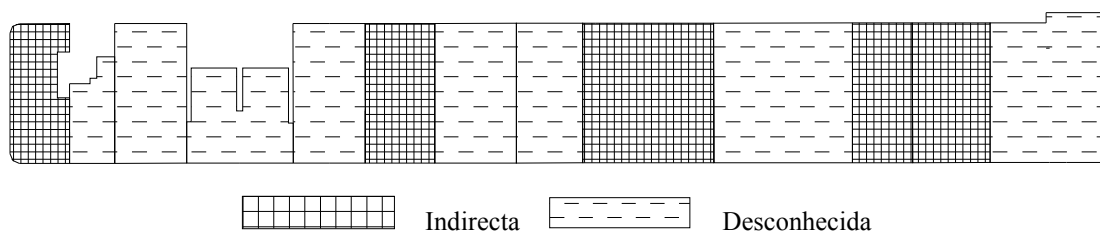


Figura 4.43 – Distribuição em planta do tipo de fundação dos edifícios do quarteirão em estudo.

Quanto à regulamentação utilizada no cálculo da estrutura ao nível das acções e materiais, não foi possível aferir qual o regulamento usado na concepção da maioria dos edifícios. Dos quais foi possível consultar a os elementos do projecto, verifica-se que em quatro dos edifícios as acções consideradas no projecto são as contempladas no RSEP (Figura 4.44 e 4.45 e Tabela 4.14). De salientar que destes quatro edifícios, dois são dos anos de 1984 e 1986, altura em que já vigorava o RSA, no entanto, era permitido ainda o cálculo através do RSEP. Um dos edifícios da década de 40, as acções consideradas foram as presentes no RBA.

Tabela 4.14 – Regulamentação usada na concepção ao nível das acções e materiais para os edifícios do quarteirão em estudo.

Edifício	Década de construção	Regulamentação	
		Acções	Materiais
1	90	1	1
2	80	RSEP	REBA
3	80	RSEP	REBA
4	50	1	1
5	70	RSEP	REBA
6	20	1	1
7	80	1	1
8	60	RSEP	REAE
9	20	1	1
10	20	1	1
11	20	1	1
12	40	1	1
13	40	RBA	RBA

<sup>1</sup> Desconhecido por falta de informação.

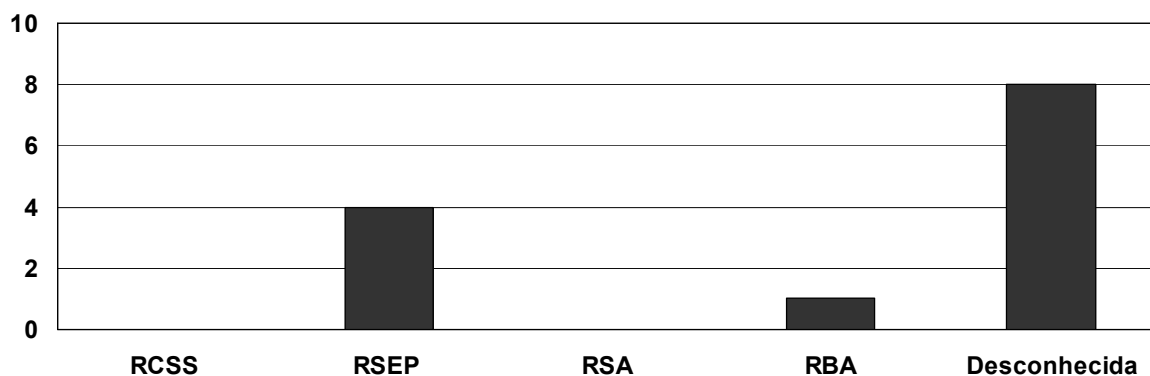


Figura 4.44 – Regulamentação usada na concepção ao nível das acções para os edifícios do quarteirão em estudo.

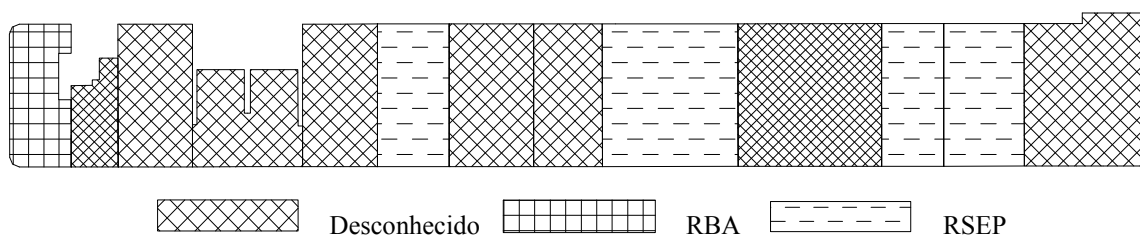


Figura 4.45 – Distribuição em planta da regulamentação usada no cálculo dos edifícios do quarteirão em estudo.

Tabela 4.15 – Regulamentação usada do ponto de vista sísmico dos edifícios do quarteirão em estudo.

Edifício	Cálculo sísmico	Regulamentação
1	1	1
2	Sim	RSEP
3	Sim	Elementos pré-fabricados
4	1	1
5	Não	2
6	Não	2
7	1	1
8	Sim	RSEP
9	Não	2
10	Não	2
11	Não	2
12	Não	2
13	Não	2

<sup>1</sup> Desconhecido por falta de informação.

<sup>2</sup> Não aplicável.

No entanto, apesar de quatro dos edifícios terem sido elaborados tendo por base um regulamento em que a consideração da acção sísmica no cálculo era obrigatória, neste caso o

RSEP, nos cálculos apresentados nem todos tem referência a esta. Assim, dos quatro edifícios apenas dois apresentam na memória descritiva o cálculo sísmico, sendo que um deles não tem qualquer cálculo sísmico, e o outro justifica a não consideração da acção sísmica, pelo uso de elementos pré-fabricados (Tabela 4.15). Para os restantes edifícios do quarteirão, nomeadamente os edifícios tradicionais de alvenaria da década de 20, dada a sua época de construção, depreende-se que não tiveram qualquer cálculo sísmo-resistente. O mesmo acontece aos edifícios das décadas de 40 e 50, uma vez que só em 1958 é que surge o RSCCS o primeiro regulamento em que a acção sísmica é definida.

Da análise dos elementos consultados constatou-se ainda, que a maioria dos edifícios do quarteirão, mais de 70%, foram sujeitos a obras posteriores à sua construção. Obras estas na sua maioria com implicações a nível estrutural nos edifícios (Tabela 4.16). Que consistiram na introdução de materiais com novas características mecânicas, diferentes dos elementos originais, que conduzem ao “enfraquecimento” dos sistemas estruturais existentes, diminuindo assim, a sua capacidade de resistir a acções horizontais.

É o caso de alguns edifícios sobretudo os edifícios antigos, que foram construídos pisos em betão armado, para substituírem os de madeira. Situação esta que pode provocar em caso de sismo o colapso total ou parcial das paredes. Juntando ainda ao facto de em todas estas remodelações, os elementos dimensionados não tiveram qualquer cálculo sísmico (Tabela 4.17). Situação que não se justifica, para as remodelações realizadas quando o RSEP e RSA se encontravam em vigor.

Tabela 4.16 – Número de remodelações para cada um dos edifícios do quarteirão em estudo.

Edifício	Nº Remodelações
1	<sup>1</sup>
2	0
3	2
4	<sup>1</sup>
5	1
6	2
7	1
8	1
9	2
10	2
11	5
12	0
13	5

<sup>1</sup> Desconhecido por falta de informação.

Tabela 4.17 – Regulamentação aplicada nas alterações estruturais posteriores à construção.

Edifício	Acções	Materiais	Ano
1	1	1	1
2	2	2	2
3	RSA	REBAP	1987
4	1	1	1
5	RSA	REBAP	1994
6	RSEP	REAEd	1969
	RSEP	REBA, REAEd	1975
7	RSEP	REBA	1981
8	RSA	REBAP, REAE	1998
9	RSEP	REAEd, RBA	1967
10	RBA	RBA	1960
	RGCU da cidade de Aveiro, RSEP	REAEd	1965
11	RBA	RBA	1962
	RBA	RBA	1962
	RSEP	RBA, REAEd	1963
12	1	1	1
13	RBA	RBA	1959
	RBA	RBA	1960
	RBA	RBA	1962
	RSEP	REAEd	1975
	RSEP	REBA	1982

<sup>1</sup> Desconhecido por falta de informação.

<sup>2</sup> Não aplicável.

#### 4.4 - Problemas observados

A análise do quarteirão evidenciou que existem uma série de aspectos, que influenciam de forma negativa o seu comportamento, face à acção sísmica:

- Irregularidades em planta, devidas a ampliações posteriores à construção;
- Irregularidades em altura, devidas a diferentes configurações dos pisos, apresentando a maioria dos edifícios ao nível do rés do chão um piso vazado, sem paredes divisórias;
- Desníveis em alçado, causados pelo diferente número de pisos, pé direito, etc.;
- Existência de edifícios de alvenaria paredes-meias com edifícios em betão armado, materiais estes com comportamentos e resistências distintas;
- Desalinhamento entre os pisos de edifícios adjacentes, bem como a existência de pisos flexíveis de madeira adjacentes a pisos de betão armado rígidos;
- Má conservação da maioria dos edifícios, sobretudo os edifícios mais antigos;

- Ausência de cálculo sísmo-resistente, onde dos treze edifícios que constituem o quarteirão, em apenas dois a acção sísmica foi considerada, de acordo com o RSEP;
- Elevada percentagem de edifícios onde foram efectuadas alterações na estrutura inicial, alterações que passaram pela introdução de novos materiais, diferentes dos originais, conduzindo ao “enfraquecimento” da estrutura existente;
- Existência de elementos não estruturais salientes (varandas, chaminés, parapeitos e elementos decorativos e de publicidade) ao nível das fachadas e coberturas, que enfraquecem e provocam danos em outros elementos. Estes elementos podem colapsar em caso de sismo;
- Elevada percentagem de aberturas ao nível das fachadas nos edifícios de betão armado mais altos.

Comprova-se assim, que o quarteirão apresenta uma série de factores de risco, determinantes para a sua vulnerabilidade face à acção dos sismos.



## CAPÍTULO V

# 5 - COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO CONFINANTE COM EDIFÍCIOS TRADICIONAIS DE ALVENARIA

### 5.1 - Considerações gerais

Após a análise global do quarteirão e verificação dos aspectos que dominavam o seu comportamento global, o estudo centrou-se no aspecto que se considerou mais preocupante, a existência de edifícios de betão armado adjacentes a edifícios de alvenaria. Esta situação observava-se não só no quarteirão em estudo, mas ao longo de toda a Avenida. Para além de não ser um problema específico da cidade de Aveiro, também frequente e corrente noutras cidades, foram as razões para a opção pela sua análise.

Um edifício mais alto, com maior período e amplitude de vibração, encontra-se paredes meias com um edifício mais baixo, com menor período e amplitude de vibração. Os efeitos em caso de sismo, de duas estruturas lado a lado que se deformam de maneira diferente, podem ser devastadores. Sobretudo se os pisos dos edifícios não se encontrarem alinhados e assim, os pisos de um dos edifícios embaterem no outro edifício a diferentes níveis. Por exemplo, os pisos de um edifício embaterem nos pilares do edifício adjacente [45]. Esta situação é conhecida por *pounding*, que é definido como os danos causados pelo choque de dois edifícios [46]. É difícil modelar o *pounding* assim, como as estruturas para evitar este efeito. A melhor solução passa por afastá-las uma distância suficiente para evitar problemas em caso de sismo. Caso não seja possível evitar, então deve-se fazer coincidir os pisos ao mesmo nível [47].

No estudo apresentado não foi analisado o *pounding*, mas sim o comportamento em termos de deslocamentos de um edifício de betão armado entre dois edifícios de alvenaria, quando sujeitos a um sistema de forças estáticas equivalentes. Deste modo, foram seleccionados dois edifícios, um em betão armado e um de alvenaria, que se encontram apostos no quarteirão. O levantamento realizado na secção anterior permitiu caracterizar e detalhar a geometria, e os elementos estruturais de ambos os edifícios. Assim, a estrutura de ambos foi particularizada nos

seus elementos: pilares, vigas e lajes no caso do edifício de betão armado, e paredes, pavimentos e cobertura para o edifício de alvenaria. Dado ambos os edifícios apresentarem singularidades a nível conceptual, que poderiam influenciar os resultados obtidos, procedeu-se a simplificações de forma a minimizar as irregularidades e, representar assim a generalidade dos edifícios. Efectuou-se uma análise linear estática, recorrendo a um programa de cálculo automático, o SAP2000 [41], programa baseado no método dos elementos finitos. A opção por análise estática e não dinâmica, deveu-se ao facto de se pretender apenas, determinar a tendência observada no edifício de betão armado, quando confinado a dois edifícios de alvenaria, sujeito a um sistema de forças estáticas equivalentes.

As secções seguintes apresentam os pressupostos considerados nas análises realizadas, bem como os resultados obtidos.

### **5.2 - Acção sísmica**

No trabalho desenvolvido o efeito da acção sísmica foi determinado através de um método simplificado de análise estática, admitindo o comportamento linear dos materiais. Assim, determinaram-se as frequências naturais de vibração dos edifícios em estudo, em ambas as direcções. Com estas quantificou-se a aceleração do tipo I e II para a acção sísmica, através dos espectros de resposta médios, para a zona sísmica A. Considerou-se um solo do tipo de solo III, e para o amortecimento o valor de 2% para o edifício de alvenaria, e 5% para os edifícios de betão armado. Os valores obtidos foram multiplicados pelo coeficiente de sismicidade, correspondente à zona sísmica C, onde se situa a cidade de Aveiro.

A partir da maior aceleração da acção sísmica, determinou-se um sistema de forças estáticas equivalentes, em correspondência com as massas interessadas, a actuar separadamente em cada uma das direcções consideradas. Seguiu-se as prescrições do regulamento, em que a massa mobilizada para a acção do sismo corresponde às combinações quase permanentes das acções, ou seja,  $G + \psi_2 \times Q$ , onde G corresponde às acções permanentes, Q as acções variáveis e  $\psi_2$  o coeficiente de combinação com o valor de 0,4 no caso do edifício em betão armado, uma vez que apresenta utilização de carácter colectivo (escritórios), e 0,2 para o edifício de alvenaria, destinado a habitação.

As forças estáticas horizontais foram aplicadas em ambos os edifícios. No edifício de betão armado estas foram aplicadas ao nível dos pisos nos nós viga-pilar, e no caso do edifício de alvenaria foi distribuída ao longo das paredes do edifício. Os deslocamentos obtidos foram

multiplicados pelo factor  $\xi = 1 + \frac{0,6x}{a}$ , em que  $x$  é a distância entre o elemento em consideração e o plano de simetria, e  $a$  a dimensão do edifício segundo a direcção perpendicular à das foças estáticas [5].

### 5.3 - Modelação das estruturas tipo

#### 5.3.1 - Modelação dos elementos

A modelação dos edifícios foi efectuada recorrendo a diversos tipos de elementos finitos existentes no programa de cálculo automático, SAP2000. Procurou-se que cada componente dos edifícios fosse modelado com o elemento que apresenta-se o comportamento mais adequado. Assim, no edifício de betão armado utilizaram-se elementos finitos de casca, com 6 G.L por nó, para as lajes e paredes em betão armado. E elementos de barra para os pilares e vigas, com 3 G.L por nó. No caso do edifício de alvenaria, as paredes de alvenaria e pavimentos em madeira foram simulados com elementos de casca.

Os pavimentos de ambos os edifícios não apresentavam espessura constante, uma vez que no caso do edifício de betão armado, este era constituído por laje aligeirada, e no edifício de alvenaria era soalho assente em barrotes de madeira. Para a modelação dos elementos foi necessário a determinação de uma espessura equivalente de flexão e membrana. Assim, foram calculadas a inércia e área das secções reais por metro, a partir das quais se determinou a espessura equivalente de flexão e de membrana, respectivamente, das secções equivalentes (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Espessuras equivalentes para os pavimentos na modelação dos edifícios.

Edifício	Espessura de flexão (m)	Espessura de membrana (m)
Betão armado (Laje aligeirada)	0,167	0,123
Alvenaria (Soalho assente em barrotes de madeira)	0,055	0.069

Em relação à ligação entre o edifício de betão armado e os edifícios de alvenaria, esta foi modelada num dos casos recorrendo a elementos a bielas e noutro ao *gap*. No caso da ligação com bielas rígidas ligações pretendeu-se aplicar à ligação entre edifícios uma metodologia semelhante a uma já usada, a associação em comboio. Método através do qual os pórticos de um edifício eram ligados através de bielas rígidas, as quais simulam os pisos rígidos. No caso da ligação de *gap* este era o tipo de elemento de interacção entre dois nós, disponível no programa

de cálculo utilizado, que mais se aproximava do comportamento real da ligação entre os edifícios. Assim, no caso das bielas, dado se pretender que estas apresentassem rigidez axial finita, estas foram modeladas como barras bi-articuladas com igual comportamento em tracção e compressão. No caso da ligação de *gap* esta apresenta rigidez apenas em compressão, anulando-se em tracção, para uma dada abertura entre os edifícios. Foi atribuída a esta uma rigidez em compressão muito elevada, superior à dos elementos adjacentes, e um valor para a abertura muito próximo de zero. As ligações foram estabelecidas ao nível dos pisos do edifício de betão armado na ligação viga-pilar, e ligados aos nós das paredes do edifício de alvenaria (Figura 5.1).

Nas secções seguintes, por questões de simplificação as ligações estabelecidas entre os edifícios serão designadas por ligação com bielas e ligação com *gap*.

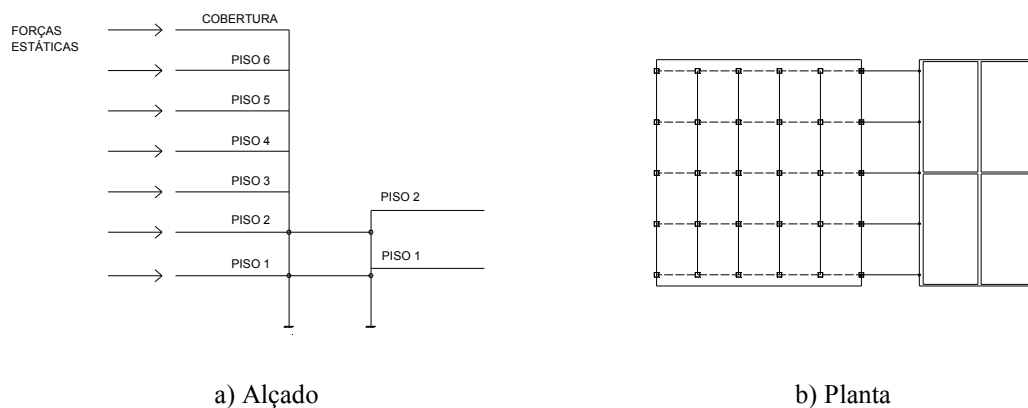


Figura 5.1 – Modelação da ligação entre os edifícios.

## 5.3.2 - Modelação do edifício tipo de alvenaria

### 5.3.2.1 - Considerações gerais

O edifício de alvenaria seleccionado apresenta-se na Figura 5.2, é da década de 20 e apresenta dois pisos. A sua estrutura é baseada em paredes de alvenaria resistente em adobe, sendo que sua espessura varia ao longo do edifício, e os pavimentos e a cobertura em madeira.

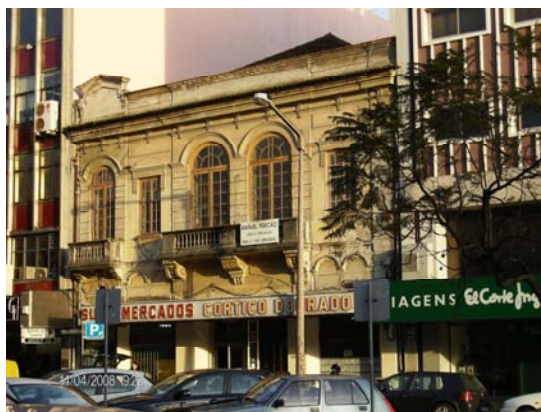


Figura 5.2 – Edifício em alvenaria em estudo.

Considerou-se na modelação do edifício em planta, 16 m de alçado e 30 m de profundidade e pé-direito constante ao longo da altura (Tabela 5.2) (edifício ALV).

Tabela 5.2 – Pé-direito do edifício de alvenaria.

Piso	Pé-direito (m)
R/C	4,0
1ºPiso	4,0

### 5.3.2.2 - Paredes

Neste edifício foram usadas três tipologias diferentes para a execução das paredes. As paredes exteriores, na separação com os edifícios adjacentes foram realizadas com 0,50 m. As paredes de fachada apresentam a espessura de 0,25 m. Quanto às paredes divisórias do rés-do-chão e 1º piso apresentam espessura de 0,25 e 0,40 m (Figura 5.3).

A maioria das espessuras das paredes eram desconhecidas, dado não constarem dos elementos documentais existentes do edifício. Assim, e face à impossibilidade de poder fazer uma inspeção no local, as espessuras adoptadas foram estabelecidas baseando-se em observações e levantamentos já realizados, de outros edifícios tradicionais em adobe da cidade de Aveiro.

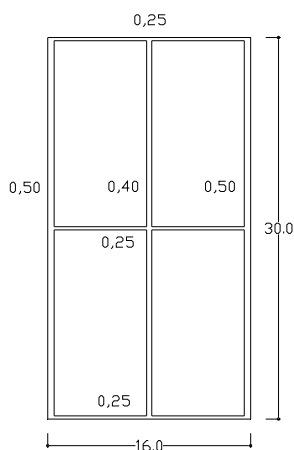


Figura 5.3 – Planta tipo do edifício de alvenaria e espessuras das paredes.

### 5.3.2.3 - Pavimentos

No caso dos pavimentos e cobertura à semelhança das paredes consideraram-se valores de referência. Assim, considerou-se os pavimentos constituídos por uma malha ortogonal de barotes de madeira, sobre a qual assenta o revestimento. As vigas apresentam uma largura de 13 cm e altura de 10 cm, espaçadas 40 cm. Sobre esta estrutura assenta o revestimento constituído por um tabuado de madeira com uma espessura de 2,2 cm. A cobertura consiste em telhas cerâmicas assentes em asnas de madeira. Considerou-se as asnas afastadas 3 m, com vigas de secção  $b=10$  cm e  $h=15$  cm.

### 5.3.2.4 - Materiais

Os materiais estruturais constituintes do edifício ao nível das paredes é o adobe e madeira nos pavimentos. Consideraram-se para os valores da resistência mecânica e peso volúmico dos materiais, os valores determinados na Casa Major Pessoa (Tabela 5.3), dada a impossibilidade de realizar ensaios.

Tabela 5.3 – Características mecânicas dos materiais do edifício de alvenaria.

EDIFÍCIO TIPO DE ALVENARIA		
Paredes	Peso volúmico ( $\text{kN/m}^3$ )	17,0
	Módulo de elasticidade (GPa)	0,2
Pavimentos	Peso volúmico ( $\text{kN/m}^3$ )	7,0
	Módulo de elasticidade (GPa)	8,5

Trata-se de um edifício da mesma época de construção, situado também na cidade de Aveiro [38], e que foi sujeito recentemente a obras de reabilitação, tendo sido possível avaliar alguns parâmetros mecânicos dos materiais constituintes.

### 5.3.2.5 - Acções

Foram consideradas para as acções permanentes, o peso próprio dos pavimentos, cobertura e revestimentos, e como acções variáveis as sobrecargas de utilização (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 – Acções consideradas para o edifício de alvenaria.

	Acções	Valor (kN/m <sup>2</sup> )	Observações
Permanentes	Peso próprio do pavimento	0,50	
	Peso próprio dos revestimentos	0,50	
	Peso da cobertura	1,00	0,30 kN/m <sup>2</sup> para asnas e revestimento em telha marselha 0,65 kN/m <sup>2</sup> [40]
Sobrecargas	Pavimentos	2,00	Valor para uma utilização de carácter privado [5]
	Cobertura	0,30	Coberturas ordinárias [5]

### 5.3.3 - Modelação do edifício tipo de betão armado

#### 5.3.3.1 - Considerações gerais

Trata-se de um edifício da década de 70, composto por seis pisos e uma cave, cujo alçado frontal se apresenta na Figura 5.4. A solução estrutural baseia-se em lajes aligeiradas suportadas por pilares e vigas em betão armado.



Figura 5.4 – Edifício de betão armado em estudo.

Na modelação do edifício em estudo fizeram-se algumas simplificações, nomeadamente a uniformização para todos os pisos da distribuição das diferentes tipologias de laje e a não consideração da cave (Figura 5.5). Relativamente ao pé-direito, este era variável ao longo da altura, sendo que os dois primeiros pisos apresentam uma maior altura, e nos restantes esta mantinha-se (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 – Pé-direito do edifício de betão armado.

Piso	Pé-direito (m)
R/C	3,5
1º Piso	3,0
2º Piso	2,8
3º Piso	2,8
4º Piso	2,8
5º Piso	2,8
6º Piso	2,8

Outro aspecto relativo à estrutura resistente relaciona-se com a existência de uma parede de betão armado de 15 cm de espessura, na separação com os edifícios adjacentes. Assim, foram modelados dois edifícios, um com a parede (edifício BA1), e outro onde esta foi substituída por pilares e vigas (edifício BA2).

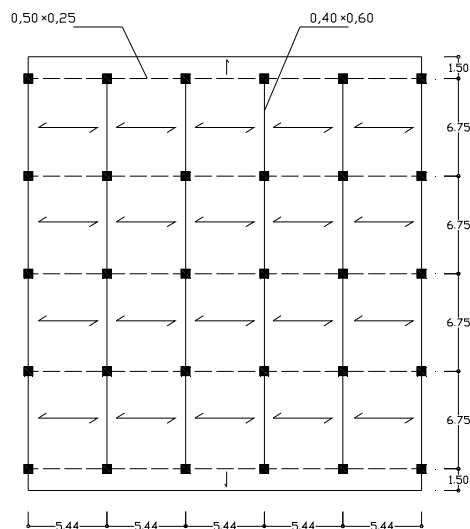


Figura 5.5 – Planta estrutural tipo do edifício de betão armado.

### 5.3.3.2 - Pilares, Vigas e Lajes

Para os pilares foram adoptadas as dimensões que constavam do projecto e se apresentam na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Dimensões dos pilares.

Piso	Dimensões (m <sup>2</sup> )
R/C	0,6x0,6
1º Piso	0,6x0,6
2º Piso	0,6x0,6
3º Piso	0,5x0,5
4º Piso	0,5x0,5
5º Piso	0,4x0,4
6º Piso	0,4x0,4

No caso das vigas ao nível do projecto existiam várias dimensões, tendo-se adoptado para cada direcção a secção mais representativa. No caso das vigas de apoio das lajes a secção adoptada foi de  $0,40 \times 0,60 \text{ m}^2$  e na direcção perpendicular de  $0,50 \times 0,25 \text{ m}^2$ .

Em relação às lajes o edifício apresenta lajes aligeiradas do tipo PREFOR, e em alguns locais lajes maciças (Tabela 5.7).

Tabela 5.7 – Tipologias das lajes do edifício de betão armado em estudo.

Laje	Tipologia
L1	Prefor F25F
L2	Prefor F25c
L3	Prefor F253g
L4	Prefor F253g
L5	Prefor F25c
L9	Prefor F252g
L10	Prefor F25c
L11	Prefor F25b
L12	Prefor F25b
L6	Maciça A40T (e=0,30m)
L7	Maciça A40T (e=0,30m)
L8	Maciça A40T (e=0,25m)
L13	Maciça A40T (e=0,15m)

### 5.3.3.3 - Materiais

A classe de betão estabelecida ao nível de projecto foi B225 assim, fixou-se para o módulo de elasticidade, um valor médio entre um betão C16/20 e C20/25 (Tabela 5.8), de acordo com o estipulado no Eurocódigo 2 [48].

Tabela 5.8 – Características mecânicas dos materiais estruturais do edifício de betão armado.

EDIFÍCIO TIPO DE BETÃO ARMADO	
Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	25,00 [40]
Módulo de elasticidade (GPa)	28,25

### 5.3.3.4 - Acções

Foram consideradas como acções permanentes, o peso próprio, o peso das divisórias e dos revestimentos, e como acções variáveis as sobrecargas de utilização (Tabela 5.9).

Tabela 5.9 – Acções consideradas para o edifício de betão armado.

	Acções	Valor (kN/m <sup>2</sup> )	Observações
Permanentes	Peso próprio das lajes aligeiradas	2,75	
	Peso próprio das divisórias e revestimentos	2,50	Paredes de tijolo furado leve de enchimento de painéis de estruturas [40]
Sobrecargas	Pavimentos	3,00	Valor para uso colectivo sem concentração de pessoas [5]
	Cobertura	1,00	Terraço não acessível [5]

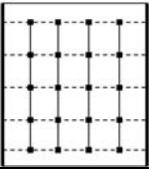
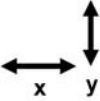
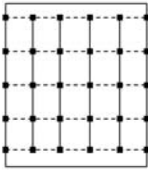
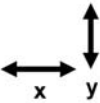
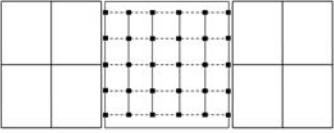

## 5.4 - Análise comparativa da resposta dos edifícios para acções horizontais

### 5.4.1 - Análises realizadas

As análises realizadas tiveram como objectivo, o estudo da problemática de edifícios de betão armado em meio urbano, neste caso confinado a edifícios de alvenaria. Na Tabela 5.10 é apresentado um resumo dos modelos e as análises realizadas.

Foram criados dois modelos para o edifício de betão armado (BA1 e BA2). Esta situação deveu-se ao facto do edifício seleccionado para o estudo apresentar a nível estrutural a particularidade, de possuir paredes de betão armado na separação com os edifícios adjacentes. Assim, numa primeira fase procurou-se avaliar a influência destas no seu comportamento. Para tal, foram criados dois modelos, um em que o edifício apresentava as paredes de betão armado (BA1), e noutro estas foram substituídas por vigas e pilares (BA2). Foram aplicadas em ambos os edifícios um sistema de forças estáticas equivalentes, determinadas em correspondência com as suas frequências, em ambas as direcções (paralela e perpendicular à Avenida).

Tabela 5.10 – Resumo dos modelos e as análises realizadas.

Designação do modelo	Esquema estrutural	Direcção da acção sísmica	Definição da acção sísmica	Ligação entre edifícios
BA1			$f_{iso}$	-
BA2			$f_{iso}$	-
BIEISO			$f_{iso}$	Bielas
GAPISO			$f_{iso}$	Gap
BIECONJ			$f_{conj}$	Bielas
GAPCONJ			$f_{conj}$	Gap

Posteriormente, o edifício BA2 foi modelado conjuntamente com os edifícios de alvenaria, tendo sido criados quatro modelos (BIEISO, GAPISO, BIECONJ e GAPCONJ). Nestes modelos o edifício de betão armado foi modelado entre dois edifícios de alvenaria iguais, aos quais foi ligado, e sobre os quais foi aplicado um sistema de forças estáticas, na direcção paralela à Avenida. A opção pelo edifício BA2 deveu-se ao facto de este ser mais representativo da configuração estrutural de uma maior percentagem dos edifícios de betão armado, enquanto que o edifício BA1 trata-se de um caso mais específico.

Nas modelações pretendeu-se avaliar as diferenças verificadas para os vários modelos de cálculo estabelecidos para a representação do conjunto de edifícios. Para tal foram estabelecidos diferentes tipos de ligação entre os edifícios (*bielas* e *gap*), e a frequência considerada na definição da acção sísmica ( $f_{iso}$  e  $f_{conj}$ ). A opção pela utilização da frequência do edifício isolado e a correspondente ao conjunto dos três edifícios, permitiu a avaliação das condições extremas, sendo que a situação real, será uma situação intermédia entre estas duas fronteiras.

#### 5.4.2 - Edifícios isolados de betão armado

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos da análise estática linear dos edifícios de betão armado, BA1 e BA2. Para tal foram aplicadas forças estáticas equivalentes, em ambas as direcções, em correspondência com a frequência de cada um dos edifícios, BA1 e BA2.

Para auxiliar a 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.

Na Tabela 5.11 apresentam-se as frequências naturais dos edifícios, e a correspondente aceleração sísmica. No caso do edifício BA1, o primeiro modo de vibração apresenta uma frequência própria de 0,89 Hz. Esse modo consiste numa translação global do edifício segundo a menor direcção (x), pois esta é a direcção que apresenta menor rigidez. Uma vez que na direcção perpendicular este apresenta umas paredes de betão armado, na separação com os edifícios adjacentes. Para o edifício BA2, o primeiro modo de vibração apresenta também uma frequência de 0,89 Hz. No entanto, este modo consiste numa translação global do edifício segundo a maior dimensão (y), uma vez que esta direcção apresenta menor rigidez.

Tabela 5.11 – Frequências de vibração do edifício BA1 e BA2.

Edifício	Descrição	Frequência (Hz)	Aceleração (cm/s <sup>2</sup> )
BA1	Translação segundo x (paralela à Avenida)	0,89	94,1
	Translação segundo y (perpendicular à Avenida)	5,02	161,0
BA2	Translação segundo x (paralela à Avenida)	0,95	99,5
	Translação segundo y (perpendicular à Avenida)	0,89	94,1

Nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se os pontos de controlo em termos de deslocamento (localização e direcção) dos edifícios BA1 e BA2.

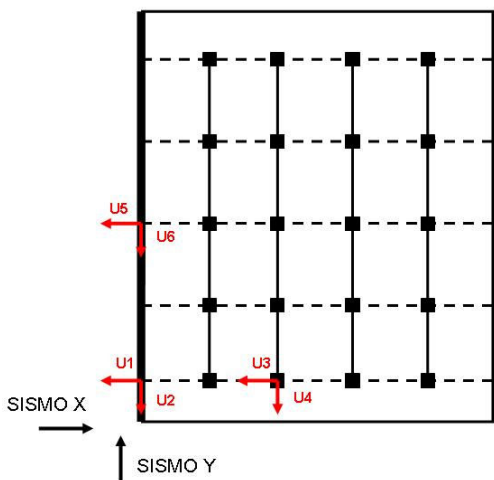


Figura 5.6 – Pontos de controlo no edifício BA1.

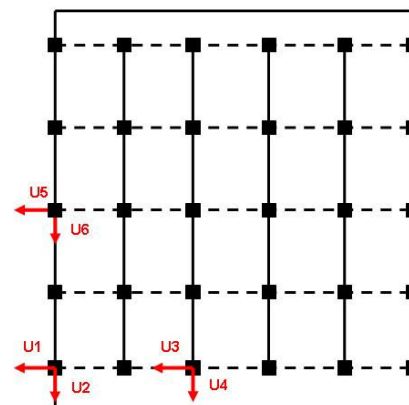


Figura 5.7 – Pontos de controlo no edifício BA2.

Para um sistema de forças estáticas a actuar na direcção  $x$ , controlaram-se os deslocamentos  $U_1$ ,  $U_3$  e  $U_5$ , cujos valores obtidos se apresentam nas Tabelas 5.12 e 5.13. Apresenta-se ainda os perfis de deslocamentos laterais máximos dos pisos e respectivo *drift*, para cada um dos pontos de controlo (Figuras 5.8, 5.9 e 5.10).

Tabela 5.12 – Deslocamentos para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho para o edifício BA1 (direcção  $x$ ).

Piso	Altura (m)	$U_1$ (cm)	$U_3$ (cm)	$U_5$ (cm)
1º Piso	3,50	1,05	1,05	0,83
2º Piso	6,50	2,26	2,26	1,78
3º Piso	9,30	3,21	3,21	2,52
4º Piso	12,10	3,97	3,97	3,13
5º Piso	14,90	4,53	4,53	3,56
6º Piso	17,70	4,89	4,89	3,85
7º Piso	20,50	5,07	5,07	3,99

Tabela 5.13 – Deslocamentos para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho para o edifício BA2 (direcção  $x$ ).

Piso	Altura (m)	$U_1$ (cm)	$U_3$ (cm)	$U_5$ (cm)
1º Piso	3,50	0,91	0,91	0,72
2º Piso	6,50	2,03	2,03	1,60
3º Piso	9,30	2,96	2,96	2,33
4º Piso	12,10	3,80	3,80	2,99
5º Piso	14,90	4,43	4,43	3,49
6º Piso	17,70	4,95	4,95	3,90
7º Piso	20,50	5,13	5,13	4,08

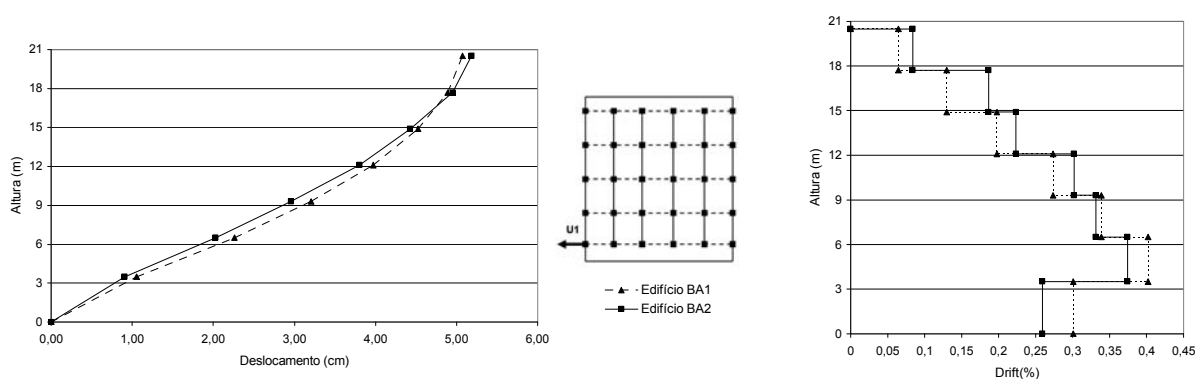


Figura 5.8 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_1$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

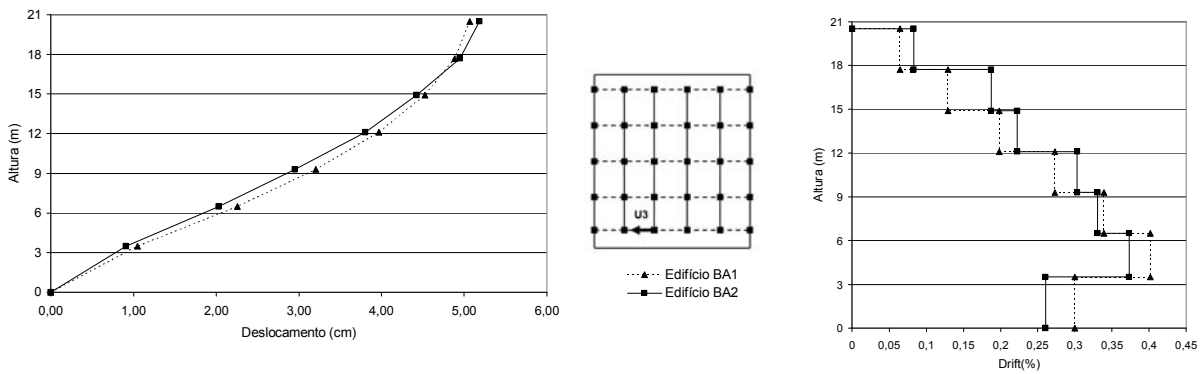


Figura 5.9 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_3$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

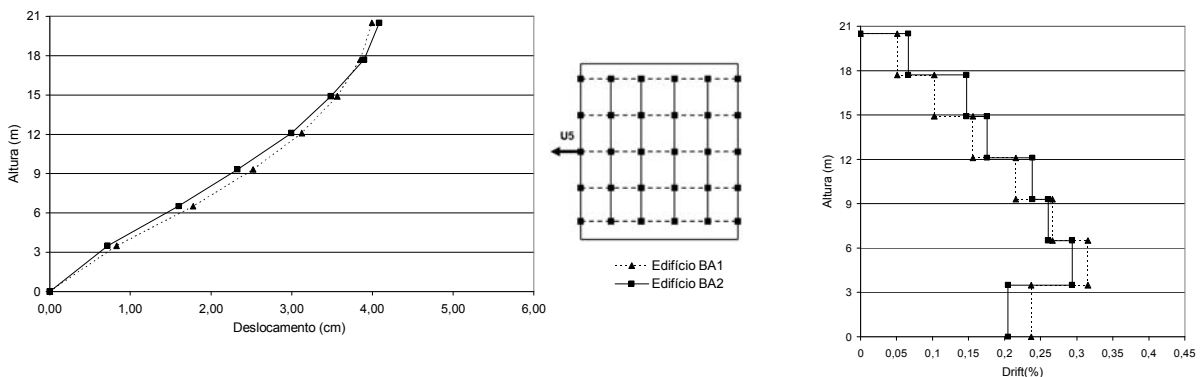


Figura 5.10 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_5$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

A análise dos deslocamentos laterais máximos dos pisos ( $U_1$ ,  $U_3$  e  $U_5$ ), face à aplicação de forças estáticas equivalentes na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho, revelam a mesma tendência no comportamento para ambos os edifícios, BA1 e BA2.

O edifício BA1 apresenta deslocamentos ligeiramente superiores relativamente ao edifício BA2, apesar das forças estáticas aplicadas no edifício BA2 serem superiores. No entanto, não se verifica em toda a altura, sendo que nos últimos dois pisos o edifício BA2 apresenta maiores deslocamentos comparativamente ao edifício BA1. Em relação aos perfis de *drift* verifica-se que, ambos os edifícios apresentam o mesmo comportamento. Há um aumento do *drift* até ao 2º piso, onde se verifica o máximo, decrescendo nos pisos superiores. Esta diminuição a partir do 2º piso está relacionada com a força de corte, que é superior no 2º piso relativamente ao 3º piso. Apesar de haver redução da secção dos pilares e diminuição do pé-

direito no 2º piso, a diminuição de rigidez verificada não é suficiente para o compensar o desequilíbrio provocado pelas forças de corte.

A partir do 3º piso o edifício BA1 apresenta menores valores de *drift* relativamente ao edifício BA2. Esta situação está relacionada com a redução verificada na secção dos pilares, enquanto que no edifício BA2 a parede de betão mantém a espessura em toda a altura.

Para um sistema de forças estáticas na direcção perpendicular à Avenida, controlaram-se os deslocamentos  $U_2$ ,  $U_4$  e  $U_6$ , cujos valores obtidos se apresentam nas Tabelas 5.14 e 5.15. Apresenta-se também os perfis de deslocamento lateral e respectivo *drift* para cada um dos pontos de controlo (Figuras 5.11, 5.12 e 5.13).

Tabela 5.14 – Deslocamentos para o sismo na direcção perpendicular à Avenida Dr. Lourenço Peixinho para o edifício BA1 (direcção y).

Piso	Altura (m)	$U_2$ (cm)	$U_4$ (cm)	$U_6$ (cm)
1º Piso	3,50	0,05	0,06	0,05
2º Piso	6,50	0,10	0,11	0,10
3º Piso	9,30	0,15	0,14	0,15
4º Piso	12,10	0,19	0,17	0,19
5º Piso	14,90	0,22	0,20	0,22
6º Piso	17,70	0,25	0,22	0,25
7º Piso	20,50	0,28	0,24	0,28

Tabela 5.15 – Deslocamentos para o sismo na direcção perpendicular à Avenida Dr. Lourenço Peixinho para o edifício BA2 (direcção y).

Piso	Altura (m)	$U_2$ (cm)	$U_4$ (cm)	$U_6$ (cm)
1ºPiso	3,50	0,95	0,78	0,95
2º Piso	6,50	2,18	1,78	2,18
3º Piso	9,30	3,22	2,62	3,22
4º Piso	12,10	4,15	3,39	4,15
5º Piso	14,90	4,85	3,95	4,85
6º Piso	17,70	5,41	4,41	5,41
7º Piso	20,50	5,67	4,62	5,67

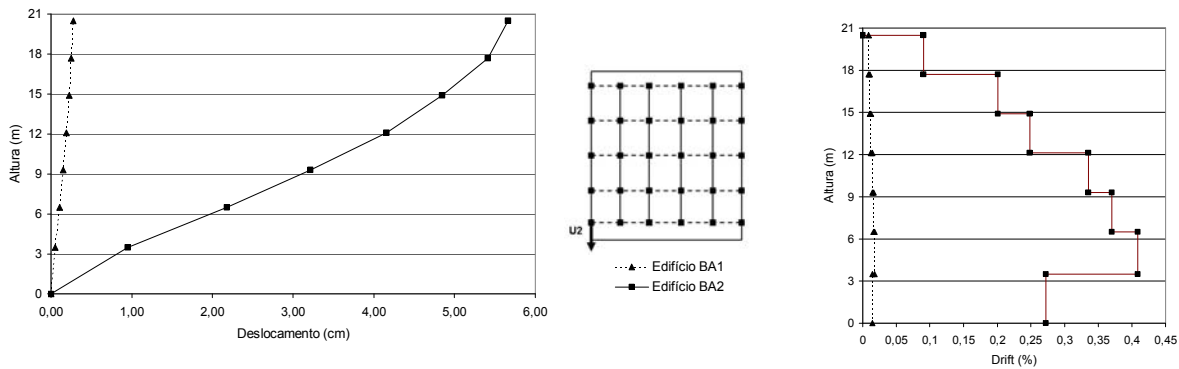


Figura 5.11 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_2$  para o sismo na direcção perpendicular à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

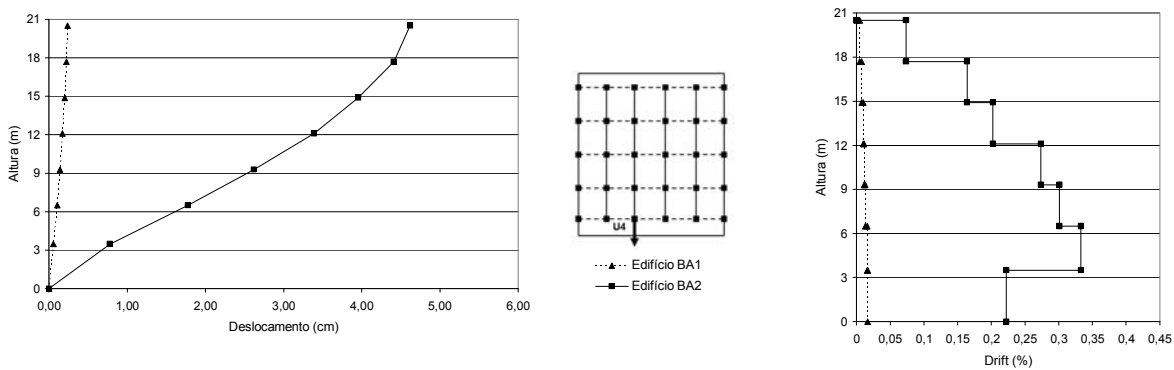


Figura 5.12 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_4$  para o sismo na direcção perpendicular à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

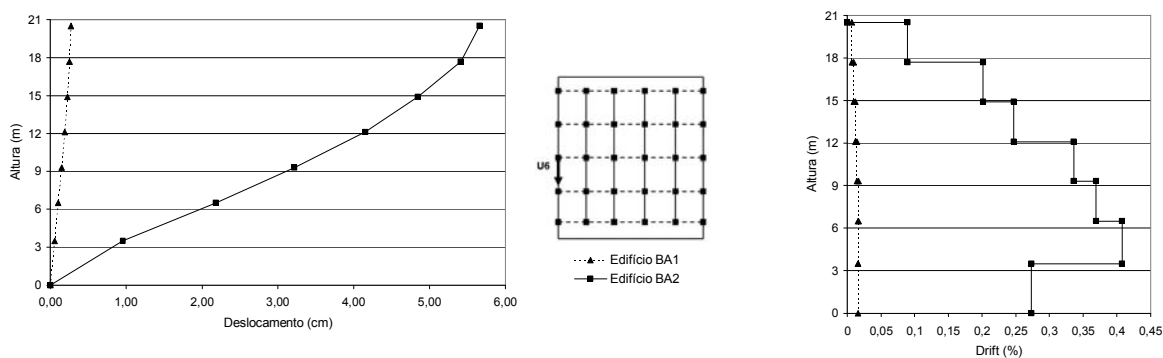


Figura 5.13 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_6$  para o sismo na direcção perpendicular à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Os resultados obtidos para os deslocamentos na direcção perpendicular à Avenida revelam que tal como esperado, as paredes de betão na separação com os edifícios adjacentes

são determinantes no comportamento do edifício BA1. Os deslocamentos no edifício BA2 são muito superiores aos do edifício BA1. Em relação ao perfil de *drift* o edifício BA2 apresenta o mesmo comportamento, que na direcção paralela à Avenida, com a máxima deformação ao nível do 2º piso. No caso do edifício BA1, o seu perfil de *drift* é quase constante em toda a altura, com uma deformação reduzida. Verifica-se que, no edifício em estudo, a existência das paredes laterais na separação com os edifícios adjacentes, leva a uma redução significativa das deformações, para um sistema de forças estáticas a actuarem na direcção perpendicular à Avenida. No entanto, pelo facto de apresentar maior rigidez, também leva a que nesta direcção este esteja sujeito a uma maior aceleração.

### 5.4.3 - Edifício de betão armado confinado a dois edifícios de alvenaria

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos para a resposta do edifício de betão armado BA2, quando se encontra confinado a dois edifícios de alvenaria iguais, sujeito a um sistema de forças estáticas horizontais, na direcção paralela à Avenida. Nos casos analisados foram consideradas duas situações para a ligação entre os edifícios, e para a definição da acção sísmica. Na tabela seguinte apresentam-se os valores da aceleração para cada um dos casos analisados.

Tabela 5.16 – Resumo da aceleração ( $\text{cm/s}^2$ ) para o edifício de betão armado (BA2) nas análises realizadas.

Definição da acção sísmica	Designação do modelo	Isolado	Ligação entre os edifícios	
			Bielas	Gap
$f_{\text{iso}}$	BA2	99,5	-	-
$f_{\text{iso}}$	BIEISO	-	99,5	-
$f_{\text{iso}}$	GAPISO	-	-	99,5
$f_{\text{conj}}$	BIECONJ	-	94,1	-
$f_{\text{conj}}$	GAPCONJ	-	-	104,0

A Figura 5.14 apresenta os pontos de controlo em termos de deslocamento (localização e direcção).

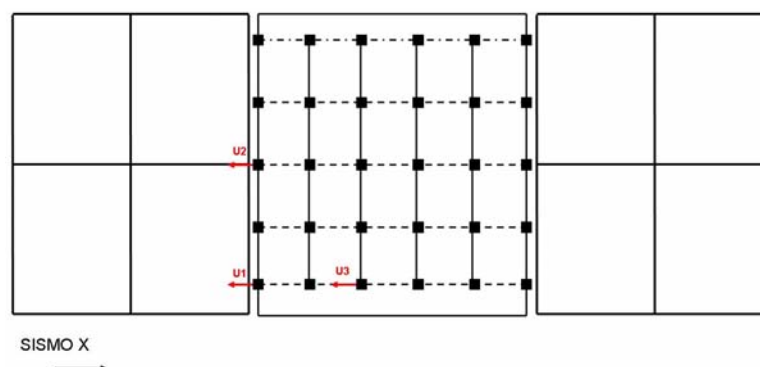


Figura 5.14 – Pontos de controlo.

As Tabelas 5.17, 5.18 e 5.19 e Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos do edifício de betão de armado ( $U_1$ ,  $U_2$  e  $U_3$ ), variando o tipo de ligação entre os edifícios e aplicando um sistema de forças estáticas em correspondência com a aceleração do edifício isolado (BIEISO e GAPISO).

Tabela 5.17 – Deslocamento  $U_1$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIEISO	GAPISO
1º Piso	3,50	0,91	0,67	0,86
2º Piso	6,50	2,03	1,57	1,94
3º Piso	9,30	2,96	2,42	2,85
4º Piso	12,10	3,80	3,25	3,69
5º Piso	14,90	4,43	3,87	4,31
6º Piso	17,70	4,95	4,39	4,84
7º Piso	20,50	5,19	4,62	5,08

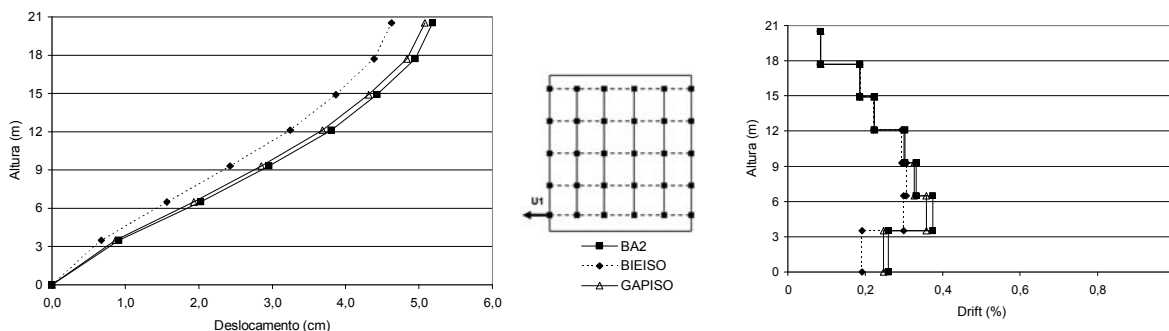


Figura 5.15 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_1$ . para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Tabela 5.18 – Deslocamento  $U_2$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIEISO	GAPISO
1º Piso	3,50	0,72	0,53	0,68
2º Piso	6,50	1,60	1,24	1,53
3º Piso	9,30	2,33	1,91	2,24
4º Piso	12,10	3,00	2,56	2,91
5º Piso	14,90	3,49	3,05	3,40
6º Piso	17,70	3,90	3,46	3,81
7º Piso	20,50	4,08	3,64	4,00

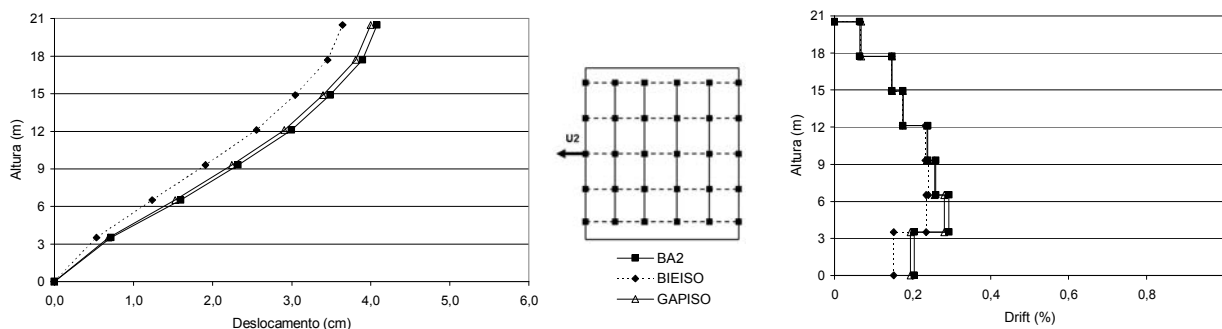


Figura 5.16 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_2$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Tabela 5.19 – Deslocamento  $U_3$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIEISO	GAPISO
1º Piso	3,50	0,91	0,68	0,87
2º Piso	6,50	2,03	1,58	1,94
3º Piso	9,30	2,96	2,42	2,85
4º Piso	12,10	3,80	3,25	3,69
5º Piso	14,90	4,43	3,87	4,31
6º Piso	17,70	4,95	4,39	4,84
7º Piso	20,50	5,18	4,62	5,07

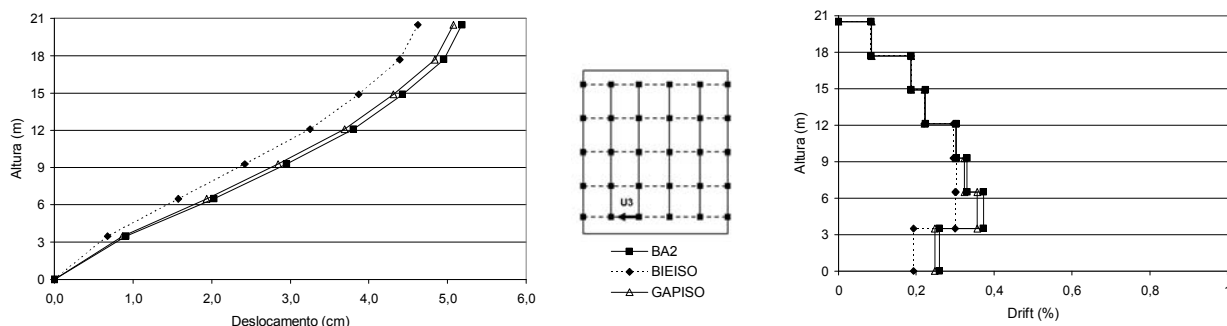


Figura 5.17 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_3$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Os resultados mostram que, quando é estabelecida a ligação entre o edifício de betão armado e os de alvenaria, os deslocamentos máximos dos pisos e relativos entre pisos do edifício de betão armado ( $U_1$ ,  $U_2$  e  $U_3$ ) diminuem, comparativamente ao edifício isolado.

A ligação com bielas conduz a menores deslocamentos comparativamente com a ligação com *gap*, apresentando assim maior rigidez, tal como era esperado. Ao nível do 1º piso o deslocamento do edifício isolado é superior cerca de 34%, relativamente ao caso da ligação com bielas e, 4% para o caso da ligação com *gap*. Os resultados obtidos revelam que a ligação que

melhor representa o comportamento da ligação entre os edifícios é a ligação com *gap*, com valores intermédios para os deslocamentos, entre os valores do edifício isolado e a ligação com bielas.

Quanto aos perfis de *drift* apresentam um comportamento semelhante, existindo uma perturbação ao nível dos três primeiros pisos, devido à ligação do edifício de betão armado aos edifícios de alvenaria nos primeiros dois pisos. Assim, o *drift* aumenta até ao 2º piso, reduzindo nos pisos superiores. Esta situação só se verifica para o edifício isolado e para a ligação com *gap*, no caso da ligação com bielas a redução significativa do *drift* só ocorre ao nível do 4º piso.

As Tabelas 5.20, 5.21 e 5.22 e Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam os resultados relativos ao edifício de betão armado para os casos BIECONJ e GAPCONJ, em que foi considerado a frequência do conjunto ( $f_{conj}$ ), para a determinação do sistema de forças estáticas.

Tabela 5.20 – Deslocamento  $U_1$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIECONJ	GAPCONJ
1º Piso	3,50	0,91	0,64	0,90
2º Piso	6,50	2,03	1,49	2,02
3º Piso	9,30	2,96	2,30	2,98
4º Piso	12,10	3,80	3,08	3,86
5º Piso	14,90	4,43	3,67	4,51
6º Piso	17,70	4,95	4,16	5,05
7º Piso	20,50	5,19	4,44	5,30

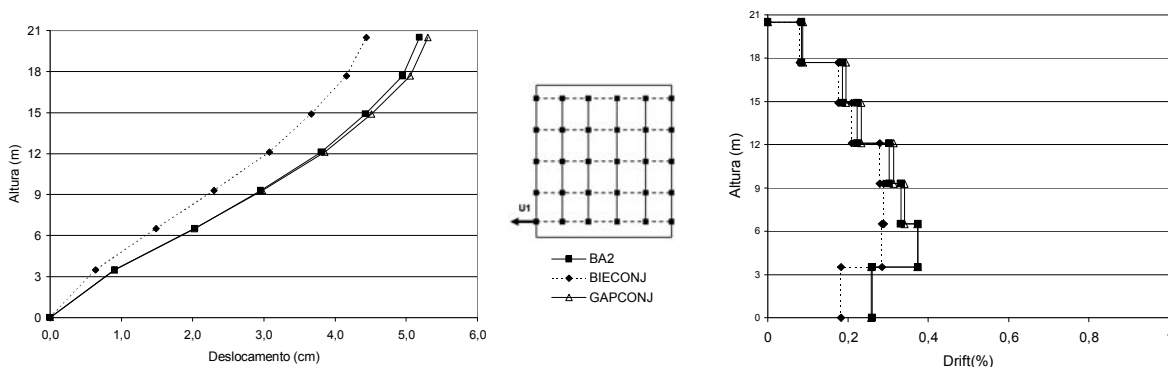
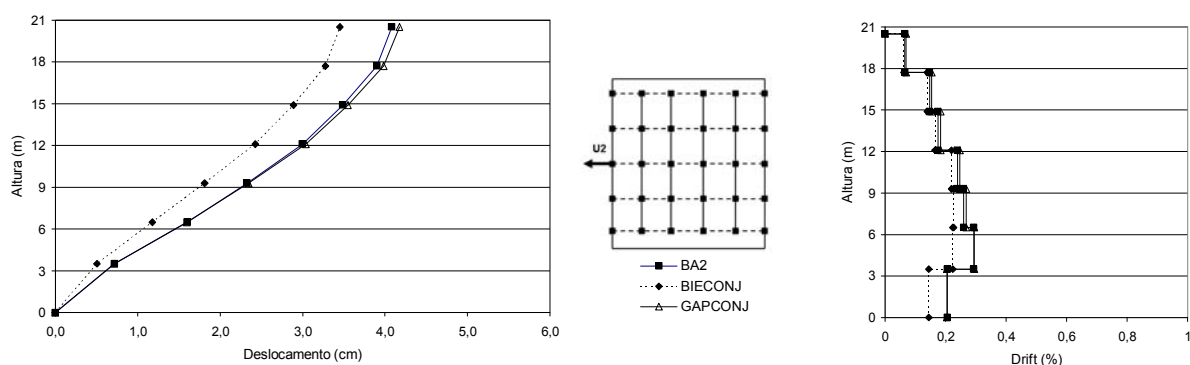


Figura 5.18 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_1$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Tabela 5.21 – Deslocamento  $U_2$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIECONJ	GAPCONJ
1º Piso	3,50	0,72	0,51	0,71
2º Piso	6,50	1,60	1,18	1,59
3º Piso	9,30	2,33	1,81	2,34
4º Piso	12,10	3,00	2,43	3,04
5º Piso	14,90	3,49	2,89	3,55
6º Piso	17,70	3,90	3,28	3,98
7º Piso	20,50	4,08	3,45	4,17

Figura 5.19 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_2$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.Tabela 5.22 – Deslocamento  $U_3$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Piso	Altura (m)	Deslocamento (cm)		
		BA2	BIECONJ	GAPCONJ
1º Piso	3,50	0,91	0,64	0,91
2º Piso	6,50	2,03	1,50	2,03
3º Piso	9,30	2,96	2,30	2,97
4º Piso	12,10	3,80	3,08	3,86
5º Piso	14,90	4,43	3,66	4,51
6º Piso	17,70	4,95	4,16	5,05
7º Piso	20,50	5,18	4,38	5,30

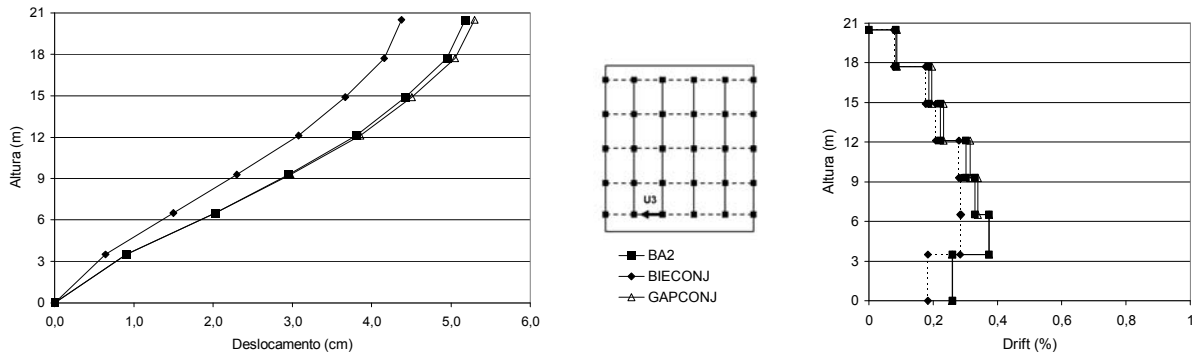


Figura 5.20 – Perfil de deslocamentos laterais e perfil de *drift* na direcção  $U_3$  para o sismo na direcção paralela à Avenida Dr. Lourenço Peixinho.

Os resultados revelam que, aplicando um sistema de forças estáticas equivalentes na direcção paralela à Avenida, em correspondência com a frequência do conjunto, os deslocamentos do edifício, relativamente à situação de isolado, são superiores para a ligação de *gap*, e inferiores no caso da ligação com bielas. Em relação aos perfis de *drift* continua a verificar-se à semelhança da análise anterior, uma perturbação ao nível dos três primeiros pisos, onde é estabelecida a ligação aos edifícios laterais. Até ao 2º piso, a ligação com bielas apresenta os menores valores, tal como se verificou anteriormente. Para os pisos superiores à zona de contacto, o edifício considerado isolado passa a apresentar menores valores de *drift*, relativamente ao edifício inserido entre dois edifícios.

#### 5.4.4 - Conclusões

No trabalho desenvolvido foi realizada a análise global do comportamento de um edifício existente de betão armado através da avaliação dos deslocamentos laterais máximos dos pisos e relativos entre pisos sucessivos (*drift*), em pontos de referência em cada piso representativos da resposta global do edifício. O edifício em estudo apresenta a particularidade de possuir paredes resistentes de betão armado no alinhamento correspondente à separação com os edifícios adjacentes. Neste estudo foram analisadas duas situações distintas para a configuração estrutural do edifício em causa, uma com as paredes resistentes existentes (edifício BA1) e uma segunda configuração onde estas foram substituídas por pilares e vigas de betão armado (edifício BA2).

Os resultados obtidos da análise da resposta das duas tipologias estruturais estudadas para o edifício em causa (BA1 e BA2) revelaram que:

- Como é evidente, o edifício BA1 apresenta menor rigidez na direcção paralela à Avenida, direcção x (perpendicular à direcção de desenvolvimento das paredes

resistentes). Os seus dois primeiros modos de vibração surgem associados à translação global do edifício segundo essa direcção (x);

- Para o edifício BA2, o primeiro modo de vibração surge associado a translações segundo a maior dimensão do edifício (direcção y, perpendicular à Avenida), e o segundo modo de vibração é um modo que mobiliza os deslocamentos na direcção (x);
- Ambas as estruturas estudadas, BA1 e BA2, apresentam a mesma tendência em termos de forma do perfil de *drift*, correspondendo a um aumento das exigências de deformação até ao 2º piso, onde se verifica a máxima deformação, decrescendo depois para os pisos superiores, para um sistema de forças estáticas equivalentes a actuar na direcção paralela à Avenida (x).

Dada a configuração estrutural correspondente ao edifício BA2, sem paredes resistentes de betão armado, ser representativa de uma parte importante dos edifícios existentes em Portugal, este foi o edifício seleccionado para o estudo comparativo simplificado da variação da resposta do edifício quando inserido num quarteirão, confinado lateralmente por um edifício baixo de alvenaria de cada lado. A análise comparativa simplificada desenvolvida passou pela determinação dos deslocamentos absolutos dos pisos e relativos entre pisos sucessivos do edifício, sujeito a um sistema de forças estáticas equivalentes na direcção paralela à Avenida, ou seja a direcção para a qual os edifícios adjacentes mais influenciam a resposta do edifício de BA. Foi ainda investigada a influência do tipo de ligação entre os edifícios na resposta do edifício. Assim, esta ligação foi numericamente simulada de duas formas distintas, através de bielas axialmente rígidas e com a introdução de elementos de tipo *gap*, que garantem uma ligação rígida apenas quando os nós vizinhos tendem a aproximar-se. Os principais resultados para o edifício em estudo obtidos mostraram que:

- Independentemente do tipo de ligação considerada entre os edifícios, a sua inserção entre dois edifícios conduz a uma perturbação ao nível da zona de contacto entre os edifícios no perfil de *drift*, relativamente ao edifício isolado;
- Os deslocamentos laterais absolutos do edifício de betão armado ao nível dos pisos onde se estabelece a ligação aos edifícios laterais são menores, caso se encontre isolado.

Relativamente às diferentes modelações para a ligação entre os edifícios e a acção sísmica considerada, os resultados revelaram que:

- A consideração da frequência calculada para o edifício isolado na determinação do sistema de forças estáticas equivalentes conduz tendencialmente a menores exigências de deslocamentos de piso e relativos entre pisos, para o edifício em estudo;

- Para um sistema de forças estáticas equivalentes determinadas em correspondência com a frequência do conjunto, que melhor representa o comportamento real do edifício de betão armado, os deslocamentos absolutos obtidos são menores para a ligação com bielas, e maiores no caso da ligação *gap*, para os pisos superiores à zona de contacto com o edifício de alvenaria;
- A modelação da ligação entre os edifícios através de bielas rígidas tende a produzir menores deslocamentos laterais, como seria de esperar;
- Para a ligação com *gap*, que apresenta rigidez apenas em compressão anulando-se esta em tracção, o perfil de deslocamentos laterais do edifício de betão armado aproxima-se do obtido para o edifício isolado.

## CAPÍTULO VI

# 6 - CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

## 6.1 - Considerações finais

A maioria do edificado das cidades em Portugal apresentam uma grande vulnerabilidade sísmica. Esta situação é devida a um comportamento sísmico deficiente, pois até 1958 não existia um regulamento que definisse um método de cálculo sísmico. Mesmo antes do aparecimento a nível nacional do RSA na década de 80, os métodos existentes até à altura eram métodos simplificados, em que eram considerados sistemas de forças horizontais equivalentes (RSCCS e RSEP) no dimensionamento à acção sísmica. No entanto, os sismos mais recentes demonstraram que, apesar dos edifícios terem sido dimensionados seguindo regulamentos mais avançados, apresentaram em alguns casos um mau desempenho. Esta situação pode ser devida a vários factores, nomeadamente deficiências verificadas ao nível da fiscalização durante o processo construtivo, deficiente pormenorização do projecto, mau estado de conservação, incertezas associadas aos modelos numéricos usados, etc.

Este trabalho surge neste contexto, onde procurou-se avaliar a vulnerabilidade sísmica de um quarteirão da Avenida Dr. Lourenço Peixinho na cidade de Aveiro. A Avenida Dr. Lourenço Peixinho é uma artéria emblemática da cidade de Aveiro, onde encontram-se construções que retratam uma série de épocas, desde o Neoclássico, passando pela Arte-Nova e o Modernismo. Actualmente, a maioria destas encontra-se em avançado estado de degradação, causado pela falta de manutenção e conservação e, em alguns casos, devido a alterações estruturais inadequadas em intervenções recentes. Assim, a Avenida demanda uma intervenção urgente, sendo necessário o desenvolvimento de uma solução requalificadora, que abranja medidas de conservação e possivelmente reforço, que respeitando o património que possui, possam reduzir a sua vulnerabilidade. E possa devolver assim, à Avenida o esplendor e importância do passado que teve no passado.

Neste sentido no trabalho apresentado, foi seleccionado um quarteirão da Avenida para o estudo. Foram analisados uma série de parâmetros do edificado do quarteirão, através de consulta de elementos documentais existentes, observação exterior dos edifícios e entrevistas

com algumas pessoas. A análise revelou que o quarteirão em estudo apresentava uma série de factores de risco que influenciavam de forma negativa o seu comportamento global e a sua vulnerabilidade. Nomeadamente, desalinhamento entre os pisos dos edifícios, irregularidades em planta e altura, má conservação dos edifícios, edifícios sem cálculo sísmo-resistente, diferenças de rigidez entre edifícios adjacentes, etc. Após o levantamento dos factores de risco observados no quarteirão, aquele que se mostrou mais preocupante e que se repercutia ao longo da Avenida, foi a existência de edifícios de betão armado adjacentes a edifícios de alvenaria. Esta situação é preocupante, pois em caso de sismo, o desalinhamento entre os pisos dos edifícios, as amplitudes de vibração distintas e as diferenças de rigidez entre os edifícios, podem levar a danos severos. Realçar que este problema não se restringe à cidade de Aveiro, está também presente noutras cidades. O que evidencia a vulnerabilidade de grande parte do edificado, que apresenta uma série de factores de risco que potenciam o seu deficiente comportamento, em caso de sismo. E Portugal dada a sua localização, situado na placa Euro-Asiática, é um país de sismicidade importante.

Deste modo, o trabalho centrou-se na análise da influência dos edifícios de alvenaria, no comportamento de um edifício de betão armado, em termos de deslocamentos, quando sujeito a um sistema de forças estáticas equivalentes. Assim, seleccionaram-se dois edifícios do quarteirão, que se encontram apostos, um em betão armado com uma cave e 6 pisos, e um de alvenaria em adobe de 2 pisos. Ambos os edifícios foram modelados, tendo-se recorrido a um programa baseado no métodos dos elementos finitos, o SAP2000.

O estudo do comportamento do edifício de betão armado confinado aos edifícios de alvenaria realizou-se por uma análise linear estática, uma vez que o objectivo era aferir qual a tendência observada no seu comportamento em termos de deslocamentos. Nos modelos concebidos variou-se a ligação entre os edifícios e a intensidade do sistema de forças estáticas aplicado. Os edifícios foram ligados através de bielas e com elementos de *gap*. A definição da acção sísmica variou, tendo-se considerado a frequência do edifício isolado ( $f_{iso}$ ) e a frequência do conjunto ( $f_{conj}$ ), na determinação do sistema de forças estáticas. O que permitiu a avaliação das condições extremas, uma vez que a situação real será intermédia entre estas duas fronteiras.

Os resultados obtidos revelam que a ligação do edifício de betão armado aos edifícios adjacentes de alvenaria conduz a perturbações no perfil de *drift* na zona de contacto dos edifícios. E que os deslocamentos obtidos na zona de contacto são inferiores, relativamente ao edifício considerado isolado. Verificou-se ainda que a ligação com bielas apresenta maior rigidez, tal como esperado, implicando menores exigências de deformação em relação ao edifício isolado. No caso da ligação ser modelada com elementos de *gap*, o perfil de

deslocamentos laterais do edifício aproxima-se do obtido para o edifício isolado. Constatou-se ainda que para o edifício em estudo, a consideração a frequência do conjunto, conduz tendencialmente a menores exigências de deslocamentos absolutos de piso e relativos entre pisos.

## 6.2 - Trabalhos futuros

Este trabalho surge com o objectivo de analisar a vulnerabilidade de um edifício inserido num quarteirão da Avenida Dr. Lourenço Peixinho na cidade de Aveiro. Neste trabalho foram realizadas análises estáticas, dado se pretender uma análise simplificada e verificar a tendência do comportamento do edifício. Assim, dada a limitação deste tipo de análise, deverá ser realizada análise dinâmica em trabalhos futuros, com a consideração do comportamento não linear dos materiais. Os modelos elaborados poderiam ainda ser melhorados, pela simulação das paredes de alvenaria, dado o seu importante papel face a actuação de acções horizontais. Outro aspecto prende-se com a análise da situação inversa apresentada neste estudo, ou seja, o estudo da influência dos edifícios de betão armado no comportamento dos edifícios de alvenaria em caso da aplicação de forças horizontais. Assim, modelar um edifício de alvenaria confinado a dois edifícios de betão armado, e analisar qual o seu comportamento. E ainda o estudo da influência da variação de alguns dos parâmetros da ligação com *gap*, nomeadamente a abertura entre os edifícios, nos resultados obtidos.

Poder-se-ia ainda complementar a análise do quarteirão, com a modelação da sua totalidade, e assim identificar as zonas mais vulneráveis. E permitir ainda com os resultados obtidos, o desenvolvimento de soluções de reforço, bem como a sua localização.

Outro progresso em desenvolvimentos futuros, é a realização de ensaios “in situ”, ou recolha de amostras para posterior análise em laboratório, para a caracterização dos materiais dos elementos estruturais. Sobretudo para as paredes de adobe devido à variabilidade que geralmente apresentam. Poder-se-á ainda, dado não ter sido possível neste trabalho, proceder a inspeções visuais no interior dos edifícios. Estas permitirão a validação dos dados recolhidos, uma vez que, no trabalho apresentado esta foi elaborada tendo por base os elementos documentais existentes de projecto. E ainda detectar alterações estruturais que não se encontram documentadas, bem como as patologias interiores que apresentem. Complementar ainda com a realização de testes de vibração ambiental, para a determinação das propriedades dinâmicas dos edifícios.

Dada a necessidade urgente de intervenção e desenvolvimento de estratégias para a Avenida Dr. Lourenço Peixinho, perante o seu actual estado de degradação e a presente discussão pública sobre soluções. Seria assim, importante em trabalhos futuros alargar este estudo a toda a Avenida, no que respeita à análise de características das edificações, com o objectivo de estimar a sua vulnerabilidade. Poder-se-ia ainda associar esta informação a um sistema de informação geográfica (SIG), permitindo assim ter a sua localização espacial.

## Referências Bibliográficas

- [1] *Regulamento Geral das Edificações Urbanas* (1951). Decreto-Lei n.º 38382 de 7 de Agosto, Lisboa.
- [2] *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos* (1958). Decreto-Lei n.º 41658 de 31 de Maio, Lisboa.
- [3] *Regulamento de Solicitações em Edifício e Pontes* (1961). Decreto-Lei n.º 44041 de 18 de Novembro, Lisboa.
- [4] *Contribuição para a elaboração de um Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*. Sociedade Portuguesa de Eng. Sísmica.
- [5] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (1983). Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Lisboa.
- [6] Proença, J. (2007). *Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes*. Apontamentos de Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [7] Cansado, E.; Coelho, E. (1984). *Análise sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação*, volume II. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [8] CEN (2004). *Eurocode 8 – Design of Structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [9] Dias, D. (1997). *Revista Aveiro*, pp. 8, 2ª Edição. Câmara Municipal de Aveiro, Aveiro.
- [10] História da origem da cidade de Aveiro em [www.regiaoocentro.net/lugares/aveiro/](http://www.regiaoocentro.net/lugares/aveiro/) (acedido em 20/03/2007).
- [11] História da origem da cidade de Aveiro em [www.aveiroexpo.pt/aveiro/](http://www.aveiroexpo.pt/aveiro/) (acedido em 20/03/2007).
- [12] Oliveira, R. (1999). *O Discurso da cidade – Leituras da Avenida Lourenço Peixinho*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [13] Município de Aveiro (2008). *Boletim Informativo Municipal*, 4ª Edição. Câmara Municipal de Aveiro, Aveiro.
- [14] Fotos da cidade de Aveiro em [www.prof2000.pt/](http://www.prof2000.pt/) (coleção de Henrique de Oliveira) (acedido em 20/03/2007).
- [15] Jornal “O Aveiro” (2008). *Até Amanhã Avenida*, pp. 8-9, 5ª Edição, Aveiro.

- [16] Fotos da cidade de Aveiro em [www.av.it.pt/aveirocidade/pt/monumentos/](http://www.av.it.pt/aveirocidade/pt/monumentos/) (acedido em 20/03/2007).
- [17] História do Edifício da Capitania em [www2.cm-aveiro.pt/](http://www2.cm-aveiro.pt/) (acedido em 20/03/2007).
- [18] História da origem da cidade de Aveiro em [www.rotadaluz.pt](http://www.rotadaluz.pt) (acedido em 20/03/2007).
- [19] Cunha, M. (2006). *Avenida Dr. Lourenço Peixinho – Diagnóstico e Primeiras terapêuticas*. Câmara Municipal de Aveiro, Aveiro.
- [20] Fotos da cidade de Aveiro em [www.av.it.pt/aveirocidade/](http://www.av.it.pt/aveirocidade/) (acedido em 20/03/2007)
- [21] História do edifício da Capitania em <http://moinhosdeportugal.no.sapo.pt/> (acedido em 20/03/2007)
- [22] Rodrigues, M. (1998). *A Construção Civil em Aveiro 1860-1930, A Indústria portuense em perspectiva histórica*. Separata das actas do colóquio "A Indústria Portuense em Perspectiva Histórica", CLC- Faculdade de Letras da Universidade do Porto, Lisboa.
- [23] Processo de obras nº 666/85, Câmara Municipal de Aveiro.
- [24] Processo de obras nº 128/82, Câmara Municipal de Aveiro.
- [25] Processo de obras nº 1125/56, Câmara Municipal de Aveiro.
- [26] Processo de obras nº 599/68, Câmara Municipal de Aveiro.
- [27] Processo de obras nº 257/59, Câmara Municipal de Aveiro.
- [28] Processo de obras nº 597/65, Câmara Municipal de Aveiro.
- [29] Processo de obras nº 697/57, Câmara Municipal de Aveiro.
- [30] Processo de obras nº 420/57, Câmara Municipal de Aveiro.
- [31] Processo de obras nº 491/85, Câmara Municipal de Aveiro.
- [32] Processo de obras nº 47/60, Câmara Municipal de Aveiro.
- [33] Processo de obras nº 526/54, Câmara Municipal de Aveiro.
- [34] Processo de obras nº 271/61, Câmara Municipal de Aveiro.
- [35] Processo de obras nº 751/59, Câmara Municipal de Aveiro.
- [36] Processo de obras nº 300/54, Câmara Municipal de Aveiro.
- [37] Evolução das tipologias construtivas em Portugal em [www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/) (acedido em 20/03/2007).
- [38] Varum, H.; Cachim, P.; Gomes, T.; Costa, V. (2005). *Casa Major Pessoa, Aveiro – Estudo de Diagnóstico*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.

- [39] Branco, J.; Varum, H.; Cruz, P. (2006). *Structural Grades of Timber by Bending and Compression Tests*, vols 514-516, pp. 1663-1667. Materials Science Fórum, Trans Tech Publications, Suíça.
- [40] Farinha, J. ; Correia dos Reis, A. (2000). *Tabelas Técnicas*. 5ª Edição, Lisboa.
- [41] SAP 2000, version 11. Computers & Structures Inc.
- [42] Costa, S.; Varum, H.; Costa, A. (2008). *Análise de um quarteirão da Avenida Dr. Lourenço Peixinho – Aveiro*. 4º CINPAR – Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [43] Costa, A. (1989). *Análise Sísmica de Estruturas Irregulares*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [44] Varum, H. (2003). *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [45] Krinitzsky, E.L.; Gould, J.P.; Edinger, P.H. (1993). *Fundamentals of earthquake-resistant construction*. Edição de John Wiley and Sons
- [46] Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*. 2ª Edição, Edição de Springer.
- [47] Day, R. W. (2002). *Geotechnical earthquake engineering handbook*. Edição de McGraw-Hill Professional.
- [48] CEN (2004). *Eurocode 2 – Design of concrete structures*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.