

DM

# Implicações da Nova Legislação no Projecto de um Edifício de Betão Armado

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Alexandre Estevão Teixeira Pereira**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

Setembro | 2016

# **Implicações da Nova Legislação no Projecto de um Edifício de Betão Armado**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Alexandre Estevão Teixeira Pereira**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR

João Carlos Vinagre Nascimento dos Santos



Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia

## **Implicações da Nova Legislação no Projeto de um Edifício em Betão Armado**

Licenciado em Engenharia Civil (Pós-Bolonha)

Dissertação submetida para o grau de Mestre em Engenharia Civil na  
Universidade da Madeira por

ALEXANDRE ESTEVÃO TEIXEIRA PEREIRA

Orientador

Professor Doutor João Carlos Vinagre Nascimento dos Santos

*(Instituto Politécnico de Setúbal)*

Setembro de 2016

Título: Implicações da Nova Legislação no Projeto de um Edifício em Betão Armado.

Palavras-Chave: Eurocódigos, Regulamentação Portuguesa, Dimensionamento, Capacidade resistente, Betão estrutural.

Key-Words: Eurocodes, Portuguese design codes, Design, Capacity design, Structural concrete

Autor: ALEXANDRE PEREIRA

FCEE – Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia

Campus Universitário de Penteada

9020-015 Funchal – Portugal s/n

Telefone +351 291 705 230

Correio eletrónico: [secretariadocentro@uma.pt](mailto:secretariadocentro@uma.pt)

Funchal, Madeira

# Agradecimentos

A presente dissertação representa o esforço suplementar que me foi exigido para conseguir terminar o mestrado em Engenharia Civil na Universidade da Madeira. No entanto, sozinho não teria sido possível e é a todos os que me ajudaram que dedico esta secção de agradecimentos.

Ao meu orientador, Professor João Vinagre pelo empenho, dedicação e conhecimentos transmitidos ao longo do desenvolvimento desta dissertação, enaltecendo também toda a disponibilidade e prontidão que demonstrou todas as vezes que tive disponibilidade para me deslocar ao continente.

À minha família pelo apoio incondicional, transmitido de forma diferente, em alturas diferentes, através de conhecimento ou de incentivo, porque “cada um é como cada qual e cada qual é como é”.



# Resumo

Prevendo a entrada em vigor dos regulamentos europeus para o dimensionamento de estruturas para breve e também o abandono da legislação portuguesa, importa analisar de uma forma global os novos procedimentos e implicações que terá a nova legislação europeia no projeto de estabilidade de um edifício de médio porte em Portugal.

A legislação portuguesa, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, ainda estão em vigor, contando já com mais de três décadas desde a sua publicação.

Os Eurocódigos, embora mais complexos que a legislação portuguesa, permitem uma abordagem de projeto integrada, constituindo um passo importante na integração de novos procedimentos, cientificamente mais adequados ao projeto de estruturas.

A presente dissertação tem como objetivo fazer uma abordagem qualitativa e quantitativa sobre o verdadeiro impacto que a nova legislação europeia terá no projeto estrutural de um edifício de médio porte de betão armado, através da completa execução do projeto estrutural pela legislação portuguesa (RSA e REBAP) e compará-lo com o mesmo projeto elaborado pelas diretrizes da legislação europeia (EC0, EC1, EC2 e EC8). Para além da análise comparativa que ao longo da presente dissertação é feita, capítulo a capítulo, entre as duas legislações, este estudo tem também como objetivo a perceção do impacto que a nova legislação terá no custo global de um edifício.

## Palavras-chave

- Eurocódigos
- Regulamentação portuguesa
- Dimensionamento
- Capacidade resistente
- Betão estrutural



# Abstract

Anticipating the entry in a near future of the European regulations for the design of structures and also the abandonment of the Portuguese legislation, it is relevant to analyse the importance of a comprehensive study of the new procedures and implications will the new European legislation in a medium-sized building stability project in Portugal.

The Portuguese legislation, in particular the Security and Actions Rules for Building Structures and Bridges and Concrete Structures Regulation Armed and Prestressed, are still in effect, already with about three decades since its publication.

The Eurocodes, although more complex than the Portuguese legislation, allow an integrated design approach, representing an important step in ending the separation between the various specialties of the structural design of a reinforced concrete building, such as the separation of structure design with the design of foundations.

Through the full implementation of the structural design by the Portuguese legislation (RSA and REBAP) and compare it with the same design guidelines drawn up by the European legislation (EC0, EC1, EC2 and EC8), this thesis aims to make a qualitative and quantitative approach to the real impact of the new European legislation will have on the structural design of a mid-size reinforced concrete building. Besides the comparative analysis throughout this dissertation is done chapter by chapter between the two laws, this study aims to reveal the real additional costs that will have the new legislation in the overall value of a building.

## Key-words

- Eurocodes
- Portuguese design codes
- Design
- Capacity design
- Structural Concrete



# Índice

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	ENQUADRAMENTO .....	1
1.2	OBJETIVOS .....	1
1.3	ORGANIZAÇÃO.....	2
<b>2</b>	<b>AÇÕES EM EDIFÍCIOS .....</b>	<b>3</b>
2.1	INTRODUÇÃO.....	3
2.2	AÇÃO DO VENTO.....	4
2.2.1	<i>Legislação Portuguesa .....</i>	<i>4</i>
2.2.2	<i>Legislação Europeia .....</i>	<i>11</i>
2.2.3	<i>Análise comparativa entre legislações.....</i>	<i>19</i>
2.3	AÇÃO DO SISMO .....	20
2.3.1	<i>Sismicidade em Portugal.....</i>	<i>21</i>
2.3.2	<i>Evolução da legislação de projeto antisísmico .....</i>	<i>21</i>
2.3.3	<i>Legislação Portuguesa .....</i>	<i>22</i>
2.3.4	<i>Legislação Europeia .....</i>	<i>24</i>
2.3.5	<i>Análise comparativa entre legislações.....</i>	<i>36</i>
2.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	37
2.4.1	<i>Combinações de acordo com o RSA .....</i>	<i>37</i>
2.4.2	<i>Combinações de acordo com os Eurocódigos .....</i>	<i>38</i>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO.....</b>	<b>39</b>
3.1	INTRODUÇÃO.....	39
3.2	ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	39
3.2.1	<i>Lajes .....</i>	<i>40</i>
3.2.2	<i>Vigas .....</i>	<i>46</i>
3.2.3	<i>Pilares.....</i>	<i>48</i>
3.2.4	<i>Paredes e Núcleos .....</i>	<i>55</i>
3.2.5	<i>Fundações .....</i>	<i>60</i>
3.3	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO .....	63
3.3.1	<i>Fendilhação.....</i>	<i>64</i>
3.3.2	<i>Deformação .....</i>	<i>68</i>
3.4	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE REGULAMENTAÇÕES .....	74
<b>4</b>	<b>CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>77</b>
4.1	INTRODUÇÃO.....	77
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO .....	77

4.2.1	<i>Materiais</i> .....	79
4.2.2	<i>Ações</i> .....	79
4.2.3	<i>Modelação da estrutura</i> .....	88
4.2.4	<i>Verificação da qualidade do modelo</i> .....	89
4.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	92
4.3.1	<i>Estado Limite Último</i> .....	92
4.3.2	<i>Estado Limite Utilização</i> .....	104
4.4	ANÁLISE COMPARATIVA AOS RESULTADOS DO CASO DE ESTUDO .....	105
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>111</b>
5.1	RESUMO DO TRABALHO REALIZADO.....	111
5.2	PRINCIPAIS CONCLUSÕES DO TRABALHO .....	112
5.3	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	114
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>115</b>
<b>7</b>	<b>ANEXOS</b> .....	<b>117</b>
A.	IMAGEM INTRODUTÓRIA DO CASO DE ESTUDO MODELADO NO PROGRAMA SAP2000.....	117
B.	ELEMENTOS UTILIZADOS NA METODOLOGIA DE CÁLCULO DAS AÇÕES DO VENTO E AÇÕES SÍSMICAS	118
C.	ELEMENTOS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DE BETÃO ARMADO .....	122
D.	TABELAS RESULTANTES DO DIMENSIONAMENTO DO CASO DE ESTUDO .....	125

# Índice de Figuras

FIGURA 2.1 – PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO EM FUNÇÃO DO TIPO DE ZONAMENTO E DA ALTURA DO EDIFÍCIO. ....	5
FIGURA 2.2 – ALTURA ACIMA DO SOLO A CONSIDERAR NO CASO DE TERRENOS INCLINADOS. ....	7
FIGURA 2.3 – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE EM FUNÇÃO DA ALTURA DO EDIFÍCIO E DO CENÁRIO DE RUGOSIDADE. ....	13
FIGURA 2.4 – CÁLCULO DA PRESSÃO DINÂMICA DE PICO COM $H \leq B$ .....	18
FIGURA 2.5 – COMPARAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO ENTRE EC E RSA/REBAP. ....	19
FIGURA 2.6 – LOCALIZAÇÃO DE EPICENTROS NO GLOBO (ESQUERDA) E LOCALIZAÇÃO DE FRONTEIRAS TECTÓNICAS (DIREITA). ....	20
FIGURA 2.7 – EVOLUÇÃO DO MAPEAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL AO LONGO DAS LEGISLAÇÕES PORTUGUESAS E EUROPEIA. ....	22
FIGURA 2.8 – ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A ZONA A TERRENO TIPO I [ANEXO III DO RSA].....	24
FIGURA 2.9 – PARÂMETRO DE REGULARIDADE EM ALTURA. ....	29
FIGURA 2.9 – ZONAMENTO DO TERRITÓRIO. LEGISLAÇÃO PORTUGUESA VERSUS LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ....	36
FIGURA 3.1 – PILARES FICTÍCIOS NAS PAREDES RESISTENTES. ....	55
FIGURA 3.2 – DEFINIÇÃO DO PILAR FICTÍCIO NA EXTREMIDADE NA PAREDE. ....	60
FIGURA 4.1 - PLANTA DO PISO TIPO DE HABITAÇÃO E PERSPETIVA 3D DA ESTRUTURA. ....	78
FIGURA 4.2 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS ENTRE A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA. ....	84
FIGURA 4.3 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE ESPECTROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO ENTRE A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA. ....	87
FIGURA 7.1 - PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO DE MÉDIO PORTE. ....	117
FIGURA 7.2 – ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO CONTINENTAL PORTUGUÊS DE ACORDO COM O RSA.....	119
FIGURA 7.3– ZONAMENTO DO TERRITÓRIO DE ACORDO COM A LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ....	121
FIGURA 7.4 – DIFERENTES ZONAS DE ROTURA DE UMA SEÇÃO. ....	122
FIGURA 7.5 – REPRESENTAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NO PILAR. [24] .....	123
FIGURA 7.6 – DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES NAS LAJES FUNGIFORMES – MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES. ....	123



## Índice de Tabelas

TABELA 2.1 – FATORES QUE INFLUENCIAM OS COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR E INTERIOR. ....	9
TABELA 2.2 – VALOR BÁSICO DA VELOCIDADE DO VENTO EM FUNÇÃO DA ZONA DE IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA. ....	11
TABELA 2.3 – VELOCIDADE DAS ONDAS DE CORTE E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS SEGUNDO LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ..	26
TABELA 2.4 – TIPOS DE ANÁLISES ESTRUTURAIS DE ACORDO COM REGULARIDADE EM PLANTA E ALTURA .....	27
TABELA 3.1 – FAIXA PARA DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS.....	62
TABELA 3.2 – LARGURA MÁXIMA DE FENDAS DE ACORDO COM CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL. ....	65
TABELA 3.3 – ESPAÇAMENTO MÁXIMO DAS ARMADURAS DE ACORDO COM CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL. ....	65
TABELA 3.4 – LIMITES DE ABERTURAS DE FENDAS DE ACORDO COM CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL. ....	66
TABELA 3.5 – DIÂMETRO MÁXIMO DOS VARÕES DE ACORDO COM ABERTURA MÁXIMA E TENSÃO NO AÇO. ....	66
TABELA 3.6 – ESPAÇAMENTO MÁXIMO DOS VARÕES DE ACORDO COM ABERTURA MÁXIMA E TENSÃO NO AÇO. ....	67
TABELA 3.7 – VALORES DE $\alpha$ DE ACORDO COM A CONDIÇÃO DE APOIO DA LAJE.....	70
TABELA 3.8 – VALORES PARA O COEFICIENTE QUE TEM EM CONTA O SISTEMA ESTRUTURAL .....	73
TABELA 3.9 – VALORES DO COEFICIENTE DE REDUÇÃO EM FUNÇÃO DA CLASSE DE IMPORTÂNCIA DO EDÍFICIO.....	74
TABELA 4.1 – PROPRIEDADES DOS BETÕES. ....	79
TABELA 4.2 – VALOR DAS SOBRECARGAS E DOS RESPECTIVOS COEFICIENTES PARA CADA LEGISLAÇÃO (A SOMBREADO APRESENTAM-SE OS VALORES DISTINTOS ENTRE AS DUAS LEGISLAÇÕES) .....	80
TABELA 4.3 – VALOR BÁSICO DA VELOCIDADE DE REFERÊNCIA DO VENTO. ....	81
TABELA 4.4 – VELOCIDADE MÉDIA E INTENSIDADE DE TURBULÊNCIA DO VENTO.....	81
TABELA 4.5 – PRESSÃO DINÂMICA DE PICO. ....	81
TABELA 4.6 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR E INTERIOR NA SUPERFÍCIE.....	81
TABELA 4.7 – ÁREAS DAS FACES [M <sup>2</sup> ].....	82
TABELA 4.8 – FORÇAS RESULTANTES DAS PRESSÕES EXTERIORES E INTERIORES. ....	82
TABELA 4.9 – SOMATÓRIO DAS FORÇAS RESULTANTES DAS PRESSÕES EXTERIORES E INTERIORES EM CADA DIREÇÃO ORTOGONAL PARA AMBAS AS LEGISLAÇÕES. ....	82
TABELA 4.10 – VALORES DA EXCENTRICIDADE ESTRUTURAL E RESPECTIVA VERIFICAÇÃO. ....	84
TABELA 4.11 – VALORES DO RAIOS DE TORÇÃO ( $r_x$ ) E COMPARAÇÃO COM O RAIOS DE GIRAÇÃO DA MASSA DO PISO EM PLANTA ( $I_s$ ).....	85
TABELA 4.12 – CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL SEGUNDO CADA DIREÇÃO E TIPOLOGIA DE SISMO. ....	86
TABELA 4.13 – COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO PARA A DIREÇÃO X E Y. ....	86
TABELA 4.14 – COMPARAÇÃO ENTRE A AÇÃO DO SISMO MÍNIMA E A AÇÃO DO VENTO MÁXIMA ENTRE LEGISLAÇÕES EM KN.....	87
TABELA 4.15 – COMBINAÇÕES DE AÇÕES UTILIZADAS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	88

TABELA 4.16 – COMBINAÇÃO UTILIZADA PARA O ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO, A SOMBREADO O VALOR QUE DIFERE. .....	88
TABELA 4.17 – EC: MODOS DE VIBRAÇÃO, PERÍODO, FREQUÊNCIA E PARTICIPAÇÃO DE MASSA. <b>ERRO! MARCADOR NÃO DEFINIDO.</b>	
TABELA 4.18 – REBAP: MODOS DE VIBRAÇÃO, PERÍODO, FREQUÊNCIA E PARTICIPAÇÃO DE MASSA. ....	90
TABELA 4.19 – CONFIRMAÇÃO DA QUALIDADE DO MODELO. ....	91
TABELA 4.20 – COEFICIENTE SÍSMICO PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	91
TABELA 4.21 – ARMADURAS LONGITUDINAIS MÍNIMAS E MÁXIMAS. ....	92
TABELA 4.22 - ARMADURAS LONGITUDINAIS DE CÁLCULO. ....	92
TABELA 4.23 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES OBTIDOS PARA AS ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS. ....	93
TABELA 4.24 - ARMADURAS LONGITUDINAIS EFETIVAS. ....	93
TABELA 4.25 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES OBTIDOS PARA AS ARMADURAS LONGITUDINAIS EFETIVAS. ....	93
TABELA 4.26 – VALORES DA ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA LONGITUDINAL E DA MÍNIMA TRANSVERSAL. ....	94
TABELA 4.27 – ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS PARA AS VIGAS. ....	95
TABELA 4.28 – RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS DE CÁLCULO DAS VIGAS. ....	95
TABELA 4.29 – ARMADURAS LONGITUDINAIS EFETIVAS PARA AS VIGAS. ....	96
TABELA 4.30 – RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS EFETIVAS DAS VIGAS. ....	96
TABELA 4.31 – ARMADURAS TRANSVERSAIS DE CÁLCULO E EFETIVAS PARA AS VIGAS. ....	97
TABELA 4.32 – RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS DE CÁLCULO E A RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS EFETIVAS. ....	97
TABELA 4.33 – ARMADURAS MÍNIMAS E MÁXIMAS PARA OS PILARES. ....	97
TABELA 4.34 – ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS PARA OS PILARES. ....	98
TABELA 4.35 – ARMADURAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS ESCOLHIDAS E RESPECTIVA ARMADURA EFETIVA. ....	98
TABELA 4.36 – ARMADURAS EFETIVAS DECORRENTES DA ARMADURA DE CÁLCULO. ....	98
TABELA 4.37 – CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DO PILAR ABAIXO DO NÓ PARA AS DUAS DIREÇÕES ORTOGONAIS. ....	99
TABELA 4.38 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DO PILAR ACIMA DO NÓ PARA AS DUAS DIREÇÕES ORTOGONAIS. .	99
TABELA 4.39 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DO PILAR À ESQUERDA DO NÓ. ....	99
TABELA 4.40 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA À DIREITA DO NÓ. ....	100
TABELA 4.41 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA ACIMA DO NÓ. ....	100
TABELA 4.42 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA ACIMA DO NÓ. ....	100
TABELA 4.43 – VERIFICAÇÃO DO CONCEITO PILAR FORTE VIGA FRACA SEGUNDO XX. ....	101
TABELA 4.44 – VERIFICAÇÃO DO CONCEITO PILAR FORTE VIGA FRACA SEGUNDO YY. ....	101
TABELA 4.45 – ARMADURAS EFETIVAS E ESCOLHIDAS APÓS A APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO 4.29 DO EC8. ....	101
TABELA 4.46 – ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DAS PAREDES. ....	102
TABELA 4.47 - ARMADURAS EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DAS PAREDES. ....	102
TABELA 4.48 – COMPARAÇÃO ENTRE ARMADURAS EFETIVAS DAS PAREDES. ....	102

TABELA 4.49 - COMPARAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS DE CÁLCULO E EFETIVAS ENTRE A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA.....	103
TABELA 4.50 – VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	104
TABELA 4.51 – VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	105
TABELA 4.52 – VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	105
TABELA 4.53 - QUANTIDADE DE ARMADURA EFETIVA PARA AS LAJES PARA A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA E RESPETIVAS TAXAS. ....	106
TABELA 4.54 - QUANTIDADE DE ARMADURA TOTAL E RESPETIVO CUSTO ASSOCIADO DO AÇO NAS LAJES. ....	106
TABELA 4.55 – QUANTIDADE DE ARMADURA EFETIVA PARA AS VIGAS PARA A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA E RESPETIVAS TAXAS. ....	106
TABELA 4.56 - QUANTIDADE DE ARMADURA TOTAL E RESPETIVO CUSTO ASSOCIADO DO AÇO NAS VIGAS. ....	106
TABELA 4.57 - QUANTIDADE DE ARMADURA EFETIVA PARA OS PILARES PARA A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA E RESPETIVAS TAXAS. ....	107
TABELA 4.58 - QUANTIDADE DE ARMADURA TOTAL E RESPETIVO CUSTO ASSOCIADO DO AÇO NOS PILARES.....	107
TABELA 4.59 - QUANTIDADE DE ARMADURA EFETIVA PARA AS PAREDES PARA A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA E EUROPEIA E RESPETIVAS TAXAS. ....	108
TABELA 4.60 - QUANTIDADE DE ARMADURA TOTAL E RESPETIVO CUSTO ASSOCIADO DO AÇO NAS PAREDES. ....	108
TABELA 4.61 – ANÁLISE ECONÓMICA DO CUSTO DO AÇO POR ELEMENTO.....	108
TABELA 7.1– ORGANIZAÇÃO DA SEGUNDA PARTE DO RSA.....	118
TABELA 7.2- CATEGORIAS DE RUGOSIDADE. ....	119
TABELA 7.3– COMPRIMENTO DE RUGOSIDADE. ....	119
TABELA 7.4– VALORES DO COEFICIENTE DE SISMICIDADE PELO RSA. ....	120
TABELA 7.5 – CLASSES DE IMPORTÂNCIA DOS EDIFÍCIOS. ....	120
TABELA 7.6 – COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA DE ACORDO COM AS RESPETIVAS CLASSES DE IMPORTÂNCIA E AÇÃO SÍSMICA. ....	120
TABELA 7.7– PERCENTAGEM MÍNIMA DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA AS LAJES E VIGAS. ....	122
TABELA 7.8 – PERCENTAGEM MÍNIMA DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA AS LAJES E VIGAS.....	122
TABELA 7.9 – PERCENTAGEM MÍNIMA DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA AS PAREDES PELO REBAP. ....	123
TABELA 7.10– CLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL PELA LEGISLAÇÃO PORTUGUESA. ....	124
TABELA 7.11– ESPAÇAMENTO MÁXIMO PARA OS VARÕES LONGITUDINAIS NAS LAJES PELO REBAP [CM]. ....	124
TABELA 7.12– ESPESSURAS MÍNIMAS PARAS AS LAJES DE MODO A CONTROLAR INDIRETAMENTE A FENDILHAÇÃO. ...	124
TABELA 7.13– ARMADURAS DE CÁLCULO PARA AMBAS AS DIREÇÕES PARA CADA LEGISLAÇÃO. ....	125
TABELA 7.14– RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS DE CÁLCULO OBTIDAS PELA LEGISLAÇÃO EUROPEIA COM AS ARMADURAS OBTIDAS PELA LEGISLAÇÃO PORTUGUESA.....	125

TABELA 7.15 – ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVA QUANTIDADE DE ARMADURA EFETIVA PARA AS ARMADURAS SUPERIORES E INFERIORES DAS LAJES PARA AMBAS AS LEGISLAÇÕES.....	126
TABELA 7.16 – RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS EFETIVAS OBTIDAS PELA LEGISLAÇÃO EUROPEIA COM AS OBTIDAS COM A LEGISLAÇÃO PORTUGUESA. ....	126
TABELA 7.17 – ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVAS ÁREAS EFETIVAS DAS VIGAS INTERIORES PELA LEGISLAÇÃO PORTUGUESA. ....	126
TABELA 7.18 – ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVAS ÁREAS EFETIVAS DAS VIGAS INTERIORES PELA LEGISLAÇÃO PORTUGUESA. ....	127
TABELA 7.19 – ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVAS ÁREAS EFETIVAS DAS VIGAS EXTERIORES PELA LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ....	127
TABELA 7.20 – ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVAS ÁREAS EFETIVAS DAS VIGAS INTERIORES PELA LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ....	127
TABELA 7.21– ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DOS PILARES PARA AMBAS AS LEGISLAÇÕES. ....	128
TABELA 7.22– ARMADURAS ADOTADAS E RESPETIVAS ARMADURAS EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES.....	128
TABELA 7.23– RESUMO DAS ARMADURAS EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS E RELAÇÃO ENTRE AS MESMAS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES.....	128
TABELA 7.24– RESUMO DAS ARMADURAS EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS E RELAÇÃO ENTRE AS MESMAS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES APÓS A APLICAÇÃO DO CONCEITO PILAR FORTE VIGA FRACA NA LEGISLAÇÃO EUROPEIA. ....	128
TABELA 7.25– ARMADURAS DE CÁLCULO LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES PARA AS PAREDES. ....	129
TABELA 7.26– ARMADURAS ADOTADAS E EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	129
TABELA 7.27– RELAÇÃO ENTRE AS ARMADURAS EFETIVAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS ENTRE AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES. ....	129
TABELA 7.28– ARMADURAS ADOTADAS E EFETIVAS LONGITUDINAIS PARA AMBAS AS REGULAMENTAÇÕES PARA O ENSOLEIRAMENTO GERAL.....	129

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento

A legislação portuguesa que regula o projeto de estruturas em Portugal conta já com mais de três décadas desde a sua publicação. Numa fase de transição para a legislação europeia através da publicação de vários Eurocódigos (EC) e respetivos anexos nacionais, importa analisar o impacto que esta nova legislação irá ter no projeto de estruturas, quer a nível técnico quer a nível económico, na construção de um edifício de betão armado de médio porte em Portugal.

## 1.2 Objetivos

O presente estudo tem como objetivos principais comparar de uma forma global a legislação portuguesa, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) com os EC0, EC1, EC2 e EC8, referentes a bases para o projeto de estruturas, ações em estruturas, projeto de estruturas de betão e projeto de estruturas para resistência aos sismos, respetivamente.

Os EC0, EC1 e EC8 substituirão o RSA que se encontra vigente desde 1983 e que apresenta algumas lacunas e carência de atualizações. A filosofia de dimensionamento por capacidade resistente e a pormenorização de estruturas sismo-resistentes resultantes de uma caracterização da ação sísmica mais completa, apresentam-se como o grande avanço relativamente à legislação portuguesa.

O REBAP será substituído pelo EC2 – Projeto de estruturas de betão, complementado pelas normas EN 13670-1 – Execução de estruturas em betão (Parte 1: Regras gerais) e a EN 206 – 1 – Betão (Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade).

Com o intuito de se perceber o verdadeiro impacto económico que a legislação europeia terá no projeto de estruturas de um edifício de médio porte em Portugal é quantificado o acréscimo de aço em comparação com a legislação nacional.

## 1.3 Organização

Na presente dissertação são apresentados os procedimentos de cálculo criados com o intuito de permitir ao projetista uma melhor percepção dos Eurocódigos, são salientadas as principais diferenças e cuidados a ter a nível do cálculo e ao nível da pormenorização das armaduras.

O corpo do presente estudo está dividido em cinco capítulos, sendo o primeiro referente à introdução onde é exposta a motivação da escolha do tema e a organização da dissertação.

No segundo capítulo são abordadas a ação do vento e do sismo e todas as variáveis necessárias à sua quantificação. A ação da neve não foi objeto de estudo desta dissertação visto que esta ação não é condicionante em grande parte do território português. É feita uma análise comparativa aos valores obtidos no cálculo da ação do vento e do sismo pela legislação portuguesa e pela legislação europeia e é feita de igual forma, uma abordagem comparativa aos critérios de combinação de ações indicados no EC0/EC1 com os critérios indicados no RSA.

No terceiro capítulo, dimensionamento de estruturas de betão armado, é feita uma abordagem ao dimensionamento dos elementos de betão armado, nomeadamente às fundações, paredes, pilares, vigas e lajes, pelo REBAP e pelo EC2/EC8.

O capítulo quatro refere-se ao caso de estudo. Apresenta-se o projeto estrutural de um edifício de betão armado de médio porte, retangular em planta e com cinco pisos, conforme se apresenta no anexo A. O edifício em estudo é objeto de duas modelações distintas, uma de acordo com a legislação nacional e outra de acordo com a legislação europeia, levando a dimensionamentos distintos os quais são alvo de análise comparativa na parte final deste capítulo.

Por fim no capítulo 5, apresenta-se um conjunto de orientações/recomendações a ter em conta no projeto estrutural pela legislação europeia e são apresentadas as conclusões do presente trabalho, bem como possíveis desenvolvimentos futuros.

## 2 Ações em Edifícios

### 2.1 Introdução

Neste capítulo são abordadas as ações do vento e do sismo, segundo a legislação portuguesa e europeia. São apresentadas as principais diferenças entre a quantificação das ações segundo cada legislação.

No território português poderão ser utilizadas duas normas: as nacionais e as europeias. As normas nacionais compreendem o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), enquanto os Eurocódigos (EC) constituem as normas europeias.

Vigente há mais de três décadas, o RSA subdivide-se em duas partes, sendo que na primeira são abordados os critérios de verificação de segurança, estados limite, classificação de ações e critérios para quantificar e combinar ações. Esta parte do RSA encontra-se dividida nos seguintes capítulos: Disposições Gerais (Capítulo I) e Verificações de Segurança (Capítulo II).

A segunda parte do RSA aborda a quantificação de ações e respetivos valores característicos. Nela são enunciadas as ações permanentes, a ação da variação de temperatura, do vento, da neve e do sismo, sendo de igual forma abordadas as ações específicas para pontes rodoviárias e ferroviárias e para passadiços. Nesta parte do RSA são preconizados os valores e as metodologias de cálculo para cada tipo de ação. O RSA contém três anexos com os elementos para a quantificação do vento, neve e ação dos sismos, respetivamente. Os capítulos que constituem a segunda parte do RSA encontram-se na tabela 7.1 do anexo B da presente dissertação.

No que se refere aos Eurocódigos, foram criados com o intuito de conciliar as regulamentações dos estados-membros da União Europeia, gerando um conjunto de regulamentos comuns a todos os países dela integrantes.

Os Eurocódigos encontram-se divididos em 10 partes: Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas; Eurocódigo 1 – Ações em estruturas; Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço; Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas; Eurocódigo 5 – Projeto de estruturas de madeira; Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria; Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico; Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos; e por fim,

Eurocódigo 9 – Projeto de estruturas de alumínio. A cada estado-membro competiu a elaboração do respetivo Anexo Nacional (NA), no qual são especificados índices, valores e grandezas específicas de cada país.

## 2.2 Ação do Vento

Neste capítulo mencionam-se as formas de abordagem dos regulamentos em análise, relativamente a este tipo de ação.

### 2.2.1 Legislação Portuguesa

A ação do vento definida pelo RSA (artigo 20º ao 25º) depende essencialmente de dois fatores, que são o zonamento do território e a rugosidade do solo. É referido, no artigo 22º, que para a determinação dos efeitos que o vento provoca nas estruturas é necessário ter em conta as características geométricas e aerodinâmicas das mesmas. Tais efeitos podem ser determinados por métodos analíticos ou experimentais, ou ainda de forma simplificada, multiplicando a pressão dinâmica do vento pelos coeficientes de forma. Os valores de cálculo da pressão dinâmica do vento e os coeficientes de forma levam à determinação da ação do vento tal como indicado nos artigos 24º e 25º.

#### 2.2.1.1 Zonamento do território

Para efeitos de quantificação da ação do vento, o RSA considera o território português dividido em duas zonas. A divisão foi feita com base numa análise de dados estatísticos meteorológicos que permitiu atribuir, às zonas A e B, a mesma probabilidade de ocorrência de intensidades do vento substancialmente diferenciadas.

A zona B refere-se aos arquipélagos dos Açores e da Madeira e todas as regiões continentais situadas numa faixa costeira de 5 quilómetros de largura ou a altitudes superiores a 600 metros. Todas as restantes zonas são consideradas como pertencentes à zona A. Também é permitido classificar, pelo RSA, como zona A qualquer localização na qual se preveja a ocorrência de ventos intensos, como é o caso de alguns vales ou estuários.

O zonamento do território preconizado pelo RSA, correlacionado com a altura do edifício acima do solo e do tipo de rugosidade, dá origem aos valores característicos de pressão dinâmica do vento para a zona A. Para a zona B, o RSA propõe os valores da pressão dinâmica do vento da zona A

acrescidos de 20% e ainda um acréscimo de 30% para “estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o rumo deste”, como por exemplo estruturas com simetria de revolução.

A altura do edifício acima do solo, correlacionado com o tipo de rugosidade do solo no qual o edifício está implantado, possibilita a determinação do valor característico da pressão dinâmica do vento. Os tipos de rugosidade são abordados no ponto 2.2.1.2 do presente capítulo.

Na figura 2.1 apresenta-se a variação dos valores da pressão dinâmica do vento com a altura da estrutura.

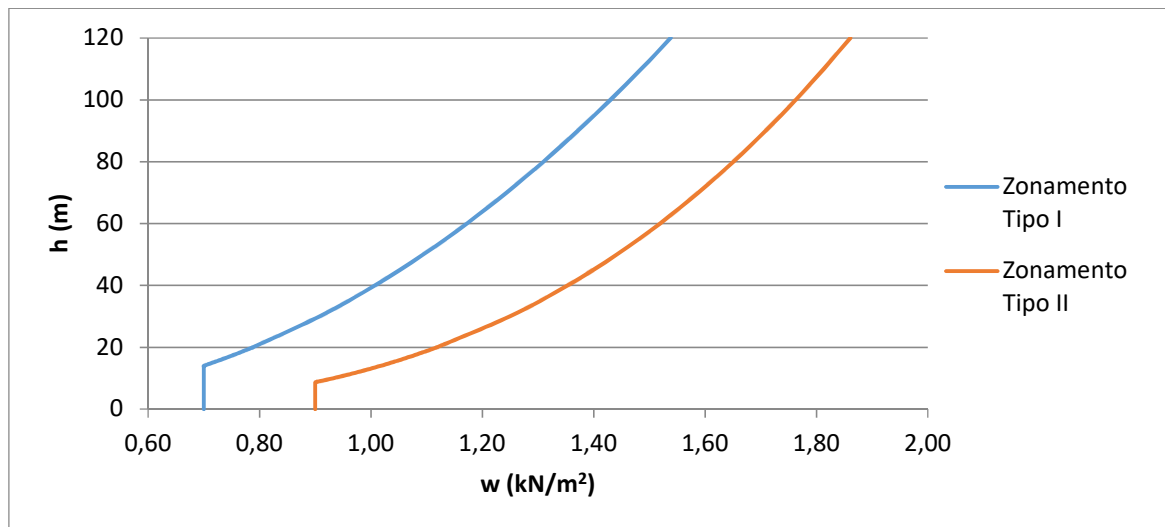


Figura 2-1 – Pressão dinâmica do vento em função do tipo de zonamento e da altura do edifício.

Os valores da pressão dinâmica do vento podem ser calculados de acordo com a seguinte expressão:

$$w = 0,613 \times v^2 \quad [2.1]$$

Em que:

- $w_k$  – Valor característico da pressão dinâmica do vento [kN/m<sup>2</sup>];
- $v$  – Valor característico da velocidade de rajada do vento [m/s].

Os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento têm como coeficientes os seguintes valores:  $\psi_0=0,4$ ;  $\psi_1=0,2$ ;  $\psi_2=0$ .

No caso de edifícios com utilização destinada a escritórios, cozinhas de hotéis e restaurantes, arquivos, oficinas de indústria ligeira, garagens, autossilos, ou quando no projeto não seja definida a posição de paredes divisórias, por não se conhecer a compartimentação que o utilizador pretende realizar, e em que a sobrecarga seja a ação de base da combinação, deve tomar-se  $\psi_0=0,6$ .

### 2.2.1.2 Rugosidade aerodinâmica

A variação da ação do vento, em altura acima do solo, tem em conta dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo. Foram consideradas apenas duas classificações dada a significativa variabilidade de situações suscetíveis de ocorrer e a sua conseqüente contabilização.

A rugosidade tipo I deve ser atribuída aos edifícios implantados em zonas urbanas onde predominam prédios de médio e grande porte e a rugosidade tipo II atribui-se aos locais em zonas rurais ou zonas de periferia urbana.

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento,  $w_{k,r}$ , e da velocidade do vento,  $v_{k,r}$ , são gerados através da correlação entre a rugosidade do solo e o zonamento do território.

Os valores característicos da velocidade de rajada do vento podem ser obtidos pela seguinte expressão:

$$v = v_0 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{\alpha}} + v_t \quad [2.2]$$

Em que:

- $v$  - Velocidade do vento [m/s];
- $v_0$  - Velocidade do vento correspondente à altura  $h_0$  [m/s];
- $h$  - Altura acima do solo [m];
- $h_0$  - Altura em que se deixa de sentir a rugosidade do solo (igual a 10 metros, independentemente do tipo de rugosidade local);
- $\alpha$  - Parâmetro que depende da rugosidade acima do solo;
- $v_t$  - Valor da velocidade resultante da turbulência do escoamento [m/s].

Assim, os valores obtidos para a zona A, em função da altura acima do solo,  $h$ , são definidos pela seguinte expressão:

$$v = \begin{cases} 18 \times \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} + 14 & \text{para solos com rugosidade tipo I} \\ 25 \times \left(\frac{h}{10}\right)^{0,20} + 14 & \text{para solos com rugosidade tipo II} \end{cases} \quad [2.3]$$

Para a zona B e para cada tipo de rugosidade, considera-se um aumento de 10% sobre os valores característicos da velocidade de rajada calculados de modo idêntico ao anteriormente descrito para a zona A.

Está também previsto no RSA que para estruturas identicamente solicitadas pelo vento, qualquer que seja o rumo deste (como por exemplo estruturas com simetria de revolução) os valores

característicos da velocidade do vento a considerar devem ser obtidos multiplicando por  $\sqrt{1,3}$  os valores característicos anteriormente definidos.

### 2.2.1.3 Orografia

A orografia influi no cálculo das pressões dinâmicas, no caso em que as construções se encontram localizadas em terrenos inclinados ou na sua proximidade.

A metodologia de cálculo da altura acima do solo,  $z$ , encontra-se prevista no anexo I do RSA. Nas figuras abaixo são ilustradas duas situações, em que se constata que a altura  $z$  varia em função do ângulo formado entre a inclinação do talude e a horizontal. No caso de a tangente do ângulo entre o plano inclinado do talude e a horizontal ser inferior a 0,3, a referência a utilizar coincide com o próprio terreno.

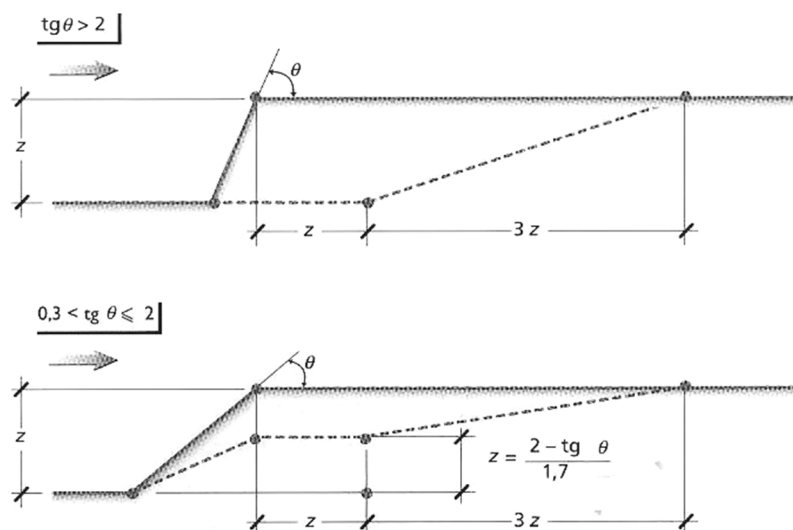


Figura 2-2 – Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados.

### 2.2.1.4 Coeficientes de forma

Para a determinação de esforços pela ação do vento, o RSA apresenta uma definição estática da ação do vento sobre as superfícies da envolvente do edifício e considera a possibilidade do vento atuar na horizontal independentemente do rumo que tome. A aplicação de uma pressão estática na superfície da estrutura é obtida através da multiplicação do valor de pressão dinâmica do vento por coeficientes de forma:

$$P = \delta \times w_k \quad [2.4]$$

Em que:

- **P** - Pressão estática na superfície da estrutura [kN/m<sup>2</sup>];
- **w<sub>k</sub>** - Pressão dinâmica do vento [kN/m<sup>2</sup>];
- **δ** - Coeficiente de forma.

O artigo 23º do RSA indica que “a referida fórmula corresponde a um método simplificado correntemente utilizado, mas com resultados satisfatórios apenas para estruturas com frequências próprias de vibração superiores a 0,5 Hz.”

Para a definição da ação do vento podem ser utilizados dois tipos de coeficientes de forma: coeficientes de pressão ( $\delta_p$ ) ou coeficientes de força ( $\delta_f$ ).

Conhecidas as variáveis da ação do vento, é possível utilizar a equação 2.5 para determinar as pressões exercidas numa superfície da construção.

$$\mathbf{P} = \delta_p \times w_k \quad [2.5]$$

Em que:

- **P** – Pressão estática na superfície da estrutura [kN/m<sup>2</sup>];
- **w<sub>k</sub>** – Pressão dinâmica do vento [kN/m<sup>2</sup>];
- **δ<sub>p</sub>** – Coeficientes de pressão.

Já os coeficientes de força permitem obter a força resultante das pressões pela expressão:

$$\mathbf{F} = \delta_f \times w_k \times A \quad [2.6]$$

Em que:

- **F** – Força resultante [kN];
- **δ<sub>f</sub>** – Coeficiente de força [-];
- **w<sub>k</sub>** – Pressão dinâmica do vento [kN/m<sup>2</sup>];
- **A** – Área da superfície [m<sup>2</sup>].

As pressões devidas ao vento são definidas através dos coeficientes de pressão exterior e interior,  $\delta_{pe}$  e  $\delta_{pi}$ , com sinal positivo ou negativo consoante se tratem de pressões ou sucções, respetivamente. A resultante das pressões,  $\delta_p$ , corresponde à soma vetorial das pressões exterior e interior em cada superfície estudada.

Os coeficientes de pressão dependem de vários fatores descritos na tabela seguinte:

COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR	COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERIOR
Forma geométrica da construção	Forma geométrica da construção
	Direção e sentido do vento
Direção e sentido do vento	Existência ou não de aberturas no contorno da construção
	Distribuição dessas mesmas aberturas

**Tabela 2.1** – Fatores que influenciam os coeficientes de pressão exterior e interior.

Os coeficientes de pressão exterior são definidos para a envolvente do edifício (situações de edifícios com planta retangular) no anexo I, quadro I-I, e para coberturas nos quadros I-II ao I-VI, do RSA.

Sempre que existam casos que não estejam tratados no anexo I é mencionada a possibilidade de se utilizarem “resultados experimentais fidedignos”, “bibliografia idónea” ou ainda a “utilização de resultados obtidos diretamente por ensaios em túnel aerodinâmico”<sup>1</sup>. Também é analisada de forma especial a ocorrência simultânea da ação da neve e do vento, podendo admitir-se que a presença da neve não altera as características do vento definidas pelos coeficientes de forma anteriormente descritos.

As pressões calculadas consideram-se como sendo uniformes para toda a superfície em estudo, com exceção de alguns casos onde são necessários coeficientes de pressão adequados para definir pressões em zonas localizadas.

Estas pressões designadas localizadas apenas devem ser tidas em conta no dimensionamento de elementos secundários, como por exemplo chapas, madres, coberturas, etc. e só se se verificarem mais desfavoráveis relativamente às pressões exteriores definidas para o conjunto do edifício.

Para os coeficientes de pressão interior em edifícios com planta retangular onde seja permitida a utilização de regras simplificadas, as mesmas variam consoante existam ou não aberturas nas fachadas e a sua disposição. Para edifícios com pouca probabilidade de existência de aberturas nas fachadas em situação de vento intenso e dependendo da permeabilidade das paredes podem considerar-se:

- Duas fachadas opostas com permeabilidade semelhante e duas impermeáveis:
  - Vento normal às fachadas permeáveis  $\delta_{pi} = +0,2$ ;
  - Vento normal às fachadas impermeáveis  $\delta_{pi} = -0,3$ .

<sup>1</sup> Artigo 25.2º do RSA

- As quatro fachadas com permeabilidade semelhante  $\delta_{pi} = -0,3$ .

Para edifícios onde existem aberturas numa ou em várias fachadas:

- É acrescido um valor de 75% ao valor do coeficiente de pressão exterior da fachada permeável ou da mais permeável:

$$\delta_{pi} = 1,75 \times \delta_{pe}$$

Em casos específicos, onde exista compartimentação interior que impeça a circulação do ar, os valores a adotar para os coeficientes de pressão interior devem ser calculados e devidamente justificados. Para os casos em que as aberturas se situam em zonas especiais das fachadas, para as quais foram definidos coeficientes de pressão exterior locais, admite-se que os  $\delta_{pi}$  são iguais aos  $\delta_{pe}$  admitidos.

Em suma, ao calcular a ação do vento através de coeficientes de pressão, são considerados vários cenários dos quais se identifica o mais gravoso. Esses cenários dependem, em grande parte, da direção e sentido do vento, pelo que são consideradas tantas combinações da ação do vento como as múltiplas situações provocadas pela mesma ação, de modo a ter em conta todas as situações mais desfavoráveis.

No regulamento também são definidos coeficientes de pressão para coberturas isoladas, estruturas reticuladas, com formas geométricas peculiares, perfis e cabos e ainda para pontes. Nestes casos dever-se-á consultar o regulamento, tendo em vista as diferentes características deste tipo de estruturas.

#### **2.2.1.5 Procedimentos de cálculo**

De forma sucinta, são necessários os seguintes cálculos para a definição da ação do vento numa estrutura:

- Zonamento do território;
- Rugosidade do solo;
- Velocidade característica do vento;
- Pressão dinâmica do vento;
- Coeficientes de pressão exterior;
- Coeficientes de pressão interior;
- Pressão exercida nas fachadas;
- Análise da ação do vento (verificação da combinação de ação do vento mais gravosa).

O RSA preconiza duas metodologias para análise da ação do vento: por coeficientes de força e por coeficientes de pressão. Na presente dissertação é abordado apenas o método de análise da ação do vento por coeficientes de pressão, dado que é o mais utilizado pelos projetistas em Portugal.

## 2.2.2 Legislação Europeia

A análise e quantificação do vento são feitas na parte 4 do Eurocódigo 1. Esta norma aplica-se a edifícios e outras obras de engenharia civil com alturas até 200 metros e a pontes em que nenhum tramo tenha um vão superior a 200 metros.

A ação do vento pode ser representada através de pressões ou de forças cujos efeitos na estrutura equivalem aos efeitos do vento.

### 2.2.2.1 Zonamento do território

O anexo nacional do EC1 divide o território português em duas zonas, em que a zona A engloba a generalidade do território português à exceção das regiões pertencentes à zona B. A Zona B inclui os arquipélagos da Madeira e dos Açores assim como as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou regiões situadas em altitudes superiores a 600 metros.

O valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , depende do zonamento do território português, é indicado no anexo nacional<sup>2</sup> do EC1 e toma os seguintes valores:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Tabela 2.2 - Valor básico da velocidade do vento em função da zona de implantação da estrutura.

### Velocidade de referência do vento

O valor básico da velocidade de referência,  $v_b$ , é modificado para ter em conta a direção do vento e a estação do ano, originando a velocidade de referência do vento que se obtém através da seguinte equação:

---

<sup>2</sup> Consultar NA-4.2(1)P do EC1.

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad [2.7]$$

Em que:

- $v_{b,0}$  – valor básico da velocidade de referência do vento [m/s];
- $c_{dir}$  e  $c_{season}$  – coeficientes de direção e de sazão respectivamente, sendo que o EC1 recomenda, no anexo nacional, o valor unitário para estes coeficientes.

### **Velocidade média do vento**

A velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo é dada no § 4.3.1 do EC1 e resulta do produto do valor de referência da velocidade do vento pelo coeficiente de orografia e pelo coeficiente de rugosidade.

O coeficiente de rugosidade tem por finalidade contabilizar a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção. A expressão para o cálculo da velocidade média do vento é a seguinte:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad [2.8]$$

Em que:

- $c_r(z)$  e  $c_0(z)$  – coeficientes de rugosidade e de orografia, respectivamente.

#### **2.2.2.2 Orografia e rugosidade aerodinâmica**

O EC1 considera cinco cenários de rugosidade do terreno, sendo que a categoria zero corresponde a uma maior exposição ao vento e a categoria cinco corresponde a edifícios implantados em zona urbana. No entanto, está explícito no Anexo Nacional que, para o nosso país, são consideradas apenas 4 dessas categorias, caracterizadas na tabela 7.2 do anexo B.

O coeficiente de rugosidade  $c_r(z)$  poderá ser obtido pela expressão logarítmica 2.9 ou pelo gráfico gerado pela mesma. O coeficiente de rugosidade é gerado através da correlação da altura acima do solo e a categoria de rugosidade na qual está inserida a estrutura em análise.

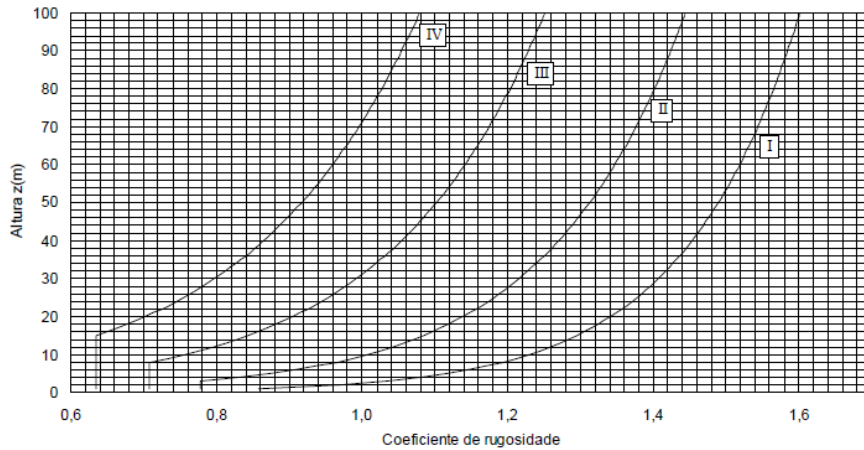


Figura 2-3 – Coeficiente de rugosidade em função da altura do edifício e do cenário de rugosidade.

$$\begin{cases} C_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ C_r(z) = c_r(z_{\min}) & \text{para } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad [2.9]$$

Em que:

- $z_0$  – Comprimento de rugosidade [Tabela 7.3 do Anexo B] em [m];
- $z_{\min}$  – Altura mínima definida no gráfico [Tabela 7.3 do Anexo B] em [m];
- $z_{\max}$  – Altura máxima considerada igual a 200 metros [m];
- $k_r$  – Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $Z_0$ , calculado através de:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad [2.10]$$

- $z_{0,II}$  – Comprimento de rugosidade correspondente a categoria do terreno II [Tabela 7.3 do Anexo B];

A orografia pode introduzir efeitos no perfil de velocidades do vento. Por esta razão deve verificar-se se existe um aumento da velocidade do vento superior a 5% ou se o declive médio do terreno a barlavento é superior a 3%, devendo, em caso afirmativo, adotar-se um coeficiente de orografia,  $c_0(z)$ .

No presente trabalho não foi considerada esta possibilidade, tendo sido considerado  $c_0(z)=1$ . O procedimento a utilizar para a determinação deste coeficiente é fornecido no Anexo Nacional do EC1, que, por sua vez, remete para o procedimento descrito no anexo A (A.3 – Cálculo numérico dos coeficientes de orografia) para as situações aí abrangidas, nomeadamente falésias, escarpas, colinas isoladas ou em cadeia.

### 2.2.2.3 Coeficientes de forma e de pressão

Para o cálculo da ação do vento pelo EC1, é necessário primeiramente calcular os seguintes parâmetros:

- Valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ ;
- Altura de referência,  $z_e$ ;
- Categoria de terreno (abordado no § 2.1.2.2 da presente dissertação);
- Valor característico da pressão dinâmica de pico,  $q_p$ ;
- Intensidade de turbulência,  $I_v$ ;
- Velocidade média do vento,  $v_m$ ;
- Coeficiente de orografia,  $c_o(z)$ ;
- Coeficiente de rugosidade,  $c_r(z)$ .

Calculados os parâmetros iniciais da ação do vento, procede-se ao cálculo das pressões exercidas pelo vento, nomeadamente à quantificação dos seguintes parâmetros:

- Coeficiente de pressão exterior;
- Coeficiente de pressão interior;
- Coeficiente de pressão resultante;
- Pressão exterior exercida pelo vento;
- Pressão interior exercida pelo vento.

Conhecidos os parâmetros iniciais da ação do vento e os coeficientes de pressão, calculam-se os efeitos globais do vento, mais precisamente a força exercida pelo vento  $F_w$ .

#### Intensidade de turbulência

Para quantificar a velocidade média do vento, a uma determinada altura  $z$  acima do solo, procede-se ao cálculo da intensidade de turbulência a essa altura. A intensidade resulta do coeficiente entre o desvio padrão da turbulência,  $\sigma_v$ , e a velocidade média do vento,  $v_m(z)$ . A intensidade de turbulência é calculada através da seguinte expressão:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_r \times v_b \times k_l}{c_r(z) \times c_o(z) \times v_b} = \frac{k_l}{c_o(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})}, & \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ I_v(z_{\min}), & \text{para } z < z_{\min} \end{cases} \quad [2.11]$$

Em que:

- $k_l$  – Coeficiente de turbulência, considera-se igual a 1,00;

- $c_0(z)$  – Coeficiente de orografia.

### Pressão dinâmica de pico

Calculada a intensidade de turbulência à altura  $z$ , procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico à mesma altura,  $q_p(z)$ , a qual resulta do produto da pressão dinâmica de referência,  $q_b$ , pelo coeficiente de exposição,  $c_e(z)$ , como se constata na equação 2.14.

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad [2.12]$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad [2.13]$$

$$c_e(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times c_r^2(z) \times c_0^2(z) \quad [2.14]$$

Em que:

- $\rho$  – Massa volúmica do ar;
- $q_p(z)$  – Pressão dinâmica de pico à altura  $z$ ;
- $q_b$  – Pressão dinâmica de referência;
- $c_e(z)$  – Coeficiente de exposição.

### Velocidade do vento

Para calcular a pressão exercida sobre as estruturas torna-se necessário calcular o valor de referência da velocidade do vento que é dado pela seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad [2.15]$$

O valor básico da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ), como já referido, está diretamente relacionado com o zonamento na qual a estrutura está inserida.

Calculado o valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ) torna-se necessário definir o coeficiente de rugosidade ( $c_r(z)$ ) e o coeficiente de orografia ( $c_0(z)$ ) para ser possível calcular a velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo ( $v_m(z)$ ).

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z_{\min}), & \text{para } z < z_{\min} \end{cases} \quad [2.16]$$

Em que:

- $z_0$  – Comprimento de rugosidade em [m];

- $k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$  – Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade;
- $z_{m\acute{a}x}$  – Toma valor de 200 m;
- $z_{0,II}$  – Toma valor igual a  $z_0$  do terreno tipo II.

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad [2.17]$$

Em que:

- $v_m(z)$  – Velocidade média do vento a altura  $z$ ;
- $c_r(z)$  – Coeficiente de rugosidade;
- $c_o(z)$  – Coeficiente de orografia;
- $v_b(z)$  – Valor de referência da velocidade do vento.

### **Forças exercidas pelo vento**

À semelhança da legislação nacional, o EC1 permite quantificar a ação do vento através de duas metodologias: por coeficiente de pressão ou por coeficientes de força. A quantificação da ação do vento por coeficientes de força não é abordada na presente dissertação, dado que em Portugal o método mais adotado pelos projetistas é o método de análise da ação do vento por coeficientes de pressão:

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \sum_{\text{superfícies}} w_e \times A_{\text{ref}} \quad [2.18]$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} w_i \times A_{\text{ref}} \quad [2.19]$$

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad [2.20]$$

Em que:

- $c_s c_d$  – Coeficiente estrutural;
- $w_e$  – Pressão exterior na superfície à altura  $z_e$ ;
- $w_i$  – Pressão interior na superfície à altura  $z_i$ ;
- $A_{\text{ref}}$  – Área de referência da superfície;
- $c_{fr}$  – Coeficiente de atrito;
- $A_{fr}$  – Área de superfície exterior paralela à direção considerada do vento.

O cálculo da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$ , e nas superfícies interiores,  $w_i$ , é dado pelas seguintes expressões:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad [2.21]$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad [2.22]$$

Em que:

- $q_p(z_e)$ ,  $q_p(z_i)$  – Pressão dinâmica de pico exterior e interior;
- $z_e$  – Altura de referência para a pressão exterior;
- $z_i$  – Altura de referência para a pressão interior;
- $c_{pe}$  – Coeficiente de pressão exterior;
- $c_{pi}$  – Coeficiente de pressão interior.

Os coeficientes de pressão exterior dependem das dimensões da área de construção carregada. Os coeficientes de pressão exterior preconizados no EC1 aplicam-se a áreas carregadas entre 1 e 10 m<sup>2</sup>.

São preconizados no EC1 dois tipos de coeficientes de pressão exterior, o  $c_{pe,1}$  e o  $c_{pe,10}$ . O coeficiente  $c_{pe,1}$  representa coeficientes locais (áreas localizadas inferiores a 1 m<sup>2</sup>) e o segundo coeficiente representa as áreas de construção carregadas pela ação do vento.

O cálculo do coeficiente de pressão exterior é dado pela seguinte expressão do EC1:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \times \log_{10} A \quad [2.23]$$

Sendo A a área da fachada [m<sup>2</sup>].

### **Análise da ação do vento em alçado**

Para as paredes de edifícios regulares em planta define-se a altura de referência,  $z_e$ , para as paredes de barlavento<sup>3</sup> dependente da relação entre  $h$  e  $b$  (em que  $h$  se refere à altura e  $b$  à dimensão em planta da parede). São considerados três cenários de acordo com as dimensões do edifício:  $h \leq b$ ;  $b < h \leq 2h$ ;  $h > 2b$ .

Para o primeiro cenário, onde temos  $h \leq b$ , a pressão dinâmica de pico é considerada constante em altura do edifício, como se pode observar na figura 2.4.

<sup>3</sup> Fachada na qual o vento atua na sua principal direção.

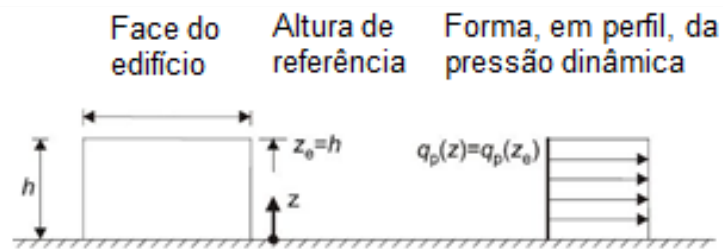


Figura 2-4 – Cálculo da pressão dinâmica de pico com  $h \leq b$

A metodologia de cálculo para os restantes casos<sup>4</sup> é semelhante na sua abordagem pelo que não será aqui desenvolvido.

### **Análise da ação do vento em planta**

De seguida procede-se à análise do vento em planta recorrendo ao § 7.2.2 do EC1-4, no qual  $d$  e  $b$ , representam as dimensões do edifício paralela e perpendicular, à ação do vento, respetivamente.

Os coeficientes da pressão exteriores dependem do quociente entre a altura do edifício ( $h$ ) e a dimensão em planta da fachada ( $d$ ), paralela à ação do vento. Para adotar os valores dos coeficientes de pressão exteriores preconizados no quadro 7.1 do EC1, além da relação  $h/d$ , é necessário definir o parâmetro  $e$ , que toma o menor valor entre a dimensão da fachada em planta perpendicular ao vento a sotavento e duas vezes a altura do edifício.

Estão preconizados três casos para a relação entre  $e$  e  $d$ , nomeadamente:  $e < d$ ;  $d \leq e < 5d$ ;  $e \geq 5d$ .

Os coeficientes de pressão interior dependem da dimensão e da distribuição das aberturas nas fachadas do edifício. Nos edifícios onde se verifiquem duas fachadas em que a área das aberturas existentes sejam superiores a 30% da área total dessa fachada, deve recorrer-se ao § 7.3 e 7.4 do EC1-4. No caso de o edifício ter uma fachada predominante, esta deverá ser calculada tendo em conta o § 7.2.9 do EC1-1.4. No entanto, e sempre que não se justifique o cálculo do coeficiente<sup>5</sup>  $n$ , deverão tomar-se os valores de  $c_{pi}$  como +0,2 ou -0,3, adotando o mais gravoso entre os dois.

Relativamente ao cálculo do coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , pode tomar o valor unitário se forem verificadas as condições previstas no § 6.2(1) do EC1. Não verificadas estas condições, é necessário proceder ao cálculo do coeficiente estrutural através da formulação prevista no § 6.3.1 do EC1.

<sup>4</sup> § 7.2.2 do EC1.

<sup>5</sup> Ver equação 7.3 do EC1 Parte 1.4.

#### 2.2.2.4 Procedimentos de cálculo

De forma sucinta, temos os seguintes cálculos necessários à elaboração da avaliação da ação do vento:

- 1º Valor básico e valor de referência da velocidade do vento;
- 2º Coeficiente de orografia e do coeficiente de rugosidade;
- 3º Valor médio da velocidade do vento;
- 4º Intensidade de turbulência;
- 5º Pressão dinâmica de pico;
- 6º Coeficientes de pressão exterior;
- 7º Coeficientes de pressão interior;
- 8º Análise da ação do vento por coeficientes de pressão.

O EC1, à semelhança do RSA preconiza duas metodologias para análise da ação do vento, a análise por coeficientes de força e análise por coeficientes de pressão.

#### 2.2.3 Análise comparativa entre legislações

A metodologia de cálculo é muito semelhante entre a legislação europeia e a legislação portuguesa. Contudo, refira-se que existem algumas diferenças no que diz respeito aos valores característicos da velocidade do vento: na legislação europeia referem-se ao quantilho 0,98 da distribuição de probabilidade dos valores máximos anuais, ao passo que os valores característicos adotados pelo RSA se referem ao quantilho 0,95.

Relativamente à velocidade média do vento, a regulamentação europeia apresenta valores inferiores aos da regulamentação nacional para a zona A para uma rugosidade semelhante (figura 2.5).

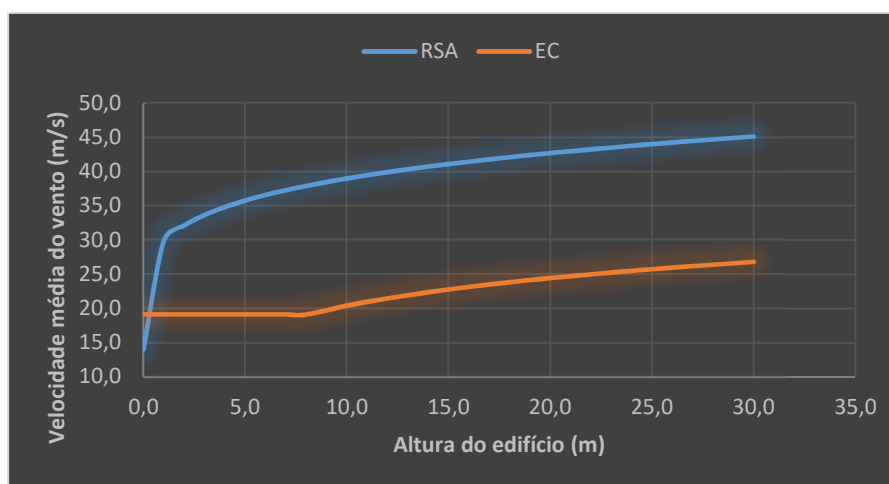


Figura 2-5 – Comparação da velocidade média do vento entre EC e RSA/REBAP.

No que concerne às categorias de rugosidade do terreno, a legislação europeia apresenta maior nível de detalhe que o RSA, contando com mais três categorias de terreno que as previstas na legislação portuguesa. O RSA, dada a “imprecisão da definição de velocidades do vento na vizinhança imediata no solo”, considera como alturas mínimas 10 e 15 metros, para as rugosidades de tipo I e II, respetivamente. O EC1 preconiza o fator de exposição para alturas inferiores e superiores às acima referidas e para as cinco classes de rugosidade do terreno.

O EC1 introduz duas variáveis adicionais ao cálculo da pressão dinâmica do vento, são elas o coeficiente de sazão que contempla a variação do vento em função da estação do ano e o coeficiente direcional que contabiliza a variação da direção do vento. Dado que o Anexo Nacional do EC1 recomenda valores unitários para os dois coeficientes referidos, os mesmos não trazem alterações ao cálculo da pressão dinâmica do vento.

## 2.3 Ação do Sismo

Define-se a ação sísmica como um fenómeno vibratório dinâmico que ocorre na crosta terrestre, transmitindo grandes e repentinas quantidades de energia através de ondas sísmicas. Variando a grandeza e/ou direção da ação dinâmica no tempo, os deslocamentos e esforços nos edifícios também variam no tempo, denominando-se por resposta à ação dinâmica, ou no caso mais específico, resposta à ação sísmica.

Os sismos são, na sua grande maioria, gerados através da movimentação de placas tectónicas na litosfera, podendo também ser originados a partir de atividade vulcânica ou mesmo através da movimentação de gases no interior da Terra. Grande parte dos epicentros registados à escala mundial localizam-se precisamente nas zonas de fronteira entre placas, como indica a figura 2.6.

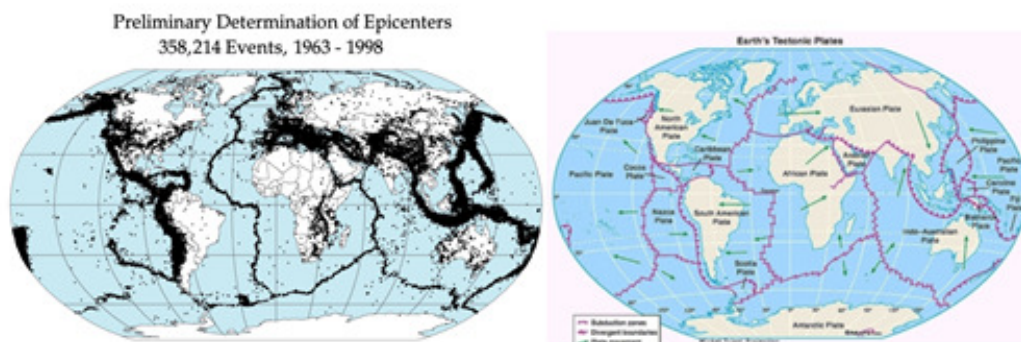


Figura 2-6 – Localização de epicentros no globo (esquerda) e localização de fronteiras tectónicas (direita).

### 2.3.1 Sismicidade em Portugal

Portugal, devido à sua proximidade da fronteira entre a placa euroasiática e a placa africana, tem sofrido ao longo dos tempos, vários sismos de proporções consideráveis, do qual se destaca o grande sismo de Lisboa de 1755 seguido de um maremoto, que hoje se estima ter tido uma magnitude entre 8,5 a 9,5 vitimando entre 10 000 a 90 000 pessoas. O grande terramoto de Lisboa, de acordo com United States Geological Survey, foi o 14º mais mortífero do mundo<sup>6</sup>.

Atualmente, a atividade sísmica é monitorizada pelo departamento de Sismologia do Instituto de Meteorologia, através de 27 postos de monitorização em Portugal Continental, 5 postos na Madeira e 22 nos Açores, perfazendo uma rede total de 54 postos de monitorização.

### 2.3.2 Evolução da legislação de projeto antissísmico

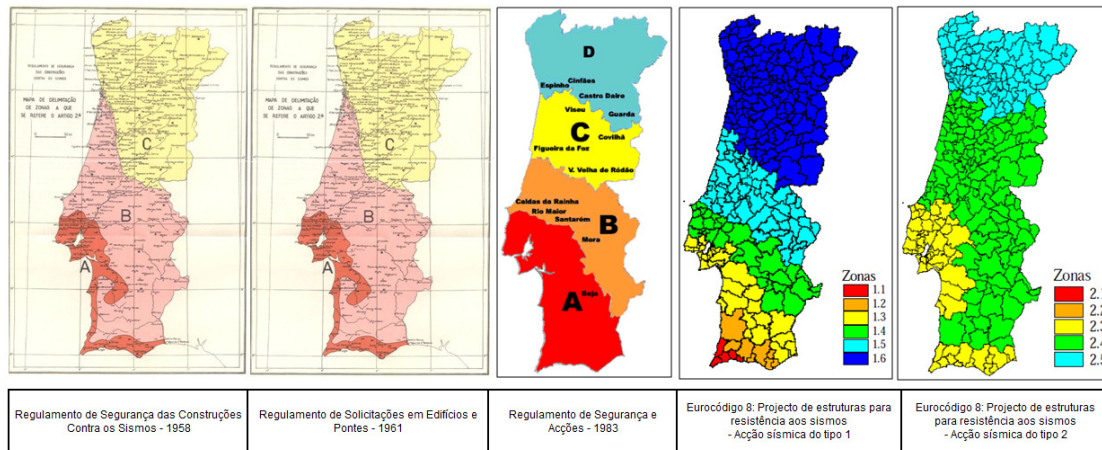
Na sequência do grande sismo de 1755, deram-se os primeiros passos em matéria de legislação antissísmica, sendo esta aplicada na reconstrução de Lisboa no século XVIII, mas posteriormente abandonada durante o século XX, o que se traduziu em construções com fraca resistência face à ação sísmica.

Em 1958, através do decreto-lei n.º 41658 foi aprovado o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS) que só preconizava um tipo de terreno de fundação. Posteriormente em 1961, este diploma foi revogado através do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), que indicava dois tipos de terreno de fundação consoante a zonamento indicado na figura [2.7]. Em 1983, o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes foi revogado pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

O RSA, comparativamente aos anteriores diplomas, preconiza um zonamento do território mais detalhado e introduziu um maior rigor na caracterização geológica do terreno de fundação passando de dois para três tipos de terreno de fundação. Relativamente ao método de análise, enquanto o RSCCS e o RSEP apresentavam, como método de análise, as forças estáticas equivalentes, o RSA veio introduzir métodos de análise dinâmica, remetendo o método das forças estáticas equivalentes apenas para análise de edifícios regulares, quer em planta quer em altura. Este regulamento está vigente até à data e regula os diferentes tipos de ações e combinações a ter em conta no projeto estrutural de betão armado.

---

<sup>6</sup> ([https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista\\_de\\_sismos](https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista_de_sismos), visitado em 7 de Fevereiro de 2016)



**Figura 2-7** – Evolução do mapeamento sísmico em Portugal Continental ao longo das legislações portuguesas e europeia

Na década de 90, foi criado o Comité Europeu de Normalização (CEN), com o objetivo de elaborar os Eurocódigos e convertê-los em normas europeias provisórias e, posteriormente em 1999, converter os referidos Eurocódigos em normas europeias definitivas. Em Portugal, havendo a necessidade de tradução dos Eurocódigos e criação de documentos de adaptação dos Eurocódigos à realidade nacional (DNA - Documento nacional de aplicação), foi criada em 1992, a Comissão Técnica de Normalização CT115, comissão esta a cargo do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

### 2.3.3 Legislação Portuguesa

A verificação de segurança de estruturas pela legislação portuguesa é feita em relação a estados limite últimos, associados a coeficientes de segurança, quer para as ações e para os materiais.

#### 2.3.3.1 Classes de importância dos edifícios

A legislação portuguesa, mais propriamente o REBAP não faz distinção entre os vários tipos de edifícios. Contudo, considera uma redução de 30% no coeficiente de comportamento<sup>7</sup> para edifícios cuja integridade e operacionalidade, em caso de evento sísmico, seja de importância vital para a proteção civil. O RSA não dá qualquer referência quanto à limitação de danos, apresentando a ação do sismo como uma ação variável.

<sup>7</sup> Consultar § 33.4 do REBAP.

### **2.3.3.2 Zonamento do território**

A definição da ação sísmica depende fundamentalmente de dois fatores, nomeadamente, o zonamento do território e do solo de fundação. No que concerne ao zonamento do território português, este é dividido em quatro zonas com as diversas acelerações do solo associadas a uma maior ou menor intensidade da ação sísmica.

O epicentro do sismo, também denominado de fonte sismogénica, pode originar dois tipos de sismos: interplaca ou intraplaca. Os sismos interplacas ou sismos afastados ocorrem em zonas de fronteira entre placas tectónicas e constituem 95% da sismicidade tectónica global. Os sismos intraplaca ou sismos próximos ocorrem no interior de placas tectónicas e devem-se à libertação de tensões localizadas ou abatimentos em antigas falhas tectónicas, figura 7.2 do anexo B.

Associados ao referido zonamento, são definidos os valores do coeficiente de sismicidade. Tais valores encontram-se na tabela 7.4 do anexo B.

### **2.3.3.3 Classificação dos solos de fundação**

No artigo 29º do RSA são definidos três tipos de solos de fundação:

- Tipo I – Rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III – Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

O RSA associa uma determinada aceleração do solo ao tipo de ação sísmica considerada, ou seja, para uma dada ação sísmica, seja ela do tipo I ou do tipo II, os valores de aceleração variam com o tipo de terreno em análise.

### **2.3.3.4 Representação da ação sísmica**

O RSA indica que “a ação dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo”. Desta forma a representação da ação sísmica pode ser efetuada através de duas metodologias: forças estáticas equivalentes ou espectros de resposta. Durante o presente trabalho apenas será abordada a metodologia referente aos espectros de resposta, por ser o processo usualmente adotado em projeto em Portugal.

No anexo III do RSA encontram-se os espectros de resposta para a zona A, sendo que para obter os espectros de resposta para as restantes zonas basta multiplicar pelo respetivo coeficiente de sismicidade,  $\alpha$ . Na figura 2.8 apresenta-se o espectro de resposta para a zona A, terreno tipo I.

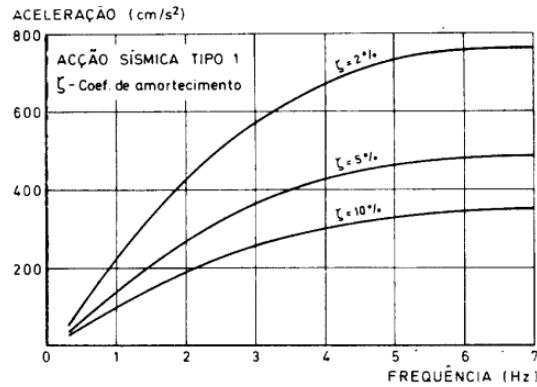


Figura 2-8 – Espectro de resposta para a zona A terreno tipo I [Anexo III do RSA].

Para determinar os efeitos da ação dos sismos, o RSA, no artigo 30º, menciona métodos de análise dinâmica. Contudo, no artigo 30.4 º, é indicado que é possível analisar a estrutura através da aplicação de uma força estática equivalente se forem cumpridas as seguintes condições:

- Não apresentarem, em planta, distribuições desproporcionadas entre a massa e a rigidez;
- Não apresentarem, no seu desenvolvimento em altura, grandes variações de massa ou rigidez;
- Terem uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável;
- Terem os pisos constituídos de forma que possam considerar-se como diafragmas indeformáveis no seu plano.

## 2.3.4 Legislação Europeia

### 2.3.4.1 Filosofia de dimensionamento

A filosofia de dimensionamento do EC8 assenta em três princípios básicos enunciados no § 1.1.1, que pretendem assegurar que em caso de ocorrência de um evento sísmico severo ou moderado, nomeadamente: as vidas humanas são protegidas; os danos são limitados; as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

Para garantir que estes princípios são cumpridos, no § 2.1, são enunciados dois requisitos fundamentais, nomeadamente o requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos, em que o primeiro visa garantir que a estrutura não entra em colapso após a ocorrência de um sismo e o segundo é tido em conta para garantir que, após um evento sísmico, os custos de reparação do edifício sejam inferiores aos da própria construção de raiz. Para atender aos requisitos de não

colapso da estrutura e limitação de danos, são preconizadas no EC8 as ações sísmicas de projeto e de serviço, respetivamente.

A atuação do sismo, dada a sua imprevisibilidade, é tida em conta probabilisticamente através de períodos de retorno, apresentando-se a ação sísmica de serviço um período de retorno menor que a ação de projeto.

Dado que o objeto desta dissertação é entender a implicação da nova legislação no dimensionamento de um edifício de betão armado de médio porte, apenas são abordadas as secções correspondentes a estruturas da mesma natureza.

O EC8 preconiza seis princípios orientadores para a conceção de estruturas com boa resposta à ação sísmica, sendo eles: simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância da estrutura; resistência e rigidez nas duas direções; resistência e rigidez à torção; ação de diafragma ao nível dos pisos; fundação adequada.

#### **2.3.4.2 Classes de importância dos edifícios**

Os Eurocódigos estruturais têm como conceito fundamental não só uma filosofia de segurança, de proteção e salvaguarda de vidas humanas, mas também atribuem muita importância à manutenção da vida útil de edifícios afetados por uma ação sísmica relativamente frequente. Para que após a ocorrência de um sismo a reparação dos danos seja economicamente viável o EC8 introduz o conceito de limitação de danos que consiste na limitação dos deslocamentos laterais da estrutura (Estados Limite de Utilização).

A existência de várias classes de importância prende-se com o facto de se pretender que, no caso de evento sísmico, os edifícios com importância vital para a proteção civil se mantenham operacionais, (ver Tabela 7.5 do anexo B).

O EC8 preconiza diferentes coeficientes de importância,  $\gamma$ , menores para os edifícios de menor importância (ex. edifícios agrícolas, edifícios suscetíveis de causarem menos vítimas) e coeficientes de importância maiores para edifícios de importância vital, como por exemplo hospitais. Para tal existem quatro classes de importância, cada uma associada a um coeficiente de importância (ver Tabela 7.6 do anexo B).

No EC8, os edifícios correntes de habitação têm um coeficiente de importância unitário, correspondendo a um período de retorno de 475 anos.

### **Zonamento do território**

O EC8<sup>8</sup> define a necessidade de considerar dois cenários de evento sísmico: o sismo afastado, maior magnitude e maior distância focal e com epicentro na região atlântica, correspondendo à ação sísmica do tipo 1 e o sismo próximo, de menor magnitude e distância focal reduzida correspondendo à ação sísmica do tipo 2.

Relativamente aos dois tipos de ação sísmica, realce-se que o EC8 utiliza uma nomenclatura contrária ao RSA: o EC8 designa a ação sísmica afastada como tipo 1 e ação sísmica próxima como tipo 2, ao passo que o RSA designa o sismo próximo como tipo 1 e o sismo afastado com tipo 2.

A sismicidade preconizada para cada zona definida no EC8 depende apenas do valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno ( $a_{gR}$ ). O zonamento do território português segundo cada ação sísmica tipo encontra-se na figura 7.3 no anexo B.

#### **2.3.4.3 Classificação dos solos de fundação**

No respeitante à classificação dos solos de fundação, o EC8 classifica-os em sete tipos de terrenos, que vão de A até S2, por ordem decrescente de rigidez. A classificação dos solos é enunciada no § 3.1 do EC8.

Para obter a classificação do tipo de terreno pode recorrer-se ao ensaio Standard Penetration Test (SPT), o mais utilizado em Portugal, ou pela quantificação da velocidade média das ondas de corte como se pode verificar na Tabela 2.8.

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha	>800	-	-
B	Depósito de areia compacta, seixo ou argila muito rija.	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial			
S1	Depósitos constituídos por argilas e siltes moles	<100 (Indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação			

**Tabela 2.3** – Velocidade das ondas de corte e parâmetros geotécnicos segundo legislação europeia.

<sup>8</sup> EC8 NA – 3.2.2.1 (4)

#### 2.3.4.4 Características dos edifícios sismo-resistentes

Os edifícios sismo-resistentes têm por finalidade resistir a sismos de moderada ou elevada intensidade sem que a estrutura entre colapso, pondo em causa a salvaguarda de vidas humanas.

O EC8 preconiza diferentes tipos de análises lineares, conforme a regularidade em planta e em altura. A regularidade em planta e em altura influi no cálculo do coeficiente de comportamento da estrutura e permite fazer uma análise simplificada, como se demonstra na tabela seguinte:

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise elástica linear	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

**Tabela 2.4** – Tipos de análises estruturais de acordo com regularidade em planta e altura.

#### Regularidade em planta

O EC8 estabelece cinco parâmetros para classificar um edifício quanto à sua regularidade em planta. Uma estrutura é regular em planta se verificar todas as seguintes condições:

- A estrutura deverá ser simétrica em relação a dois eixos ortogonais no que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas;
- A configuração em planta deverá ser delimitada por uma linha poligonal convexa. Se houver áreas fora deste contorno, essa mesma área não poderá ser superior a 5% da área total do piso;
- A rigidez ao nível dos pisos deverá ser suficientemente grande quando comparada à rigidez lateral dos elementos verticais para que a deformação do piso tenha efeitos reduzidos na distribuição de forças entre elementos;
- A esbelteza do edifício é limitada a 4, ou seja, a maior dimensão ( $L_{max}$ ) sobre a menor dimensão ( $L_{min}$ ) em planta não pode ser superior a quatro;
- Ao nível de cada piso e para cada direção de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural  $e_o$  e o raio de torção  $r$ , devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direção de cálculo  $y$ :

$$e_{0x} \leq 0,3 \times r_x \quad [2.24]$$

$$r_x \geq l_s \quad [2.25]$$

Em que:

- $e_{0x}$  – distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;
- $r_x$  – raio de torção (raiz quadrada da relação entre os a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y );
- $I_s$  – raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa piso).

### **Regularidade em altura**

Um edifício classificado como regular em altura deve satisfazer todas as seguintes condições:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes.
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
  - No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial<sup>9</sup>, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão, em planta, do nível inferior na direção do recuo;
  - No caso de um único recuo<sup>10</sup> localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;

---

<sup>9</sup> Alínea a) do § 5 do 4.2.3.3 do EC8.

<sup>10</sup> Alínea b) do § 5 do 4.2.3.3 do EC8.

- No caso de recuos não simétricos<sup>11</sup>, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

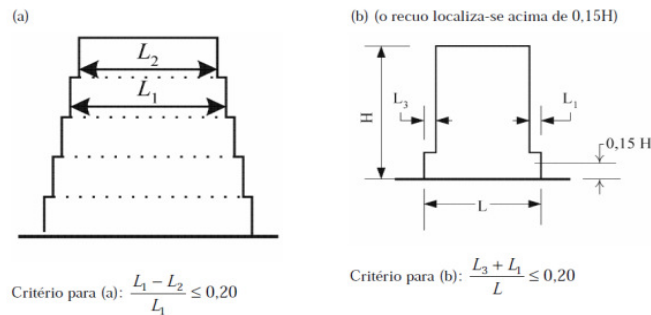


Figura 2-9 – Parâmetro de regularidade em altura.

### Sistemas estruturais

No § 5.2.2 do EC8, os vários tipos de estruturas são classificados de acordo com o seu comportamento quando solicitadas por ações sísmicas horizontais. São definidos os seguintes sistemas: porticado; misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes); de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas); de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado; de pêndulo invertido e torsionalmente flexível.

É referido no § (2) 5.2.2 que à exceção do sistema torsionalmente flexível, um edifício pode apresentar diferentes classificações estruturais nas suas diferentes direções em planta.

Um sistema de paredes pode ser classificado como sendo de grandes dimensões, se na direção horizontal considerada incluir, pelo menos, duas paredes com uma dimensão horizontal ( $d_i$ ) que satisfaça a seguinte condição:

$$d_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \\ \frac{2 \times h_w}{3} \end{array} \right. \quad [2.26]$$

Em que:

- $d_i$  – Dimensão horizontal [m];
- $h_w$  – Altura da parede [m].

<sup>11</sup> Alínea c) do § 5 do 4.2.3.3 do EC8.

Além da condição enunciada anteriormente o EC8 refere que o conjunto de paredes resistam a pelo menos 20% da carga gravítica total na situação projeto sísmico. O EC8 indica<sup>12</sup> que os sistemas porticado, misto, paredes dúcteis e de paredes de grandes dimensões devem possuir uma rigidez de torção mínima que satisfaça a equação [2.27] nas duas direções horizontais.

$$r_x \geq I_s \quad [2.27]$$

Em que:

- $r_x$  – Raio de torção na direção ortogonal  $xx$ ;
- $I_s$  – Raio de giração da massa do piso em planta.

Ou seja, a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $y$  (raio de torção) tem de ser maior ou igual que o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso). O EC8 é omissivo nomeadamente no método de cálculo dos centros de rigidez e dos centros de rotação dos edifícios e também não faz qualquer referência às exigências antissísmicas no caso de edifícios com lajes fungiformes.

### 2.3.4.5 Representação da ação sísmica

A representação da ação sísmica por meio de espectros de resposta é uma representação dos efeitos exercidos sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade. Os espectros de resposta não resultam da medição direta de grandezas ou dos seus registos.

A representação gráfica do valor máximo da resposta de cada um dos osciladores de um grau de liberdade em função da sua frequência própria e do coeficiente de amortecimento constitui o Espectro de Resposta Linear da ação sísmica para a grandeza em análise. [2.2]

O EC8, como já referido, permite fazer a representação da ação sísmica por forças estáticas equivalentes ou por espectros de resposta. Os espectros preconizados no EC8 são:

- Espectro de resposta elástico vertical;
- Espectro de resposta elástico horizontal;

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \\ T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \end{aligned} \quad [2.28]$$

<sup>12</sup> (4)P do 5.2.2.1 Tipos de estrutura – Eurocódigo 8.

- Espectro de resposta de cálculo.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_d(T) &= a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) &= a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.29}$$

Em que:

- $S_e(T)$  – Espectro de resposta elástica horizontal;
- $T$  – Período de vibração de um sistema linear;
- $a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ );
- $a_{gR}$  – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A;
- $T_B$  – Valor limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  – Valor limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  – Valor que define o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  – Coeficiente de solo;
- $\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento;
- $S_d(T)$  – Espectro de cálculo;
- $q$  – Coeficiente de comportamento;
- $\beta$  – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro cálculo horizontal (igual a 0,2).

Os espectros de resposta elásticos permitem a obtenção dos deslocamentos horizontais de uma estrutura solicitada por uma ação sísmica. Conhecido o coeficiente de comportamento obtido através dos esforços gerados pelos espectros de resposta elásticos, procede-se então à modelação e dimensionamento da estrutura com recurso aos espectros de resposta de cálculo.

#### 2.3.4.6 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento tem em conta o comportamento não linear das estruturas nas análises elásticas lineares por espectros de resposta, que são objeto de estudo no presente documento.

De acordo com o EC8, o coeficiente de comportamento reduz as forças obtidas numa análise linear de forma a contabilizar a resposta não linear de uma estrutura, que decorre do comportamento

não linear dos materiais, dos sistemas estruturais e das premissas de projeto adotadas. Este coeficiente resulta do quociente entre a força que é gerada em regime elástico e a força real instalada na estrutura caso esta atinja a cedência.

Um novo conceito associado ao cálculo de estruturas sismo-resistentes baseia-se no conceito de cálculo pela capacidade resistente (“capacity design”), método de cálculo em que alguns elementos estruturais são escolhidos, devidamente dimensionados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações e acelerações transmitidas pelas fundações, enquanto todos os outros elementos estruturais são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia adotado se mantenha.

O EC8 define como dissipativa a estrutura que tem a capacidade de dissipação de energia por meio de comportamento dúctil hysterético<sup>13</sup> e/ou por outros mecanismos.

As zonas dissipativas mencionadas no EC8, também designadas por zonas críticas, caracterizam-se por serem as partes da estrutura onde se encontra principalmente localizada a capacidade dissipativa. Estas zonas são dimensionadas pelo princípio viga fraca - pilar forte, onde se procura garantir que a cedência ocorra na viga.

A legislação europeia tira vantagem do comportamento não linear da estrutura, pois admite-se que a estrutura dissipa energia através de um ou mais ciclos de carregamento, deformando-se, mas sem atingir a rotura. A estrutura ao ser dimensionada para esforços não lineares, torna-se invariavelmente mais económica pois os esforços não lineares são significativamente inferiores aos obtidos através de uma análise linear.

Para ao cálculo do coeficiente de comportamento é necessário primeiramente definir o tipo de sistema estrutural e a classe de ductilidade da estrutura. Os sistemas estruturais são referidos no § 2.2.4.5 e as classes de ductilidade são as que em seguida se apresentam.

### **Classes de ductilidade**

A capacidade da estrutura se deformar significativamente para além do seu limite elástico, sem atingir a rotura designa-se por ductilidade. O EC8 define três classes de ductilidade que se relacionam, como já referido, com a capacidade de dissipar energia e com as condições de comportamento global e local. As três classes de ductilidade preconizadas no EC8 são:

- Classe de ductilidade baixa – DCL (*Ductility Class Low*);

---

<sup>13</sup> Por dissipação hysterética entende-se como dissipação de energia sob a forma de calor.

- Classe de ductilidade média – DCM (*Ductility Class Medium*);
- Classe de ductilidade alta – DCH (*Ductility Class High*).

As estruturas de classe de ductilidade baixa são dimensionadas segundo as normativas do EC2. A classe de ductilidade baixa deverá aplicar-se a estruturas implantadas em zona de probabilidade reduzida de ocorrência de evento sísmico.

A classe de ductilidade média será a classe mais utilizada nos projetos de estruturas em Portugal. O dimensionamento de estruturas com esta classe de ductilidade terá de obedecer às regras do EC2 e às regras de cálculo e pormenorização específicas do EC8.

As estruturas de classe de ductilidade alta são dimensionadas de acordo com complexas regras definidas no EC8.

O presente documento abordará em detalhe apenas o dimensionamento das estruturas de ductilidade média, dado que será o caso mais generalizado no País.

#### **Cálculo do coeficiente de comportamento**

Definido o sistema estrutural, escolhida a classe de ductilidade e regularidade em planta e em altura, procede-se ao cálculo do coeficiente de comportamento de acordo com a seguinte expressão do EC8<sup>14</sup>:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad [2.30]$$

Em que:

- $q_0$  – Valor básico do coeficiente de comportamento. É em função da regularidade em altura e do sistema estrutural, § 5.2.2.1 do EC8;
- $k_w$  – Fator que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

#### **2.3.4.7 Modelação e análise da estrutura**

Conforme referido no § 2.2.4.5 da presente dissertação, o EC8 possibilita efetuar análises lineares, contudo são também preconizadas análises não lineares. De acordo com o § 4.3.3.1 do EC8, os métodos de análise linear baseiam-se na aplicação de forças laterais ou análise modal por espectros de resposta. No que concerne aos métodos de análise não linear, estes poderão ser por análise estática

---

<sup>14</sup> § 5.2.2.2 (1)P do EC8.

não linear ou análise temporal não linear. No âmbito da presente dissertação só será abordada a análise modal por espectros de resposta.

### **Análise modal por espectros de resposta**

Segundo LOPES [15], “A análise dinâmica da estrutura incide sobre um modelo que simula não só a própria estrutura como também as suas massas. (...) Em edifícios, parte significativa das massas situa-se ao nível dos pisos, pois é onde se localizam as lajes, respetivos revestimentos, e onde atuam as sobrecargas. Assim é prática corrente concentrar a totalidade da massa dos edifícios ao nível dos pisos, distribuindo a massa das paredes e pilares entre pisos pelos pisos adjacentes.

Os dados principais dos modelos são a sua geometria, as relações constitutivas dos materiais, as restrições aos deslocamentos e rotações nos apoios, as massas no caso de análises dinâmicas, e as ações”.

### **Modos de vibração necessários**

Deverão ser tidos em linha de conta todos os modos de vibração que contribuam para a resposta global da estrutura. De acordo com § 4.3.3.3.1 do EC8, considera-se satisfeita a participação de todos os modos de vibração se pelo menos uma das seguintes condições se verificar:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total serem considerados.

Caso não seja possível cumprir estas condições o EC8 refere que deverão ser satisfeitas as equações [2.31] e [2.32].

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad [2.31]$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad [2.32]$$

Em que:

- $k$  – Número de modos considerados;
- $n$  – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;
- $T_k$  – Período de vibração do modo  $k$  [s].

### Efeito de torção

É necessário ter em conta os efeitos da torção na análise modal por espectros de resposta, o que obriga à utilização de um modelo espacial. Este surge para ter “em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico” [12]. Para tal, o centro de massa calculado em cada piso deve ser deslocado, para cada direção horizontal, de uma excentricidade acidental (equação [2.33]).

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad [2.33]$$

Em que:

- $e_{ai}$  – excentricidade acidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos [m];
- $L_i$  – dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica [m].

Após o cálculo da excentricidade acidental procede-se ao cálculo do momento tursor de eixo vertical (equação [2.34]).

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad [2.34]$$

Em que:

- $F_i$  – Força horizontal atuando no piso  $i$ , determinada através de § 4.3.3.2.3 do EC8 para todas as direções relevantes [kN];
- $M_{ai}$  – Momento tursor de eixo vertical aplicado no piso  $i$  [kN.m].

### Combinação direcional da ação do sismo

De acordo com a regulamentação europeia, as partes constituintes da ação sísmica no plano horizontal atuam em simultâneo, mas não em pleno. A resposta estrutural é avaliada separadamente combinando as componentes horizontais de acordo com o § 4.3.3.5 do EC8 como se exemplifica na seguinte expressão:

$$\begin{aligned} & E_{Edx} + 0,3 \times E_{Edy}, \quad \text{para a direção x} \\ & 0,3 \times E_{Edx} + E_{Edy}, \quad \text{para a direção y} \end{aligned} \quad [2.35]$$

Em que o “+” significa combinar com.

A componente vertical da ação sísmica é considerada se  $a_{vg}$  (valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical) for superior a  $2,5 \text{ m/s}^2$  e se a estrutura em análise tiver elementos estruturais horizontais com vão igual ou superior a 20 metros e em consola com mais de 5 de metros; elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais; vigas que suportam pilares e estruturas com isolamento de base.

### 2.3.5 Análise comparativa entre legislações

O EC8, de acordo com a geometria em planta e em elevação, preconiza diferentes tipos de análise. Para o caso de edifícios correntes com estrutura regular em planta e em altura, o EC8 possibilita uma análise estática equivalente, semelhante à análise feita segundo o RSA. Tanto o RSA como o EC8 recomendam o método de *Rayleigh* para o cálculo da frequência própria do edifício.

As exigências e requisitos para o dimensionamento ao evento sísmico, são também reforçadas no dimensionamento através do “*capacity design*”, preconizado no EC8, através das disposições construtivas com o intuito de melhorar a ductilidade da estrutura.

O REBAP à semelhança do EC8 indica que para estruturas sujeitas a ações sísmicas, não deverão apresentar variações de rigidez e de massa, especialmente em altura e que as estruturas deverão ser capazes de dissipar energia por deformação não elástica<sup>15</sup>.

Relativamente às classes de ductilidade o EC8 estabelece três classes de ductilidade ao passo que o RSA define apenas duas classes. O RSA não aborda o controlo de deformação lateral ao contrário do EC8 que no § 4.4.3 sugere verificações para limitar deformações laterais da estrutura.

#### 2.3.5.1 Diferenças no zonamento do território

Como se pode verificar na figura 2.10, ao comparar os zonamentos do território no RSA e no EC8, denota-se que o EC8 preconiza dois zonamentos ao invés do RSA que preconiza apenas um. O EC8 propõe zonamentos para ação sísmica próxima e para ação sísmica afastada ao passo que o RSA propõe o zonamento apenas para a ação sísmica afastada.

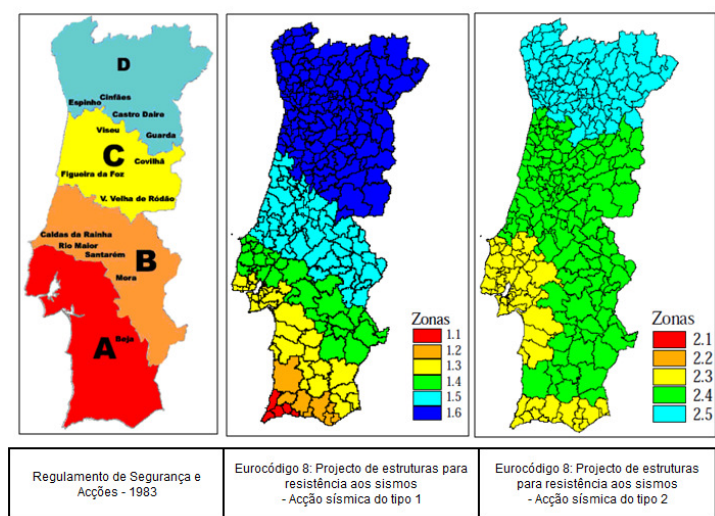


Figura 2-10 – Zonamento do território. Legislação Portuguesa versus Legislação Europeia.

<sup>15</sup> Alíneas d) e) do §10.º do REBAP.

Ao analisarmos a figura 2.10, constata-se que as áreas representadas a vermelho no EC8 (ação sísmica do tipo 1) são significativamente inferiores às representadas pela categoria A no RSA. Com isto verifica-se que o EC8 não é menos gravoso no respeitante à classificação do zonamento do território, apresenta sim uma malha mais refinada no território continental.

Conforme preconizado no EC8<sup>16</sup>, é necessário considerar dois cenários de evento sísmico: o sismo afastado, maior magnitude e maior distância focal e com epicentro na região atlântica, correspondendo à ação sísmica do tipo 1 e o sismo próximo, de menor magnitude e distância focal reduzida correspondendo à ação sísmica do tipo 2.

Relativamente aos dois tipos de ação sísmica, denote-se que o EC8 utiliza uma nomenclatura contrária ao RSA: O EC8 designa a ação sísmica afastada como tipo 1 e ação sísmica próxima como tipo 2, ao passo que o RSA designa o sismo próximo como tipo 1 e o sismo afastado com tipo 2.

### **2.3.5.2 Diferenças na classificação dos solos de fundação**

O EC8, ao considerar sete tipos de solos ao invés dos três tipos de solos considerados no RSA, apresenta-se mais rigoroso que a legislação portuguesa.

De realçar que o RSA não contempla as formações de solos brandos e/ou formações aluvionares preconizadas na categoria E do EC8. Esta inclusão vem colmatar uma lacuna no RSA, uma vez que os solos brandos potenciam a amplificação da ação sísmica, quer pela sua baixa rigidez quer pela diferença de rigidez entre as camadas brandas e o estrato rochoso. O RSA apresenta acelerações espectrais mais baixas para solos mais brandos, o que não se pode considerar correto e que é colmatado no EC8.

O EC8 introduz novos conceitos nomeadamente o reforço sísmico do edificado e o isolamento sísmico de base, assuntos estes não abordados na legislação nacional (RSA).

## **2.4 Combinações de ações**

### **2.4.1 Combinações de acordo com o RSA**

O artigo 9.6 do RSA indica-nos as combinações de ações que devem ser tidas em conta no projeto de estabilidade de uma estrutura. Para tal têm de ser considerados dois Estados Limite: Último e de Utilização.

---

<sup>16</sup> NA-3.2.2.1(4)

Para os Estados Limite Últimos o artigo 9.6 do RSA indica três combinações fundamentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk}] \quad [2.36]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \times S_{EK} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad [2.37]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad [2.38]$$

Em relação aos Estados Limite Utilização, as combinações a ter em conta deverão ser adaptadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho. Para tal existem três tipos de combinações: a característica, a frequente e a quase-permanente. A principal diferença entre estas combinações é o tipo de coeficiente utilizado ( $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ ).

## 2.4.2 Combinações de acordo com os Eurocódigos

As combinações, para os Estados Limite Último, presentes na regulamentação europeia são muito semelhantes às da regulamentação nacional, com exceção do sismo que é considerado, nos Eurocódigos, como uma ação de acidente (equações 2.39 a 2.41).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad [2.39]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.40]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.41]$$

No que concerne aos Estados Limite de Utilização as combinações de ações a utilizar num projeto devem ser adaptadas tendo em conta a utilização da respetiva estrutura. Para tal, o EC2 define três tipos de combinações, nomeadamente:

- Combinação característica de ações utilizada para estados limites irreversíveis:

$$E_d = E\{\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad [2.42]$$

- Combinação frequente de ações para estados limites reversíveis:

$$E_d = E\{\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad [2.43]$$

- Combinação quase permanente de ações, utilizada para contabilização dos efeitos a longo e manutenção do bom aspeto visual da estrutura:

$$E_d = E\{\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad [2.44]$$

## **3 Dimensionamento de estruturas de betão armado**

### **3.1 Introdução**

Neste capítulo serão apresentadas as regras de dimensionamento para estruturas de betão armado, designadamente as especificadas pelo REBAP (referente à legislação portuguesa) e pelos EC2 e EC8 (referentes à legislação europeia).

Relativamente à legislação portuguesa, o REBAP é composto por 176 artigos, divididos por 14 capítulos. De uma forma sucinta, neste regulamento são descritas as características mecânicas dos materiais constituintes das estruturas, são abordados os estados limites a considerar e verificar, são definidas as disposições de projeto e disposições construtivas e por fim, são enunciadas as regras de boa execução dos trabalhos e respetivas garantias de qualidade.

Os Estados Limite preconizados no REBAP são os estados limite último e de utilização, havendo a considerar, de entre estes, o estado limite de fendilhação e o estado limite de deformação.

No que concerne à legislação europeia, o Eurocódigo 2 tem vindo a ser utilizado a nível europeu e veio introduzir algumas alterações relativamente ao regulamento nacional anteriormente utilizado (REBAP). Tal como o REBAP, o Eurocódigo 2 - parte 1-1 apresenta um conteúdo de dimensionamento de estruturas de betão armado, pelo que serão abordadas no presente capítulo regras gerais dos elementos constituintes de um edifício.

Segundo o EC2, são vários parâmetros a verificar aquando da execução de uma construção, nomeadamente: a segurança de pessoas e bens; a qualidade de funcionamento e conforto; o tempo de vida útil da estrutura; a manutenção; a economia e a estética.

O EC8 está dividido em seis partes, sendo que no âmbito desta dissertação será abordada apenas a parte um, que se refere às regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

### **3.2 Estado Limite Último**

Os estados limite últimos visam verificar a segurança implícita à estrutura, ou seja, danos possíveis de ocorrer como a perda de resistência ou derrubamento de elementos ou da própria

estrutura. Incluída nos estados limite últimos está também a perda de rigidez entre os elementos estruturais perante a ação de sismos e ainda a cedência de elementos devido à ação do fogo.

A verificação de segurança deste estado limite é garantida com a seguinte condição:  $S_d < R_d$  sendo  $S_d$  e  $R_d$  correspondentes aos valores de cálculo da ação e da resistência, respetivamente.

## 3.2.1 Lajes

### 3.2.1.1 Legislação portuguesa

O REBAP define uma laje como um elemento laminar plano com flexão transversal ao plano de ação das solicitações e em que a largura exceda cinco vezes a sua espessura.

Embora as lajes possam ser maciças ou aligeiradas, vigadas ou fungiformes, no âmbito da presente dissertação serão abordadas apenas as lajes maciças vigadas. No caso prático serão utilizadas lajes maciças vigadas, armadas numa e em ambas direções dado que este tipo de laje é mais adequado para estruturas localizadas em zonamentos sísmicos de risco moderado a elevado.

Para efetuar o dimensionamento à flexão simples, composta ou desviada, o REBAP refere que o dimensionamento deve ser efetuado considerando que o betão não resiste à tração e que as secções se mantêm planas na deformação; a extensão máxima do betão é limitada a  $3,5 \times 10^{-3}$  e a extensão máxima de alongamento das armaduras é limitada a  $10 \times 10^{-3}$ .

Após o dimensionamento da secção é necessário verificar que tipo de rotura a secção irá possuir dado que existem dois tipos de rotura: frágil e dúctil.

A rotura frágil é um tipo de rotura que acontece sem aviso prévio, ou seja, não se verificam deformações significativas nos elementos estruturais passíveis de serem detetadas pelos utilizadores da estrutura.

No que concerne à rotura dúctil, esta é uma rotura que acontece com aviso prévio, ocorrendo deformações nos elementos estruturais permitindo o utilizador aperceber-se das mesmas. Para ter o tipo de rotura em conta no dimensionamento é necessário controlar a posição da linha neutra,  $x$ , e a altura útil da secção transversal do elemento em causa,  $d$ . Efetuando a razão entre  $x$  e  $d$  obtém-se o  $k$ , sendo que para se obter uma rotura dúctil este deve ser preferencialmente menor que 0,5, resultando uma rotura frágil para valores superiores.

### Armaduras mínimas e máximas

A armadura mínima longitudinal das lajes é a indicada no artigo 104º do REBAP, que remete para o artigo 90º do mesmo. Como tal temos a seguinte equação:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times b_t \times d \quad [3.1]$$

Em que:

- $A_{s,min}$  – Área da secção da armadura [cm<sup>2</sup>];
- $b_t$  – Largura média da zona tracionada da secção; no caso de vigas com banzo de compressão e em que a linha neutra se situa no banzo, a largura deste é tida em conta [m];
- $\rho_{min}$  – Percentagem de armadura mínima (tabela 7.7 do Anexo C);
- $d$  – Altura útil da secção [m].

O artigo 90.2 indica que a percentagem de armadura máxima é dada pela seguinte equação:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad [3.2]$$

Em que:

- $A_c$  – Área da secção transversal da viga de betão armado [cm<sup>2</sup>].

### Armaduras de cálculo

#### **Esforço de flexão**

O dimensionamento da secção transversal da laje é efetuado com base nas hipóteses de cálculo enunciadas anteriormente, pelo que pode ser efetuado tendo em conta as seguintes equações:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad [3.3]$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,056 \times \mu}}{1,028} \quad [3.4]$$

$$A_{s1} = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \quad [3.5]$$

Em que:

- $\mu$  – Momento fletor reduzido;
- $M_{sd}$  – Momento fletor atuante [kN.m];
- $b$  – Largura da zona tracionada, considera-se 1 metro [m];
- $d$  – Altura útil da viga [m];

- $f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [kPa];
- $\omega$  – Taxa mecânica de armadura;
- $A_{s1}$  – Área de armadura tracionada [m<sup>2</sup>];
- $f_{syd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [kPa].

### Esforço transversal

Relativamente ao esforço transversal o REBAP enuncia que, para elementos dimensionados à flexão simples ou composta, o cálculo do esforço transversal resistente é efetuado pela seguinte equação:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad [3.6]$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \quad [3.7]$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad [3.8]$$

Como se trata de uma laje, e na maioria das situações estas não são dimensionadas ao esforço transversal implica que o esforço transversal resistente seja igual ao esforço transversal resistente do betão.

#### 3.2.1.2 Legislação europeia

O dimensionamento à flexão de lajes vigadas pela legislação europeia é semelhante ao preconizado na legislação portuguesa como a seguir se demonstra.

#### Armaduras mínimas e máximas para lajes maciças

$$A_{s,min} = \text{máx} \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases} \quad [3.9]$$

Em que:

- $b_t$  – Largura média da zona tracionada [m];
- $f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [kPa].

Para a armadura longitudinal máxima o EC2 enuncia que esta não deverá ser superior a 4% da área da secção transversal da laje.

### Armaduras de cálculo

#### **Esforço de flexão**

O dimensionamento das lajes à flexão pela legislação europeia é semelhante ao dimensionamento preconizado na legislação nacional, variando apenas as características dos materiais e relações constitutivas do betão. A formulação é apresentada no § 3.2.1.1 da presente dissertação.

#### **Esforço transversal**

Para a verificação do esforço transversal pelo EC2, é necessário proceder à definição do valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal ( $V_{Rd,c}$ ), do valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência ( $V_{Rd,s}$ ) e do valor de cálculo do esforço transversal máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas ( $V_{Rd,max}$ ).

O EC2 (equação 6.1) indica que a resistência ao esforço transversal de um elemento com armadura de esforço transversal é igual a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad [3.10]$$

Em que:

- $V_{Rd}$  - Esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal [kN];
- $V_{Rd,s}$  - Valor de cálculo de esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência [kN];
- $V_{ccd}$  - Componente de esforço transversal da força de compressão, no caso de um banzo comprimido inclinado [kN];
- $V_{td}$  - Componente de esforço transversal da força na armadura de tração, no caso de um banzo tracionado inclinado [kN].

O valor de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal é determinado segundo a seguinte equação:

$$V_{Rd,c} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \\ (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{array} \right\} \times b_w \times d \quad [3.11]$$

Em que:

- $f_{ck}$  - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  com  $d$  [mm];
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$ ;
- $A_{sl}$  – Área da armadura de tração prolongada de um comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$  para além da secção considerada [m<sup>2</sup>];
- $b_w$  – Menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd}$ ;
- $N_{Ed}$  – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço [em N] ( $N_{ed} > 0$  para compressão). Em  $N_{ed}$ , a influência das deformações impostas poderá ser ignorada;
- $A_c$  – Área da secção transversal de betão [mm<sup>2</sup>].

Nos casos em que não se verifica a necessidade de armadura de esforço transverso, o EC2 indica que a armadura mínima de esforço transverso deverá ser calculada de acordo com o § 9.2.2. A armadura de esforço transverso deverá formar um ângulo entre 45° e 90° com o eixo longitudinal do elemento estrutural. A armadura transversal pode ser constituída por varões inclinados e estribos que podem ou não envolver a armadura longitudinal de tração ou de compressão. Pelo menos metade da armadura de esforço transverso deve ser constituída por estribos ( $\beta_3=0,5$  no § 9.2.2 do EC2).

### Verificação da resistência ao punçoamento

A teoria do punçoamento para a legislação europeia é similar à da legislação portuguesa pelo que não será novamente abordada, sendo que difere o método de cálculo.

Para que não ocorra rotura por punçoamento torna-se necessário garantir que as seguintes equações sejam verificadas:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad [3.12]$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad [3.13]$$

Em que:

- $V_{Ed}$  – Esforço transverso atuante [kN];
- $V_{Rd,max}$  – Resistência máxima ao punçoamento [kN];

$$V_{Rd,max} = V_{min} \times \frac{f_{ctd}}{2} \quad [3.14]$$

- $V_{Rd,c}$  – Resistência ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento [kN].

A resistência da laje sem armadura de punçoamento é dada por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp} \quad [3.15]$$

Em que:

- $C_{Rd,c}$  – Coeficiente considerado igual a  $0,18/\gamma_c$ ;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  com  $d$  em mm;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02$ ,  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  referem-se às armaduras de tração aderentes nas direções  $y$  e  $z$ , respetivamente;
- $f_{ck}$  – Tensão de compressão característica;
- $k_1$  – Considerado igual a  $0,1$ ;
- $v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$  ;
- $\sigma_{cp}$  – Tensão média das duas direções ortogonais [MPa];

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad [3.16]$$

Em que:

- $\sigma_{cy}$  e  $\sigma_{cz}$  – Tensões normais no betão na secção crítica nas direções  $y$  e  $z$  (positivas se de compressão) [MPa].

A equação [3.35] garante que não ocorre rotura por punçoamento (quer seja necessária armadura ao punçoamento/aumento de capitel ou sem armadura de punçoamento/aumento de capitel), sendo que a equação [3.36] indica se será necessário colocar armadura de punçoamento ou um capitel.

Não se verificando a equação [3.36] existem duas metodologias para garantir a verificação ao punçoamento: colocando capitel (método 1) ou calculando armadura de punçoamento (método 2).

Adotando o método 1 será aumentado a altura útil da laje ( $d$ ) na zona do pilar, sendo que terá de ser aumentado até verificar a equação 2. Adotando o método 2 procede-se ao cálculo da armadura de punçoamento, equação [3.40].

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times v_{Rd,c} + 1,5 \times d \times \frac{A_{sw}}{s_r} \times f_{ywd,ef} \times \frac{1}{u_1 \times d} \times \sin \alpha \quad [3.17]$$

Em que:

- $V_{Rd,cs}$  – Resistência ao punçoamento com armadura de punçoamento (igual ao esforço transversal atuante) [kN];
- $A_{sw/sr}$  – Área da armadura de punçoamento [m<sup>2</sup>];
- $f_{ywd,ef}$  – Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida pela equação [3.41] [MPa];

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \times d \leq f_{ywd} \quad [3.18]$$

- $f_{ywd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal [MPa];
- $\alpha$  – Ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

## 3.2.2 Vigas

### 3.2.2.1 Legislação portuguesa

#### Armaduras mínimas e máximas

O procedimento de cálculo da armadura mínima e máxima longitudinal das vigas é idêntico ao descrito para as lajes.

#### Armaduras de cálculo

No que concerne ao cálculo das armaduras longitudinais, o procedimento de cálculo é semelhante ao das lajes, sendo que o  $b_w$  a utilizar será a largura da viga em vez de 1 m.

O dimensionamento ao esforço transversal é baseado na treliça de Mörch, utilizando armaduras transversais nas almas das vigas (designadas por estribos), sendo usualmente verticais, ou seja, efetuando um ângulo de 90° com a horizontal. Estas armaduras surgem com o propósito de impedir a rotura por esforço transversal, aumentando a capacidade resistente do elemento estrutural. Sendo que a rotura por este esforço é uma rotura frágil, ou seja, sem aviso prévio podendo causar a rotura global da estrutura, é recomendado o sobredimensionamento das secções por esforço transversal, garantindo assim que a rotura da secção ocorra por flexão, ou seja, se obtenha uma rotura dúctil.

Para o cálculo do esforço transversal resistente,  $V_{Rd}$ , o REBAP enuncia que este contempla a resistência do betão,  $V_{cd}$ , e a resistência das armaduras transversais,  $V_{wd}$ .

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad [3.19]$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \quad [3.20]$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad [3.21]$$

Em que:

- $\tau_1$  – Ver quadro VI (artigo 53.2º do REBAP);
- $\alpha$  – Ângulo formado pelos estribos com o eixo longitudinal da viga ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ).

O esforço transversal resistente,  $V_{Rd}$ , não pode ser superior a:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 \times b_w \times d \quad [3.22]$$

Em que  $\tau_2$  pode ser consultado no art.º 53.4º do REBAP e na tabela 7.8 do Anexo C.

### 3.2.2.2 Legislação europeia

O dimensionamento das vigas pela legislação europeia é semelhante ao preconizado na legislação portuguesa como a seguir se demonstra.

#### Armaduras mínimas e máximas

O método de cálculo das armaduras longitudinais mínimas e máximas das vigas é idêntico ao preconizado para as lajes, abordado no capítulo 3.2.1.1 da presente dissertação, deste modo não é novamente abordado.

No que concerne à armadura transversal mínima é dada pela seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \sin \alpha \quad [3.23]$$

Em que:

- $\rho_{w,\min}$  – Taxa mínima de armadura de esforço;

$$\rho_{w,\min} = (0,09\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad [3.24]$$

- $A_{sw}$  – Área das armaduras de esforço transversal no comprimento  $s$  [cm<sup>2</sup>];
- $s$  – Espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento [m];
- $b_w$  – Largura da alma do elemento [m];
- $\alpha$  – Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal [º].

### Armaduras de cálculo

Para dimensionamento de uma viga, em geral, esta terá de ser dimensionada para a flexão simples e para o esforço transverso.

No que concerne à flexão simples o procedimento é efetuado com base nas hipóteses enunciadas anteriormente para as lajes, pelo que não será novamente abordado.

No que respeita ao dimensionamento para o esforço transverso é necessário calcular o esforço transverso resistente ( $V_{Rd}$ ) para os elementos em que é requerida armadura transversal ( $V_{Rd,s}$ ).

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \\ V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \\ V_{Rd,max} &= \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{aligned} \quad [3.25]$$

Em que:

- $v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ , com  $f_{ck}$  em MPa;
- $\alpha_{cw} = 1$  para estruturas não pré-esforçadas;
- $z = 0,9d$  [m].

Quando se analisa uma determinada seção à flexão simples, tem-se em conta as seguintes hipóteses:

- Hipótese de Bernoulli (seções planas mantêm-se planas na deformação);
- A deformação máxima de encurtamento no betão é de 3,5‰;
- A deformação máxima de alongamento das armaduras é de 10‰;
- O betão não resiste à tração, ou seja,  $\sigma_c = 0$  e  $\epsilon_c > 0$ .

Com base nestas hipóteses são definidas 5 zonas de rotura de uma seção conforme se verifica na figura 7.4 do Anexo C.

## 3.2.3 Pilares

### 3.2.3.1 Legislação portuguesa

#### Armaduras mínimas e máximas

No artigo 121.1º do REBAP é indicado que o cálculo da armadura mínima longitudinal segue a equação [3.15], com a exceção da percentagem de armadura mínima ( $\rho_{min}$ ), que se apresenta na tabela 7.9 do Anexo C.

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times b_t \times d \quad [3.26]$$

Em que:

- $A_{s,min}$  – Área da secção da armadura [ $cm^2$ ];
- $b_t$  – Largura média da zona tracionada da secção; no caso de vigas com banzo de compressão e em que a linha neutra se situa no banzo, a largura deste é tida em conta [m];
- $\rho_{min}$  – Percentagem de armadura mínima (tabela 7.9 do Anexo C);
- $d$  – Altura útil da secção [m].

O artigo 121.2º do REBAP indica que a armadura máxima longitudinal é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$A_{s,máx} = 0,08 \times A_c \quad [3.27]$$

Em que:

- $A_{s,max}$  – Área da secção da armadura [ $cm^2$ ];
- $A_c$  – Área da secção do pilar [ $cm^2$ ].

### Armaduras de cálculo

Para efetuar um correto dimensionamento dos pilares é necessário dimensioná-los à flexão (seja ela desviada composta ou flexão composta em cada direção ortogonal com uma verificação suplementar) e ao esforço transverso. As hipóteses de cálculo para ambos os esforços já foram enunciadas pelo que não serão referidas novamente.

O dimensionamento dos pilares à flexão desviada composta ou flexão composta pode ser efetuado com recurso a tabelas ou por meio analítico. No presente trabalho será efetuado o dimensionamento para à flexão composta para cada direção ortogonal com a verificação suplementar recorrendo ao meio analítico, ver equações [3.21] a [3.25].

$$\omega_{total} = \begin{cases} \frac{\mu}{\lambda+v}, & v \geq 0 \\ \frac{\mu+0,5 \times v \times (1+v)}{\lambda}, & 0 > v \geq -0,45 \\ \frac{\mu+0,5 \times v \times (1+v)}{\lambda \times \beta}, & -0,45 > v \geq -0,7 \\ \frac{\mu+0,35 \times v \times (1+v)}{0,9 \times \lambda}, & v > -0,7 \end{cases} \quad [3.28]$$

Em que:

- $\mu$  – Momento fletor reduzido;
- $\lambda$  – Fator dado pela equação [3.22];

- $\omega_{total}$  – Taxa mecânica de armadura total;
- $v$  – Esforço normal reduzido, dado pela equação [3.23];
- $\beta$  – Fator dado pela equação [3.24];

$$\lambda = \frac{0,5h-a}{h} \quad [3.29]$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \times h \times f_{cd}} \quad [3.30]$$

$$\beta = 1,5 \times v^2 + 2,4 \times v + 1,8 \quad [3.31]$$

Em que:

- $h$  – Altura da secção transversal do pilar [m];
- $N_{Ed}$  – Esforço normal do pilar [kN];
- $a$  – Fator dado pela equação [3.25].

$$a = h - d \quad [3.32]$$

Após o cálculo da taxa mecânica de armadura,  $\omega$ , procede-se ao cálculo da armadura de acordo com a equação 3.5 do capítulo 3.2.1.1. É de salientar que o  $b$  e  $h$  a utilizar nesta equação refere-se às dimensões do pilar.

Após o dimensionamento da secção transversal é necessário verificar a interação entre os dois momentos fletores, como indicado na equação [3.26].

$$\left( \frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xo}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yo}} \right)^\alpha = 1 \quad [3.33]$$

Em que:

- $M_{Rd,x}$ ,  $M_{Rd,y}$  – Componentes, segundo dois eixos ortogonais  $x$  e  $y$  da secção, do momento resistente de cálculo em flexão desviada, composta com um esforço normal resistente de cálculo  $N_{Rd}$ ;
- $M_{Rd,xo}$ ,  $M_{Rd,yo}$  – Momento resistente de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão não desviada, composta com o mesmo esforço normal resistente de cálculo  $N_{RD}$ ;
- $\alpha$  – Expoente cujo valor depende de vários fatores, nomeadamente do valor do esforço normal, da forma da secção e da percentagem de armadura; no caso de secções retangulares com armaduras iguais nas quatro faces, poder-se-á tomar 1,2; em qualquer caso, será do lado da segurança tomar o valor unitário.

No dimensionamento dos pilares é necessário considerar uma excentricidade, que resulta do facto de durante a fase de construção os elementos não ficam perfeitamente verticais, existindo uma ligeira inclinação. A esta inclinação é denominada de excentricidade resultante das imperfeições geométricas ( $e_a$ ). Esta excentricidade pode ser obtida tendo em conta a seguinte equação:

$$e_a = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_0}{300} \\ 0,02 \end{array} \right. \quad [3.34]$$

Em que:

- $l_0$  – Representa o comprimento efetivo de encurvadura, em metros (artigo 59.1º do REBAP).

Pelo facto de os pilares serem elementos verticais, estarem comprimidos e existirem as imperfeições geométricas ocorrem efeitos, denominados de efeitos de 2ª ordem, nos quais existe um acréscimo do momento fletor de dimensionamento provocado pelo esforço normal atuante e pela respetiva imperfeição geométrica (figura 7.5 do anexo C). A excentricidade de 2ª ordem ( $e_2$ ) pode ser calculada tendo em conta a seguinte equação:

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} \quad [3.35]$$

Em que:

- $1/r$  – Curvatura do pilar na respetiva secção (equação [3.29]);
- $l_0$  – Representa o comprimento efetivo de encurvadura [m].

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \quad [3.36]$$

Em que:

- $h$  – Representa a altura da secção no plano de encurvadura considerado;
- $\eta$  – Coeficiente dado pela expressão [3.30].

$$\eta = \frac{0,4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}} \leq 1 \quad [3.37]$$

O momento fletor, independentemente da direção ortogonal considerada, para qual o pilar deverá ser dimensionado deve ser calculado tendo em conta a seguinte equação:

$$M_{Sd,dim} = M_{Sd,cal} + N_{Sd} \times (e_a + e_2) \quad [3.38]$$

Em que:

- $M_{Sd,dim}$  – Momento fletor que tem em conta o momento proveniente do cálculo e as respetivas excentricidades adicionais ( $e_a$  e  $e_2$ ) [kN.m];

- $M_{sd,cal}$  – Momento fletor proveniente do cálculo, ou seja, momento fletor calculado com base nas equações de equilíbrio [kN.m];
- $N_{sd}$  – Esforço axial de cálculo [kN];
- $e_a$  – Excentricidade resultante das imperfeições geométricas [m];
- $e_2$  – Excentricidade de segunda ordem [m].

### 3.2.3.2 Legislação europeia

Os pilares, segundo o EC8 podem ser classificados com elementos sísmicos primários<sup>17</sup> e elementos sísmicos secundários de acordo com a sua capacidade para resistir à ação sísmica. Os elementos sísmicos secundários, apesar de não resistirem à ação sísmica, devem ser dimensionados e pormenorizados para resistir às cargas gravíticas resultantes da ação sísmica mais gravosa. No cálculo de elementos secundários é necessário contabilizar os efeitos de segunda ordem. A contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral não pode ser superior a 15% da totalidade dos elementos sísmicos primários.

#### Armaduras mínimas e máximas

A armadura mínima longitudinal dos pilares é calculada com base na seguinte equação:

$$A_{s,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \times A_c \end{array} \right. \quad [3.39]$$

Em que:

- $f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras [MPa];
- $N_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço normal de compressão [kN].

No que concerne à armadura máxima longitudinal esta deverá seguir a seguinte equação:

$$A_{s,máx} = \begin{cases} 0,04 \times A_c, & \text{fora das zonas de sobreposição} \\ 0,08 \times A_c, & \text{nas zonas de sobreposição} \end{cases} \quad [3.40]$$

No que concerne ao cálculo da armadura transversal mínima, adota-se a mesma metodologia de cálculo das vigas e lajes.

#### Armaduras de cálculo

---

<sup>17</sup> § 4.2.2 do EC8

Para dimensionar um pilar é necessário dimensioná-lo à flexão desviada composta e ao esforço transversal.

O dimensionamento à flexão desviada composta é efetuado com base nas hipóteses de cálculo referidas anteriormente para as lajes e vigas. Como já referido, o dimensionamento no estudo de caso será efetuado recorrendo ao programa SAP2000, no entanto as equações enunciadas em 3.1.1.3 da presente dissertação poderão ser aplicadas.

No que concerne ao dimensionamento da armadura transversal o procedimento de cálculo é idêntico ao enunciado para as vigas. O valor do ângulo, que o SAP2000 adota, para o método das escoras e tirantes é de 45° para as combinações que envolvam a ação sísmica.

Antes do dimensionamento das armaduras longitudinais é necessário considerar dois efeitos adicionais: imperfeições geométricas e 2ª ordem.

Relativamente às imperfeições geométricas estas resultam do facto de, no dimensionamento, os elementos estruturais serem admitidos verticais, mas quando são construídos apresentarem desvios em relação à vertical, resultando assim, na presença de esforços axiais, num momento adicional ( $M_0$  – momento devido às imperfeições geométricas). Este momento é adicionado ao momento proveniente do equilíbrio da estrutura.

Os esforços de segunda ordem resultam dos deslocamentos horizontais impostos à estrutura que, em conjugação com o esforço axial, provoca um momento adicional, denominado de momento de segunda ordem. No caso particular da estabilidade de um edifício de betão armado, os efeitos de segunda ordem provêm dos deslocamentos entre pisos originados pela ação sísmica, adicionando uma carga adicional aos elementos verticais resistentes. Se os efeitos de segunda ordem provocarem esforços adicionais significativos, o momento fletor proveniente destes esforços tem de entrar no dimensionamento das peças de betão armado.

Os efeitos de segunda ordem devem ser contabilizados no caso em que seja previsível afetarem a estabilidade global do edifício<sup>18</sup> e deverão ser tidos em conta de acordo com a secção 5.8 do EC2. Para tal são preconizados dois métodos distintos: o método baseado na curvatura nominal (§ 5.8.8 do EC2) e o método baseado na rigidez nominal (§ 5.8.7 do EC2). O método baseado na rigidez nominal é indicado para análise de elementos isolados e não isolados, ao passo que o método baseado na curvatura nominal é indicado apenas para elementos isolados. Na presente dissertação será abordado o método baseado na rigidez nominal dos elementos.

---

<sup>18</sup> § 5.1.4 do EC2

Para que os efeitos de segunda ordem sejam desprezados, terão que ser verificados os limites definidos no § 4.4.2.2 do EC8.

No capítulo das restrições geométricas dos pilares é indicado<sup>19</sup> que o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos,  $\theta$ , deverá ser menor que 0,10 e que as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários deverão ser inferiores a um décimo da maior dimensão entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada no pilar.

O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos,  $\theta$ , é definido no § 4.4.2.2 (2) e se o mesmo for superior a 0,10, torna-se necessário considerar efeitos de segunda ordem. Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem quando a seguinte condição é satisfeita para todos os pisos do edifício em análise. De acordo com o § 5.4.3.2.1(3)P do EC8, o esforço axial normalizado nos pilares deve ser limitado a 0,65.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad [3.41]$$

Em que:

- $\theta$  - Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{tot}$  – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação sísmica de projeto [kN];
- $d_r$  – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos<sup>20</sup>, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado [m];
- $V_{tot}$  – Força de corte sísmica total no piso considerado [kN];
- $h$  – Altura entre pisos [m].

---

<sup>19</sup> § 5.4.1.2.2

<sup>20</sup> Calculado de acordo com 4.3.4

### 3.2.4 Paredes e Núcleos

#### 3.2.4.1 Legislação portuguesa

As paredes de betão armado em edifícios de médio porte traduzem-se na criação de maior uniformidade das deformações laterais da estrutura, em altura, e também fazem com que se verifique um decréscimo da deformabilidade global do edifício.

A parede resistente, tal como o pilar, é dimensionada para absorver os esforços provenientes da ação sísmica, combinação mais gravosa, que origina maiores esforços em todo o desenvolvimento em altura da parede.

Dado que as paredes são elementos de secção alongada, estas apresentam uma maior capacidade resistente às ações horizontais essencialmente na maior dimensão em planta. As armaduras verticais são calculadas através da simulação de um pilar fictício, no qual se concentram a maior fatia dos esforços. Os pilares fictícios são simulados nas extremidades da parede em planta.

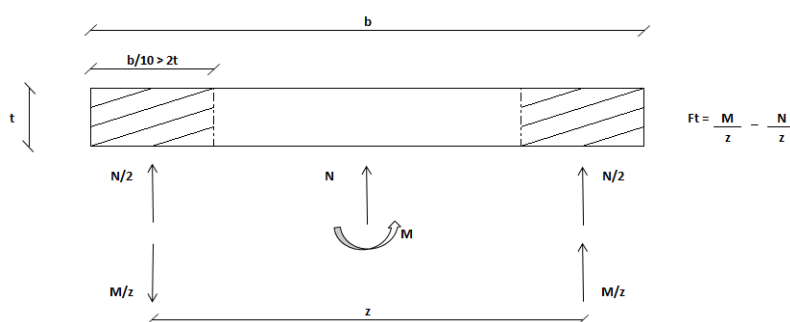


Figura 3-1 – Pilares fictícios nas paredes resistentes.

Os pilares fictícios são dimensionados para resistir ao esforço normal e ao momento segundo a direção com maior inércia. A armadura é dimensionada para resistir à força  $F_t$ , de acordo com a expressão da figura 3.1.

A armadura transversal é calculada de acordo com a mesma metodologia de cálculo dos pilares, pelo que, relativamente ao dimensionamento da armadura transversal, o mesmo é feito com base na resistência das armaduras e do betão. O esforço transversal máximo é adotado para a armadura a colocar em todo o desenvolvimento vertical da parede resistente.

De acordo com o artigo 123º do REBAP, as paredes estruturais têm de respeitar as seguintes restrições geométricas:

$$b > 5 \times e \quad [3.42]$$

Em que:

- b – Largura da parede [m];
- e – Espessura da parede [m].

As paredes têm uma espessura mínima não inferior a 10cm e a sua esbelteza não deve ser maior que 120.

$$\lambda \leq 120 \quad [3.43]$$

Do artigo 59.1º do REBAP verifica-se que:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad [3.44]$$

Em que:

- $l_0$  – Comprimento efetivo de encurvadura na direção considerada [m];
- $i$  – Raio de giração da secção transversal na direção considerada [m<sup>4</sup>].

### Armaduras mínimas e máximas

#### **Armadura vertical mínima e máxima**

O cálculo da armadura mínima é semelhante ao previsto para as lajes, diferindo apenas a percentagem de armadura mínima, que de acordo com o artigo 125.1º, é dado pela tabela 7.10 do anexo C.

Verifica-se no artigo 125.2º do REBAP, que a armadura longitudinal, à semelhança das vigas e das lajes, não pode exceder 4% da secção da parede. O aço deve ser distribuído pelas duas faces da parede com espaçamentos não superiores a 30 centímetros e duas vezes a espessura da parede.

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad [3.45]$$

Em que:

- $A_{s,máx}$  – Área da armadura longitudinal máxima [cm<sup>2</sup>];
- $A_c$  – Área da secção de betão armado [cm<sup>2</sup>].

#### **Armadura horizontal mínima**

De acordo com o artigo 126º do REBAP, as armaduras horizontais ou transversais deverão ser colocadas pelo exterior das armaduras verticais em ambas as faces da parede de modo a que se verifiquem as seguintes equações:

$$A_{sh,min} = \begin{cases} \rho \geq 0,001 \times b \times a & \text{para um A235} \\ \rho \geq 0,005 \times b \times a & \text{para um A400 ou A500} \end{cases} \quad [3.46]$$

Em que:

- $b$  – Espessura da parede [m];
- $a$  – Altura da parede [m].

#### **Armadura de cintagem mínima**

A taxa de armadura longitudinal, caso exceda 2% da secção da parede, terá ser devidamente cintada segundo os mesmos critérios preconizados para os pilares. Os espaçamentos, contudo, devem respeitar as seguintes condições:

$$s = \min \begin{cases} 16\phi \\ 2 \times e \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad [3.47]$$

Em que:

- $s$  – Espaçamento máximo da armadura [cm];
- $\phi$  – Menor diâmetro da armadura vertical [cm];
- $e$  – Espessura da parede [cm].

#### **Armaduras de cálculo**

##### **Armaduras verticais e de cintagem**

Como já referido anteriormente, dado que é feita a simulação de pilares fictícios nas extremidades da parede, o cálculo das armaduras verticais e de cintagem é feito de acordo com o preconizado para o cálculo das armaduras longitudinais e transversais dos pilares, respetivamente, já abordado no § 3.1.1.3 do presente capítulo.

##### **Armaduras horizontais**

Dado que os momentos atuantes são absorvidos pelos pilares fictícios, as armaduras horizontais de cálculo correspondem às armaduras horizontais mínimas previstas no artigo 126º do REBAP.

#### **3.2.4.2 Legislação europeia**

Os princípios de dimensionamento das paredes resistentes e núcleos de betão armado pela legislação europeia são semelhantes aos elencados no ponto 3.2.4.1 para a legislação portuguesa. É feita a simulação de pilares fictícios e a armadura longitudinal, tal como na legislação portuguesa é concentrada junto às extremidades da parede, visto que é nesta zona onde é mais eficiente na resistência à flexão.

O dimensionamento de paredes resistentes dúcteis à flexão e ao esforço transversal são calculados segundo o EC2. O dimensionamento por capacidade real, previsto na legislação europeia, obriga à consideração da resistência da armadura vertical da alma no cálculo da resistência à flexão das paredes.

Segundo APPLETON [3.35], “secções compostas tipo L, U, T, I ou semelhantes devem ser consideradas como secções únicas. Para o cálculo da resistência à flexão, deve considerar-se que a largura eficaz do banzo se estende para cada lado da face da alma no mínimo de:

- Comprimento real do banzo;
- Metade da distância a uma alma adjacente da parede;
- 25% da altura total da parede acima do nível considerado.”

“A zona de encastramento da parede deve ser considerada como zona crítica com altura  $h_{cr}$ , acima da secção de encastramento, calculada da seguinte forma:”

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w \\ \frac{h_w}{6} \end{array} \right. \quad [3.48]$$

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{array} \right. \quad [3.49]$$

Em que:

- $l_w$  – Comprimento da secção da parede [m];
- $h_w$  – Altura total da parede acima da secção de encastramento [m];
- $h_s$  – Altura livre do piso em que se localiza o encastramento da parede [m];
- $n$  – Número de pisos [un].

“Nas zonas críticas é necessário assegurar um valor mínimo do fator de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$ ...” obtido a partir das expressões [3.44] e [3.45] ”...substituindo o valor básico do coeficiente de comportamento, pelo produto de  $q_0$  pelo valor máximo da relação  $M_{ed}/M_{rd}$ , para cada direção ortogonal na base da parede.”

“Esta redução justifica-se pelo facto de as paredes dúcteis serem dimensionadas para desenvolverem a rótula plástica apenas na base, pelo que a relação  $M_{rd}/M_{ed}$ , corresponde à sobrerresistência do elemento.”

“Acima da zona crítica aplicam-se as regras de pormenorização do EC2 relativas a armaduras verticais, horizontais e transversais. Todavia, nas partes das secções em que se verificar uma extensão de compressão  $\epsilon_c > 0,002$ , deverá adotar-se uma taxa mínima de armadura vertical igual a 0,005.”

A alma da parede é responsável por garantir a resistência ao esforço transverso. Para esforços axiais moderados o momento fletor resistente, com a participação da armadura longitudinal, pode ser calculado da seguinte forma:

$$M_{Rd} \approx A_s \cdot f_{yd} \cdot Z + N \cdot \left( \frac{l_w}{2} - \frac{N}{2 \cdot b \cdot f_{cd}} \right) \quad [3.50]$$

Ao modelar uma parede ou núcleo de betão armado o projetista faz com que a rótula plástica se forme na base do respetivo elemento estrutural. Desta forma as maiores deformações ocorrerão na extremidade livre do respetivo elemento, sendo que estas zonas devem ser devidamente confinadas, de modo a garantir que seja utilizada a elevada capacidade de deformação do betão confinado e assegurar a ductilidade em curvatura adequada.

Desta forma as paredes evitam que ocorram mecanismos do tipo piso flexível, visto que uniformizam os deslocamentos em altura. Para que tal aconteça a rótula plástica a se formar na base deve ser uma rótula plástica por flexão e não por esforço transverso, princípio similar ao enunciado nos pilares.

#### **Armaduras mínimas e máximas**

A taxa de armadura mínima longitudinal da alma de acordo com o EC8 é dada pela seguinte equação:

$$\rho_{min} = 0,002 \quad [3.51]$$

A taxa de armadura mínima longitudinal resistente à flexão de acordo com o EC8 é dada pela seguinte equação:

$$\rho_{min} = 0,005 \quad [3.52]$$

A taxa de armadura máxima longitudinal de acordo com o EC8 é dada pela seguinte equação:

$$\rho_{max} = 0,04 \quad [3.53]$$

#### **Armaduras de cálculo**

A formulação da armadura de cálculo à flexão e ao esforço transverso é idêntica às dos pilares pelo que não será novamente indicada, ver 3.2.3.2 da presente dissertação.

A armadura longitudinal deve ser concentrada junto às extremidades da secção da parede, conforme se constata na figura 3.2. O comprimento mínimo destes elementos é:

$$L_c = \max(0,15 l_w; 1,5 b_w) \quad [3.54]$$

Em que:

- $l_w$  – Comprimento da parede em planta [m];
- $b_w$  – Espessura da parede [m].

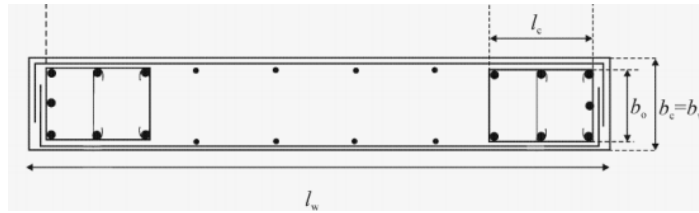


Figura 3-2 – Definição do pilar fictício na extremidade na parede.

O momento resistente não deverá ser substancialmente superior ao momento de dimensionamento, de modo a que o esforço transversal atuante não aumente significativamente face ao esforço obtido na análise estrutural quando é mobilizada a rótula plástica na base da parede.

O § 5.4.3.4.1(2) do EC8 obriga à limitação do esforço axial normalizado nas paredes a 0,40.

## 3.2.5 Fundações

### 3.2.5.1 Legislação portuguesa

De uma forma geral, em estruturas de betão armado, existem zonas em que, pelo fato de a geometria ser diferente ou do tipo de carregamento (principalmente cargas concentradas) o comportamento afasta-se do comportamento da teoria clássica de peça linear (teoria de Bernoulli). As referidas zonas são designadas por zonas D (descontinuidade), em contrapartida as zonas com comportamento de peça linear são denominadas de zonas B (Bernoulli).

As fundações dos elementos verticais dos edifícios de médio porte devem ser interligadas por vigas ou por laje de fundação. Estas interligações permitem reduzir os momentos fletores transmitidos às fundações, garantem uma resposta uniforme ao movimento do solo durante a ocorrência de um sismo evitando assentamentos diferenciais nas fundações.

Nos casos em que a área das sapatas têm, no seu conjunto uma área igual ou superior a 50% da área de implementação do edifício, é usual recorrer à solução de ensoleiramento geral.

Para efetuar o pré-dimensionamento das fundações recorre-se ao método tradicional de tensões admissíveis, por forma a controlar indiretamente a deformação e assentamentos (totais e diferenciais), bem como a segurança à rotura do solo de fundação.

Através da introdução de lintéis de fundação no caso de sapatas isoladas ou de laje de fundação, os momentos que são transmitidos à fundação são reduzidos fazendo que o pré-dimensionamento tenha em conta apenas o esforço axial.

O ensoleiramento geral ou laje de fundação suporta no mínimo o equivalente ao somatório das cargas em todos os pisos do edifício a dividir pela respetiva área de laje. A espessura da laje pode ser constante ou variável sendo mais espessa na ligação aos pilares. Esta espessura deverá ter tal dimensão que permita a verificação dos estados limites de flexão, esforço transversal e de punçoamento.

### **Pré-dimensionamento**

A espessura da laje poderá ser pré-dimensionada de acordo com a seguinte expressão:

$$e_{\text{laje}} = \frac{l}{25 \text{ a } 30} \quad [3.55]$$

Em que:

- $l$  – comprimento do vão [m].

### **Armaduras mínimas e máximas**

De acordo com a legislação portuguesa, a metodologia de cálculo das armaduras de flexão mínimas e máximas para as lajes vigadas, aplica-se de igual forma às lajes fungiformes. As formulações são abordadas no ponto 3.2.1.1 da presente dissertação pelo que não são novamente abordadas.

### **Armaduras de cálculo**

O ensoleiramento geral é modelado como uma laje fungiforme “invertida” sendo que o seu dimensionamento e pormenorização são idênticos ao de uma laje fungiforme. Para modelar uma laje fungiforme recorre-se ao método dos pórticos equivalentes, que consiste na adoção de faixas sobre os pilares (ou denominadas como faixas centrais) e faixas laterais, como ilustrado na figura 7.6 do anexo C.

Após a definição das faixas centrais e laterais, para as duas direções ortogonais, procede-se à distribuição dos momentos pelas respetivas faixas. É necessário ter em consideração que a distribuição dos momentos negativos é diferente da distribuição para os momentos positivos (ver tabela 3.1).

Momentos fletores	Faixa central	Faixa lateral
Positivos	50% a 70%	50% a 30%
Negativos	60% a 80%	40% a 20%

Tabela 3.1 – Faixa para distribuição de momentos.

### 3.2.5.2 Legislação europeia

De acordo com a legislação europeia, a interação entre o terreno, a fundação e a superestrutura deve ser tida em consideração aquando do processo de dimensionamento. Os esforços nos pilares e a distribuição de pressões de contacto nas fundações dependem ambos dos assentamentos diferenciais que possam ocorrer.

Segundo APPLETON [12], “o dimensionamento dos elementos de fundação tais como sapatas, vigas de travamento, vigas de fundação, lajes de fundação, paredes de fundação, maciços de encabeçamento de estacas e estacas, deverá ser realizado de acordo com as seguintes condições:

- Se os esforços de cálculo nos elementos de fundação forem determinados com base no cálculo por capacidade real, o dimensionamento poderá ser realizado de acordo com o EC2, mas deverão utilizar-se aços da classe B ou C. Nestes casos os elementos terão um comportamento em regime elástico;
- Se os esforços de cálculo forem determinados com base na análise estrutural sem consideração do cálculo pela capacidade real, o dimensionamento e a pormenorização dos elementos de fundação deverão ser realizados de acordo com as regras aplicáveis aos elementos da superestrutura para a classe considerada;
- No caso de os esforços de cálculo nos elementos de fundação terem sido determinados adotando-se um valor de coeficiente de comportamento  $q \leq 1,5$ , o dimensionamento destes elementos poderá ser realizado de acordo com o EC2 adotando-se armaduras de aço da classe B ou C.”

Para a presente legislação no caso de estudo também será utilizado, como fundação, um ensoleiramento geral, pelas mesmas razões enunciadas no ponto 3.2.5.1 do presente capítulo.

### **Armaduras mínimas e máximas**

De acordo com a legislação europeia, a metodologia de cálculo das armaduras de flexão mínimas e máximas para as lajes vigadas, aplica-se de igual forma às lajes fungiformes.

As formulações são abordadas no ponto 3.2.1.1 da presente dissertação pelo que não são novamente abordadas.

### **Armaduras de cálculo**

Tal como a legislação portuguesa o ensoleiramento geral é modelado como uma laje fungiforme “invertida” sendo que o seu dimensionamento e pormenorização são idênticos ao de uma laje fungiforme.

### **Verificação do punçoamento**

A verificação do punçoamento já foi abordada no presente trabalho pelo que não será enunciada novamente (ver 3.2.3.2 do presente capítulo).

### **Capacidade do solo de fundação**

Os princípios de dimensionamento por capacidade real, definidos no EC8-5 aplicam-se também à verificação da capacidade do solo de fundação. A formação das rótulas plásticas na base dos pilares ou paredes com fundação ao nível do piso térreo só é possível se se evitar a plastificação do solo de fundação pelo que este deve permanecer em fase elástica.

## **3.3 Estado Limite de Utilização**

Pretende-se com os estados limites de utilização, garantir um bom funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, aumentar a durabilidade da estrutura, conforto das pessoas e manter um bom aspeto de construção.

As verificações a efetuar no âmbito do cumprimento dos Estados limite de utilização são o controlo de deformações e fendilhação; vibrações e limitação de tensões.

Apesar de no estado limite ultimo estar salvaguardo a estabilidade global da estrutura, a verificação dos estados limites de utilização assume-se também como uma verificação de segurança

dado que limita determinados parâmetros (flecha, abertura de fendas) cujo não cumprimento poderá levar à rotura parcial ou global da estrutura.

### **3.3.1 Fendilhação**

#### **3.3.1.1 Legislação portuguesa**

A fendilhação é um fenómeno normal, sempre presente nos elementos e estruturas de betão armado e ocorre quando as tensões de tração no betão são superiores à resistência do betão à tração. A formação de fendas leva a que se verifique uma redução de tensão no betão e a transferência da mesma para o aço que atravessa a fenda, provocando também perda de rigidez na secção. A referida transferência de tensão do betão para o aço, provoca a perda de aderência do aço ao betão, verificando-se, conseqüentemente um aumento da deformação do elemento. Ao observarmos o comportamento de um elemento de betão armado tracionado até à rotura, constatam-se quatro fases distintas, nomeadamente a fase inicial não fendilhada; a fase de formação de fendas; a fase de fendilhação estabilizada e por fim a fase de rotura. É fundamental controlar a fendilhação, pois sem este controle a durabilidade da estrutura será efetivamente menor, diminuindo assim as condições de utilização e de vida útil da estrutura.

A fendilhação é um dos efeitos diferidos do betão e poderá ocorrer por assentamento de apoios da estrutura; por variações de temperatura; por assentamento plástico após a betonagem; por retração do betão; por esforços de tração, flexão, esforço transversal ou de torção; por reação álcali-inertes; por corrosão das armaduras; devido a elevadas tensões de compressão; por falha de amarração.

Para verificar a fendilhação pela legislação portuguesa, o REBAP define dois métodos: direto e indireto. A diferença entre os dois métodos é que o direto passa por calcular de forma expedita a largura de fendas e comparar a referida abertura com o valor limite (que depende do tipo de ambiente a que a estrutura está sujeita) enquanto o método indireto consiste na verificação das disposições construtivas relativamente ao espaçamento de varões. Na presente dissertação será utilizado o método indireto porque é o método mais utilizado pelos projetistas em Portugal.

De acordo com este regulamento, a verificação da limitação da fendilhação pelo método indireto é apenas possível para os meios ambiente com pouca e moderada agressividade.

Segundo o art.º 67 do REBAP, para ser possível definir os estados limites de fendilhação, importa primeiramente definir a agressividade do ambiente e a sensibilidade das armaduras à corrosão. No referido diploma, o ambiente é classificado como: pouco agressivo, moderadamente

agressivo e por fim muito agressivo. A definição de cada tipo de ambiente encontra-se na tabela 7.11. do Anexo C.

No art.º 67.3 do REBAP, as armaduras ordinárias são consideradas pouco sensíveis à corrosão e as armaduras de pré-esforço são consideradas muito sensíveis.

Para o caso das armaduras ordinárias, o estado limite da fendilhação da largura de fendas, segundo o ambiente no qual a estrutura está inserida, é garantido para os valores expressos na tabela seguinte:

Ambiente	Combinações de ações	Estado limite
Pouco agressivo	Frequentes	Largura de fendas, w = 0,3 mm
Moderadamente agressivo	Frequentes	Largura de fendas, w = 0,2 mm
Muito agressivo	Raras	Largura de fendas, w = 0,1 mm

**Tabela 3.2** – Largura máxima de fendas de acordo com classe de exposição ambiental.

O espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal das vigas é dado no art.º 91º do REBAP e toma os seguintes valores em centímetros:

Ambiente	A235	A400	A500
Pouco agressivo (w=0,3 mm)	-	12,50	10,00
Moderadamente agressivo (w=0,2 mm)	-	7,50	5,00

**Tabela 3.3** - Espaçamento máximo das armaduras de acordo com classe de exposição ambiental [cm].

O espaçamento máximo dos varões da armadura principal das lajes é indicado no art.º 105º e deve satisfazer as seguintes condições:

$$S_{l_{max}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot h_{laje} \\ 35 \text{ cm} \end{array} \right. \quad [3.56]$$

Além dos valores supramencionados, o espaçamento máximo dos varões não pode exceder o dobro dos valores indicados na tabela 7.12 do Anexo B.

### 3.3.1.2 Legislação Europeia

Os conceitos teóricos associados a este efeito diferido do betão já foram mencionados no ponto 3.3.1.1 da presente dissertação pelo que não são abordados novamente.

À semelhança da regulamentação portuguesa, a fendilhação pode ser controlada diretamente ou indiretamente. O controlo direto é feito através do cálculo da abertura da fenda e compará-lo com o máximo admissível.

O EC2 preconiza o controlo indireto da fendilhação através da imposição de limites de diâmetro máximo dos varões ou afastamento máximo dos varões (quadros 7.2 e 7.3 do EC2). Na presente dissertação será abordado apenas o controlo indireto de fendilhação dado que é a metodologia mais adotada nos projetos em Portugal.

A abertura das fendas é calculada para a combinação de ações quase permanente, uma vez que as ações a atuar na estrutura têm uma probabilidade de ocorrência na sua vida útil superior a 50%.

No § 7.3.1 do EC2, o valor limite de abertura de fendas, que varia de acordo com a classe de exposição ambiental, toma os seguintes valores:

Classe de exposição ambiental	$W_{max}$ [mm]
X0, XC1	0,40
XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS3, XS3	0,30

**Tabela 3.4** – Limites de aberturas de fendas de acordo com classe de exposição ambiental.

### Controlo da fendilhação sem cálculo da abertura de fendas

O controlo da fendilhação poderá ser feito através da adoção da armadura mínima e através da restrição dos diâmetros e espaçamentos dos varões tendo em conta o valor da tensão na armadura tracionada em secção fendilhada,  $\sigma_s$ , como se demonstra nas tabelas seguintes:

Tensão no aço $\sigma_s$ [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$W_k = 0,4$ mm	$W_k = 0,3$ mm	$W_k = 0,2$ mm
160	40,00	32,00	25,00
200	32,00	25,00	16,00
240	20,00	16,00	12,00
280	16,00	12,00	8,00
320	12,00	10,00	6,00
360	10,00	8,00	5,00
400	8,00	6,00	4,00
450	6,00	5,00	-

**Tabela 3.5** – Diâmetro máximo dos varões de acordo com abertura máxima e tensão no aço.

A distância de armaduras é limitada a um valor máximo tendo em vista o controlo de fendilhação e também garantir resistência local mínima a cargas localizadas. De acordo com a tensão

instalada e para cada abertura máxima de fendas os espaçamentos máximos encontram-se na tabela seguinte.

Tensão no aço $\sigma_s$ [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300,00	300,00	200,00
200	300,00	250,00	150,00
240	250,00	200,00	100,00
280	200,00	150,00	50,00
320	150,00	100,00	-
360	100,00	50,00	-

**Tabela 3.6** – Espaçamento máximo dos varões de acordo com abertura máxima e tensão no aço.

Para o caso de vigas com altura superior a um metro, deverá ser colocada na alma, armadura para o controlo de fendilhação. A armadura deverá ser distribuída uniformemente entre a armadura principal de tração e a linha neutra.

Os riscos particulares de formação de grandes fendas em zona de tensões elevadas, nomeadamente zonas de mudança de secção, aplicação de cargas pontuais e zonas de elevadas tensões de aderência, deverão ser tidos em consideração.

### Armadura mínima

Para evitar a ocorrência de rotura frágil, é necessário garantir que:

$$A_s \cdot f_{yk} \geq f_{ctm} \cdot A_{ct} \quad [3.57]$$

Em que:

- $A_s$  – Área da secção de uma armadura para betão armado [cm<sup>2</sup>];
- $f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado [MPa];
- $f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [MPa];
- $A_{ct}$  – Área da secção transversal de betão [cm<sup>2</sup>].

Para controlar a fendilhação é necessário aplicar uma quantidade mínima de armadura aderente nas zonas com tensões de tração. Quando ocorre fendilhação no betão, a tensão de cedência do aço deverá ser maior ou igual à tensão na armadura tracionada.

$$\sigma_s \leq f_{yk} \quad [3.58]$$

A tensão na armadura logo após a fendilhação influi na deformação e na abertura de fendas, logo, quanto menor for esta tensão, ter-se-á menos deformação e consecutivamente menor abertura de fenda.

A expressão geral da armadura mínima assume a forma:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s \geq k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad [3.59]$$

Em que:

- $\sigma_s$  – Tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da fendilhação. Pode tomar o valor de  $\sigma_s = f_{yk}$ , ou outro valor inferior a  $f_{yk}$  [MPa].
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  ou menor caso a fendilhação ocorra para uma idade inferior a 28 dias [MPa].
- $k$  – Coeficiente que tem em conta a não uniformidade das tensões na espessura da secção.
  - $K=1,000$  em almas de vigas com  $h \leq 300$  mm ou em banzos com larguras inferiores a 300 mm;
  - $k=0,650$  em almas de vigas com  $h \geq 800$  mm ou em banzos com larguras superiores a 800 mm;
- $k_c$  – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário. Assume o valor unitário para os casos de tração simples, para os restantes casos o EC2 no § 7.3.2, preconiza formulações para o cálculo deste coeficiente.

## 3.3.2 Deformação

### 3.3.2.1 Legislação portuguesa

Tal como para a fendilhação o REBAP fornece dois métodos para a verificação da deformação: indireto ou direto. A diferença entre ambos os métodos é que, pelo indireto, é efetuado o cálculo expedito da deformação do elemento em causa (flechas, rotações, deslocamentos) ao contrário do método indireto. À semelhança do controlo da fendilhação no presente trabalho só será abordado o método indireto.

Em relação ao método indireto o REBAP refere que terá de ser verificada uma altura mínima para as vigas de betão armado (art.º 89º) e uma espessura mínima para as lajes maciças (art.º 102º). Os valores limites das deformações a considerar devem decorrer da utilização da combinação de ações indicadas no art.º 65º, nomeadamente combinações raras, combinações frequentes e combinações quase-permanentes.

### **Controlo de deformação em vigas e lajes**

Para os casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação dos estados limite de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por um flecha igual a  $l/400$  do vão para combinações frequentes de ações; porém, se a deformação do elemento afetar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por medidas adequadas, aquela flecha não deve ser tomada com valor superior a 1,5 cm.

A verificação de segurança acima referida considera-se verificada desde que se cumpram os requisitos expressos nos artigos 89º, 102º e 113º.

O art.º 89º do REBAP indica a altura mínima a considerar nas vigas de betão armado, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20 \cdot \eta \quad [3.60]$$

Em que:

- $h$  - Altura da viga [m];
- $l_i = \alpha \cdot l$  – Vão equivalente da viga, sendo  $l$  o vão teórico e  $\alpha$  um coeficiente cujos valores são dados no quadro XIII para condições de carregamento que não incluam cargas concentradas de efeitos significativos [m];
- $\alpha$  – Os valores deste coeficiente, dependem das condições de apoio da viga e tomam os seguintes valores:

Condições de apoio da viga	$\alpha$
Simplemente apoiada	1,00
Duplamente encastrada	0,60
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0,80
Em consola (sem rotação no apoio)	2,40

- $\eta$  – Coeficiente referente ao tipo de aço utilizado e toma o valor de 1,40; 1,00 e 0,80 para aço A235, A400 e A500 respetivamente.

Para o caso de vigas cuja deformação afete paredes divisórias, a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por outras medidas adequadas, deve ser respeitada a seguinte condição ( $l_i$  e  $h$  em metros), além da indicada nos números anteriores:

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{120}{l_i} \cdot \eta \quad [3.61]$$

### Controlo de deformação em lajes

O artigo 102º do REBAP refere as espessuras mínimas a considerar nas lajes maciças, como se verifica na tabela 7.13 do Anexo C.

As espessuras das lajes devem também satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \cdot \eta \quad [3.62]$$

Em que:

- $h$  – Espessura da laje [m];
- $l_i = \alpha \cdot l$  – Vão equivalente da laje, sendo  $l$  o vão teórico, no caso de lajes armadas em duas direções deverá tomar  $l$  o menor vão.  $\alpha$  é um coeficiente cujos valores são dados na tabela [3.7], para os casos mais frequentes [m].

Condições de apoio da laje	$\alpha$
Simplemente apoiada, armada numa só direção	1,00
Duplamente encastrada, armada numa só direção	0,60
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direção	0,80
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direção	2,40
Simplemente apoiada, armada em duas direções	0,70
Duplamente encastrada, armada em duas direções	0,50

**Tabela 3.7** – Valores de  $\alpha$  de acordo com a condição de apoio da laje.

Para o caso em que as lajes afetem paredes divisórias e a menos que a deformação dessas paredes seja contrariada por outras medidas adequadas para o efeito, deve ser verificada a seguinte expressão:

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{180}{l_i} \cdot \eta \quad [3.63]$$

Em que  $l_i$  e  $h$  são expressos em metros.

A determinação das deformações é preconizada no artigo 73º e deverá ser feita tendo em conta o estado fendilhado e estado não fendilhado.

As curvaturas  $1/r$  são definidas pela seguinte expressão:

$$\frac{1}{r} \leq \frac{\epsilon_c - \epsilon_s}{d} \quad [3.64]$$

Em que  $\epsilon_c$  e  $\epsilon_s$  são, respetivamente a extensão no betão ao nível da fibra mais comprimida da secção e a extensão na armadura mais tracionada, consideradas com os respetivos sinais.

### 3.3.2.2 Legislação europeia

A deformação tal como a fendilhação pode ser controlada direta ou indiretamente. O controlo direto é feito também através do cálculo da flecha a longo prazo e compara-la com as flechas máximas admissíveis. O controlo indireto passa por cumprir os limites da relação vão/altura útil da laje.

A tecnologia de fabrico dos betões tem evoluído muito, levando a que cada vez mais se adotem secções mais reduzidas. A redução das secções surge da necessidade de reduzir custo e também da cada vez mais importante maximização do espaço útil de um edifício. Os vãos são cada vez maiores e as secções, cada vez mais esbeltas, fazendo com que as tensões exercidas no betão e no aço sejam maiores, tornando-se fundamental controlar a deformação dos elementos estruturais.

A forma mais usual de controlar a deformação passa por restringir os valores das relações vão/altura dos elementos constituintes da estrutura.

A resistência do betão à tração desempenha um papel fundamental no comportamento em serviço do betão dado que, este após a fendilhação, o material perde rigidez de forma irrecuperável. A extensão da fendilhação, dada pelo número de fendas e pela profundidade das mesmas, afeta substancialmente a deformação do elemento.

É importante controlar a deformação porque a visualização de flechas excessivas provoca uma sensação de insegurança e conseqüente desconforto de utilização.

Visto que uma parte considerável das ações permanentes na estrutura são o peso próprio e as restantes cargas permanentes e porque uma porção significativa das deformações ocorre por fluência, é usual limitar a deformação para a combinação quase permanente de ações.

A limitação da flecha poderá não ser controlada pela relação vão/altura se a deformação provocar danos em paredes provisórias ou outros elementos frágeis que estejam ligados à estrutura.

A deformação impacta sobre os elementos estruturais, causando maiores tensões provocando efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem nos pilares; impacta também nos elementos não estruturais, levando à fendilhação e/ou esmagamento de paredes divisórias e leva também ao não funcionamento de elementos móveis, como sejam janelas e portas.

### Verificação da deformação sem cálculo da flecha – método indireto

De acordo com § 7.4.2 do EC2, o cálculo direto das flechas poderá ser dispensado nos casos correntes onde se limitam a relação vão/altura para se evitar problemas de flecha.

O dimensionamento das vigas e lajes de betão armados, ao satisfazer as expressões abaixo referidas, leva a que as flechas não excedam os limites previstos nos § 7.4.1(4) e (5), vão/250 e vão/500 para vãos livres e vãos com paredes divisórias, respetivamente.

$$\frac{L}{d} \leq K_{\delta} \cdot K_{\sigma} \cdot K_L \cdot K_T \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right) \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad [3.65]$$

$$\frac{L}{d} \leq K_{\delta} \cdot K_{\sigma} \cdot K_L \cdot K_T \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_c} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho}} \right) \text{ se } \rho > \rho_0 \quad [3.66]$$

Em que:

- $L/d$  – Valor limite da relação vão/altura;
- $\rho_0$  – Taxa de armaduras de referência =  $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ ;
- $\rho_c$  – Taxa de armaduras de tração necessária a meio vão (ou no apoio, no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;
- $f_{ck}$  – Resistência característica do betão à compressão [MPa];
- $K_{\delta}$  – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;
- $K_{\sigma}$  – Coeficiente que tem em conta a tensão no aço, numa secção fendilhada a meio vão de uma viga ou de uma laje ou no apoio de uma consola, é igual a 310 MPa (o que corresponde aproximadamente a  $f_{yk} = 500$  MPa); no caso de outros níveis de tensão, o coeficiente  $K_{\sigma}$  é igual a 310/ $\sigma_s$ , sendo normalmente conservativo admitir-se que:

$$K_{\sigma} = \frac{310}{\sigma_s} \sim \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \quad [3.67]$$

- $\sigma_s$  – Tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio, no caso de consolas) para as ações de cálculo no estado limite de utilização [MPa];
- $A_{s,prov}$  – Área de secção das armaduras existente na secção [cm<sup>2</sup>];
- $A_{s,req}$  – Área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último [cm<sup>2</sup>];
- $K_L$  – Coeficiente que tem em conta vãos de grandes dimensões:
  - No caso de vigas e lajes, excetuando lajes fungiformes, com vãos superiores a 7 metros, que suportam divisórias que possam sofrer danos por conta de flechas elevadas, temos:

$$k_1 = \frac{7,0}{L}, \text{ com } L \text{ definido em metros} \quad [3.68]$$

- No caso de lajes fungiformes em que o vão maior é superior a 8,5 metros e que suportam paredes divisórias suscetíveis de sofrer danos, temos:

$$k_1 = \frac{8,5}{L}, \text{ com } L \text{ definido em metros} \quad [3.69]$$

- $K_T$  – Coeficiente que tem em conta o efeito do banzo no caso de vigas em T e que toma o valor 0,8, se a relação entre a largura do banzo e a largura da alma for superior a 3, e o valor 1,0, nos restantes casos.
- $K_\delta$  – Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural e toma os seguintes valores:

	$K_\delta$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1,00
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direção ou de uma laje armada em duas direções continua ao longo do lado maior	1,30
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1,50
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,20
Consola	0,40

Tabela 3.8 – Valores para o coeficiente que tem em conta o sistema estrutural.

### Estado Limite de Utilização pelo EC8

O EC8 preconiza na secção 4.4.3 a limitação de danos através da limitação do deslocamento entre pisos como matéria a ser verificada, destacando-se através deste procedimento, a importância dada pelos Eurocódigos aos fatores económicos<sup>21</sup>.

A limitação de deslocamentos entre pisos depende do tipo de ação sísmica a considerar, da classe de importância do edifício e do tipo de materiais não estruturais existentes no edifício.

A verificação do estado limite último de utilização prende-se com o estabelecimento de limitações às deformações laterais da estrutura que garantem a integridade dos elementos estruturais e não estruturais para o caso de ocorrência de sismos relativamente frequentes.

O EC8, de acordo com ductilidade dos elementos da estrutura, limita os deslocamentos relativos entre pisos de acordo com as seguintes expressões, previstas no § 4.4.3.2.

<sup>21</sup> Fatores económicos tais como, reparação e manutenção da vida útil do edifício após sismo de moderada intensidade.

a) Edifícios com elementos não estruturais frágeis ligados à estrutura

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad [3.70]$$

b) Edifícios com elementos não estruturais dúcteis

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad [3.71]$$

c) Edifícios com elementos não estruturais fixados de forma a não interferir com a deformação da estrutura, ou sem elementos não estruturais

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad [3.72]$$

Em que:

- $d_r$  – diferença entre as médias dos deslocamentos de pisos adjacentes  $d_s$ ;
- $h$  – Distância entre pisos;
- $v$  – Fator de redução da ação sísmica usado no cálculo da ação sísmica associada à verificação do Estado Limite de Utilização.

O valor do coeficiente de redução  $v$  esta diretamente ligado à classe de importância do edifício, o qual é utilizado na análise elástica por espectros de resposta.

Ação sísmica	$v$
Tipo 1 – Classe de importância III e IV	0,40
Tipo 2 – Classe de importância I e II	0,55

**Tabela 3.9** – Valores do coeficiente de redução em função da classe de importância do edifício.

### 3.4 Análise comparativa entre regulamentações

Ao longo deste capítulo foi apresentada a metodologia de dimensionamento para cada uma das legislações, sendo que de seguida se apresentam as principais diferenças.

De uma forma geral, as grandes diferenças entre as legislações encontram-se no dimensionamento ao esforço transversal, na quantificação das imperfeições geométricas e dos efeitos de segunda ordem dos pilares e por fim no conceito do “*capacity design*”.

No que concerne ao cálculo do esforço transversal verifica-se uma grande diferença entre a legislação portuguesa e a europeia. Decorre esta diferença do fato de a quantificação do esforço transversal pelo REBAP ter em conta a resistência do betão ao contrário do Eurocódigo que obriga a que a armadura transversal absorva o esforço transversal na sua totalidade.

Em relação às imperfeições geométricas, apesar da sua metodologia de cálculo ser muito similar entre ambas as regulamentações, a legislação europeia apresenta um dimensionamento distinto para pilares inseridos em estruturas correntes e para pilares isolados, sendo que a legislação portuguesa apresenta uma única metodologia (de um pilar isolado). Desta forma a legislação europeia tem em consideração os restantes elementos verticais na quantificação das imperfeições geométricas.

O cálculo dos efeitos de segunda ordem pela legislação europeia apresenta uma maior complexidade que a metodologia apresentada na regulamentação nacional. A legislação europeia tem em consideração, tal como enunciado para as imperfeições geométricas, se o pilar é isolado ou não isolado, além de considerar também o módulo de elasticidade e a inércia dos materiais (betão e aço) bem como coeficientes que tenham em conta os efeitos da fendilhação, da fluência e da distribuição das armaduras. A grande diferença entre ambas as legislações refere-se à introdução, pela legislação europeia, do novo conceito de dimensionamento das estruturas, denominado de *“capacity design”* ou de dimensionamento por capacidade resistente. Este conceito impõe restrições referentes aos materiais, geometrias, pormenorização das armaduras e referente ao cálculo do esforço transversal e momento fletor. Todas estas restrições visam tirar partido da ductilidade que uma determinada estrutura possui em regime não linear. A filosofia de dimensionamento por *“capacity design”* reforça a importância dada à manutenção da vida útil do edifício após um sismo de significativa intensidade, reforçando as exigências económicas que são parte integrante da preocupação no dimensionamento de estruturas correntes de médio porte.

No que diz respeito aos valores máximos das aberturas de fendas, os limites preconizados pela legislação europeia são superiores aos previstos no REBAP. A legislação europeia prevê metodologias de controlo indireto da fendilhação, sendo que apesar dos métodos de cálculo da abertura de fendas diferirem entre ambas as legislações, os resultados obtidos são semelhantes.

No que concerne à limitação de danos, o EC8 impõe um limite de deformação lateral na estrutura para os sismos ao contrário da legislação portuguesa que nada refere sobre esta matéria. Desta forma, no que concerne aos sismos, a legislação europeia invoca uma preocupação quer com a rotura global da estrutura quer com o custo com a viabilidade económica das reparações a executar na estrutura após a ocorrência de um sismo relativamente frequente.



## 4 Caso de Estudo

### 4.1 Introdução

Pretende-se, com este capítulo, a aplicação dos conceitos e metodologias de dimensionamento enunciadas nos capítulos anteriores. Nele serão apresentados dois dimensionamentos distintos de um edifício de médio porte, em betão armado, de acordo com a legislação portuguesa e legislação europeia.

No desenvolvimento do presente capítulo serão abordados os cálculos e verificações pela legislação europeia e os resultados de ambas as legislações, sendo os cálculos e verificações pela legislação portuguesa remetidos para os anexos.

O edifício em causa foi modelado e dimensionado com recurso ao programa “SAP2000 – versão 14.2.4”, sendo a estrutura sujeita a uma análise linear por espectros de resposta.

No entanto, o dimensionamento pela legislação portuguesa é feito com recurso a folhas de cálculo de “Excel” com os esforços provenientes do “SAP200”, associados às ações definidas na legislação portuguesa.

No presente capítulo é verificada a qualidade do modelo e são abordadas as disposições construtivas mais relevantes pela legislação europeia. São dimensionados os elementos estruturais constituintes da estrutura, nomeadamente as lajes, vigas, pilares, paredes resistentes e fundações e é feita a comparação dos valores obtidos pela legislação portuguesa e europeia.

### 4.2 Caracterização do edifício

O edifício em estudo é um edifício em betão armado de médio porte, tem cinco pisos de habitação, com quatro frações por piso, dois T1's e dois T3's.

O edifício é retangular em planta e não apresenta descontinuidades em altura. Na figura 4.1 apresenta-se uma planta tipo do piso corrente de habitação e uma perspetiva em três dimensões da estrutura.

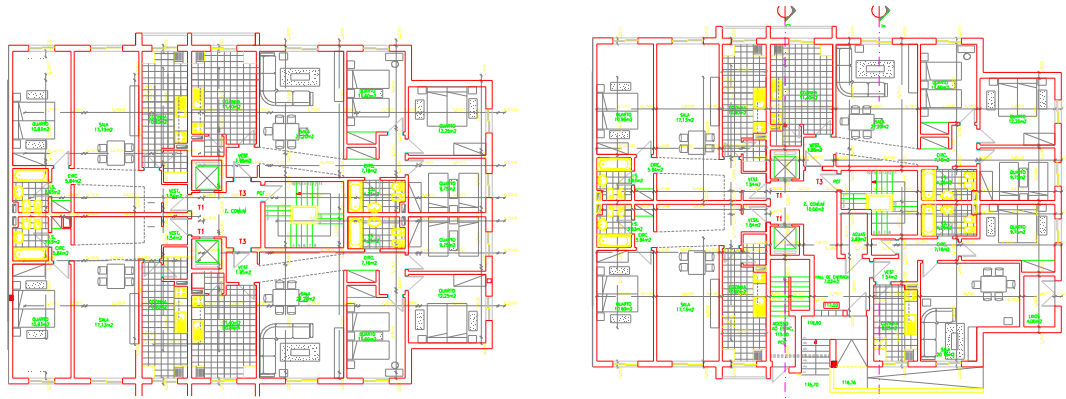


Figura 4-1 - Planta do piso 1,2,3 e 4 de habitação e planta do piso 0.

A estrutura é composta por lajes maciças vigadas, por pilares rectangulares e paredes resistentes nos núcleos de elevadores e de escadas. Na sua fundação optou-se por executar um ensoleiramento geral com recurso a uma laje maciça armada nas duas direcções. O pé direito dos pisos é de 2,70 metros e o vão condicionante é de 6,50 metros.

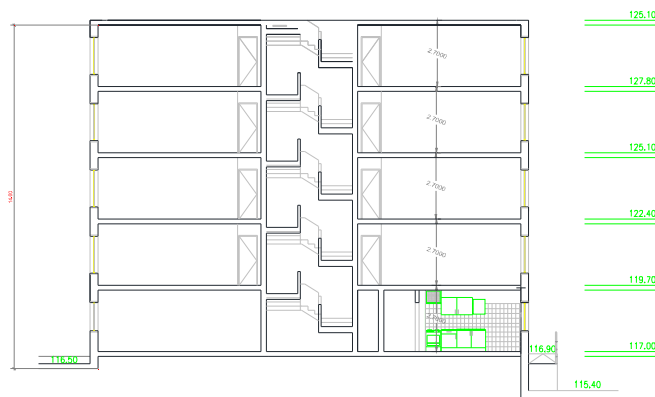


Figura 4-2- Corte de edifício.

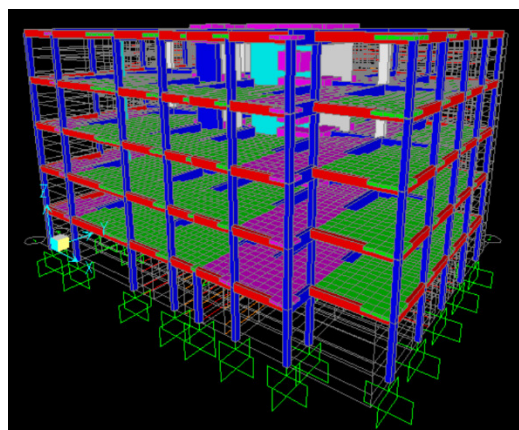


Figura 4-3- Perspetiva 3D do edifício.

A disposição dos elementos estruturais, nomeadamente vigas, pilares e espessura das paredes resistentes e lajes, tiveram em contra a disposição de todos os elementos arquitectónicos.

## 4.2.1 Materiais

Os materiais utilizados são os mínimos preconizados na NP EN 206-1, para os betões, e, tendo presente que não existe diferença de custo unitário entre o A400 e o A500, adotou-se o A500 pois traduz-se numa redução de quantidade global de aço na estrutura. O aço utilizado é o A500NR com módulo de elasticidade de 200 GPa, um valor de tensão de cedência de cálculo,  $f_{syd}$ , de 435MPa.

As vigas, pilares e lajes são constituídos por betão da classe C30/37 e as fundações são por betão C25/30. As principais características do material encontram-se expressas no quadro seguinte.

Classe de resistência	Regulamentação	$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{cd}$	$E_{cm}$
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
C25/30	REBAP	25,00	30,00	-	2,50	14,20	30,50
	EC	25,00	30,00	33,00	2,60	16,67	31,00
C30/37	REBAP	30,00	35,00	-	2,80	17,00	32,00
	EC	30,00	37,00	38,00	2,90	20,00	33,00

Tabela 4.1 – Propriedades dos betões.

As extensões limites do aço e do betão são 10‰ e 3,5‰, respetivamente.

## 4.2.2 Ações

### 4.2.2.1 Cargas Permanentes

De seguida apresentam-se os valores a utilizar para o peso próprio e para as restantes cargas permanentes.

O programa de cálculo automático, com base na modelação, nas secções consideradas e sabendo que o peso específico do betão é de 25 kN/m<sup>3</sup>, calcula automaticamente o peso da estrutura.

No que concerne às restantes cargas permanentes serão utilizados cinco tipos de cargas, descritos de seguida:

- Paredes divisórias interiores – Parede de tijolo furado, com espessura 0,20 m, composta por tijolos com dimensões 30x20x15: 2,27 kN/m<sup>2</sup>;
- Paredes exteriores – Parede dupla de tijolo furado com dimensões 30x20x11 e 30x20x15: 3,00 kN/m<sup>2</sup>;
- Cobertura – Revestimento de terraços incluindo camada de forma em betão leve, telas impermeabilizantes e proteções: 2,00 kN/m<sup>2</sup>;

- Restantes pisos – Revestimentos usuais de pavimentos tais como tacos, alcatifas ou mosaicos cerâmicos, estuque ou teto falso, na face inferior da laje: 1,50 kN/m<sup>2</sup>;
- Revestimento de paredes – Reboco de cal ou estuque: 0,16 kN/m<sup>2</sup>, por camada (0,50 kN/m<sup>2</sup>).

#### 4.2.2.2 Sobrecargas

Os valores das ações variáveis e dos respetivos coeficientes,  $\psi_i$ , a utilizar no dimensionamento, segundo ambas as legislações, encontram-se na Tabela 4.2.

Tipo de sobrecarga	REBAP				EC			
	kN/m <sup>2</sup>	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	kN/m <sup>2</sup>	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Habituação	2,00	0,40	0,30	0,20	2,00	0,70	0,50	0,30
Escadas	3,00	0,40	0,30	0,20	3,00	0,70	0,50	0,30
Cobertura	0,30	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00

**Tabela 4.2** – Valor das sobrecargas e dos respetivos coeficientes para cada legislação (a sombreado salientam-se os valores distintos entre as duas legislações)

#### 4.2.2.3 Ação do vento

O edifício em estudo encontra-se implantado no concelho de Amadora, território continental português (zona A para ambas as regulamentações), numa zona habitacional, o que se traduz numa rugosidade tipo I e categoria de terreno tipo III para a legislação nacional e europeia, respetivamente.

Como enunciado anteriormente, para a legislação portuguesa a ação do vento deve ser calculada para as direções 0° e 90°, sendo que para a legislação europeia a ação do vento deve ser calculada para 0°, 90° e 180°. Como ambas as metodologias de cálculo são similares só serão apresentados os valores de cálculo para a legislação europeia para a direção 0°, sendo que os restantes valores encontram-se em anexo.

#### Cálculo da ação do vento

Definida a zona e a categoria do terreno pela legislação europeia (zona A e categoria de terreno III, respetivamente), procede-se ao cálculo do valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , e o valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$  (Tabela 4.3).

Z <sub>0</sub> [m]	Z <sub>min</sub> [m]	V <sub>b,0</sub> [m/s]	C <sub>dir</sub>	C <sub>season</sub>	V <sub>b</sub> [m/s]
0,30	8,00	27,00	1,00	1,00	27,00

Tabela 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento.

Na Tabela 4.4 encontram-se os valores que permitem o cálculo da velocidade média,  $v_m(z)$ , e da intensidade de turbulência do vento,  $I_v(z)$ , nomeadamente o coeficiente de rugosidade,  $c_r(z)$  e de orografia,  $c_o(z)$ , altura da estrutura,  $h$ , e a dimensão em planta perpendicular ao vento, ( $b$ ). Os valores de  $V_m(z)$  e de  $I_v(z)$  foram calculados de acordo com as expressões 2.8 e 2.11 do capítulo 2, respetivamente.

b [m]	h [m]	Condição	z <sub>e</sub> =h [m]	c <sub>o</sub> (z)	z <sub>0,II</sub> [m]	k <sub>r</sub>	c <sub>r</sub> (z)	v <sub>m</sub> (z) [m/s]	k <sub>i</sub>	I <sub>v</sub>
16,80	16,23	h ≤ b	16,23	1,00	0,05	0,22	0,86	23,21	1,00	0,25

Tabela 4.4 – Velocidade média e intensidade de turbulência do vento

Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores da pressão dinâmica de referência,  $q_b$ , o coeficiente de exposição,  $c_e(z)$  e a pressão dinâmica de pico,  $q_p(z)$ . Antes de se proceder ao cálculo da pressão dinâmica de pico é necessário estabelecer qual a situação de projecto face à ação do vento com base na relação entre  $h$  e  $b$ , recorrendo à figura 7.4 do EC1-1-4 [3], ver capítulo 2.2.2.3 da presente dissertação. Sendo  $e$  igual a 16,8 e  $d$  igual a 22,45 ( $e < d$ ) aplica-se a metodologia que consta na figura 7.5 do EC1-1-4 [3] referente às zonas de pressões em paredes.

q <sub>b</sub>	c <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> (z <sub>e</sub> =h)
0,456	2,035	0,927

Tabela 4.5 – Pressão dinâmica de pico.

Na Tabela 4.6 apresentam-se os valores do coeficiente de pressão exterior e interior,  $C_{pe,10}$  e  $C_{pi}$ , respetivamente, bem como a pressão exterior e interior na superfície a dada altura,  $w_e$  e  $w_i$ .

Exterior					Interior				
C <sub>pe,A</sub>	C <sub>pe,B</sub>	C <sub>pe,C</sub>	C <sub>pe,D</sub>	C <sub>pe,E</sub>	C <sub>pi,A</sub>	C <sub>pi,B</sub>	C <sub>pi,C</sub>	C <sub>pi,D</sub>	C <sub>pi,E</sub>
-1,20	-0,80	-0,50	0,75	-0,40	0,20	0,20	0,20	-0,30	0,20
w <sub>e,A</sub>	w <sub>e,B</sub>	w <sub>e,C</sub>	w <sub>e,D</sub>	w <sub>e,E</sub>	w <sub>i,A</sub>	w <sub>i,B</sub>	w <sub>i,C</sub>	w <sub>i,D</sub>	w <sub>i,E</sub>
1,11	0,74	0,46	0,70	0,37	0,19	0,19	0,19	0,29	0,19

Tabela 4.6 – Coeficientes de pressão exterior e interior na superfície.

Na Tabela 4.7 encontram-se as áreas de referência para cada uma das faces relevantes (A a E), quer seja exterior ou interior. A representação das faces encontra-se na figura 7.7 do anexo D.

$A_{ref,A}$	$A_{ref,B}$	$A_{ref,C}$	$A_{ref,D}$	$A_{ref,E}$
54,53	218,13	91,70	272,66	272,66

Tabela 4.7 – Áreas das faces [m<sup>2</sup>].

Na Tabela 4.8 apresentam-se os valores de cálculo para as forças resultantes das pressões exteriores e interiores das faces relevantes,  $F_{w,e}$  e  $F_{w,i}$  respetivamente.

Exterior				Interior			
$F_{w,eA}$ [ kN ]	$F_{w,eB}$ [ kN ]	$F_{w,eC}$ [ kN ]	$F_{w,e(D+E)}$ [ kN ]	$F_{w,iA}$ [ kN ]	$F_{w,iB}$ [ kN ]	$F_{w,iC}$ [ kN ]	$F_{w,i(D+E)}$ [ kN ]
60,7	161,8	42,5	291,6	10,1	40,4	17,0	126,4

Tabela 4.8 – Forças resultantes das pressões exteriores e interiores.

De seguida apresentam-se, na Tabela 4.9, os somatórios, em cada direção da ação do vento, das forças resultantes das pressões exteriores e interiores obtidas por aplicação de ambas as legislações.

	Direção	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
		$F_{w,ex} + F_{w,ix}$ [ kN ]	$F_{w,ey} + F_{w,iy}$ [ kN ]	$F_{w,e(A+B+C)} + F_{w,i(A+B+C)}$ [ kN ]	$F_{w,e(D+E)} + F_{w,i(D+E)}$ [ kN ]
	0°	186,7	157,5	332,5	418
	90°	249,4	117,9	364,8	585,7
	180°	-	-	332,5	418

Tabela 4.9 – Somatório das forças resultantes das pressões exteriores e interiores em cada direção ortogonal para ambas as legislações.

No que concerne à legislação europeia, a direção ortogonal ( $xx$  e  $yy$ ) depende da direção do vento. No caso de 0° e 180°, as faces  $A$ ,  $B$  e  $C$  representam a direção ortogonal  $yy$  e as faces  $D$  e  $E$  representam a direção ortogonal  $xx$ . Para a direção do vento igual a 90°, as direções ortogonais são o inverso das preconizadas para 0° e 180°. Para a legislação portuguesa a direção  $xx$  representa as faces  $A$  e  $B$  e a direção  $yy$  representa as faces  $C$  e  $D$ , independentemente da direção do vento.

Da Tabela 4.9 verifica-se que o valor máximo da força do vento da legislação europeia e portuguesa, independentemente da direção ortogonal, é de 585,7 kN e de 249,4 kN, respetivamente, pelo que serão estes os valores a utilizar futuramente na comparação com a ação do sismo.

#### 4.2.2.4 Ação Sísmica

Tal como na definição da ação do vento, verifica-se ser necessário adotar alguns pressupostos para a definição da ação sísmica, pela legislação portuguesa e europeia. Dado que o edifício se encontra situado no concelho da Amadora, apresenta um zonamento do território A para a legislação portuguesa e 1.3 e 2.3 para a legislação europeia.

No que concerne à classificação do solo de fundação, optou-se por utilizar um terreno tipo II e tipo C para a legislação portuguesa e europeia, respetivamente. Optou-se por estes tipo de terrenos, por se tratarem de tipos intermédios dos apresentados nos pontos 2.3.3.3 e 2.3.4.4 da presente dissertação.

Relativamente à classe de ductilidade a utilizar, pela legislação portuguesa adota-se a classe de ductilidade normal e pela legislação europeia definiu-se uma classe de ductilidade média. A classe de ductilidade média será a classe mais utilizada pelos projetistas em Portugal dado que a classe de ductilidade baixa não pode ser adotada para a totalidade do território nacional e a classe de ductilidade alta trará um esforço e complexidade suplementares para os projetistas de estruturas na elaboração de projetos de betão armado.

Para além dos pressupostos enunciados anteriormente, torna-se necessário definir para a legislação europeia a classe de importância da estrutura, definiu-se como classe II, edifícios de habitação.

De seguida serão apresentados os cálculos para a ação sísmica segundo a legislação europeia, sendo que os cálculos pela legislação portuguesa são remetidos para os anexos.

#### **Espetro de resposta elástico**

O espectro de resposta elástico é utilizado para obter os deslocamentos da estrutura e também para a classificação do tipo de sistema estrutural. A definição do sistema estrutural passa por perceber que participação das forças de corte basal são absorvidas pelos pilares e pelas paredes resistentes. Com a definição do sistema estrutural é possível calcular o coeficiente de comportamento da estrutura que posteriormente leva ao cálculo do espectro de resposta de cálculo do edifício. Os valores que se obtiveram no cálculo dos espectros de resposta elástico são apresentados de seguida.

Os valores inseridos no SAP2000 são os que permitem gerar o gráfico seguinte.

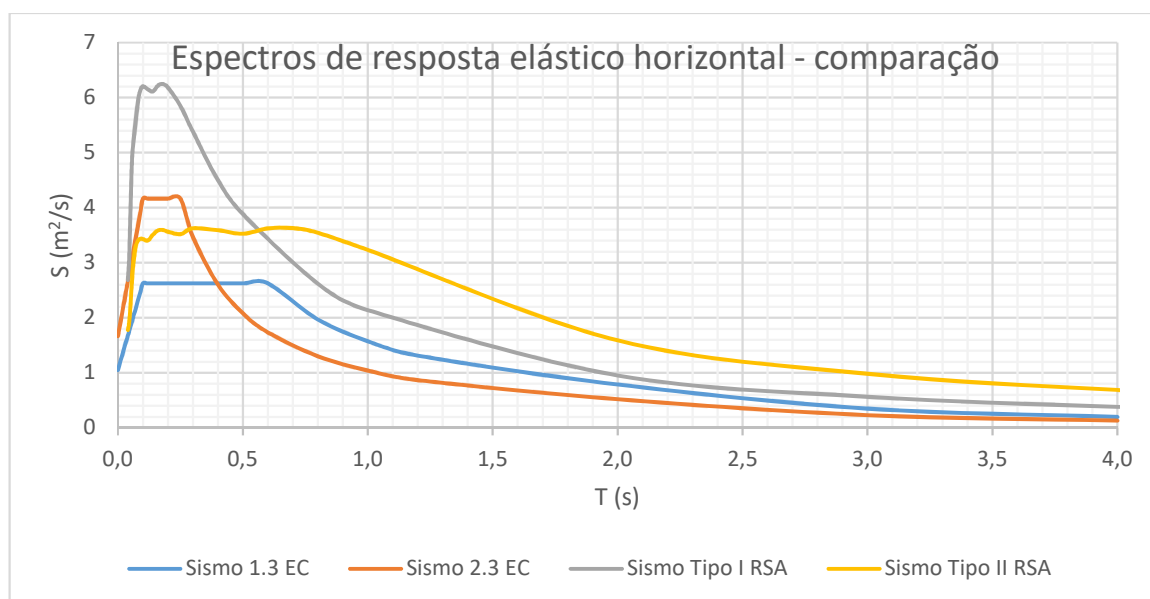


Figura 4-4 – Comparação entre os valores de espectros de resposta elásticos entre a legislação portuguesa e europeia.

### Regularidade em planta

Para verificar o cumprimento da regularidade em planta da estrutura, é necessário verificar todos os pontos do capítulo 2.3.4.5 da presente dissertação. A estrutura apresenta-se simétrica segundo o eixo x e assimétrica segundo o eixo y. Verifica-se que a área total dos recuos representa 3,7% da área delimitada pela poligonal convexa da planta, e sendo inferior a 5% cumpre o critério da delimitação por linha poligonal convexa.

No que diz respeito à rigidez dos pisos, verifica-se que a rigidez ao nível da laje é muito superior à rigidez total dos elementos verticais, pelo que, na elaboração corrente de projetos de estruturas de betão armado, admite-se que a laje é indeformável no seu plano.

É cumprida a limitação da esbelteza em planta do edifício a 4.

$$L_{\max}/L_{\min} = 22,20/14,75 = 1,51 < 4,00$$

Relativamente à excentricidade estrutural e ao raio de torção, obtiveram-se os seguintes resultados expressos na tabela seguinte.

Piso	0,3 r <sub>x</sub>	0,3 r <sub>y</sub>	e <sub>0x</sub>	e <sub>0y</sub>	0,3 r <sub>x</sub> ≤ e <sub>0x</sub>	0,3 r <sub>y</sub> ≤ e <sub>0y</sub>
0	1,368	1,455	1,465	-0,003	Verifica	Não verifica
1	1,366	1,576	1,498	0,000	Verifica	Não verifica
2	1,376	1,647	1,525	0,001	Verifica	Não verifica
3	1,386	1,689	1,551	0,001	Verifica	Não verifica
4	1,397	1,715	1,570	0,002	Verifica	Não verifica

Tabela 4.10 – Valores da excentricidade estrutural e respetiva verificação.

Piso	$r_x$	$r_y$	$I_s$	$r_x \geq I_s$	$r_y \geq I_s$
0	4,561	4,851	7,992	Não verifica	Não verifica
1	4,553	5,252	7,992	Não verifica	Não verifica
2	4,587	5,490	7,992	Não verifica	Não verifica
3	4,621	5,630	7,992	Não verifica	Não verifica
4	4,658	5,716	7,992	Não verifica	Não verifica

**Tabela 4.11** – Valores do raio de torção ( $r_x$ ) e comparação com o raio de giração da massa do piso em planta ( $I_s$ ).

Verifica-se que a estrutura não é regular em planta, dado que o raio de torção não é superior ao raio de giração da massa do piso.

### **Regularidade em altura**

Na análise da regularidade em altura, há a referir que:

- Sistemas resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício. Adotaram-se pilares e paredes resistentes contínuos desde as fundações até o topo do edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes em altura, tendo-se adotado pisos idênticos, pelo que a rigidez lateral e a massa permanecem constantes em altura;
- Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes. Sendo a tipologia dos pisos constante em todo o edifício, com exceção de uma ligeira diferença na entrada do bloco, este critério é verificado.
- Recuos na construção: A estrutura em análise não apresenta recuos em altura.

Tendo em conta que são verificados os critérios anteriores conclui-se que a estrutura é regular em altura.

### **Classificação do sistema estrutural**

Para obter a classificação da estrutura é necessário calculá-la para cada direção e para cada sismo. Para tal deve ter-se em conta o ponto 5.1.2 do EC8 que define os parâmetros que permitem a classificação da estrutura.

Tendo isto por base, na Tabela 4.12 apresenta-se a classificação da estrutura.

	Sismo 1.3				Sismo 2.3			
	Direção x		Direção y		Direção x		Direção y	
<b>V<sub>pilares</sub></b>	1 628,6	22%	2 521,0	45%	1 128,2	23%	1 851,4	43%
<b>V<sub>paredes</sub></b>	5 919,5	78%	3 049,2	55%	4 861,6	77%	2 462,1	57%
<b>V<sub>total</sub></b>	7 548,0	100%	5 570,3	100%	5 989,8	100%	4 313,4	100%
<b>Classificação estrutura</b>	Sistema de Paredes		Sistema misto equivalente a paredes		Sistema de Paredes		Sistema misto equivalente a paredes	

Tabela 4.12 – Classificação do sistema estrutural segundo cada direção e tipologia de sismo.

A legislação impõe que, quando se verificam comportamentos distintos nas duas direções em planta (p.e.: estrutura tipo pórtico, segundo uma direção, e mista segundo a outra), adota-se o valor de coeficiente de comportamento menor.

Adotada esta classificação inicial e tendo em conta o § 5.2.2.1 (4)P e (6) do EC8, a estrutura passa a ser classificada como sistema torsionalmente flexível.

#### Coeficiente de comportamento

Após a análise da regularidade em planta, em altura e da classificação do sistema estrutural procede-se ao cálculo do coeficiente de comportamento, ver equação [2.30] do capítulo 2.

Na Tabela 4.13 apresenta-se o coeficiente de comportamento para cada direção.

	X	Y
<b>q<sub>0</sub>=</b>	2,00	2,00
<b>k<sub>w</sub>=</b>	1,00	1,00
<b>q=</b>	2,00	2,00

Tabela 4.13 – Coeficiente de comportamento para a direção X e Y.

#### **Espetro de resposta de cálculo**

Após o cálculo do coeficiente de comportamento, a análise prossegue com o cálculo dos espectros de resposta de cálculo, sendo com base neles que se obtêm os esforços devido à ação sísmica, ver figura 4.3.

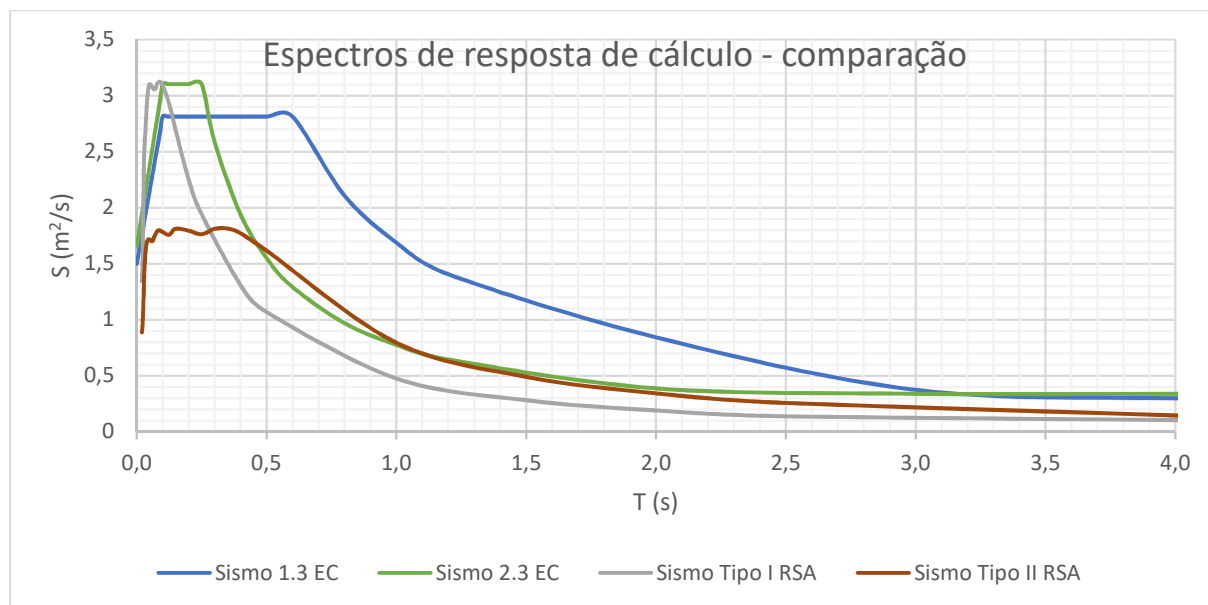


Figura 4-5 – Comparação entre os valores de espectros de resposta de cálculo entre a legislação portuguesa e europeia.

#### 4.2.2.5 Comparação entre a ação do vento e ação do sismo

A comparação entre a ação do vento e a ação do sismo prende-se com a definição de ação condicionante a aplicar na modelação da estrutura. É necessário primeiramente quantificar a ação do vento através de coeficientes de força ou de pressão e comparar a força gerada pelo vento com a força gerada pela ação sísmica.

A força máxima do vento, em cada legislação, foi obtida buscando o valor máximo da ação do vento (independentemente da direção ortogonal e da orientação da ação do vento). Para a ação do sismo utilizou-se o valor mínimo independentemente da direção ortogonal e do tipo de sismo.

Caso a força máxima do vento seja inferior à força mínima do sismo não é necessário ter em conta a ação do vento no dimensionamento da estrutura, ver tabela 4.14.

	F <sub>máxima vento</sub> [ kN ]	F <sub>mínima sismo</sub> [ kN ]
Legislação Nacional	249,4	446,0
Legislação Europeia	585,7	1637,9

Tabela 4.14 – Comparação entre a ação do sismo mínima e a ação do vento máxima entre legislações em kN.

Com base na tabela anterior conclui-se que a força do vento não é condicionante para o dimensionamento da estrutura, para ambas as legislações.

#### 4.2.2.6 Combinações aplicadas

Tal como abordado no capítulo 2 e para satisfazer os Estados Limite Últimos e de Utilização foram aplicadas as seguintes combinações de ações para ambos os Estados Limite, ver Tabela 4.15 e Tabela 4.16, respetivamente.

Designação	Nacional				Europeia			
	G	Q		E	G	Q		E
	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi$	$\gamma_E$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi$	$\gamma_E$
COMB G	1,50	-	-	-	1,35	-	-	-
COMB G + Q	1,50	1,50	0,20	-	1,35	1,50	0,30	-
COMB G + Q + E1x	1,00	1,00	0,20	1,50	1,00	1,00	0,30	1,00
COMB G + Q + E1y	1,00	1,00	0,20	1,50	1,00	1,00	0,30	1,00
COMB G + Q + E2x	1,00	1,00	0,20	1,50	1,00	1,00	0,30	1,00
COMB G + Q + E2y	1,00	1,00	0,20	1,50	1,00	1,00	0,30	1,00
COMB G + E1x	1,00	-	-	1,50	1,00	-	-	1,00
COMB G + E1y	1,00	-	-	1,50	1,00	-	-	1,00
COMB G + E2x	1,00	-	-	1,50	1,00	-	-	1,00
COMB G + E2y	1,00	-	-	1,50	1,00	-	-	1,00

Tabela 4.15 – Combinações de ações utilizadas para o Estado Limite Último.

As combinações que têm como ação de base a ação sísmica, possuem 100% do seu valor numa dada direção e 30% na direção perpendicular: por exemplo, COMB G + Q + E2y apresenta 100% segundo a direção y e 30% segundo a direção x (como referido na equação 2.36, combinação direcional ação sísmica do sub capítulo 2.3.4.8).

Designação	Nacional			Europeia		
	G	Q		G	Q	
	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\psi$
COMB QP	1,00	1,00	0,20	1,00	1,00	0,30

Tabela 4.16 – Combinação utilizada para o Estado Limite de Utilização, a sombreado o valor que difere.

#### 4.2.3 Modelação da estrutura

As lajes vigadas foram modeladas com recurso a elementos finitos do tipo casca (shell-thick), tendo sido utilizada uma malha de 0,5x0,5 m nos painéis da laje. No que concerne à espessura da laje utilizou-se uma espessura de 15 cm.

As vigas, pilares, escadas, paredes de betão armado e núcleos de betão armado, foram modelados recorrendo a elementos finitos lineares do tipo barra (*frame*), com dois nós e com seis graus de liberdade (3 translações e 3 rotações).

Relativamente às secções dos elementos supramencionados, as vigas possuem uma secção de 0,20x40 e 0,20x0,55 (mxm), para vigas exteriores e interiores respetivamente.

Em relação aos pilares adotaram-se duas secções: de 0,20x0,25 e 0,20x0,50 (mxm). Relativamente às paredes de betão armado, as mesmas possuem 0,20 m de espessura, tendo sido posicionadas para dar forma à caixa de elevadores e suportar os vãos de escada. As escadas são modeladas como *frames* com secção de 0,20x0,15 m. Dado que o edifício está implantado em zona sísmica A, de acordo com a legislação europeia e 1 de acordo com a portuguesa, as paredes assumem uma importância adicional, pois conferem maior rigidez à estrutura evitando assim elevadas taxas de armadura nos pilares e nas vigas.

As fundações dos pilares foram modeladas como encastradas e as das paredes de betão armado, incluindo núcleos, foram modeladas como sendo simplesmente apoiadas, possuindo uma mola em cada direção ortogonal em planta, de forma a traduzir a rigidez do terreno.

#### **4.2.4 Verificação da qualidade do modelo**

Importa aferir a qualidade do modelo, pois só após esta verificação, é possível concluir se os resultados obtidos pelo programa de cálculo automático são confiáveis. A aferição da qualidade do modelo torna-se essencial de modo a identificar eventuais erros de modelação e, assim, evitar resultados e respetivas análises passíveis de incoerências levando a conclusões menos corretas.

A qualidade do modelo foi aferida através da verificação das seguintes grandezas:

- Frequências e modos de vibração;
- Reações verticais nas fundações;
- Coeficiente sísmico.

##### **4.2.4.1 Frequências e modos de vibração**

A relação dos períodos, frequências e respetivos modos de vibração permitem a exposição de erros de modelação que poderão se apresentar por participações modais com valores incoerentes, ou seja, com frequências fundamentais não condizentes com a rigidez global da estrutura e modos locais incoerentes com a rigidez mobilizada para cada modo de vibração.

Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores para o período, frequência e participação de massa para a legislação nacional e para a europeia.

Modo	Período	Frequência	Participações de Massa					
			Translação em X		Translação em y		Rotação em Z	
[-]	[Hz]	[seg]	%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
1	0,662	1,511	0%	0%	4%	4%	9%	9%
2	0,487	2,053	0%	0%	75%	79%	50%	59%
3	0,466	2,147	81%	81%	0%	79%	23%	82%
4	0,190	5,254	0%	81%	2%	81%	0%	82%
5	0,161	6,226	0%	81%	0%	81%	0%	82%
6	0,158	6,326	0%	81%	0%	81%	0%	82%
7	0,155	6,466	0%	81%	0%	81%	0%	82%
8	0,153	6,541	0%	81%	0%	81%	0%	82%
9	0,152	6,566	0%	81%	0%	81%	0%	82%
10	0,151	6,619	0%	81%	0%	81%	0%	82%
11	0,150	6,649	0%	81%	0%	81%	0%	82%
12	0,150	6,664	0%	81%	0%	81%	0%	82%
13	0,150	6,689	0%	81%	0%	81%	0%	82%
14	0,148	6,750	0%	81%	0%	81%	0%	82%
15	0,145	6,890	0%	81%	0%	81%	0%	82%
16	0,143	6,976	0%	81%	0%	81%	0%	82%
17	0,143	6,991	0%	81%	0%	81%	0%	82%
18	0,142	7,057	0%	81%	0%	81%	0%	82%
19	0,141	7,071	0%	81%	0%	81%	0%	82%
20	0,141	7,074	0%	81%	0%	81%	0%	82%
21	0,140	7,141	0%	81%	0%	81%	0%	82%
22	0,133	7,516	0%	81%	0%	81%	0%	82%
23	0,132	7,554	0%	81%	0%	81%	0%	82%
24	0,130	7,691	0%	81%	0%	81%	0%	82%
25	0,130	7,694	0%	81%	0%	81%	0%	82%
26	0,129	7,773	0%	81%	0%	81%	0%	82%

Tabela 4.17 – REBAP: Modos de vibração, período, frequência e participação de massa.

Modo	Período	Frequência	Participações de Massa					
			Translação em X		Translação em y		Rotação em Z	
[-]	[Hz]	[seg]	%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
1	0,789	1,267	0,00%	0,00%	9,69%	9,69%	5,11%	5,11%
2	0,607	1,647	0,05%	0,05%	71,59%	81,28%	53,19%	58,30%
3	0,595	1,680	82,03%	82,08%	0,05%	81,33%	24,07%	82,36%
4	0,256	3,903	0,00%	82,08%	1,51%	82,83%	0,47%	82,83%
5	0,184	5,424	0,19%	82,27%	10,55%	93,38%	6,97%	89,80%
6	0,184	5,442	12,04%	94,30%	0,17%	93,55%	4,71%	94,51%

Tabela 4.18 – EC: Modos de vibração, período, frequência e participação de massa.

#### 4.2.4.2 Reações verticais nas fundações

Para verificar as reações verticais nas fundações calcularam-se os valores totais de cada caso de carga do SAP2000, com exceção do peso próprio da estrutura visto que esse depende das dimensões dos elementos, do seu vão e do peso próprio do betão armado (ver Tabela 4.19).

Load	GlobalFZ SAP2000 [kN ]	GlobalFZ Manual [kN]	% erro
DEAD	10 216,30	10 921,60	1,07
Ghab_EC	2 056,50	2 008,10	0,98
Gcob_EC	706,80	669,40	0,95
Gpar int_EC	3 031,80	3 038,90	1,00
Grev par_EC	667,80	669,40	1,00
Qhab_EC	2 671,20	2 677,40	1,00
Qcob_EC	141,40	133,90	0,95
Qesc_EC	150,10	151,60	1,01

Tabela 4.19 – Confirmação da qualidade do modelo.

Da comparação dos valores obtidos pelo SAP2000, entre a carga aplicada e as reações obtidas, conduz a um erro de aproximadamente 1%, que se considera aceitável, verificando a validade do modelo em estudo.

#### 4.2.4.3 Coeficiente sísmico

O cálculo do coeficiente sísmico permite aferir a qualidade do modelo através da relação entre o somatório da força de corte basal e o somatório das forças verticais (equação 4.1).

$$\beta = \frac{\sum F_{corte\ basal}}{\sum F_{verticais}} \quad [4.1]$$

Após a quantificação do coeficiente sísmico é necessário verificar se este se encontra compreendido entre 0,06 e 0,24 para a legislação europeia e 0,04 e 0,16 para a legislação portuguesa.

	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Sismo 1.3	0,07	0,07	0,21	0,19
Sismo 2.3	0,07	0,07	0,11	0,09

Tabela 4.20 – Coeficiente sísmico para ambas as regulamentações.

Com base na tabela 4.20 é possível concluir que o coeficiente sísmico para qualquer legislação e direção está dentro dos limites impostos pelos respetivos regulamentos, sendo que se pode prosseguir com o dimensionamento estrutural.

## 4.3 Dimensionamento estrutural

Após a quantificação dos materiais, das ações, de referida a modelação da estrutura e da verificação da qualidade do modelo prossegue-se com o dimensionamento estrutural, o qual será efetuado através da verificação da segurança ao Estado Limite Último e ao Estado Limite de Utilização.

No que concerne ao Estado Limite Último estará dividido por elemento estrutural e, em cada elemento, serão apresentados os resultados para as duas regulamentações. Relativamente ao Estado Limite de Utilização só serão apresentados resultados para as lajes e vigas, sendo também apresentados para ambas as regulamentações.

### 4.3.1 Estado Limite Último

#### 4.3.1.1 Lajes

Na tabela 4.21 apresenta-se a quantidade de armadura longitudinal mínima e máxima para as lajes.

Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
Asl,min [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,max [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,min [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,max [cm <sup>2</sup> /m]
1,44	60,00	1,81	60,00

**Tabela 4.21** – Armaduras longitudinais mínimas e máximas.

Verifica-se que a armadura longitudinal mínima da regulamentação europeia é superior à da regulamentação nacional em cerca de 26%. No que concerne à armadura longitudinal máxima esta é igual para ambas as regulamentações.

Nas Tabela 4.22 a Tabela 4.25, respetivamente, são apresentadas as armaduras de cálculo, a comparação entre os valores de cálculo de ambas as regulamentações, as armaduras adotadas e as respetivas armaduras efetivas e a comparação dos valores efetivos entre ambas as regulamentações.

		Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
Armaduras		Asl,cal XX [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal YY [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal XX [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal YY [cm <sup>2</sup> /m]
L0	Inferior	5,07	4,01	4,61	3,37
	Superior	15,40	15,17	7,86	6,75
L1	Inferior	5,07	4,01	14,88	16,04
	Superior	16,34	9,16	28,43	18,53

**Tabela 4.22** - Armaduras longitudinais de cálculo.

		Europeia/Portuguesa	
		Armaduras	
L0	Inferior	0,91	0,84
	Superior	0,51	0,45
L1	Inferior	2,94	4,00
	Superior	1,74	2,02

**Tabela 4.23** – Correlação da armadura da legislação europeia com a portuguesa entre os valores obtidos para as armaduras longitudinais de cálculo.

A comparação dos valores da tabela 4.22 permite concluir que as armaduras positivas (face inferior) obtidas para a legislação europeia são superiores em 2,2 vezes à legislação portuguesa, e que as armaduras negativas (face superior) são superiores em 1,2 vezes à legislação portuguesa.

Ao efetuar-se a comparação da laje do piso 0 com a do piso 1, verifica-se que a laje do piso 0 possui uma armadura inferior à laje do piso 1, para ambas as regulamentações.

		Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
		Armd	Asl,eff XX [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	Asl,eff YY [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	Asl,eff XX [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	Asl,eff YY [cm <sup>2</sup> /m]
L0	Inferior	φ10//0,15	5,24	φ8//0,125	4,02	φ10//0,125	6,28	φ10//0,125	6,28
	Superior	φ16//0,125	16,08	φ16//0,125	16,08	φ12//0,125	9,05	φ10//0,10	7,85
L1	Inferior	φ10//0,15	5,24	φ8//0,125	4,02	φ16//0,125	16,08	φ16//0,125	16,08
	Superior	φ16//0,10	20,11	φ12//0,10	11,31	φ20//0,10	31,42	φ16//0,10	20,11

**Tabela 4.24** - Armaduras longitudinais efetivas.

		Europeia/Portuguesa	
		Armaduras	
L0	Inferior	1,20	1,56
	Superior	0,56	0,49
L1	Inferior	3,07	4,00
	Superior	1,56	1,78

**Tabela 4.25** – Correlação da armadura da legislação europeia com a portuguesa entre os valores obtidos para as armaduras longitudinais efetivas.

Da análise da Tabela 4.24 e Tabela 4.25 pode concluir-se que as armaduras longitudinais obtidas para a legislação europeia são em média superiores em 1,95 vezes à legislação portuguesa.

Relativamente à relação entre as armaduras de cálculo obtidos para ambas as legislações (comentados anteriormente), obteve-se uma relação de 1,68 vezes, quando comparada com a relação entre as armaduras efetivas entre ambas as legislações, que é de 1,78 vezes é diferente. Tal diferença decorre da escolha de armaduras mas também dos requisitos referentes a espaçamentos mínimos entre armaduras longitudinais.

### 4.3.1.2 Vigas

Na Tabela 4.26 apresenta-se a quantidade de armadura longitudinal mínima e máxima e a quantidade de armadura transversal mínima para as vigas interiores e exteriores.

	Legislação Portuguesa			Legislação Europeia		
	Asl,min [cm <sup>2</sup> ]	Asl,máx [cm <sup>2</sup> ]	(Asw/s/ramo),min [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,min [cm <sup>2</sup> ]	Asl,máx [cm <sup>2</sup> ]	(Asw/s/ramo),min [cm <sup>2</sup> /m]
<b>VExt (20x40)</b>	0,84	32,00	0,80	2,03	32,00	0,72
<b>VInt (20x55)</b>	1,20	44,00	0,80	2,90	44,00	0,72

**Tabela 4.26** – Valores da armadura mínima e máxima longitudinal e da mínima transversal.

Após análise da Tabela 4.26 verifica-se que, tal como esperado (e como acontece para as lajes), a armadura longitudinal mínima da regulamentação europeia é superior à da regulamentação portuguesa, em cerca 42%. Relativamente à armadura máxima, tal como sucede para as lajes, esta é igual para ambas as regulamentações.

No que concerne à armadura mínima transversal da regulamentação nacional verifica-se que é superior à da regulamentação europeia em cerca de 11%. É necessário ter em consideração que o cálculo pela regulamentação portuguesa só depende do tipo de aço. Em contrapartida, o cálculo pela regulamentação europeia depende do tipo de betão utilizado e da largura da alma da viga, sendo que se for utilizada uma viga com uma largura de alma superior, a armadura mínima pela regulamentação europeia será superior à nacional.

Nas Tabela 4.27 a

Tabela 4.32 apresenta-se a quantidade de armadura longitudinal de cálculo, a comparação entre essas mesmas armaduras de cálculo, a quantidade de armadura longitudinal efetiva e os varões adotados, a comparação entre as armaduras efetivas, a quantidade de armadura transversal de cálculo, os varões adotados para a armadura transversal, a quantidade de armadura transversal efetiva e por fim a comparação entre as armaduras transversais de cálculo e efetivas entre cada regulamentação.

Importa realçar a denominação utilizada para a definição das vigas. É utilizada uma nomenclatura, Vx.y, para que seja mais fácil situar qual a viga à qual se refere, ou seja, o “V” significa viga, o “x” representa o piso em que a viga se encontra e o “y” representa o número da viga dentro do respetivo piso (Ex.: V0.1 – representa a viga 1 do piso 0). Relativamente às vigas apresentadas no decorrer da presente dissertação serão elencadas as vigas V0.1, V0.7, V1.1 e V1.7 (vigas exteriores) e

as vigas V0.2, V0.3, V1.2 e V1.3 (vigas interiores). Os valores das restantes vigas encontram-se nos anexos.

	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
	Asl,cal M+ [cm <sup>2</sup> ]	Asl,cal M- [cm <sup>2</sup> ]	Asl,cal M+ [cm <sup>2</sup> ]	Asl,cal M- [cm <sup>2</sup> ]
<b>V0.1</b>	0,99	1,78	2,18	3,58
<b>V0.7</b>	0,90	1,55	4,13	5,08
<b>V1.1</b>	0,95	1,87	6,01	12,52
<b>V1.7</b>	0,95	1,79	3,63	4,78
<b>V0.2</b>	2,99	4,86	2,75	7,09
<b>V0.3</b>	13,69	7,56	22,89	18,42
<b>V1.2</b>	2,90	4,63	2,7	7,08
<b>V1.3</b>	14,97	12,45	19,62	32,9

Tabela 4.27 – Armaduras de cálculo longitudinais para as vigas.

	Europeia/Portuguesa	
	Asl,cal M+ [%]	Asl,cal M- [%]
<b>V0.1</b>	2,20	2,01
<b>V0.7</b>	4,59	3,28
<b>V1.1</b>	6,33	6,70
<b>V1.7</b>	3,82	2,67
<b>V0.2</b>	0,92	1,46
<b>V0.3</b>	1,67	2,44
<b>V1.2</b>	0,93	1,53
<b>V1.3</b>	1,31	2,64

Tabela 4.28 – Correlação da armadura da legislação europeia com a portuguesa entre os valores obtidos para as armaduras longitudinais de cálculo.

De uma forma geral, e após análise das tabelas 4.27 e 4.28, verifica-se que a armadura de cálculo da regulamentação europeia é superior à da regulamentação portuguesa, quer seja para momentos fletores positivos ou negativos.

Os valores para as armaduras adotadas e respetivas armaduras específicas apresentam-se na seguinte tabela.

	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	Asl,M+	Asl,eff [cm <sup>2</sup> ]	Asl,M-	Asl,eff [cm <sup>2</sup> ]	Asl,M+	Asl,eff [cm <sup>2</sup> ]	Asl,M-	Asl,eff [cm <sup>2</sup> ]
<b>V0.1</b>	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	3Φ12	3,39	4Φ12	4,52
<b>V0.7</b>	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	4Φ12	4,52	3Φ16	6,03
<b>V1.1</b>	4Φ6	1,13	4Φ8	1,13	3Φ16	6,03	4Φ20	12,57
<b>V1.7</b>	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	4Φ12	4,52	3Φ16	6,03
<b>V0.2</b>	4Φ10	3,14	3Φ16	6,03	3Φ12	3,39	4Φ16	8,04
<b>V0.3</b>	3Φ25	19,63	2Φ25	9,82	3Φ32	24,13	4Φ25	19,63
<b>V1.2</b>	4Φ10	3,14	3Φ16	3,14	3Φ12	3,39	4Φ16	8,04
<b>V1.3</b>	2Φ25+2Φ20	16,10	4Φ25	16,10	4Φ25	19,63	4Φ32	32,17

**Tabela 4.29** – Armaduras longitudinais efetivas para as vigas.

Importa fazer três análises a estes resultados, nomeadamente analisar os resultados obtidos entre ambas as legislações, analisar os resultados obtidos para as mesmas vigas do piso 0 e do piso 1 para a legislação portuguesa e fazer a mesma análise para a legislação europeia.

Em média, as armaduras positivas e negativas provenientes do dimensionamento pela legislação europeia são 1,26 e 1,53 vezes superiores às obtidas pela legislação portuguesa, respetivamente.

Apresenta-se a comparação entre as armaduras efetivas decorrentes das armaduras escolhidas para as vigas do piso zero e um.

	Europeia/Portuguesa	
	Asl,M+ [cm <sup>2</sup> ]	Asl,M- [cm <sup>2</sup> ]
<b>V0.1</b>	3,00	2,25
<b>V0.7</b>	4,00	3,00
<b>V1.1</b>	5,34	11,12
<b>V1.7</b>	4,00	3,00
<b>V0.2</b>	1,08	1,33
<b>V0.3</b>	1,23	2,00
<b>V1.2</b>	1,08	2,56
<b>V1.3</b>	1,22	2,00

**Tabela 4.30** – Correlação da armadura da legislação europeia com a portuguesa entre os valores obtidos para as armaduras longitudinais efetivas.

Constata-se que as armaduras das vigas dimensionadas pela legislação europeia são, em média, superiores às obtidas pela legislação nacional.

	Legislação Portuguesa			Legislação Europeia		
	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), cal [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), eff [cm <sup>2</sup> /m]	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), cal [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), eff [cm <sup>2</sup> /m]
<b>V0.1</b>	0,80	Φ6//0,15	1,88	0,82	Φ8//0,15	3,35
<b>V0.7</b>	0,80	Φ6//0,15	1,88	0,83	Φ8//0,15	3,35
<b>V1.1</b>	0,80	Φ6//0,15	1,88	2,15	Φ8//0,15	3,35
<b>V1.7</b>	0,80	Φ6//0,15	1,88	0,79	Φ8//0,15	3,35
<b>V0.2</b>	0,80	Φ6//0,15	1,88	1,63	Φ10//0,10	7,85
<b>V0.3</b>	10,82	Φ12//0,10	11,31	6,97	Φ10//0,10	7,85
<b>V1.2</b>	0,81	Φ6//0,15	1,88	1,59	Φ10//0,10	7,85
<b>V1.3</b>	7,73	Φ10//0,10	7,85	2,02	Φ10//0,10	7,85

Tabela 4.31 – Armaduras transversais de cálculo e efetivas para as vigas.

	Europeia/Portuguesa	
	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), cal [cm <sup>2</sup> /m]	(A <sub>sw</sub> /s/ramo), eff [cm <sup>2</sup> /m]
<b>V0.1</b>	1,03	1,78
<b>V0.7</b>	1,04	1,78
<b>V1.1</b>	2,69	1,78
<b>V1.7</b>	0,99	1,78
<b>V0.2</b>	2,04	4,18
<b>V0.3</b>	0,64	0,69
<b>V1.2</b>	1,96	4,18
<b>V1.3</b>	0,26	1,00

Tabela 4.32 – Correlação da europeia com a portuguesa armaduras transversais de

armadura da legislação entre os valores obtidos para as cálculo e efetivas.

Constata-se que as armaduras transversais de cálculo e efetivas das vigas dimensionadas pela legislação europeia são em média 1,33 e 2,14 vezes superiores às obtidas pela legislação nacional para as armaduras de cálculo e efetivas respetivamente.

#### 4.3.1.3 Pilares

Apresenta-se na seguinte tabela o cálculo das armaduras mínimas e máximas longitudinais e transversais por tipologia de pilar e por legislação.

	Legislação Portuguesa			Legislação Europeia		
	A <sub>sl,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sl,máx</sub> [cm <sup>2</sup> ]	(A <sub>sw</sub> /s/ramo) <sub>,min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sl,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sl,máx</sub> [cm <sup>2</sup> ]	(A <sub>sw</sub> /s/ramo) <sub>,min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]
<b>Pext (0,25x0,30)</b>	4,50	60,00	1,00	1,81	60,00	1,10
<b>Pint (0,25x0,50)</b>	7,50	100,00	1,00	3,26	100,00	1,10
<b>Pint (0,50x0,25)</b>	7,50	100,00	2,00	3,26	100,00	2,19
<b>Pint (0,55x0,25)</b>	8,25	110,00	2,00	3,63	110,00	2,19

Tabela 4.33 – Armaduras mínimas e máximas para os pilares.

As armaduras longitudinais mínimas pela legislação europeia representam em média 43% das armaduras pela legislação portuguesa, verificando-se assim um desagramento nesta armadura. As armaduras transversais mínimas pela legislação europeia são em média 1,09 vezes superiores às previstas pela legislação portuguesa. As armaduras longitudinais máximas são iguais para ambas as legislações.

De seguida apresentam-se os valores de cálculo das armaduras longitudinais e transversais dos pilares. Optou-se por considerar a mesma armadura em toda a altura do edifício.

Pilares	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
	$A_{sl,cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$(A_{sw}/s/ramo)$ , cal [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sl,cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$(A_{sw}/s/ramo)$ , cal [cm <sup>2</sup> /m]
0,25X0,30	10,64	0,96	17,35	-
0,25X0,50	10,80	-	9,08	-
0,50X0,25	14,23	-	19,45	3,03
0,55X0,25	8,10	-	29,88	2,23

Tabela 4.34 – Armaduras de cálculo longitudinais e transversais para os pilares.

As armaduras longitudinais obtidas pela legislação europeia são em média superiores 1,9 vezes as armaduras obtidas pela legislação portuguesa, verificando-se um agravamento substancial nestes elementos. Relativamente às armaduras transversais verifica-se que na legislação portuguesa apenas no pilar 25x30 a armadura de cálculo é superior à armadura mínima; no caso da legislação europeia os pilares 50x25 e 55x25 têm armadura transversal de cálculo superior à armadura mínima.

Pilares	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	$A_{sw}/face$		$A_{sw}/s$		$A_{sw}/face$		$A_{sw}/s$	
	Armaduras	$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	Armaduras	$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Armaduras	$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	Armaduras	$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,25X0,30	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\phi$ 8//0,15	3,35	4 $\phi$ 12	4,52	$\phi$ 6//0,15	1,88
0,25X0,50	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\phi$ 8//0,15	3,35	3 $\phi$ 10	2,36	$\phi$ 6//0,15	1,88
0,50X0,25	3 $\phi$ 25	14,73	$\phi$ 8//0,15	3,35	3 $\phi$ 16	6,03	$\phi$ 8//0,15	3,35
0,55X0,25	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 16	8,29	$\phi$ 8//0,15	3,35	3 $\phi$ 20	9,42	$\phi$ 8//0,15	3,35

Tabela 4.35 – Armaduras longitudinais e transversais escolhidas e respetiva armadura efetiva.

Apresentam-se os valores das armaduras longitudinais e transversais efetivas para cada legislação.

Pilares	$A_{sw}/face$ efectiva			$A_{sw}/s$		
	Portuguesa [cm <sup>2</sup> ]	Europeia [cm <sup>2</sup> ]	Eur VS Port	Portuguesa [cm <sup>2</sup> /m]	Europeia [cm <sup>2</sup> /m]	Eur VS Port
	0,25X0,30	12,96	4,52	35%	3,35	1,88
0,25X0,50	12,96	2,36	18%	3,35	1,88	56%
0,50X0,25	14,73	6,03	41%	3,35	3,35	100%
0,55X0,25	8,29	9,42	114%	3,35	3,35	100%

Tabela 4.36 – Armaduras efetivas decorrentes da armadura de cálculo.

Verifica-se que as armaduras adotadas no dimensionamento pela legislação portuguesa são superiores em todos os pilares à exceção das armaduras longitudinais e transversais do pilar 0,55x0,25 e da armadura transversal do pilar 0,50x0,25.

No projeto pela legislação europeia, após o dimensionamento das armaduras dos pilares e das vigas, prossegue-se com a aplicação do conceito “Capacity Design”.

Este conceito, tal como enunciado anteriormente, engloba disposições construtivas, verificações de ductilidade global e local e a garantia de formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares (conceito viga fraca - pilar forte, equação 4.29 do EC8), sendo que de seguida é abordada a formação de rótulas plásticas. Para tal, é feita a comparação entre as armaduras efetivas das vigas e dos pilares que são concorrentes no mesmo nó, garantindo que a soma das armaduras resistentes dos pilares têm de ser no mínimo 1,3 vezes superior à soma das armaduras resistentes das vigas.

Elemento	NEd [kN]	Momento Resistente Segundo XX				Momento Resistente Segundo YY			
		$(A_{s1,eff}+A_{s2,eff})x$ [cm <sup>2</sup> ]	$v_x$	$\omega_x$	$M_{Rd,x}$ [kNm]	$(A_{s1,eff}+A_{s2,eff})y$ [cm <sup>2</sup> ]	$v_y$	$\omega_y$	$M_{Rd,y}$ [kNm]
Nó 1	-489,87	64,34	-0,33	1,87	329,36	64,34	-0,33	1,87	251,15
Nó 2	-1369,45	128,68	-0,55	2,24	470,12	128,68	-0,55	2,24	1202,04
Nó 3	-563,92	176,94	-0,21	2,8	633,3	176,94	-0,21	2,8	1855,08
Nó 4	-548,73	48,26	-0,37	1,4	262,13	48,26	-0,37	1,4	200,95

Tabela 4.37 – Cálculo do momento resistente do pilar para as duas direções ortogonais abaixo do nó em altura.

Elemento	NEd [kN]	Momento Resistente Segundo XX					Momento Resistente Segundo YY				
		$(A_{s1,eff}+A_{s2,eff})x$ [cm <sup>2</sup> ]	$v_x$	$\Omega_x$	$\mu_x$	$M_{Rd,x}$ [kNm]	$(A_{s1,eff}+A_{s2,eff})y$ [cm <sup>2</sup> ]	$v_y$	$\omega_y$	$\mu_y$	$M_{Rd,y}$ [kNm]
Nó 1	-377,10	64,34	-0,25	1,87	0,72	322,22	64,34	-0,25	1,87	0,65	245,20
Nó 2	-1058,99	128,68	-0,42	2,24	0,79	496,12	128,68	-0,42	2,24	1,02	1272,12
Nó 3	-465,35	144,76	-0,17	2,29	0,76	520,61	144,76	-0,17	2,29	1,01	1523,15
Nó 4	-437,37	48,26	-0,29	1,40	0,57	256,41	48,26	-0,29	1,40	0,52	196,18

Tabela 4.38 - Cálculo do momento resistente do pilar para as duas direções ortogonais acima do nó em altura.

Elemento	Momento Resistente Positivo				Momento Resistente Negativo			
	$A_{s,eff} +$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd,apoio +}$ [kNm]	$A_{s,eff} -$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd,apoio -}$ [kNm]
Nó 1	-	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00
Nó 2	5,41	0,12	0,11	110,55	10,6	0,23	0,20	203,23
Nó 3	5,41	0,12	0,11	110,55	10,6	0,23	0,20	203,23
Nó 4	10,66	0,23	0,20	204,22	11,48	0,25	0,22	217,64

Tabela 4.39 - Cálculo do momento resistente da viga à esquerda do nó em planta.

Elemento	Momento Resistente Positivo				Momento Resistente Negativo			
	$A_{s,eff +}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio +}$ [kNm]	$A_{s,eff -}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio -}$ [kNm]
Nó 1	5,41	0,12	0,11	110,55	10,6	0,23	0,20	203,23
Nó 2	5,41	0,12	0,11	110,55	10,6	0,23	0,20	203,23
Nó 3	-	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00
Nó 4	-	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.40 - Cálculo do momento resistente da viga à direita do nó em planta.

Elemento	Momento Resistente Positivo				Momento Resistente Negativo			
	$A_{s,eff +}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio +}$ [kNm]	$A_{s,eff -}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio -}$ [kNm]
Nó 1	3,39	0,11	0,10	48,82	4,52	0,14	0,13	63,85
Nó 2	3,39	0,07	0,07	70,94	8,04	0,17	0,16	159,15
Nó 3	24,13	0,52	0,38	383,25	19,63	0,43	0,33	333,26
Nó 4	4,52	0,14	0,13	63,85	6,03	0,19	0,17	82,97

Tabela 4.41 - Cálculo do momento resistente da viga acima do nó em planta.

Elemento	Momento Resistente Positivo				Momento Resistente Negativo			
	$A_{s,eff +}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio +}$ [kNm]	$A_{s,eff -}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega$ -	$\mu$ -	$M_{Rd,apoio -}$ [kNm]
Nó 1	3,39	0,11	0,10	48,82	4,52	0,14	0,13	63,85
Nó 2	3,39	0,07	0,07	70,94	8,04	0,17	0,16	159,15
Nó 3	24,13	0,52	0,38	383,25	19,63	0,43	0,33	333,26
Nó 4	-	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.42 - Cálculo do momento resistente da viga abaixo do nó em planta.

Verificação da equação 4.29 do EC8							
Armadura do Pilar segundo XX e Armadura positiva das vigas					Armadura do Pilar segundo XX e Armadura negativa das vigas		
Elemento	$\Sigma M_{R_{pilares\ XX}}$ [kNm]	$\Sigma M_{R_{vigas\ +}}$ [kNm]	$(\Sigma M_{Rc}/\Sigma M_{Rb})$ $\geq 1,3$	Verificação	$\Sigma M_{R_{vigas\ -}}$ [kNm]	$(\Sigma M_{Rc}/\Sigma M_{Rb})$ $\geq 1,3$	Verificação
Nó 1	651,59	208,19	3,13	Verifica	330,93	1,97	Verifica
Nó 2	966,24	362,98	2,66	Verifica	724,76	1,33	Verifica
Nó 3	1153,91	877,05	1,32	Verifica	869,74	1,33	Verifica
Nó 4	518,54	268,07	1,93	Verifica	300,61	1,72	Verifica

Tabela 4.43 – Verificação do conceito pilar forte viga fraca segundo XX.

Verificação da equação 4.29 do EC8							
Armadura do Pilar segundo YY e Armadura positiva das vigas					Armadura do Pilar segundo YY e Armadura negativa das vigas		
Elemento	$\Sigma M_{R_{pilares\ YY}}$ [kNm]	$\Sigma M_{R_{viga\ s\ +}}$ [kNm]	$(\Sigma M_{Rc}/\Sigma M_{Rb})$ $\geq 1,3$	Verificação	$\Sigma M_{R_{vigas\ -}}$ [kNm]	$(\Sigma M_{Rc}/\Sigma M_{Rb})$ $\geq 1,3$	Verificação
Nó 1	496,34	208,19	2,38	Verifica	330,93	1,50	Verifica
Nó 2	2474,16	362,98	6,82	Verifica	724,76	3,41	Verifica
Nó 3	3378,23	877,05	3,85	Verifica	869,74	3,88	Verifica
Nó 4	397,13	268,07	1,48	Verifica	300,61	1,32	Verifica

Tabela 4.44 – Verificação do conceito pilar forte viga fraca segundo YY.

Após a análise das Tabela 4.37 a Tabela 4.44, verifica-se que foi necessário aumentar a armadura dos pilares por forma a verificar a equação 4.29 do EC8. Tais armaduras escolhidas serão utilizadas na verificação das disposições construtivas presentes no EC8 e EC2, sendo que de seguida apresentamos as armaduras efetivas e escolhidas finais dos pilares.

Pilares	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$		$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$	
	Armaduras	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> ]	Armaduras	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> /m ]	Armaduras	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> ]	Armaduras	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> /m ]
0,25X0,30	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\Phi 8//0,15$	3,35	4 $\Phi$ 32	32,17	$\Phi 6//0,15$	1,88
0,25X0,50	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\Phi 8//0,15$	3,35	8 $\Phi$ 32	64,34	$\Phi 6//0,15$	1,88
0,50X0,25	3 $\phi$ 25	14,73	$\Phi 8//0,15$	3,35	11 $\Phi$ 32	88,47	$\Phi 8//0,15$	3,35
0,55X0,25	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 16	8,29	$\Phi 8//0,15$	3,35	3 $\Phi$ 32	24,13	$\Phi 8//0,15$	3,35

Tabela 4.45 – Armaduras efetivas e escolhidas após a aplicação da equação 4.29 do EC8.

Verifica-se um incremento em média de armadura nos pilares da legislação europeia em comparação com a legislação portuguesa, na ordem dos 409 % sendo que antes da aplicação deste conceito eram em média 188 %.

#### 4.3.1.4 Paredes resistentes

Apresentam-se os valores obtidos nas paredes estruturais para as armaduras de cálculo longitudinais e transversais.

Paredes	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
	$A_{sl,cal}$ M2, M3 [ cm <sup>2</sup> ]	( $A_{sw/s/ramo}$ ), cal [ cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,cal}$ M2, M3 [ cm <sup>2</sup> ]	( $A_{sw/s/ramo}$ ), cal [ cm <sup>2</sup> ]
1,65x0,20	151,30	24,26	48,95	5,39
3,50x0,20	338,66	73,29	129,16	8,31
0,20x1,60	168,420	39,87	52,27	7,92
0,20x4,06	140,68	22,72	82,26	8,45

**Tabela 4.46** – Armaduras de cálculo longitudinais e transversais das paredes.

Verifica-se que os valores do dimensionamento pela legislação portuguesa leva a valores de armadura, quer longitudinal quer transversal, muito superiores aos da legislação portuguesa. Os valores pela legislação europeia para as armaduras longitudinais e transversais representam cerca de 40% e 23% da legislação portuguesa, respetivamente.

Apresentam-se na Tabela 4.47 as armaduras longitudinais e transversais adotadas e as respetivas armaduras efetivas.

Parede	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$		$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$	
	Armd	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> ]	Armd	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> /m ]	Armd	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> ]	Armd	$A_{eff}$ [ cm <sup>2</sup> /m ]
1,65x0,20	19Φ32	152,76	Φ10//0,10	7,85	7Φ32	56,3	Φ10//0,125	6,28
3,50x0,20	43Φ32	345,72	Φ10//0,10	7,85	7Φ32	56,3	Φ12//0,125	9,05
0,20x1,60	22Φ32	176,88	Φ10//0,10	7,85	17Φ32	136,68	Φ12//0,10	11,31
0,20x4,06	18Φ32	144,72	Φ10//0,10	7,85	17Φ32	136,68	Φ12//0,10	11,31

**Tabela 4.47** - Armaduras efetivas longitudinais e transversais das paredes.

Na seguinte tabela observa-se a comparação entre as armaduras efetivas longitudinais e transversais das paredes.

Parede	$A_{swl/face}$ efectiva			$A_{sw/s}$		
	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port
1,65x0,20	152,76	56,30	37%	7,85	6,28	80%
3,50x0,20	345,72	56,30	16%	7,85	9,05	115%
0,20x1,60	176,88	136,68	77%	7,85	11,31	144%
0,20x4,06	144,72	136,68	94%	7,85	11,31	144%

**Tabela 4.48** – Comparação entre armaduras efetivas das paredes.

Constata-se que armadura longitudinal proveniente do dimensionamento pela legislação europeia é em média 56% da obtida pela legislação portuguesa, no entanto, a armadura transversal apresenta-se em cerca de 121% mais gravosa que a legislação nacional.

#### 4.3.1.5 Fundações

A solução adotada para a fundação da estrutura trata-se de uma laje fungiforme de fundação, também recorrentemente designada por ensoleiramento geral. De seguida apresentam-se os valores obtidos para o dimensionamento pela legislação portuguesa e europeia, nas duas direções para as áreas de armaduras de cálculo, áreas de armaduras de cálculo por metro, armaduras escolhidas e respetivas áreas de armaduras efetivas. São também apresentados os valores referentes à sobre resistência proveniente das armaduras adotadas ( $Asl,eff / Asl,calc$ ).

Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
$Asl_{M2,sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M3,sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M2,inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M3,inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M2,sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M3,sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M2,inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$Asl_{M3,inf}$ [cm <sup>2</sup> ]
36,45	39,93	36,68	40,73	124,82	81,95	125,39	83,18
$Asl_{M2,sup}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M3,sup}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M2,inf}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M3,inf}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M2,sup}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M3,sup}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M2,inf}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{M3,inf}$ [cm <sup>2</sup> /m]
2,28	1,66	2,29	2,55	7,8	3,42	7,84	5,2
□				□			
$Asl_{eff,M2,su}$ p [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M3,su}$ p [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M2,i}$ nf [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M3,i}$ nf [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M2,su}$ p [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M3,su}$ p [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M2,i}$ nf [cm <sup>2</sup> /m]	$Asl_{eff,M3,i}$ nf [cm <sup>2</sup> /m]
φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ12//0,125	φ12//0,25	φ12//0,125	φ12//0,15
3,35	3,35	3,35	3,35	9,05	4,52	9,05	7,54
$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$	$Asl,eff /$ $Asl,calc$
1,47	2,02	1,46	1,31	1,16	1,34	1,16	1,45

Tabela 4.49 - Comparação entre as armaduras de cálculo e efetivas entre a legislação portuguesa e europeia.

Verifica-se que as armaduras superiores e inferiores pela legislação portuguesa são em média 1,97 e 2,42 cm<sup>2</sup>/m, respetivamente. As armaduras superiores e inferiores pela legislação europeia são em média 5,61 e 6,52 cm<sup>2</sup>/m, respetivamente.

Posto isto, conclui-se que as armaduras superiores e inferiores obtidas pelo dimensionamento pelos Eurocódigos são 2,85 e 2,69 vezes maiores que a legislação portuguesa, respetivamente.

### 4.3.2 Estado Limite Utilização

Como referenciado no capítulo 3 da presente dissertação a verificação ao Estado Limite de Utilização deve de ser efetuada à deformação e à fendilhação. De seguida serão apresentados os resultados para a fendilhação e deformação para as lajes e vigas para ambas as legislações.

#### 4.3.2.1 Lajes

Relativamente à verificação da fendilhação para as lajes o EC2 menciona que não é necessário tomar medidas específicas para o controlo da fendilhação desde que a espessura da laje não seja superior a 200 mm e que seja respeitado o que se encontra disposto em 9.3 do EC2. Sendo a espessura da laje de 150 mm e como as disposições elencadas em 9.3 do EC2 foram tidas em conta não é necessário tomar medidas específicas para o controlo da fendilhação. Para a regulamentação portuguesa o controlo da fendilhação é efetuado com base no espaçamento máximo dos varões longitudinais, o qual não deve exceder 1,5 vezes a espessura da laje (sendo a espessura da laje de 15 cm resulta um espaçamento máximo de 22,5 cm) e o maior espaçamento utilizado foi de 15,0 cm, verificando-se a condição.

No que concerne à verificação da deformação das lajes, a mesma foi efetuada tendo em conta o artigo 102º da regulamentação nacional e pelo método indireto da regulamentação europeia, Tabela 4.50.

Elemento	REBAP/RSA			EC					
	$l_i/h$ [ - ]	$30\eta$ [ - ]	Verificação	$\rho$ [ - ]	$(L/d)_{limite}$ [ - ]	$L$ [ m ]	$d_{real}$ [ m ]	$(L/d)_{real}$ [ - ]	Verificação
Laje Piso 1	16,67	24,00	Verifica	0,004	50,00	6,5	0,13	32,17	Verifica
Laje Piso 2	16,67	24,00	Verifica	0,011	50,00	6,5	0,13	8,30	Verifica

Tabela 4.50 – Verificação da deformação para ambas as regulamentações.

Como se pode observar pela Tabela 4.50 a deformação considera-se verificada para ambas as regulamentações. No entanto, no que concerne à legislação portuguesa esta encontra-se mais perto do limite do que a legislação europeia.

#### 4.3.2.2 Vigas

De seguida apresentam-se a verificação da fendilhação e da deformação, ver Tabela 4.51 e Tabela 4.52, respetivamente.

Elemento	Legislação Portuguesa			Legislação Europeia				
	$S_{l,real}$ [ cm ]	$S_{l,máx}$ [ cm ]	Verificação	$\sigma_{s1}$ [ MPa ]	$S_{l,real}$ [ mm ]	$\sigma_{s1,próximo}$ [ MPa ]	$S_{l,máx}$ [ mm ]	Verificação
V0.1	3,47	5,00	Verifica	194,54	88,00	200,00	300,00	Verifica
V0.7	3,47	5,00	Verifica	269,55	88,00	280,00	200,00	Verifica
V1.1	3,47	5,00	Verifica	350,31	80,00	360,00	100,00	Verifica
V1.7	3,47	5,00	Verifica	254,87	88,00	280,00	200,00	Verifica
V0.2	2,93	5,00	Verifica	329,48	88,00	360,00	100,00	Verifica
V0.3	2,25	5,00	Verifica	342,62	46,00	360,00	100,00	Verifica
V1.2	2,67	5,00	Verifica	328,88	88,00	360,00	100,00	Verifica
V1.3	2,25	5,00	Verifica	395,26	46,00	400,00	50,00	Verifica

Tabela 4.51 – Verificação da fendilhação para ambas as regulamentações.

Observando a Tabela 4.51 constata-se que a fendilhação é verificada para ambas as regulamentações. Devido ao efeito associado ao “Capacity Design”, presente na regulamentação europeia, torna-se mais fácil a verificação da fendilhação por esta mesma regulamentação do que pela regulamentação nacional (visto que não possui este efeito), a qual apresenta maior parte dos seus valores reais muito perto do respetivo limite.

Elemento	REBAP/RSA			EC					
	$l/h$	$20\eta$	Verificação	$\rho$	$(L/d)_{limite}$	$L$ M	$d_{real}$ m	$(L/d)_{real}$	Verificação
Vint	9,50	16,00	Verifica	0,012	18,57	6,5	0,35	0,45	Verifica
Vext	6,76	16,00	Verifica	0,022	18,57	6,5	0,5	7,67	Verifica

Tabela 4.52 – Verificação da deformação para ambas as regulamentações.

A verificação da deformação para as vigas, pela legislação portuguesa, decorre do controle da altura mínima da viga, sendo que esta deve ser igual ou inferior a  $20 \times \eta$ . Pela Tabela 4.52 conclui-se que a deformação é verificada para as vigas.

No que concerne à legislação europeia a verificação da deformação é efetuada comparando a relação entre o vão da viga e a altura útil real da mesma com o valor limite. Observando a Tabela 4.52 constata-se que é verificada a deformação, sendo o efeito “Capacity Design” um dos fatores que mais contribui para tal (dado que no cálculo entra a percentagem de armadura efetiva).

## 4.4 Análise comparativa aos resultados do caso de estudo

De seguida apresenta-se a quantidade de aço, em kg, para cada regulamentação e para cada elemento, bem como o somatório por elemento e regulamentação, ver Tabela 4.53 a Tabela 4.61.

	LAJES	Espessura [ m ]	Armd XX	[ kg/m ]	Armd YY	[ kg/m ]	Total [ kg/m ]
Portuguesa	Superior	0,15	φ16//0,125	12,64	φ16//0,125	12,64	25,28
	Inferior	0,15	φ10//0,15	4,13	φ8//0,125	3,12	7,25
Europeia	Superior	0,15	φ16//0,125	12,64	φ16//0,125	12,64	25,28
	Inferior	0,15	φ10//0,125	4,96	φ10//0,125	4,96	9,92

Tabela 4.53 - Quantidade de armadura efetiva para as lajes para a legislação portuguesa e europeia e respetivas taxas.

	LAJES	Área [ m <sup>2</sup> ]	[ kg ]	Total [ € ] PU (1,10 €/kg)	Legislação Europeia/ Portuguesa
Portuguesa	Superior	2177,46	55 046,19	60 550,81	
	Inferior	2177,46	15 793,84	17 373,23	
Europeia	Superior	2177,46	55 046,19	60 550,81	1,00
	Inferior	2177,46	21 600,40	23 760,44	1,37

Tabela 4.54 - Quantidade de armadura total e respetivo custo associado do aço nas lajes.

Da análise das tabelas 4.53 e 4.54 verifica-se que, no que concerne à armadura da face superior, estas armaduras são iguais, sendo que relativamente à armadura da face inferior a armadura da regulamentação europeia é 37% superior à da portuguesa.

	VIGAS	Ac [m <sup>2</sup> ]	As inferior		As superior		As transversal	
			Armd	[ kg/ml ]	Armd	[ kg/ml ]	Armd	[ kg/ml ]
Portuguesa	20X40	0,08	4φ6	0,88	4φ8	1,96	φ6//,15	1,408
	20X55	0,11	3φ25	11,58	2φ25	7,72	φ12//,10	11,214
Europeia	20X40	0,08	3φ16	4,74	4φ20	9,88	φ8//,15	2,496
	20X55	0,11	3φ32	18,96	4φ32	25,28	φ10//,10	7,812

Tabela 4.55 – Quantidade de armadura efetiva para as vigas para a legislação portuguesa e europeia e respetivas taxas.

	VIGAS	Total [ kg/ml ]	L <sub>tot</sub>	[ kg ]	Total [ € ] PU (1,10 €/kg)	Legislação Europeia/ Portuguesa
Portuguesa	20X40	4,25	388,00	1 648,22	1 813,05	
	20X55	30,51	483,30	14 747,42	16 222,16	
Europeia	20X40	17,12	388,00	6 641,01	7 305,11	4,03
	20X55	52,05	483,30	25 156,73	27 672,40	1,71

Tabela 4.56 - Quantidade de armadura total e respetivo custo associado do aço nas vigas.

Observando as tabelas 4.55 e 4.56 verifica-se que a armadura das vigas exteriores (0,20x0,40) da regulamentação europeia é quatro vezes superior à da regulamentação portuguesa. Já para as vigas interiores (0,20x0,55) a armadura da regulamentação europeia é 71% superior à da regulamentação nacional.

Esta diferença entre as duas regulamentações advém da aplicação do conceito “Capacity Design”, nomeadamente do tipo de classe adotado aquando o dimensionamento (tendo sido adotado uma classe de ductilidade média – DCM) visto que para este tipo de classe, o EC8 refere como devem

ser calculados os momentos atuantes nos nós, para ter em conta no dimensionamento dos respetivos elementos estruturais (equação 5.8 do EC8).

	PILARES	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	As longitudinal		A <sub>s</sub> transversal		TOTAL
			Armd	[ kg/ml ]	Armd	[ kg/ml ]	[ kg/ml ]
Portuguesa	0,25X0,30	0,08	2φ25+1φ20	25,32	φ8//0,15	2,24	27,56
	0,25X0,50	0,13	2φ25+1φ20	25,32	φ8//0,15	3,28	28,60
	0,50x0,25	0,13	4φ25	30,88	φ8//0,15	3,28	34,16
	0,55X0,25	0,14	2φ20+1φ16	16,20	φ8//0,15	3,54	19,74
Europeia	0,25X0,30	0,08	4φ32	50,56	φ6//0,15	1,26	51,82
	0,25X0,50	0,13	8φ32	50,56	φ6//0,15	1,85	52,41
	0,50x0,25	0,13	11φ32	69,52	φ8//0,15	3,28	72,80
	0,55X0,25	0,14	3φ32	44,24	φ8//0,15	3,54	47,78

Tabela 4.57 - Quantidade de armadura efetiva para os pilares para a legislação portuguesa e europeia e respetivas taxas.

	PILARES	L <sub>tot</sub>	[ kg ]	Total [ € ] PU (1,10€/kg)	Legislação Europeia/ Portuguesa
Portuguesa	0,25X0,30	299,70	8 258,53	9 084,39	
	0,25X0,50	27,00	772,09	849,30	
	0,50x0,25	27,00	922,21	1 014,43	
	0,55X0,25	13,50	266,44	293,08	
Europeia	0,25X0,30	299,70	15 530,85	17 083,94	1,88
	0,25X0,50	27,00	1 415,02	1 556,52	1,83
	0,50x0,25	27,00	1 965,49	2 162,04	2,13
	0,55X0,25	13,50	644,98	709,47	2,42

Tabela 4.58 - Quantidade de armadura total e respetivo custo associado do aço nos pilares.

Após análise das tabelas 4.57 e 4.58 constatamos que a armadura proveniente da regulamentação europeia é superior à da regulamentação portuguesa.

A diferença nas quantidades de armadura provém da aplicação do conceito “Capacity Design”, mais concretamente pilar forte - viga fraca, que impõe que o somatório dos momentos resistentes do pilar, num dado nó, tem de ser superior a 30% o somatório dos momentos resistentes das vigas concorrentes a esse mesmo nó (equação 4.29 do EC8).

	PAREDES	Ac [m²]	Aswl/face			Asw/s		
			Armd	Aeff	kg/m	Armd	Aeff	kg/m
Portuguesa	1,65x0,20	0,324	19φ32	152,76	240,16	Φ10//0,10	7,85	21,45
	3,50X0,20	0,7	43φ32	345,72	543,52	Φ10//0,10	7,85	45,63
	0,20X1,60	0,32	22φ32	176,88	278,08	Φ10//0,10	7,85	20,83
	0,20X4,06	0,812	18φ32	144,72	227,52	Φ10//0,10	7,85	51,34
Europeia	1,65x0,20	0,324	7φ32	56,30	88,48	Φ10//0,125	6,28	17,16
	3,50X0,20	0,7	7φ32	56,30	88,48	Φ12//0,125	9,05	52,40
	0,20X1,60	0,32	17φ32	136,68	214,88	Φ12//0,10	11,31	29,90
	0,20X4,06	0,812	17φ32	136,68	214,88	Φ12//0,10	11,31	73,69

Tabela 4.59 - Quantidade de armadura efetiva para as paredes para a legislação portuguesa e europeia e respetivas taxas.

	PAREDES	[ kg/m ]	L <sub>tot</sub>	[ kg ]	Total [ € ] PU (1,10€/kg)	
Portuguesa	1,65x0,20	261,61	27,00	7 063,52	7 769,88	Legislação Europeia/ Portuguesa
	3,50X0,20	589,15	13,50	7 953,55	8 748,91	
	0,20X1,60	298,91	54,00	16 141,25	17 755,37	
	0,20X4,06	278,86	27,00	7 529,11	8 282,02	
Europeia	1,65x0,20	105,64	27,00	2 852,32	3 137,56	0,40
	3,50X0,20	140,88	13,50	1 901,92	2 092,12	0,24
	0,20X1,60	244,78	54,00	13 218,34	14 540,17	0,82
	0,20X4,06	288,57	27,00	7 791,44	8 570,59	1,03

Tabela 4.60 - Quantidade de armadura total e respetivo custo associado do aço nas paredes.

Observando as tabelas 4.59 e 4.60 verifica-se que a armadura da legislação portuguesa é superior à da legislação europeia devido ao facto de na legislação portuguesa estas absorverem mais esforços que na legislação europeia e ao facto de o coeficiente de comportamento na legislação europeia ser superior ao da portuguesa o que leva a menores esforços.

	Portuguesa	Europeia	Eur/Port
<b>LAJES + ENSOLEIRAMENTO</b>	77 924,04 €	84 311,25 €	1,08
<b>VIGAS</b>	18 035,20 €	34 977,51 €	1,94
<b>PILARES</b>	11 241,20 €	21 511,97 €	1,91
<b>PAREDES</b>	42 556,18 €	28 340,43 €	0,67
<b>TOTAL</b>	149 756,62 €	169 141,17 €	1,13

Tabela 4.61 – Análise económica do custo do aço por elemento.

Com base na tabela 4.61 conclui-se que de uma forma geral as quantidades de armadura provenientes da legislação europeia são superiores à da legislação portuguesa, com a exceção das paredes.

Efetuada o somatório de todos os elementos estruturais verifica-se que, num edifício dimensionado pela legislação europeia, o custo com o fornecimento e aplicação de aço na estrutura

será superior a um edifício dimensionado pela legislação portuguesa na ordem dos 13%. Se se considerar que o aço de um edifício desta natureza representa cerca de 55% do custo de executar a estrutura, chega-se à conclusão de que haverá um sobrecusto na ordem dos 7%.

Considerando que a estrutura representa, para edifícios desta tipologia, cerca de 15% do custo total da construção, conclui-se que o dimensionamento pela legislação europeia traduz-se no sobrecusto global da construção na ordem dos 1,1%.

Posto isto, verifica-se que o dimensionamento pela legislação europeia, embora traga um sobrecusto de alguma dimensão para a estrutura, no cômputo geral traduz num reduzido acréscimo de custo para a construção do edifício.

Após a comparação do sobrecusto que a regulamentação europeia possui sobre a regulamentação portuguesa importa analisar qual o aumento de resistência que existe comparando a regulamentação europeia com a portuguesa.

De tal forma, e observando a tabela 4.61, verifica-se que as lajes dimensionadas pela regulamentação europeia possui um sobrecusto de 108% em relação à regulamentação portuguesa, sendo que tal sobrecusto traduz-se num aumento de resistência na ordem dos 138%.

No que concerne às vigas dimensionadas pela regulamentação europeia estas apresentam um sobrecusto de 194% em relação à regulamentação portuguesa, o que traduz-se num aumento de resistência na ordem dos 187%.

Relativamente aos pilares dimensionados pela regulamentação europeia possuem um sobrecusto de 191% em relação à regulamentação portuguesa, o que decorre de um aumento de resistência na ordem dos 427%.

As paredes dimensionadas pela regulamentação europeia representam 67% do custo da regulamentação portuguesa, o que implica num decréscimo de resistência na ordem dos 47%.

Por fim, as fundações dimensionadas pela regulamentação europeia possuem um sobrecusto de 113% em relação à regulamentação portuguesa, o que decorre de um aumento de resistência na ordem dos 225%.

Dado que o sobrecusto global de um edifício dimensionado pela legislação europeia é de 1,1% face à legislação portuguesa, justifica-se o esforço acrescido ao nível do projeto e o acréscimo de armadura quando comparado com o aumento de resistência obtido em cada elemento estrutural.



## 5 Conclusões

### 5.1 Resumo do trabalho realizado

No presente capítulo será efetuada um breve resumo do trabalho realizado ao longo da presente dissertação assim como elencar alguns desenvolvimentos futuros para estudos comparativos entre a legislação nacional e a europeia.

Neste subcapítulo é feita uma abordagem resumida aos temas tratados na presente dissertação.

No capítulo dois foram abordadas as ações do vento e do sismo, desde a sua caracterização à sua quantificação. No que diz respeito à ação do vento, a metodologia entre ambas as regulamentações é muito semelhante, contudo existem algumas diferenças nomeadamente:

- Quantificação dos valores característicos da velocidade do vento;
- Velocidade média do vento;
- Caracterização da rugosidade do terreno;

Desta forma e apesar da metodologia de cálculo ser muito semelhante verifica-se um acréscimo de esforço requerido aos projetistas para o cálculo da ação do vento pela legislação europeia quando comparado com o cálculo pela legislação nacional.

No que concerne à ação sísmica existem muitas diferenças, quer ao nível da metodologia como de conceito.

Em termos de conceito, o EC8 introduz o conceito do “*capacity design*” que obriga os projetistas a terem uma pormenorização mais cuidada para os elementos estruturais primários de forma a garantir que a estrutura possua uma ductilidade mínima local e global. Esta ductilidade é garantida através da limitação do espaçamento entre estribos, da introdução de uma zona crítica perto dos nós e por fim, da formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares (conceito pilar forte viga fraca).

Relativamente à metodologia de cálculo pela legislação europeia é necessário calcular o coeficiente de comportamento, tendo por base se a estrutura é regular em planta e em altura, o tipo de sistema estrutural utilizado, o zonamento do território, na quantificação dos espectros de resposta, nas classes de ductilidade, entre outros.

A ação do sismo pela legislação europeia, à semelhança da ação do vento, também traz um esforço acrescido aos projetistas.

No capítulo três foi abordada a metodologia de dimensionamento para ambas as regulamentações, sendo que as principais diferenças entre ambas as regulamentações são:

- Na quantificação da armadura mínima;
- No cálculo da armadura transversal;
- Na quantificação dos efeitos de segunda ordem;
- Na quantificação das imperfeições geométricas;
- No cálculo da tensão do betão;
- Na verificação da fendilhação e da deformação.

Após a quantificação das ações e da metodologia de dimensionamento, procedeu-se no capítulo quatro à escolha de um edifício de médio porte de betão armado de forma a alcançar os objetivos a que o trabalho se propunha.

Numa primeira fase, o edifício foi modelado e dimensionado para ambas as regulamentações de forma a obtermos a quantidade de armadura decorrente da aplicação das regras elencadas nos capítulos 2 e 3 para ambas as regulamentações. Numa segunda fase, após a pormenorização, foi calculado o custo da armadura para cada legislação e efetuada a respetiva comparação. Verificou-se que no caso de estudo, a estrutura dimensionada pela legislação europeia levou a um sobrecusto com a armadura na ordem dos 13% quando comparado com a quantidade de armadura obtida pelo dimensionamento pela legislação portuguesa.

## **5.2 Principais conclusões do trabalho**

Como principais conclusões da presente dissertação verificou-se que a metodologia de cálculo da ação do vento é muito semelhante entre legislações, contudo existem algumas diferenças no que diz respeito aos valores característicos da velocidade do vento e no que concerne às categorias de rugosidade do terreno. São introduzidas pela legislação europeia duas variáveis adicionais ao cálculo da pressão dinâmica do vento, o coeficiente de sazão e o coeficiente direcional.

A legislação europeia no que diz respeito ao cálculo da ação do sismo, de acordo com a geometria em planta e em elevação, preconiza diferentes tipos de análise. As exigências e requisitos para o dimensionamento ao evento sísmico pela legislação europeia são também reforçadas no dimensionamento através do “*capacity design*”, preconizado no EC8, através das disposições construtivas com o intuito de melhorar a ductilidade da estrutura.

A legislação portuguesa à semelhança da europeia indica que para estruturas sujeitas a ações sísmicas, as mesmas não deverão apresentar variações de rigidez e de massa, especialmente em altura e que as estruturas deverão ser capazes de dissipar energia por deformação não elástica. Relativamente às classes de ductilidade a legislação europeia estabelece mais uma classe que a legislação portuguesa. A legislação portuguesa não aborda o controlo de deformação lateral ao contrário da europeia que sugere verificações para limitar deformações laterais da estrutura.

Em relação às imperfeições geométricas dos elementos verticais, embora a metodologia de cálculo ser muito similar entre ambas as regulamentações, a legislação europeia apresenta um dimensionamento distinto para pilares inseridos em estruturas correntes e para pilares isolados, sendo que a legislação portuguesa apresenta uma única metodologia (de um pilar isolado). Desta forma a legislação europeia tem em consideração os restantes elementos verticais na quantificação das imperfeições geométricas.

O cálculo dos efeitos de segunda ordem pela legislação europeia apresenta uma maior complexidade que a metodologia apresentada na regulamentação nacional. A legislação europeia tem em consideração, tal como enunciado para as imperfeições geométricas, se o pilar é isolado ou não isolado, além de considerar também o módulo de elasticidade e a inércia dos materiais (betão e aço) bem como coeficientes que tenham em conta os efeitos da fendilhação, da fluência e da distribuição das armaduras. A grande diferença entre ambas as legislações está na introdução do “*capacity design*”, que impõe restrições referentes aos materiais, geometrias, pormenorização das armaduras e no cálculo do esforço transversal e momento fletor. As restrições enunciadas visam aumentar a ductilidade que uma determinada estrutura possui em regime não linear. A filosofia de dimensionamento por “*capacity design*” reforça a importância dada à manutenção da vida útil do edifício após um sismo de significativa intensidade, reforçando as cada vez mais importantes exigências económicas que são parte integrante da preocupação no dimensionamento de estruturas correntes de médio porte em Portugal.

No que concerne à limitação de danos, o EC8 impõe um limite de deformação lateral na estrutura para os sismos ao contrário da legislação portuguesa que nada refere sobre esta matéria. Desta forma, no que concerne aos sismos, a legislação europeia invoca uma preocupação quer com a rotura global da estrutura quer com o custo com a viabilidade económica das reparações a executar na estrutura após a ocorrência de um sismo relativamente frequente.

No caso de estudo concluiu-se que de uma forma geral as quantidades de armadura provenientes da legislação europeia são superiores à da legislação portuguesa, com a exceção das paredes. Verificou-se que no dimensionamento pela legislação europeia, o custo com o fornecimento

e aplicação de aço na estrutura é superior a um edifício dimensionado pela legislação portuguesa na ordem dos 13%. Considerando que a estrutura representa, para edifícios desta tipologia, cerca de 15% do custo total da construção, concluiu-se que o dimensionamento pela legislação europeia traduz-se num acréscimo de custo global de construção na ordem dos 1,1%.

Após a verificação do conceito pilar forte-viga fraca pelo EC8, as armaduras que daqui decorreram excederam a quantidade máxima de armadura permitida pelo EC2 para as secções do estudo de caso, pelo que seria necessário aumentar as dimensões dos pilares e proceder novamente à modelação de dimensionamento da estrutura. As armaduras obtidas para os pilares com diâmetros de 32, para além de excederem a área máxima de armadura da secção, também não são recomendáveis para edifícios de habitação desta dimensão.

O dimensionamento pela legislação europeia, embora traga um sobrecusto de alguma dimensão para a estrutura, no cômputo geral traduz-se num reduzido acréscimo de custo para a construção do edifício.

### **5.3 Desenvolvimentos futuros**

Durante a elaboração da presente dissertação Como desenvolvimentos futuros foram identificados os seguintes:

- Desenvolvimento do mesmo estudo mas para desta vez para estruturas de ductilidade alta e classe DCH para legislação portuguesa e europeia, respetivamente;
- Verificação dos incrementos de aço para a mesma estrutura com lajes fungiformes ao invés das lajes vigadas;
- Utilização de colunas circulares para a mesma estrutura ao invés das secções retangulares consideradas no caso de estudo;
- Utilização de maiores secções e menos armadura e conseqüentemente aferir as diferenças a nível de segurança;
  - Desenvolvimento do mesmo estudo com paredes mais robustas e menos pilares com a conseqüente avaliação económica;
  - Análise comparativa entre o cálculo dos comprimentos de amarração das armaduras pela legislação europeia versus portuguesa.

## 6 Referências bibliográficas

- [1] Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990, 2009.
- [2] Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1, 2009.
- [3] Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, NP EN 1991-1-4, 2010.
- [4] Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1, 2010.
- [5] Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, NP EN 1998-1, 2010.
- [6] RSA, “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*”, Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de maio, Porto Editora, 2005.
- [7] REBAP, “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”, Decreto-Lei n.º 349-c/83, de 30 de julho e Decreto-Lei n.º 128/99, de 21 de abril, Porto Editora, 2004.
- [8] LOPES, M., *et al.*, *Sismos e Edifícios*, 1<sup>st</sup> edition. Lisboa: Edições Orion, 2008, pp. 1-760.
- [9] COELHO, S.; “Tecnologia de fundações”, pág. 20.3
- [10] FARINHA, J.S.B.; et al, “RSA Anotado – Regulamento de Segurança e Ações Para Edifícios e Pontes”, 2006.
- [11] CACHIM, P.; MORAIS M., “Estruturas de betão – Bases de Cálculo”. Publindústria, Edições Técnicas, 2013, pp. 1-282.
- [12] APPLETON, J., “Estruturas de Betão – Volume 1”, 1<sup>a</sup> edição. Edições Orion, 2013, pp. 1-650.
- [13] APPLETON, J., “Estruturas de Betão – Volume 2”, 1<sup>a</sup> edição. Edições Orion, 2013, pp. 651-1350.
- [14] GOMES, N., “Adaptação dos critérios de dimensionamento do REBAP para o EC2 no PAC-Pórticos”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

[15] LOPES, H., “Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

[16] DIAS, H - “Comparação do RSA com o Eurocódigo 8 – Dimensionamento de pilares, vigas e paredes em estruturas de betão armado”, Mestrado Integrado, Instituto Superior Técnico, 2007

[17] APPLETON, P., FRANÇA, P., “IMPLEMENTAÇÃO DO EUROCÓDIGO 2 – (EN1992-1) EM PORTUGAL. COMPARAÇÃO COM O REBAP,” Lisboa.

[18] VINAGRE, J., “Folhas da cadeira de Dimensionamento de Estruturas: Efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado”, Disciplina de Dimensionamento de Estruturas, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro/IPS, 2010/2011.

[19] VINAGRE, J., “Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios de Betão Armado”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1997.

[20] VINAGRE, J., “Betão Estrutural I”, Disciplina de Betão Estrutural I, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro/IPS, 2004/2005.

[21] APPLETON, J; MARCHÃO, C. – “Folhas da cadeira de Betão Armado e Pré-esforçado I”, disciplina de Betão Armado e Pré-esforçado I, Instituto Superior Técnico, 2005/2006.

[22] GOMES, A.; VINAGRE, J. - “Betão Armado e Pré-Esforçado I – Tabelas de Cálculo”, disciplina de Betão Armado e Pré-Esforçado I, Instituto Superior Técnico, 1997

[23] APPLETON, J.; MARCHÃO, C. – “Betão Armado e Pré-Esforçado II - Módulo 2 – Lajes de Betão Armado”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2011

[24] ABREU, L., “Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado”, Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal, Setúbal, 2013.

[http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier\\_artigo/20111118\\_acosta\\_exemplo2\\_4666122694eca7534c519c.pdf](http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20111118_acosta_exemplo2_4666122694eca7534c519c.pdf)

[http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S\\_Estruturas/Betao\\_armado\\_I/downloads/11Flexacompostaedesviadacor.pdf](http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betao_armado_I/downloads/11Flexacompostaedesviadacor.pdf) acessido a 21/Fevereiro/2016

## 7 Anexos

### A. IMAGEM INTRODUTÓRIA DO CASO DE ESTUDO MODELADO NO PROGRAMA SAP2000

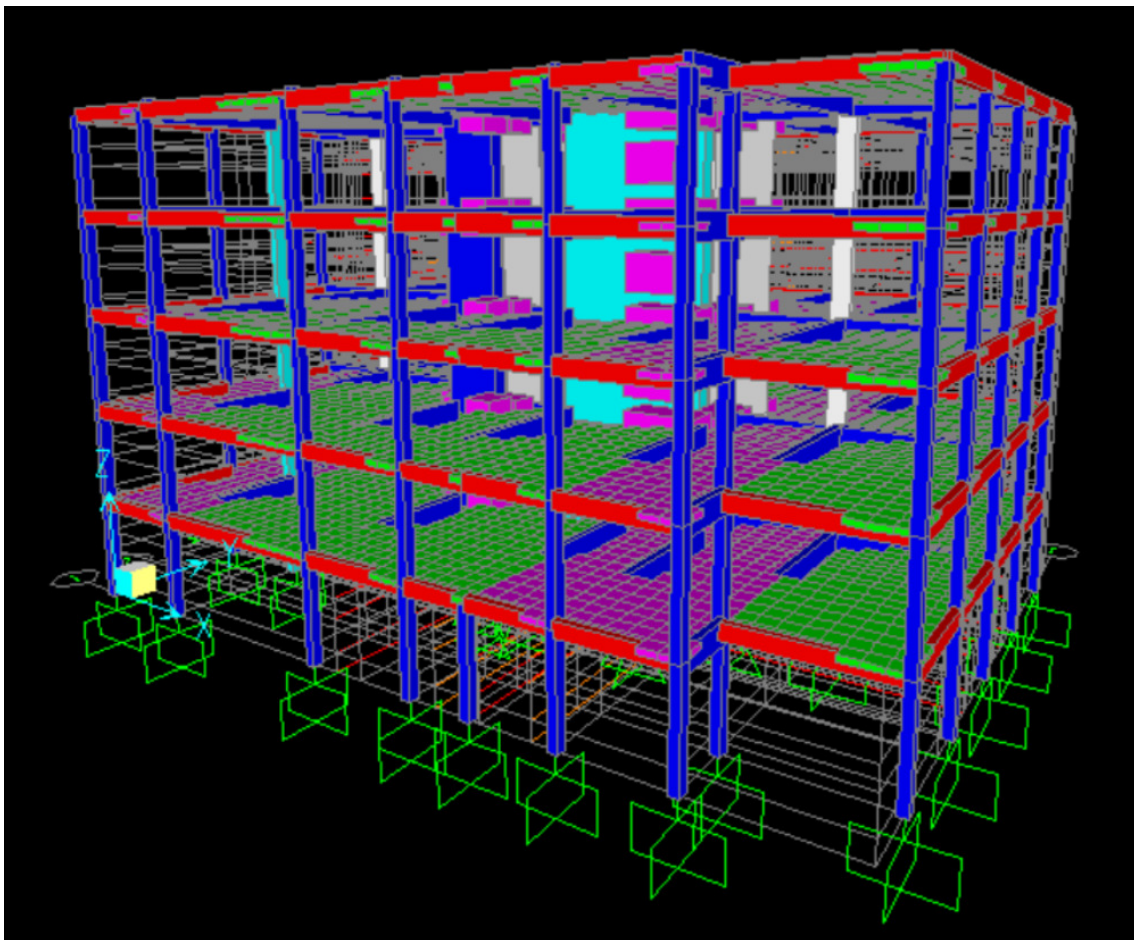
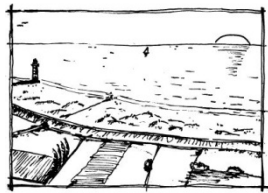
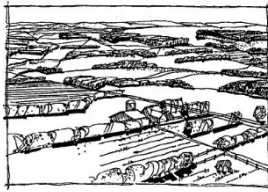


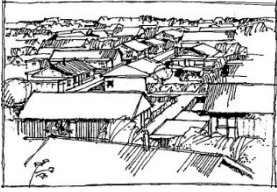
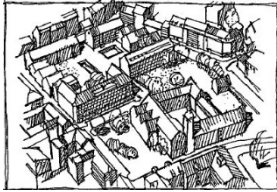
Figura 7-1 - Projeto estrutural de um edifício de betão armado de médio porte.

## B. ELEMENTOS UTILIZADOS NA METODOLOGIA DE CÁLCULO DAS AÇÕES DO VENTO E AÇÕES SÍSMICAS

Segunda Parte	
Capítulo III	Ações permanentes
Capítulo IV	Ações das variações de temperaturas
Capítulo V	Ação do vento
Capítulo VI	Ação da neve
Capítulo VII	Ação dos sismos
Capítulo VIII	Ações específicas de edifícios
Capítulo IX	Ações específicas de pontes rodoviárias
Capítulo X	Ações específicas de passadiços
Capítulo XI	Ações específicas de pontes ferroviárias
Capítulo XII	Outras Ações

**Tabela 7.1**– Organização da segunda parte do RSA.

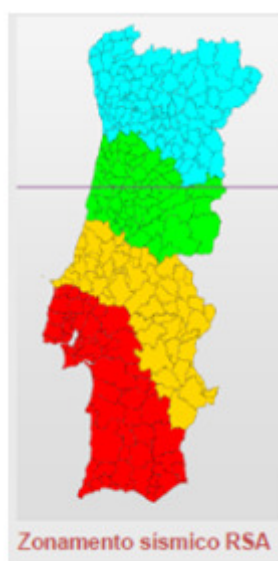
Categoria do Terreno	Definição	Exemplificação
I	Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar.	
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de pelo menos, 20 vezes a sua altura.	

III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes).	
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m.	

**Tabela 7.2-** Categorias de rugosidade.

Categoria do Terreno	$Z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
I – Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1,000
II – Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0,050	3,000
III - Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes).	0,300	8,000
IV - Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m.	1,000	15,000

**Tabela 7.3–** Comprimento de rugosidade.



**Figura 7-2 –** Zonamento sísmico do território continental português de acordo com o RSA

Zona sísmica	$\alpha$
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

**Tabela 7.4**– Valores do coeficiente de sismicidade pelo RSA.

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

**Tabela 7.5** – Classes de importância dos edifícios.

Classe de importância	Ação sísmica tipo I	Ação sísmica tipo II	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

**Tabela 7.6** – Coeficientes de importância de acordo com as respetivas classes de importância e ação sísmica.

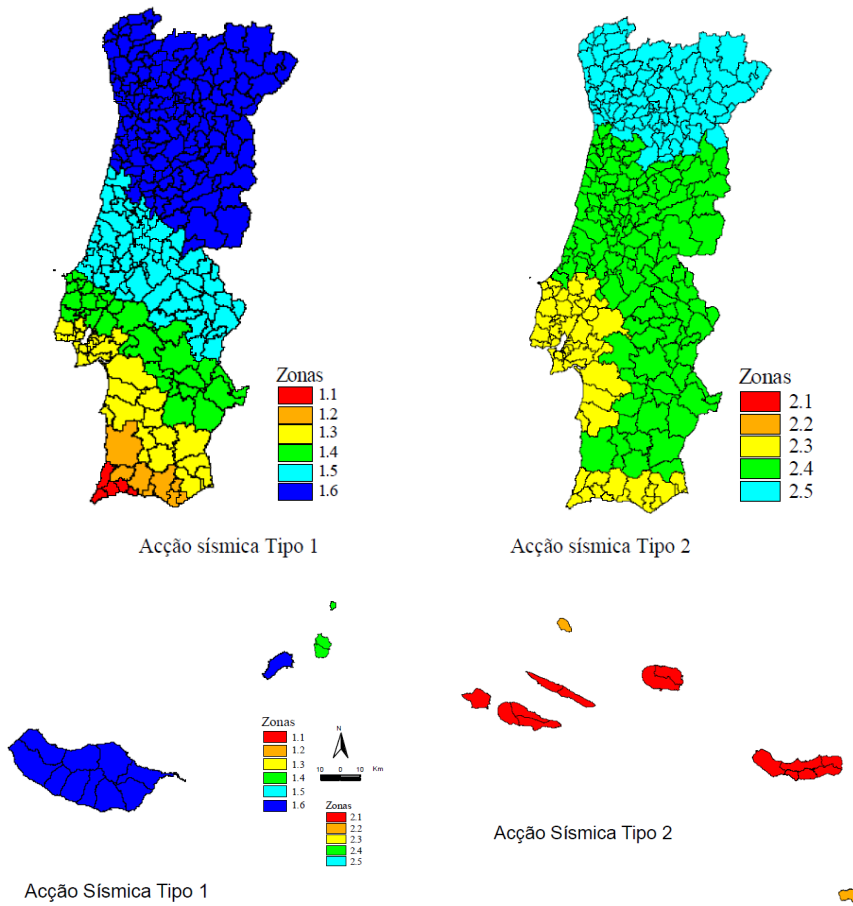


Figura 7-3– Zonamento do território de acordo com a Legislação Europeia.

## C. ELEMENTOS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DE BETÃO ARMADO

$\rho_{min}$	A235	A400	A500
[%]	0,25	0,15	0,12

Tabela 7.7– Percentagem mínima de armadura longitudinal para as lajes e vigas.

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
$\tau_2$ [MPa]	2,40	3,20	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00

Tabela 7.8 – Percentagem mínima de armadura longitudinal para as lajes e vigas.

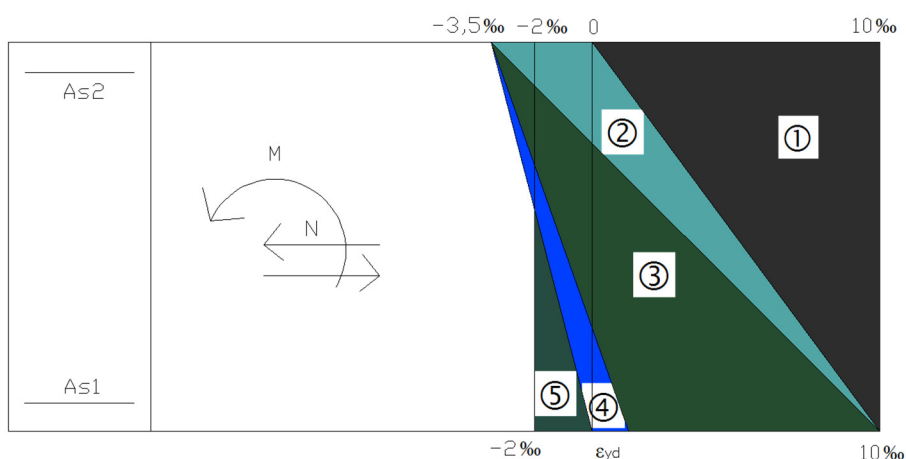


Figura 7-4 – Diferentes zonas de rotura de uma secção.

- Zona 1 – Tração com pequena excentricidade ( $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$  e  $\epsilon_{s2} \leq 10\text{‰}$ );
- Zona 2 – Tração e compressão com média ou grande excentricidade ( $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$  e  $\epsilon_c \leq 3,5\text{‰}$ );
- Zona 3 – Tração e compressão com média ou grande excentricidade ( $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_{s1} \leq 10\text{‰}$  e  $\epsilon_c \leq 3,5\text{‰}$ );
- Zona 4 – Compressão com média ou pequena excentricidade ( $\epsilon_{s1} \leq \epsilon_{yd}$  e  $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$ );
- Zona 5 – Compressão com pequena excentricidade ( $2\text{‰} \leq \epsilon_{c,m\acute{a}x} \leq 3,5\text{‰}$ ).

As zonas 1, 2 e 3 correspondem a roturas dúcteis e as zonas 4 e 5 são roturas frágeis. As primeiras 3 zonas caracterizam-se pela cedência das armaduras (tração) antes da rotura da secção. Deste modo surgem fendas como forma de aviso do estado da peça e garante ductilidade. Existem casos em que a rotura se dá pelo esmagamento do betão (compressão).

$\rho_{min}$	A235	A400	A500
[%]	0,80	0,60	0,60

Tabela 8.9 – Percentagem mínima de armadura longitudinal para os pilares.

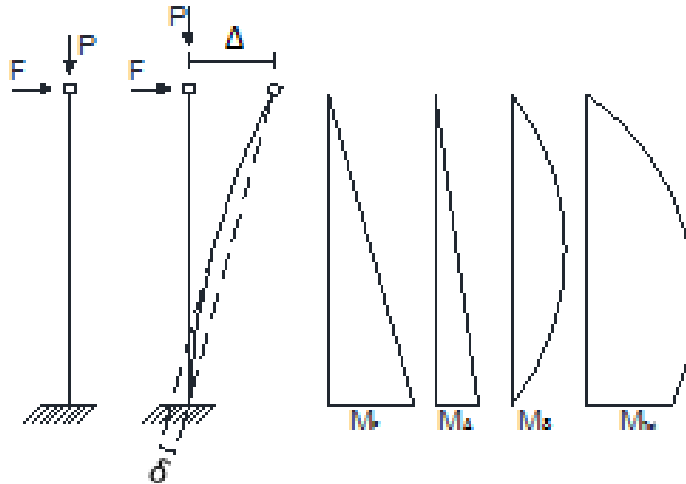


Figura 7-5 – Representação dos efeitos de segunda ordem no pilar. [24]

<b>Aço</b>	A235	A400	A500
$\rho_{min}$ [%]	0,40	0,30	0,30

Tabela 7.9 – Percentagem mínima de armadura longitudinal para as paredes pelo REBAP.

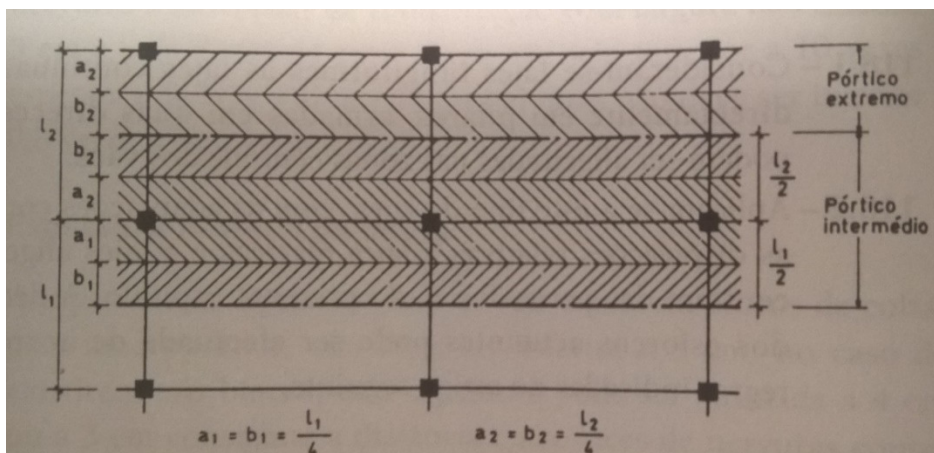


Figura 7-6 – Distribuição de momentos fletores nas lajes fungiformes – método dos pórticos equivalentes.

Classificação	Descrição
Pouco agressivo	Ambiente em que a humidade relativa é habitualmente baixa e em que não é de esperar a presença de agentes corrosivos (interiores de edifícios de habitação, de escritórios, etc.);
Moderadamente agressivo	Ambiente interior em que a humidade relativa é habitualmente elevada ou em que é de esperar a presença temporária de agentes corrosivos; ambientes exteriores sem concentração especial de agentes corrosivos; águas e solos não especialmente agressivos;
Muito agressivo	Ambiente com forte concentração habitual de agentes corrosivos; líquidos agressivos (águas muito puras, águas salinas, etc.); solos especialmente agressivos;

**Tabela 7.10**– Classificação das classes de exposição ambiental pela legislação Portuguesa.

Ambiente	A235	A400	A500
Pouco agressivo	-	25,00	20,00
Moderadamente agressivo	-	15,00	10,00

**Tabela 7.11**– Espaçamento máximo para os varões longitudinais nas lajes pelo REBAP [cm].

Espressuras mínimas	[cm]
Lajes de terraços não acessíveis	5,00
Lajes submetidas principalmente a cargas distribuídas	7,00
Lajes submetidas a cargas concentradas relativamente importantes	10,00
Lajes submetidas a cargas concentradas muito importantes	12,00
Lajes apoiadas diretamente em pilares	15,00

**Tabela 7.12**– Espessuras mínimas para as lajes de modo a controlar indiretamente a fendilhação.

## D. TABELAS RESULTANTES DO DIMENSIONAMENTO DO CASO DE ESTUDO

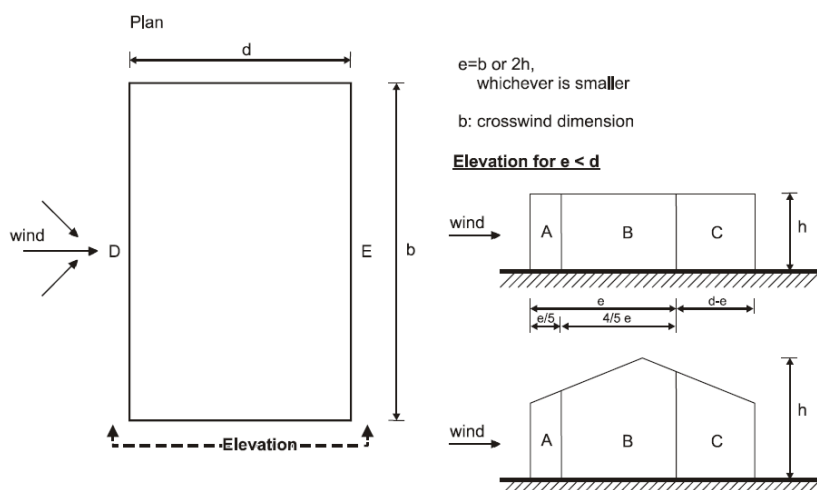


Figura 8.7 – Representação das faces consideradas para o cálculo do vento pela legislação europeia.

	Armaduras	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
		Asl,cal XX [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal YY [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal XX [cm <sup>2</sup> /m]	Asl,cal YY [cm <sup>2</sup> /m]
L0	Inferior	5,07	4,01	4,61	3,37
	Superior	15,4	15,17	7,86	6,75
L1	Inferior	5,07	4,01	14,88	16,04
	Superior	16,34	9,16	28,43	18,53

Tabela 7.13– Armaduras de cálculo para ambas as direções para cada legislação.

	Europeia/Portuguesa	
	XX	YY
L0	0,91	0,84
	0,51	0,45
L1	2,94	4,00
	1,74	2,02

Tabela 7.14– Relação entre as armaduras de cálculo obtidas pela Legislação Europeia com as armaduras obtidas pela Legislação Portuguesa.

	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	Armd	A <sub>sl,eff</sub> XX [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	A <sub>sl,eff</sub> YY [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	A <sub>sl,eff</sub> XX [cm <sup>2</sup> /m]	Armd	A <sub>sl,eff</sub> YY [cm <sup>2</sup> /m]
Inferior	φ10//0,1 5	5,24	φ8//0,12 5	4,02	φ10//0,1 25	6,28	φ10//0,1 25	6,28
Superior	φ16//0,1 25	16,08	φ16//0,1 25	16,08	φ12//0,1 25	9,05	φ10//0,1 0	7,85
Inferior	φ10//0,1 5	5,24	φ8//0,12 5	4,02	φ16//0,1 25	16,08	φ16//0,1 25	16,08
Superior	φ16//0,1 0	20,11	φ12//0,1 0	11,31	φ20//0,1 0	31,42	φ16//0,1 0	20,11

**Tabela 7.15** – Armaduras adotadas e respetiva quantidade de armadura efetiva para as armaduras superiores e inferiores das lajes para ambas as legislações.

		Europeia/Portuguesa	
		XX	YY
<b>L0</b>		1,12	1,56
		0,56	0,49
<b>L1</b>		3,08	4,00
		1,56	1,78

**Tabela 7.16** – Relação entre as armaduras efetivas obtidas pela Legislação Europeia com as obtidas com a Legislação Portuguesa.

Vigas Exteriores - Legislação Portuguesa						
Vigas	Armd inf	A <sub>eff</sub>	Armd sup	A <sub>eff</sub>	Armd trans	A <sub>eff</sub>
V0.1	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	Φ6//0,15	1,88
V0.6	4Φ12	4,52	3Φ20	9,42	Φ6//0,15	1,88
V0.7	4Φ6	1,13	4Φ8	1,13	Φ6//0,15	1,88
V0.8	4Φ8	2,01	4Φ10	2,01	Φ6//0,15	1,88
V0.9	4Φ6	1,13	4Φ8	1,13	Φ6//0,15	1,88
V0.14	3Φ8	1,51	6Φ10	4,71	Φ6//0,15	1,88
V0.15	4Φ8	2,01	4Φ10	3,14	Φ6//0,15	1,88
V1.1	4Φ6	1,13	4Φ8	1,13	Φ6//0,15	1,88
V1.6	4Φ12	4,52	3Φ20	9,42	Φ6//0,15	1,88
V1.7	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	Φ6//0,15	1,88
V1.8	4Φ8	2,01	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V1.9	4Φ6	1,13	4Φ8	2,01	Φ6//0,15	1,88
V1.14	3Φ8	1,51	4Φ8	2,01	Φ6//0,15	1,88
V1.15	4Φ8	2,01	4Φ10	3,14	Φ6//0,15	1,88

**Tabela 7.17** – Armaduras adotadas e respetivas áreas efetivas das vigas interiores pela Legislação Portuguesa.

Vigas Interiores - Legislação Portuguesa						
Vigas	Armd inf	A <sub>eff</sub>	Armd sup	A <sub>eff</sub>	Armd trans	A <sub>eff</sub>
V0.2	4Φ10	3,14	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V0.3	3Φ25	19,63	2Φ25	9,82	Φ12//0,10	11,31
V0.4	2Φ16+3Φ12	7,41	4Φ10	3,14	Φ6//0,10	2,83
V0.5	4Φ16	8,04	3Φ25	14,73	Φ8//0,20	2,51
V0.10	4Φ10	3,14	6Φ12	6,79	Φ6//0,15	1,88
V0.11	2Φ16+2Φ12	6,28	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V0.12	4Φ10	3,14	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V0.13	6Φ12	6,79	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V1.2	4Φ10	3,14	3Φ16	3,14	Φ6//0,15	1,88
V1.3	2Φ25+2Φ20	16,1	4Φ25	16,1	Φ10//0,10	7,85
V1.4	2Φ16+3Φ12	7,41	4Φ12	7,41	Φ6//0,15	1,88
V1.5	4Φ16	8,04	3Φ25	14,73	Φ6//0,15	1,88
V1.10	4Φ10	3,14	6Φ12	6,79	Φ6//0,15	1,88
V1.11	4Φ16	8,04	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V1.12	4Φ12	4,52	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88
V1.13	4Φ16	8,04	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	1,88

Tabela 7.18 – Armaduras adotadas e respetivas áreas efetivas das vigas interiores pela Legislação Portuguesa.

Vigas Exteriores - Legislação Europeia						
Vigas	Armd inf	A <sub>eff</sub>	Armd sup	A <sub>eff</sub>	Armd trans	A <sub>eff</sub>
Viga exterior 20X40	3Φ12	3,39	4Φ12	4,52	Φ8//0,15	3,35

Tabela 7.19 – Armaduras adotadas e respetivas áreas efetivas das vigas exteriores pela Legislação Europeia.

Vigas Interiores - Legislação Europeia						
Vigas	Arm inf	A <sub>eff</sub>	Arm sup	A <sub>eff</sub>	Arm trans	A <sub>eff</sub>
Viga interior 20X55	3Φ32	24,13	4Φ25	19,63	Φ10//0,10	7,85

Tabela 7.20 – Armaduras adotadas e respetivas áreas efetivas das vigas interiores pela Legislação Europeia.

Pilares	Legislação Portuguesa		Legislação Europeia	
	$A_{sl,cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$(A_{sw}/s/ramo)$ , cal	$A_{sl,cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$(A_{sw}/s/ramo)$ , cal
25X30	10,64	0,960	17,35	-
25X50	10,80	-	9,08	-
50X25	14,23	-	19,45	3,03
55X25	8,10	-	29,88	2,23

Tabela 7.21– Armaduras de cálculo longitudinais e transversais dos pilares para ambas as legislações.

Pilares	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$		$A_{swl/face}$		$A_{sw/s}$	
	Armaduras	Aeff	Armaduras	Aeff	Armaduras	Aeff	Armaduras	Aeff
25X30	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\Phi$ 8//0,15	3,35	4 $\Phi$ 12	4,52	$\Phi$ 6//0,15	1,88
25X50	2 $\phi$ 25+1 $\phi$ 20	12,96	$\Phi$ 8//0,15	3,35	3 $\Phi$ 10	2,36	$\Phi$ 6//0,15	1,88
50X25	3 $\phi$ 25	14,73	$\Phi$ 8//0,15	3,35	3 $\Phi$ 16	6,03	$\Phi$ 8//0,15	3,35
55X25	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 16	8,29	$\Phi$ 8//0,15	3,35	3 $\Phi$ 20	9,42	$\Phi$ 8//0,15	3,35

Tabela 7.22– Armaduras adotadas e respetivas armaduras efetivas longitudinais e transversais para ambas as regulamentações.

Pilares	$A_{swl/face}$ efectiva			$A_{sw/s}$		
	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port
25X30	12,96	4,52	35%	3,35	1,88	56%
25X50	12,96	2,36	18%	3,35	1,88	56%
50X25	14,73	6,03	41%	3,35	3,35	100%
55X25	8,29	9,42	114%	3,35	3,35	100%

Tabela 7.23– Resumo das armaduras efetivas longitudinais e transversais e relação entre as mesmas para ambas as regulamentações.

Pilares	$A_{swl/face}$ efectiva			$A_{sw/s}$		
	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port
25X30	4,52		0%	3,35		0%
25X50	2,36		0%	3,35		0%
50X25	6,03		0%	3,35		0%
55X25	9,42		0%	3,35		0%

Tabela 7.24– Resumo das armaduras efetivas longitudinais e transversais e relação entre as mesmas para ambas as regulamentações após a aplicação do conceito pilar forte viga fraca na Legislação Europeia.

Paredes	Legislação Portuguesa			Legislação Europeia	
	$A_{sl,cal}$ M2/face	$A_{sl,cal}$ M3/face	( $A_{sw}/s$ /ramo), cal	$A_{sl,cal}$ M2, M3	( $A_{sw}/s$ /ramo), cal
165x20	151,30	151,30	24,26	48,95	5,39
350X20	338,66	27,11	73,29	129,16	8,31
20X160	5,52	168,42	39,87	52,27	7,92
20X406	17,63	140,68	22,72	82,26	8,45

Tabela 7.25– Armaduras de cálculo longitudinais e transversais para ambas as regulamentações para as paredes.

Paredes	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	$A_{swl}/face$		$A_{sw}/s$		$A_{swl}/face$		$A_{sw}/s$	
	Armd	Aeff	Armd	Aeff	Armd	Aeff	Armd	Aeff
165x20	19 $\phi$ 32	152,76	$\Phi$ 10//0,10	7,85	7 $\phi$ 32	56,30	$\Phi$ 10//0,125	6,28
350X20	43 $\phi$ 32	345,72	$\Phi$ 10//0,10	7,85	7 $\phi$ 32	56,30	$\Phi$ 12//0,125	9,05
20X160	22 $\phi$ 32	176,88	$\Phi$ 10//0,10	7,85	17 $\phi$ 32	136,68	$\Phi$ 12//0,10	11,31
20X406	18 $\phi$ 32	144,72	$\Phi$ 10//0,10	7,85	17 $\phi$ 32	136,68	$\Phi$ 12//0,10	11,31

Tabela 7.26– Armaduras adotadas e efetivas longitudinais e transversais para ambas as regulamentações.

Paredes	$A_{swl}/face$ efectiva			$A_{sw}/s$		
	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port	Portuguesa	Europeia	Eur VS Port
165x20	152,76	56,3	37%	7,85	6,28	80%
350X20	345,72	56,3	16%	7,85	9,05	115%
20X160	176,88	136,68	77%	7,85	11,31	144%
20X406	144,72	136,68	94%	7,85	11,31	144%

Tabela 7.27– Relação entre as armaduras efetivas longitudinais e transversais entre ambas as regulamentações.

Direção	Legislação Portuguesa				Legislação Europeia			
	XX		YY		XX		YY	
	Armd	Armd eff [cm <sup>2</sup> ]	Armd	Armd eff [cm <sup>2</sup> ]	Armd	Armd eff [cm <sup>2</sup> ]	Armd	Armd eff [cm <sup>2</sup> ]
Inferior	$\phi$ 8//0,15	3,35	$\phi$ 8//0,15	3,35	$\phi$ 10//0,125	6,28	$\phi$ 10//0,125	6,28
Superior	$\phi$ 8//0,15	3,35	$\phi$ 8//0,15	3,35	$\phi$ 10//0,125	6,28	$\phi$ 10//0,125	6,28

Tabela 7.28– Armaduras adotadas e efetivas longitudinais para ambas as regulamentações para o ensoleiramento geral.