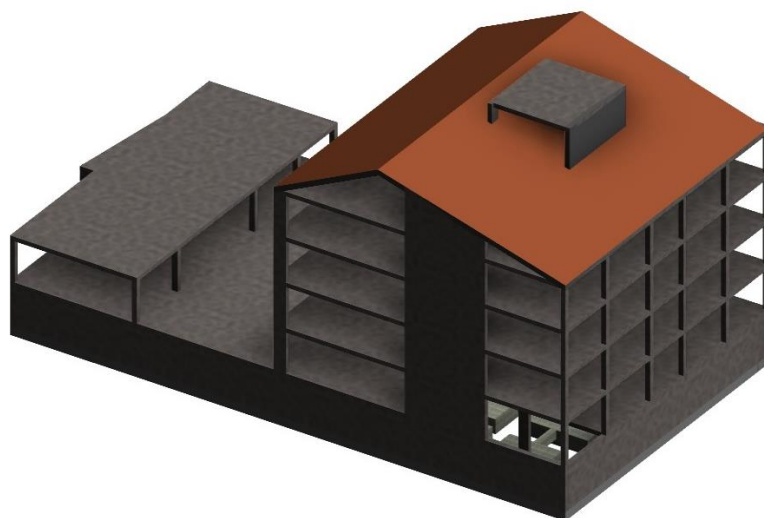




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de Fundações e Estruturas de um Edifício de Habitação**

**BERNARDO MANUEL MACHETE BARRADAS**

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

**Dezembro de 2019**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**

## **Projeto de Fundações e Estruturas de um Edifício de Habitação**

**BERNARDO MANUEL MACHETE BARRADAS**

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

**Dezembro de 2019**



## *Dedicatória*

Dedico este trabalho aos meus pais e à minha irmã que me apoiaram nestes difíceis meses com uma enorme paciência.



## *Agradecimentos*

Ao longo deste percurso académico, várias pessoas estiveram por perto. Quero aqui manifestar a minha gratidão a todos que me acompanharam nesta viagem.

Aos meus pais, António e Ermelinda, que depositaram em mim confiança e capacidade para concretizar este sonho, sendo um “pilar” fundamental sempre presente.

À minha irmã Bárbara pela motivação, carinho e compreensão.

À Filomena Cortez pelo apoio, amor, proximidade e motivação disponibilizados ao longo do meu percurso académico.

Destaco os meus sinceros agradecimentos ao meu orientador, Professor António de Sousa Gorgulho, por todo o apoio e orientação prestados, disponibilidade, compreensão e paciência concedidos, bem como todo o profissionalismo que revelou no decurso da realização deste trabalho, transmitindo-me sempre excelentes conselhos, palavras sábias e de grande incentivo.

Aos meus colegas e amigos, pelos bons momentos passados durante esta longa caminhada, pelo apoio incondicional, destacando o Nailson Cardoso, o Miguel Melo, o Paulo Rolão, o Ian Chong, o António Farófia, o Daniel Pinto, o João Nunes e o João Damásio.



# Resumo

O presente documento refere-se ao trabalho final de mestrado que visa a realização de um projeto de fundações e estrutura de um prédio de habitação em betão armado, situada na Baixa da Banheira.

Este projeto abrangerá várias etapas: inicia-se pela conceção estrutural com base nas plantas de arquitetura, alçados e cortes existentes e termina com o dimensionamento e pormenorização dos vários elementos estruturais. Para a concretização dessas etapas, irão ser aplicados critérios dispostos nas normas europeias que constituem os Eurocódigos, que visam unificar diretrizes e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas de betão armado, nos diferentes países europeus.

Apresentam-se os critérios gerais de dimensionamento dos elementos estruturais, bem como as hipóteses de cálculo admitidas para a verificação dos estados limite.

O modelo do edifício em estudo foi desenvolvido com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* (com auxílio do *AutoCAD*), que se baseia no Método dos Elementos Finitos. Foi efetuada a análise dos resultados para as diferentes ações, bem como a análise sísmica, já que a ação dos sismos sobre a estrutura é de uma relevância notável.

Por fim, são efetuadas as pormenorizações de dimensionamento dos diversos elementos estruturais com recurso ao *software* de desenho do tipo *CAD (Computer Aided Design)*.

## Palavras-Chave:

Projeto; Betão Armado; Análise Sísmica; Eurocódigos.



# Abstract

This document refers to the final master's work that aims at the realization of a foundation design and structure of a residential building in reinforced concrete, located in Baixa da Banheira.

This design will cover several stages: it starts with the structural design based on the existing architectural plans, elevations and cuts and ends with the sizing and detailing of the various structural elements. In order to achieve these steps, criteria laid down in the European standards constituting the Eurocodes, which aim to unify guidelines and regulations for the calculation and design of reinforced concrete structures, will be applied in the different European countries.

The general design criteria of the structural elements are presented, as well as the calculation hypotheses allowed for the verification of the limit states.

The model of the building under study was developed using the automatic calculation program *SAP2000* (with the aid of *AutoCAD*), which is based on the Finite Element Method. The results analysis were performed for the different actions, as well the seismic analysis, since the action of earthquakes on the structure is of remarkable relevance.

Finally, the design details of the various structural elements are made using Computer Aided Design (*CAD*) software.

## Keywords:

Design; reinforced concrete; seismic analysis; Eurocodes.



# Índice

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.3	Organização do trabalho .....	3
1.4	Caraterização do edifício .....	5
1.4.1	Localização geográfica.....	5
1.4.2	Arquitetura do edifício .....	5
1.5	Enquadramento regulamentar .....	7
1.6	Definição da solução estrutural.....	8
<b>2</b>	<b>BASES PARA A ELABORAÇÃO DO PROJETO.....</b>	<b>9</b>
2.1	Tempo de vida útil do projeto.....	9
2.2	Classes de Ductilidade .....	10
2.2.1	DCL – Classe de Ductilidade Baixa.....	10
2.2.2	DCM – Classe de Ductilidade Média.....	10
2.2.3	DCH – Classe de Ductilidade Alta.....	10
2.3	Materiais Estruturais .....	11
2.3.1	Classes de exposição .....	12
2.3.2	Betão.....	12
2.3.3	Aço .....	13
2.4	Ações .....	14
2.4.1	Ações Permanentes .....	14
2.4.2	Ações Variáveis.....	16
2.4.2.1	Sobrecargas (SC) .....	16
2.4.2.2	Temperatura (T) .....	17
2.4.2.3	Vento (W) .....	18
2.4.3	Ação Sísmica.....	18
2.4.3.1	Tipos de Ações Sísmicas e Zonas Sísmicas.....	19
2.4.3.2	Tipo de Terreno.....	21
2.4.3.3	Classes de Importância .....	22
2.4.3.4	Aceleração à superfície .....	23
2.4.3.5	Coeficiente de Solo .....	24
2.4.3.6	Restantes parâmetros para a caraterização da ação sísmica.....	24
2.4.3.7	Representação da Ação Sísmica .....	25

2.4.3.8	Espectro de Resposta Horizontal para Ação Sísmica .....	26
2.4.3.9	Espectro de Resposta Vertical para Ação Sísmica .....	27
2.5	Combinação de Ações .....	29
2.5.1	Estados Limite Últimos (ELU) .....	29
2.5.2	Estados Limite de Utilização (ELS).....	30
<b>3</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>33</b>
3.1	Lajes.....	33
3.1.1	Lajes dos pisos e das rampas.....	33
3.1.2	Escadas .....	34
3.2	Vigas .....	35
3.3	Pilares e paredes de betão .....	36
3.4	Sapatas .....	36
<b>4</b>	<b>CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA .....</b>	<b>39</b>
4.1	Princípios básicos de conceção estrutural.....	39
4.2	Classificação dos sistemas estruturais de acordo com o EC8.....	42
4.3	Critérios de Regularidade Estrutural.....	45
4.3.1	Regularidade em planta.....	46
4.3.1.1	Esbelteza .....	47
4.3.1.2	Excentricidade estrutural .....	50
4.3.1.3	Cálculo do raio de torção e de giração.....	50
4.3.2	Regularidade em altura.....	53
4.4	Coeficiente de comportamento .....	54
4.5	Análise por forças laterais.....	57
4.5.1	Forças de corte na base.....	58
4.5.2	Forças sísmicas horizontais.....	59
4.5.3	Efeitos Acidentais de Torção .....	61
4.6	Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica.....	62
4.7	Efeitos de segunda ordem .....	63
<b>5</b>	<b>MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>65</b>
5.1	Modelação Estrutural .....	65
5.1.1	Materiais .....	66
5.1.2	Elementos de barra .....	66
5.1.3	Elementos de superfície .....	67
5.1.4	Apoios .....	68

5.1.5	Cargas e Combinações de Ações .....	68
5.1.6	Dimensionamento e pormenorização das armaduras .....	68
5.2	Análise Estrutural .....	68
5.2.1	Análise modal por espectro de resposta.....	69
5.2.2	Combinação das respostas modais .....	71
5.2.3	Combinação direcional.....	72
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....</b>	<b>75</b>
6.1	Regras gerais para o dimensionamento em edifícios de betão .....	75
6.1.1	Recobrimento de armaduras.....	76
6.1.2	Distância mínima entre varões .....	78
6.1.3	Diâmetro mínimo de dobragem de varões .....	79
6.1.4	Comprimento de amarração dos varões .....	79
6.1.5	Amarração da armadura transversal.....	83
6.1.6	Sobreposição de armaduras.....	83
6.2	Estados Limite Últimos .....	84
6.3	Lajes.....	85
6.3.1	Dimensionamento das Lajes.....	85
6.3.2	Verificação ao Estado Limite Último de Flexão nas Lajes.....	87
6.3.3	Verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso nas Lajes	87
6.3.4	Escadas .....	89
6.4	Vigas.....	94
6.4.1	Armadura longitudinal .....	94
6.4.2	Armadura transversal .....	99
6.4.3	Dimensionamento das Vigas.....	102
6.5	Pilares.....	110
6.5.1	Armadura Longitudinal .....	110
6.5.2	Armadura Transversal .....	111
6.5.3	Armadura de confinamento.....	113
6.5.4	Dimensionamento dos Pilares .....	115
6.6	Paredes Dúcteis.....	123
6.6.1	Restrições geométricas e disposições construtivas .....	124
6.6.2	Armadura Longitudinal .....	126
6.6.3	Armadura Horizontal.....	128
6.6.4	Armadura Transversal .....	128

6.6.5	Armadura de Confinamento .....	128
6.6.6	Dimensionamento de Paredes .....	130
6.7	Muros de suporte .....	138
6.8	Fundações .....	140
6.8.1	Sapatas.....	141
6.8.1.1	Cálculo das dimensões das sapatas .....	141
6.8.1.2	Cálculo das áreas de armaduras das sapatas .....	143
6.8.2	Vigas de Fundação .....	146
6.9	Estados Limites de Utilização.....	146
6.9.1	Controlo da fendilhação .....	147
6.9.2	Controlo das deformações.....	147
6.9.3	Limitação de Danos.....	151
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>153</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>155</b>

# Índice de Figuras

Figura 1.1 – Localização geográfica do edifício. ....	5
Figura 1.2 – Planta de arquitetura: a) piso térreo; b) piso 1, 2 e 3.....	6
Figura 1.3 – Planta do sótão. ....	7
Figura 1.4 – Planta do piso subterrâneo. ....	7
Figura 2.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental: a) Ação Sísmica Tipo 1; b) Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010).....	20
Figura 2.2 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação Sísmica Tipo 1) (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010). ....	20
Figura 2.3 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010). ....	21
Figura 2.4 – Espectro de resposta horizontal de cálculo para cada tipo de ação sísmica para a estrutura em análise: terreno tipo C e $\xi=5\%$ . ....	27
Figura 2.5 – Fluxograma da ação sísmica. ....	28
Figura 3.1 – Modelo de cálculo para o vão mais desfavorável da laje de escadas.....	35
Figura 4.1 – Representação esquemática referente às situações utilizadas para a classificação do tipo de sistema estrutural: a) primeira situação; b) segunda situação. .	44
Figura 4.2 – Referencial adotado para determinação das coordenadas do centro de massa .....	48
Figura 4.3 – Planta com a localização do centro de massa e do centro de rigidez.....	49
Figura 4.4 – Representação esquemática da excentricidade estrutural. ....	50
Figura 4.5 – Planta com a localização das paredes resistentes.....	57
Figura 4.6 – Representação esquemática da aplicação das forças horizontais $F_i$ .....	60
Figura 5.1 – Metodologia seguida para a modelação do edifício em estudo.....	65
Figura 5.2 – Modelo de elementos finitos desenvolvido em <i>SAP2000</i> . ....	66
Figura 6.1 – Representação esquemática da laje de escada.....	90
Figura 6.2 – Representação esquemática das bandas principais e bandas secundárias nas escadas: a) cave; b) restantes pisos.....	92
Figura 6.3 – Representação do modelo de cálculo da banda principal da escada na cave: a) modelo de cálculo; b) diagrama de momentos fletores e suas reações. ....	92
Figura 6.4 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores: a) primeira disposição; b) segunda disposição; c) terceira disposição (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). ....	99

Figura 6.5 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	102
Figura 6.6 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	103
Figura 6.7 – Modelo de cálculo de uma viga simplesmente apoiada e os diagramas de momentos fletores nas extremidades (adaptado de Rolão, 2018). .....	104
Figura 6.8 – Diagrama retangular (adaptado de Almeida, Camara, Costa, Júlio, & Rodrigues, 2014). .....	105
Figura 6.9 – Planta com a localização da viga exemplo.....	106
Figura 6.10 – Dobragem dos varões longitudinais e colocação das armaduras transversais no interior. ....	110
Figura 6.11 – Confinamento do núcleo de betão (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). ..	114
Figura 6.12 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso nos pilares (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	117
Figura 6.13 – Diagrama parábola retângulo (adaptado de Almeida, Camara, Costa, Júlio, & Rodrigues, 2014). .....	118
Figura 6.14 – Planta com a localização do pilar exemplo. ....	119
Figura 6.15 – Pormenorização do pilar exemplo.....	122
Figura 6.16 – Espessura mínima de elementos de extremidade confinados (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	125
Figura 6.17 – Representação esquemática do método dos pilares fictícios (adaptado de Gomes, 2015). .....	126
Figura 6.18 – Extensões na curva última de uma secção transversal da parede confinados (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	129
Figura 6.19 – Envolvente de cálculo: a) dos momentos fletores em paredes esbeltas para um sistemas de paredes; b) dos esforços transversos nas paredes (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). .....	131
Figura 6.20 – Envoltentes de cálculo dos momentos fletores e dos esforços transversos nas paredes existentes do edifício em estudo. ....	132
Figura 6.21 – Confinamento dos pilares fictícios das paredes: para a PAR_1 – a) Piso 0 ao Piso 2; b) Piso 3 ao Telhado; para a PAR_2 – c) em todos os pisos; para a PAR_3 – d) Piso 0 ao Piso 2; e) Piso 3 ao Telhado.....	135
Figura 6.22 – Representação esquemática das cargas aplicadas no muro de suporte. .	138
Figura 6.23 – Planta de fundações do edifício. ....	143

Figura 6.24 – Representação esquemática do cálculo das armaduras pelo Método das Bielas (pilar centrado) [adaptado de Gorgulho, 2001]. .....	143
Figura 6.25 – Representação esquemática do cálculo das armaduras pelo Método das Bielas (muro de suporte) [adaptado de Gorgulho, 2001]. .....	144
Figura 6.26 – Representação esquemática da sapata contínua (por metro de largura) pelo Método das Vigas Equivalentes: a) modelo de cálculo; b) diagrama de momentos fletores. ....	145
Figura 6.27 – Deformação do piso 3 para a combinação quase-permanente de ações.	148



# Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Categorias e valor indicado do tempo de vida útil para estruturas (adaptado da NP EN 1990, 2009).....	9
Tabela 2.2 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos [adaptado de (LNEC, 2007)]. .....	13
Tabela 2.3 – Principais características do betão C25/30. ....	13
Tabela 2.4 – Principais características do aço A400. ....	14
Tabela 2.5 – Categorias de utilização (adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009). ....	17
Tabela 2.6 – Valores das sobrecargas e dos coeficientes de combinação (adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009 e da NP EN 1990, 2009). ....	17
Tabela 2.7 – Características da ação sísmica. ....	19
Tabela 2.8 – Caracterização da zona sísmica em estudo, Moita (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010). ....	21
Tabela 2.9 – Características do tipo de terreno (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). ....	22
Tabela 2.10 – Classes de importância para os edifícios (adaptado com o Quadro 4.3 da NP EN 1998-1, 2010). ....	22
Tabela 2.11 – Coeficientes de importância $\gamma_I$ (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010). ....	23
Tabela 2.12 – Valores de aceleração à superfície. ....	23
Tabela 2.13 – Valores do coeficiente do solo. ....	24
Tabela 2.14 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação Sísmica Tipo 1 (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010) .....	24
Tabela 2.15 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010) .....	24
Tabela 2.16 – Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas. 25	
Tabela 2.17 – Valores de $\varphi$ para calcular $\psi_{E,i}$ (adaptado do Quadro 4.2 da NP EN 1998-1, 2010). ....	30
Tabela 2.18 – Coeficientes parciais de segurança (adaptado do NP EN 1990, 2009). ....	31
Tabela 3.1 – Valores do coeficiente $k$ dependendo dos diferentes sistemas estruturais (adaptado da NP EN 1992-1-1, 2010). ....	34
Tabela 4.1 – Valores em % da distribuição da força de corte basal da estrutura em ambas situações. ....	45

Tabela 4.2 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (adaptado do Quadro 4.1 da NP EN 1998-1, 2010).....	45
Tabela 4.3 – Cálculo da esbelteza em planta da estrutura em estudo.....	47
Tabela 4.4 – Coordenadas do centro de massa em cada piso. ....	48
Tabela 4.5 – Coordenadas do centro de rigidez de cada piso.....	49
Tabela 4.6 – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa e valores da excentricidade estrutural de cada piso. ....	50
Tabela 4.7 – Verificação da expressão (4.6) definida no EC8 para a regularidade em planta. ....	52
Tabela 4.8 – Verificação da expressão (4.5) definida no EC8 para a regularidade em planta. ....	53
Tabela 4.9 – Valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) para sistemas regulares em altura (adaptado do Quadro 5.1 da NP EN 1998-1, 2010).....	55
Tabela 4.10 – Características das paredes estruturais. ....	56
Tabela 4.11 – Aplicação do método de análise por forças laterais.....	58
Tabela 4.12 – Forças de corte basal.....	59
Tabela 4.13 – Forças sísmicas horizontais em cada piso, segundo a direção x e y e sismos tipo 1 e 2. ....	60
Tabela 4.14 – Valores das excentricidades acidentais.....	61
Tabela 4.15 – Valores dos momentos torsores obtidos. ....	62
Tabela 4.16 – Valores máximos do momento torsor para cada tipo de ação sísmica. ...	62
Tabela 4.17 – Valores dos deslocamentos devido à ação sísmica. ....	63
Tabela 4.18 – Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica tipo 1 .....	64
Tabela 4.19 – Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica tipo 2 .....	64
Tabela 5.1 – Modos de vibração e fatores de participação modal.....	70
Tabela 6.1 – Classes de exposição de cada elemento estrutural (adaptado com o Quadro 4.2 da NP EN 1992-1-1, 2010). ....	76
Tabela 6.2 – Valores do recobrimento nominal. ....	78
Tabela 6.3 – Distância mínima entre varões ou entre camadas de varões.....	78
Tabela 6.4 – Diâmetros mínimos de dobragem para os diferentes varões. ....	79
Tabela 6.5 – Valor de cálculo da resistência do betão à tração. ....	81
Tabela 6.6 – Valores do comprimento de amarração de referência. ....	82
Tabela 6.7 – Valores do comprimento mínimo de amarração.....	82
Tabela 6.8 – Valores do comprimento de amarração. ....	82

Tabela 6.9 – Valores do comprimento de sobreposição mínimo. ....	84
Tabela 6.10 – Valores do comprimento de sobreposição. ....	84
Tabela 6.11 – Valores de armadura mínima e máxima para as lajes do edifício. ....	86
Tabela 6.12 – Valores do esforço transverso resistente sem armadura específica. ....	89
Tabela 6.13 – Dimensões dos elementos que constituem a escada. ....	90
Tabela 6.14 – Valores dos carregamentos nos lanços. ....	91
Tabela 6.15 – Valores dos carregamentos nos patins. ....	91
Tabela 6.16 – Valores de armadura adotada nas lajes de escada. ....	93
Tabela 6.17 – Valores de armadura de distribuição adotada nas lajes de escada. ....	93
Tabela 6.18 – Valores de armadura adotada nas lajes de escada. ....	94
Tabela 6.19 – Largura efetiva do banzo $b_{eff}$ : a) pilar exterior com viga transversal; b) pilar interior com viga transversal; c) pilar exterior sem viga transversal; d) pilar interior sem viga transversal (adaptado da NP EN 1998-1, 2010). ....	95
Tabela 6.20 – Taxa de armadura mínima nas vigas. ....	97
Tabela 6.21 – Fator de ductilidade em curvatura nas vigas. ....	98
Tabela 6.22 – Características da viga exemplo. ....	106
Tabela 6.23 – Armaduras obtidas e adotadas para a viga exemplo. ....	107
Tabela 6.24 – Armadura da laje contida na largura efetiva no banzo. ....	107
Tabela 6.25 – Momentos resistentes na viga exemplo. ....	107
Tabela 6.26 – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona crítica da viga exemplo. ....	108
Tabela 6.27 – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona crítica da viga exemplo. ....	108
Tabela 6.28 – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona corrente da viga exemplo. ....	108
Tabela 6.29 – Esforço transverso na viga exemplo. ....	108
Tabela 6.30 – Esforço transverso resistente máximo na viga exemplo. ....	108
Tabela 6.31 – Pormenorização da armadura de esforço transverso na viga exemplo. .	108
Tabela 6.32 – Espaçamento máximo da armadura de esforço transverso na zona crítica da viga exemplo, segundo o EC8. ....	109
Tabela 6.33 – Espaçamento máximo transversal e longitudinal de varões na viga exemplo. ....	109
Tabela 6.34 – Confinamento para nós viga-pilar interiores e exteriores. ....	109

Tabela 6.35 – Cálculo do expoente $\alpha$ .....	119
Tabela 6.36 – Características do pilar exemplo .....	120
Tabela 6.37 – Armadura longitudinal do pilar exemplo.....	120
Tabela 6.38 – Valor do esforço normal reduzido para o pilar exemplo, na situação sísmica de projeto. ....	120
Tabela 6.39 – Valor da extensão crítica do pilar exemplo. ....	120
Tabela 6.40 – Momento resistente em torno do eixo x. ....	121
Tabela 6.41 – Momento resistente em torno do eixo y. ....	121
Tabela 6.42 – Esforço transversal atuante no pilar exemplo segundo o eixo x e y.....	121
Tabela 6.43 – Verificação da flexão composta desviada.....	121
Tabela 6.44 – Armaduras de esforço transversal segundo o eixo x e y (zonas críticas). .....	122
Tabela 6.45 – Esforço transversal máximo aplicado no pilar exemplo.....	122
Tabela 6.46 – Dimensões do núcleo de betão confinado. ....	122
Tabela 6.47 – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.77). ....	123
Tabela 6.48 – Parâmetros do 2º membro da equação (6.77). ....	123
Tabela 6.49 – Valores da altura da zona crítica de cada parede estrutural.....	125
Tabela 6.50 – Comprimentos máximos dos pilares fictícios.....	126
Tabela 6.51 – Comprimentos mínimos dos pilares fictícios. ....	126
Tabela 6.52 – Comprimentos dos pilares fictícios. ....	126
Tabela 6.53 – Valores de braço binário das forças interiores de cada parede. ....	127
Tabela 6.54 – Valores dos esforços atuantes nas paredes. ....	133
Tabela 6.55 – Valores da força de tração e das áreas de armadura longitudinais necessárias para cada parede. ....	133
Tabela 6.56 – Pormenorização das armaduras longitudinais dos pilares fictícios para cada parede.....	133
Tabela 6.57 – Valores de áreas de armadura longitudinal da alma de cada parede. ....	133
Tabela 6.58 – Valores dos esforços transversos da envolvente de cálculo e das áreas de armadura transversal nas paredes. ....	134
Tabela 6.59 – Pormenorização das armaduras transversais para cada parede.....	134
Tabela 6.60 – Valores dos esforços transversos resistentes para cada parede. ....	134
Tabela 6.61 – Espaçamento máximo das cintas nas zonas críticas. ....	134
Tabela 6.62 – Dimensões do núcleo de betão confinado. ....	135
Tabela 6.63 – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR_1. ....	136

Tabela 6.64 – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR_1.....	136
Tabela 6.65 – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR_2.....	136
Tabela 6.66 – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR_2.....	136
Tabela 6.67 – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR_3.....	136
Tabela 6.68 – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR_3.....	137
Tabela 6.69 – Comparação entre os valores de $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR_1.....	137
Tabela 6.70 – Comparação entre os valores de $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR_2.....	137
Tabela 6.71 – Comparação entre os valores de $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR_3.....	137
Tabela 6.72 – Modelo de cálculo do muro de suporte: a) modelo e carregamentos; b) diagrama de esforço transversal; c) diagrama de momento fletor.....	139
Tabela 6.73 – Área de armadura longitudinal no muro de suporte.....	139
Tabela 6.74 – Pormenorização das áreas de armadura longitudinal no muro de suporte.....	140
Tabela 6.75 – Esforço transversal resistente sem armadura específica do muro de suporte.....	140
Tabela 6.76 – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação (adaptado do Quadro 7.3N da NP EN 1992-1-1, 2010).....	147
Tabela 6.77 – Área de armadura longitudinal no muro de suporte.....	149
Tabela 6.78 – Verificação da limitação de danos para a ação sísmica tipo 1.....	152
Tabela 6.79 – Verificação da limitação de danos para a ação sísmica tipo 2.....	152



# Simbologia

## Letras maiúsculas latinas

$A$	Área da secção transversal
$A_c$	Área da secção transversal do betão
$A_{Ed}$	Valor de cálculo da ação sísmica
$A_s$	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
$A_{s,max}$	Área da secção máxima de armaduras
$A_{sl}$	Área da armadura de tração prolongada de um comprimento superior $(l_{bd} + d)$ para além da secção considerada
$A_{s,v}$	Área de armadura vertical
$A_{s,h,min}$	Área de armadura horizontal mínima
$A_{sw}$	Área da secção das armaduras de esforço transversal existente no comprimento $s$
$A_{min}$	Área mínima
$Cl$	Cláusula
$C_u$	Resistência ao corte não drenado do solo
$C_d$	Valor de cálculo correspondente ao limite do critério de utilização
$E$	Efeito de uma ação
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das ações específicas
$E_{F,G}$	Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação para a situação sísmica de cálculo
$E_{F,E}$	Efeito das ações resultantes da análise para a ação sísmica de cálculo
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_x$	Componente da ação sísmica segundo a direção “x”
$E_y$	Componente da ação sísmica segundo a direção “y”
$F$	Força
$F_c$	Força resultante no betão

$F_b$	Força de corte na base
$F_i$	Força horizontal atuando no piso $i$
$F_s$	Força resultante nas armaduras ordinárias
$F_{t,sd}$	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
$G_k$	Valor característico de uma ação permanente
$H$	Altura da sapata
$I$	Momento de inércia
$I_{xi}$	Momento de inércia do elemento $i$ segundo “x”
$I_{yi}$	Momento de inércia do elemento $i$ segundo “y”
$I_p$	Momento polar de inércia
$K$	Rigidez
$K_\theta$	Rigidez de torção
$K_i$	Rigidez lateral na direção $i$
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$L$	Comprimento
$L_{m\acute{a}x}$	Maior dimensão do edifício em planta
$L_{min}$	Menor dimensão do edifício em planta
$M_{ai}$	Momento torsor
$M_{CR}$	Momento de fendilhação
$M_{Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo
$M_{QP}$	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
$M_{Rb,i}$	Momento resistente da viga na secção $i$
$M_{Rc,i}$	Momento resistente do pilar na secção $i$
$M_{Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal
$PP_{Parede,ext}$	Peso próprio das paredes exteriores
$PP_{Parede,int}$	Peso próprio das paredes interiores
$P_{NCR}$	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
$P_i$	Peso do elemento $i$

$P_{total}$	Peso total do piso
$P_{tot}$	Carga gravítica total devido a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i
$S$	Coefficiente do solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$T$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_1$	Período fundamental da estrutura
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$T_{DLR}$	Período de retorno de referência da ação sísmica de referência para requisitos de não ocorrência de colapso
$T_k$	Período de vibração do modo k
$U_x$ [%]	Percentagem de massa mobilizada segundo o eixo x
$U_y$ [%]	Percentagem de massa mobilizada segundo o eixo y
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{Rd,max}$	Valor do esforço transversal resistente máximo
$V_{Rd,c}$	Valor do esforço transversal resistente sem armadura específica de esforço transversal
$V_{tot}$	Força de corte sísmica total ao nível do piso considerado
$X_{CM,i}$	Coordenada em X do centro de massa do piso i
$X_{CR,i}$	Coordenada em X do centro de rigidez do piso i
$Y_{CM,i}$	Coordenada em Y do centro de massa do piso i
$Y_{CR,i}$	Coordenada em Y do centro de rigidez do piso i

## Letras minúsculas latinas

$a$	Flecha total
$a_0$	Flecha a curto prazo
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície
$a_{gR}$	Valor da aceleração máxima de referência
$a_{vg}$	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
$b$	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
$b_c$	Dimensão da secção transversal do pilar
$b_{eff}$	Largura efetiva do banzo
$b_i$	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos abraçados por cintas ou ganchos
$b_0$	Largura do elemento confinado, medida entre as cintas
$b_w$	Largura da alma das vigas em T, I ou L
$b_w$	Espessura das zonas confinadas
$b_{w,min}$	Largura mínima das vigas de fundação
$b'$	Maior distância entre a face exterior do pilar ou parede e extremidade da sapata
$c_{min}$	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
$d$	Espessura da Laje
$d$	Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo do varão tracionado (altura útil)
$d_1$	Distância entre a fibra mais tracionada da secção e o eixo do varão comprimido (altura útil)
$d_{bL}$	Diâmetro de um varão longitudinal

$d_e$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural
$d_g$	Dimensão máxima do agregado
$d_r$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$d_s$	Deslocamento de um ponto do sistema
$e_{ai}$	Excentricidade accidental da massa do piso i
$e_{0i}$	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i, perpendicular à direção de cálculo considerada
$f_{bd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ctd}$	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{ctk,0,05}$	5% do valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço à tração
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço à tração
$g$	Aceleração gravítica
$h$	Altura entre pisos
$h$	Altura total de uma secção transversal
$h_0$	Altura do núcleo confinado
$h_{cr}$	Altura da zona crítica nas paredes
$h_s$	Altura livre entre pisos
$h_w$	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas
$k$	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas de paredes estruturais

$k_D$	Coeficiente que depende da classe de ductilidade
$k_w$	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
$l$	Comprimento do vão
$l_0$	Comprimento de sobreposição
$l_{0,\min}$	Comprimento mínimo de sobreposição
$l_{bd}$	Comprimento de amarração
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
$l_{b,\min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_c$	Comprimento dos pilares fictícios
$l_{cl}$	Comprimento livre
$l_s$	Raio de giração da massa em planta
$l_w$	Comprimento da parede
$m$	Massa total do edifício, acima da fundação
$q$	Coeficiente de comportamento
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento
$r_i$	Raio de torção, na direção $i$
$s$	Espaçamento das armaduras transversais ao longo do eixo longitudinal do elemento;
$s_{cl,\max}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,\max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{\max,\text{slabs}}$	Espaçamento máximo entre varões longitudinais em lajes
$s_{\max}$	Espaçamento máximo entre varões
$s_{t,\max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
$u$	Deslocamento dos pisos
$v$	Requisito para a limitação de danos
$x_i$	Coordenada “x” para o elemento $i$ em relação ao referencial escolhido
$x_u$	Profundidade do eixo neutro

$y_i$	Coordenada “y” para o elemento i em relação ao referencial escolhido
$z_i; z_j$	Altura das massas $m_i$ e $m_j$ acima do nível de fundação
$z$	Braço binário das forças interiores

### Letras minúsculas gregas

$\alpha$	Coeficiente de homogeneização
$\alpha$	Coeficiente de eficiência do confinamento
$\alpha_{ct}$	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
$\alpha_{cw}$	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\alpha_n$	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
$\alpha_s$	Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
$\beta$	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
$\beta_i$	Correlação entre os modos de vibração $w_i$ e $w_n$
$\varepsilon_{cu2}$	Extensão última no betão não confinado
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\varepsilon_{sy,d}$	Extensão de cálculo de cedência à tração do aço
$\eta_1$	Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
$\eta_2$	Coeficiente relacionado com o diâmetro dos varões
$\gamma$	Peso volúmico de um material
$\gamma_c$	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_s$	Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
$\gamma_I$	Coeficiente de importância
$\gamma_G$	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

$\gamma_Q$	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
$\gamma_{Rd}$	Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
$\gamma_{solo}$	Peso volúmico do solo
$\lambda$	Parâmetro adimensional
$\mu_\phi$	Fator de ductilidade em curvatura
$\nu$	Esforço normal reduzido
$\nu_1$	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
$\nu_c$	Coeficiente de Poison
$\nu_d$	Esforço normal reduzido
$\xi$	Coeficiente de amortecimento relativo estrutural
$\rho$	Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida
$\rho_l$	Taxa de armadura longitudinal
$\rho_{ni}$	Coeficiente de correlação modal
$\rho_{\min}$	Taxa de armadura mínima na zona tracionada
$\rho_{\max}$	Taxa de armadura máxima na zona tracionada
$\rho_w$	Taxa de armadura transversal
$\rho_{w,\min}$	Taxa de armadura mínima de esforço transversal
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível do solo
$\sigma_{cd}$	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço
$\sigma_{sd}$	Valor de cálculo da tensão na secção do varão
$\phi_{m,\min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
$\phi$	Diâmetro do varão de aço
$\theta$	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
$\Delta c_{dev}$	Margem de cálculo que tem em conta eventuais erros de execução no recobrimento

$\Delta c_{dur,\gamma}$	Margem de segurança no cálculo do recobrimento
$\Delta c_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta c_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\psi_0$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\psi_1$	Coefficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
$\psi_2$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\psi_{0,i}$	Coefficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
$\omega_v$	Taxa mecânica da armadura vertical na alma das paredes
$\omega_{wd}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
$\omega_k$	Abertura máxima de fendas aceitável

## Abreviaturas

<i>AN</i>	Anexo Nacional
<i>CP</i>	Carga Permanente
<i>CQC</i>	Combinação Quadrática Completa
<i>DCL</i>	Classe de ductilidade baixa
<i>DCM</i>	Classe de ductilidade média
<i>DCH</i>	Classe de ductilidade alta
<i>EC</i>	Eurocódigo
<i>ELS</i>	Esforço Limite de Utilização (Serviço)
<i>ELU</i>	Estado Limite Último
<i>LN</i>	Linha Neutra
<i>PP</i>	Peso Próprio
<i>RCP</i>	Restante Carga Permanente

<i>RCL</i>	Regra da Combinação Linear
<i>SC</i>	Sobrecarga
<i>SRSS</i>	Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados
<i>RSA</i>	Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes
<i>REBAP</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

---

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento

Qualquer estrutura de engenharia civil encontra-se durante a sua vida útil sujeita a ações que introduzem comportamentos caracterizados quer por respostas estáticas, quer por respostas dinâmicas. Dessas ações, destaca-se a ação sísmica, por ter uma vasta complexidade na caracterização, devido não só à dificuldade de prever a sua ocorrência, mas também quanto à intensidade com que afeta as estruturas. Na sequência da ocorrência de sismos de média e grande intensidade, a ação sísmica impõe acelerações às estruturas por parte do solo. Devido às inúmeras ocorrências em todo o mundo, detetou-se que as estruturas com determinadas características apresentam um desempenho mais adequado face a acelerações impostas. Assim sendo, em regiões suscetíveis à ação sísmica, deve ter-se em consideração o risco sísmico existente desde a fase inicial do projeto, pois só assim é possível obter estruturas com um bom comportamento face a essa ação (Santos, 2010), avaliando a sua capacidade resistente e eventuais danos das mesmas.

A ação sísmica em Portugal tem mostrado uma enorme importância no dimensionamento das estruturas, pois a maior parte do território nacional insere-se em zonas de moderada a elevada sismicidade. Assim, surgiu a necessidade de conciliar a regulamentação técnica portuguesa com a europeia, nomeadamente os Eurocódigos. A análise sísmica de uma estrutura é efetuada, normalmente, através do Eurocódigo 8 – Parte 1. Esta norma pretende garantir que aquando da ocorrência de sismos, as vidas humanas sejam protegidas, os danos sejam limitados e as estruturas importantes para a proteção civil estejam operacionais (NP EN 1998-1, 2010). Para além de dar resposta às lacunas presentes nos regulamentos anteriores, trata-se também de uma norma mais abrangente e exigente e que apresenta uma nova filosofia de dimensionamento, nomeadamente o dimensionamento através do conceito de *Capacity Design*. Este conceito pretende tirar o maior partido da ductilidade e capacidade de dissipação de energia das estruturas, de modo a evitar roturas frágeis, mecanismos, que possam originar

colapso, permitindo a perceção do seu comportamento estrutural. As estruturas devem obedecer a dois requisitos fundamentais: a não ocorrência de colapso e a limitação de danos.

Pretende-se com este trabalho, o dimensionamento correto dos elementos estruturais de um edifício de betão armado, através de uma correta quantificação das ações permanentes (pesos próprios e outras cargas permanentes) e variáveis (sobrecargas e sismo). Este estudo das ações referidas e a determinação dos seus parâmetros tornam-se um desafio para todos os engenheiros de estruturas. O dimensionamento foca-se, não só na prevenção do colapso estrutural, mas também no controlo do nível de dano consoante a intensidade das ações (quer seja permanente, quer seja variável, principalmente a ação sísmica), cumprindo os requisitos estipulados nos Eurocódigos.

## 1.2 Objetivos

O objetivo principal definido para a realização do presente trabalho consiste na elaboração de um projeto de fundações e estruturas de betão armado para um edifício de habitação, situado na Baixa da Banheira, através da aplicação prática dos conhecimentos adquiridos nas diversas áreas de estudo de Engenharia Civil. Para alcançar este objetivo é estabelecido detalhadamente um conjunto de etapas complementares que se enuncia de seguida:

- Definir uma solução estrutural a partir do projeto de arquitetura base, respeitando o mesmo;
- Efetuar uma abordagem do efeito da ação sísmica relativamente à conceção estrutural;
- Pré-dimensionar os elementos estruturais constituintes do projeto;
- Modelar e analisar a estrutura no programa de cálculo automático *SAP2000*;
- Proceder ao dimensionamento dos elementos estruturais, verificando os requisitos de segurança da estrutura às várias ações aplicadas ao nível dos estados limite últimos e estados limite de serviço;
- Elaborar as peças desenhadas relativamente ao dimensionamento dos principais elementos estruturais e à sua pormenorização.

### 1.3 Organização do trabalho

O Trabalho Final de Mestrado será organizado em 7 capítulos, por forma a dividir o projeto em etapas. Nos parágrafos seguintes vão ser apresentados, de forma sintetizada, os tópicos abordados em cada capítulo.

- **Capítulo 1 – Introdução**

Neste capítulo é feita uma introdução, na qual se apresenta o enquadramento do presente trabalho, os objetivos gerais, a forma como os conteúdos estão organizados, uma breve caracterização do edifício relativamente às bases arquitetónicas (localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais), a descrição da solução estrutural, de modo a garantir a segurança do edifício quando sujeito às ações consideradas. Por fim são apresentadas as condicionantes de ordem regulamentar.

- **Capítulo 2 – Bases para a elaboração do projeto**

O segundo capítulo é dedicado às bases para a elaboração do projeto como o tempo de vida útil da estrutura, a classe de ductilidade, a descrição e caracterização dos materiais que compõem a estrutura e as ações a que estará sujeita, bem como as combinações de ações dispostas nos Eurocódigos e critérios de verificação da segurança.

- **Capítulo 3 – Conceção estrutural para a ação sísmica**

Neste capítulo, é feita uma breve abordagem à norma europeia referente à ação sísmica (de acordo com as referências aos aspetos regulamentares contidos no Eurocódigo 8), evidenciando os seus princípios fundamentais para uma adequada conceção estrutural.

- **Capítulo 4 – Pré-dimensionamento**

No quarto capítulo, com a definição da solução estrutural concluída, apresentam-se as principais fórmulas utilizadas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais, definindo as secções e algumas simplificações de modo a proceder à modelação estrutural.

- **Capítulo 5 – Modelação e análise estrutural**

Este capítulo, com a utilização do programa de cálculo automático *SAP2000*, dedica-se à modelação da estrutura em questão, descrevendo os seus procedimentos na realização da mesma. Referem-se também as possíveis simplificações adotadas de modo a simular aproximadamente o comportamento real da estrutura através do modelo criado.

- **Capítulo 6 – Dimensionamento estrutural**

O capítulo seis dedica-se às hipóteses de cálculo para a verificação da segurança que sustenta o dimensionamento de todos os elementos estruturais, seguindo os requisitos das normas europeias (Eurocódigos).

- **Capítulo 7 – Conclusão**

Por último, neste sétimo capítulo são apresentadas e discutidas as principais conclusões referentes ao projeto realizado, expondo uma reflexão acerca dos resultados obtidos e das opções adotadas.

- **Referências bibliográficas**

Apresenta-se toda a bibliografia utilizada que serviu de suporte para a realização deste trabalho.

- **Peças desenhadas**

São apresentados os desenhos dos pormenores construtivos dos elementos estruturais dimensionados referente ao capítulo seis, nomeadamente, lajes, vigas, pilares, paredes, fundações e escadas, incluindo a disposição das armaduras dos mesmos. Da mesma forma apresentam-se as plantas de arquitetura, os cortes e os alçados do edifício, de modo a fazer uma boa interpretação do que é pretendido.

- **Anexos**

Apresenta-se uma lista de anexos dos cálculos detalhados e justificativos (composto por tabelas) utilizados para o projeto.

## 1.4 Caracterização do edifício

### 1.4.1 Localização geográfica

O edifício que se pretende projetar situa-se na Baixa da Banheira, pertence ao Concelho de Moita, Distrito de Setúbal. A localização geográfica do edifício está indicada na figura seguinte (Figura 1.1).

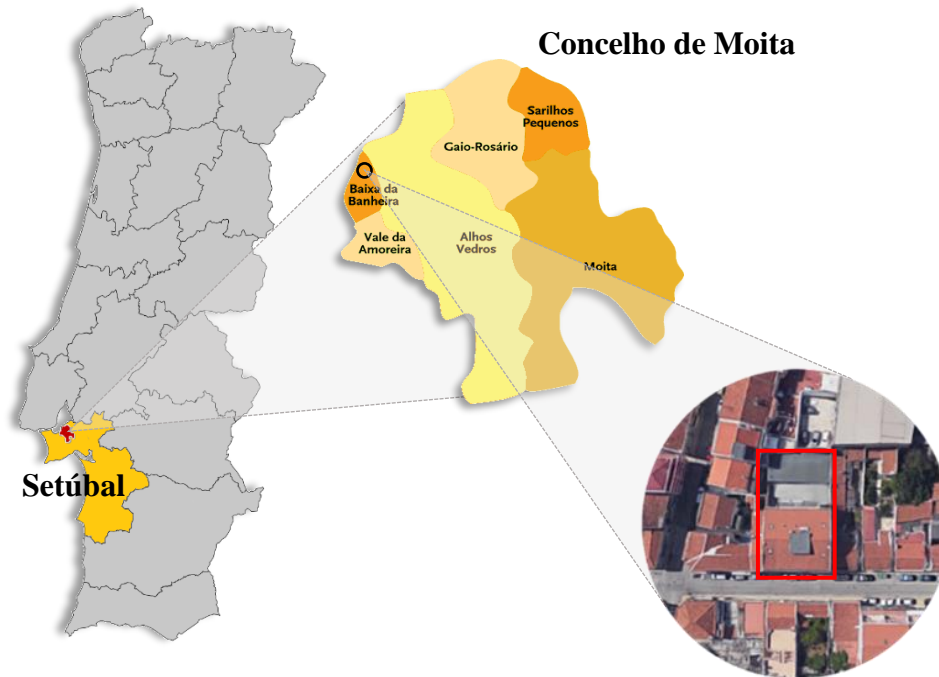


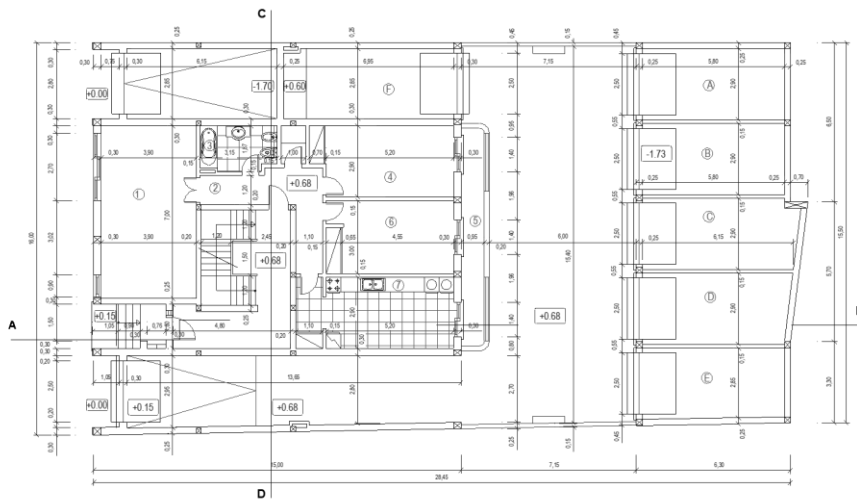
Figura 1.1 – Localização geográfica do edifício.

### 1.4.2 Arquitetura do edifício

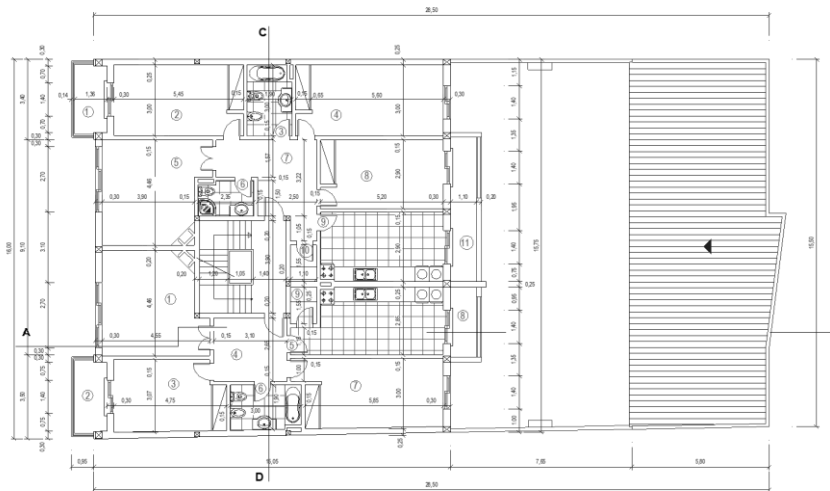
O edifício em questão é destinado à habitação, constituído por uma cave enterrada destinada a estacionamento, três pisos acima do nível térreo e um sótão acessível. O piso térreo é diferente dos restantes pisos, com uma área cerca de  $238,82 \text{ m}^2$ , sendo a área de implantação cerca de  $450,08 \text{ m}^2$ . Os pisos acima do nível térreo apresentam uma altura de  $16,62 \text{ m}$ , enquanto que o piso subterrâneo tem  $2,58 \text{ m}$ , o que faz um total de  $19,20 \text{ m}$ . Estes pisos apresentam um pé-direito de  $2,60 \text{ m}$  e o piso enterrado tem um pé-direito de  $2,58 \text{ m}$  (ver Figura 1.2).

O piso térreo é constituído por um fogo de tipologia T2, em que o acesso ao edifício apresenta um hall com uma área cerca de  $13,18 \text{ m}^2$ , como mostra a Figura 1.2 a). O acesso para o interior edifício dá-se através de uma caixa de escadas e no piso enterrado conta também com uma rampa de acesso. Também existe uma zona de garagens atrás do

edifício em estudo, mas não será alvo de estudo pois apresenta apenas um piso e, a nível de análise sísmica, não apresenta grande interesse.



a)



b)

**Figura 1.2** – Planta de arquitetura: a) piso térreo; b) piso 1, 2 e 3.

Os pisos 1, 2 e 3 são constituídos por dois fogos simétricos entre si de tipologia T2, visível na Figura 1.2 b), sendo semelhantes em planta. O edifício em estudo é também constituído por um sótão, destinado para arrumos, cuja planta é apresentada na Figura 1.3.



incide sobre os aspetos relacionados com o dimensionamento e a pormenorização de elementos estruturais quer em betão armado, quer em betão pré-esforçado.

Uma vez que estes regulamentos se encontram em fase de transição, recorreu-se à regulamentação aplicável nos Estados Membros do Comité Europeu de Normalização (CEN) a que Portugal pertence. A aplicação das normas europeias (Eurocódigos) representa uma melhoria significativa em relação à caracterização da ação sísmica e à pormenorização de armaduras dos elementos estruturais em estruturas resistentes ao sismo, nomeadamente o Eurocódigo 8. Neste projeto, visto que a estrutura é constituída por elementos de betão armado, recorreu-se às seguintes normas:

- Eurocódigo 0 – Bases para projeto de estruturas (NP EN 1990, 2009);
- Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (NP EN 1991-1-1, 2009);
- Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão (NP EN 1992-1-1, 2010);
- Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico (NP EN 1997-1, 2010);
- Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para resistência aos Sismos (NP EN 1998-1, 2010).

## **1.6 Definição da solução estrutural**

A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas europeias (Eurocódigos), relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. Deste modo, optou-se por uma estrutura em betão armado constituída por vigas, pilares e paredes que suportam os pisos em lajes maciças vigadas.

Abaixo do nível do solo, os muros de suporte são em betão armado e as fundações são compostas por sapatas isoladas interligadas por vigas de fundação nas duas direções em planta. A caixa de escadas é aproveitada para integração de uma parede de betão armado.

# CAPÍTULO 2

---

## BASES PARA A ELABORAÇÃO DO PROJETO

No presente capítulo definir-se-ão as características base a considerar no projeto, sendo elas o tempo de vida útil da estrutura, a classe de ductilidade a ser utilizada, os materiais estruturais para os elementos resistentes necessários para o dimensionamento, assim como as ações e as respetivas combinações de ações impostas pelas normas europeias (Eurocódigos) a que o edifício estará sujeito.

### 2.1 Tempo de vida útil do projeto

O tempo de vida útil do projeto de uma estrutura é o período estimado durante o qual a estrutura está em serviço, a fim de satisfazer os requisitos de desempenho (superior ao mínimo aceitável), cumprindo as condições de segurança e de funcionalidade sem custos de manutenção não previstos.

Para classificar a estrutura em estudo, relativamente ao seu tempo de vida útil de projeto, é necessário enquadrá-la na normativa europeia. Deste modo, de acordo com a Cl.2.3 do EC0, o tempo de vida útil do projeto é especificado em relação à categoria e ao tipo de estrutura de que se trata.

**Tabela 2.1** – Categorias e valor indicado do tempo de vida útil para estruturas (adaptado da NP EN 1990, 2009).

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicado do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

Como se trata de um prédio de habitação, esta estrutura pertence à Categoria S4 e o valor indicado para o tempo de vida útil de projeto respetivo é de 50 anos como indica a tabela anterior (ver Tabela 2.1).

## 2.2 Classes de Ductilidade

A ductilidade é a propriedade dos materiais que, sob a ação de uma força, se podem deformar sem chegar à rotura, o que faz com que uma estrutura seja capaz de dissipar, por processo histerético, a energia que a ação dinâmica lhe transmite sem que a resistência global da mesma seja afetada, garantindo sempre a segurança e assegurando um comportamento dúctil. Deste modo, o EC8 distingue três classes de ductilidade para a realização de projetos de estruturas:

- DCL – “*Ductility Class Low*” (Classe de Ductilidade Baixa);
- DCM – “*Ductility Class Medium*” (Classe de Ductilidade Média);
- DCH – “*Ductility Class High*” (Classe de Ductilidade Alta).

Da mesma forma, o EC8 estabelece alguns requisitos aplicados às restrições geométricas, disposições construtivas e ao tipo de material a aplicar, para cada classe.

### 2.2.1 DCL – Classe de Ductilidade Baixa

Esta classe, segundo a Cl.5.3.1 do EC8, corresponde às estruturas projetadas e dimensionadas de acordo com o EC2, onde se apresenta uma baixa capacidade de dissipação de energia. Assim, toda a resposta estrutural é praticamente admitida em regime elástico em que a ação sísmica é assegurada através da resistência dos elementos estruturais. Esta classe é recomendada para zonas de baixa sismicidade.

### 2.2.2 DCM – Classe de Ductilidade Média

Esta classe é indicada às estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições antissísmicas específicas, que permitem que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico, sem que ocorram roturas frágeis, segundo a Cl.5.4 do EC8.

### 2.2.3 DCH – Classe de Ductilidade Alta

Esta última classe corresponde às estruturas para as quais o projeto, dimensionamento e as disposições construtivas devem assegurar elevados níveis de

plasticidade através de requisitos de dimensionamento e de pormenorização ainda mais complexos e, eventualmente, mais dispendiosos que os da classe de ductilidade anterior (DCM).

Ambas as Classes de Ductilidade Média e Alta (DCM e DCH) representam nas estruturas uma capacidade de dissipação de energia elevada, nomeadamente a classe DCH, onde os índices de dissipação de energia são superiores. Os requisitos constantes do EC8 relativamente ao dimensionamento das zonas dissipativas (zonas onde ocorrem rótulas plásticas) e dos mecanismos de resistência evitando comportamento frágil, garantem a ductilidade pretendida.

Relativamente ao projeto em estudo, a análise estrutural do edifício será feita de acordo com a classe de Ductilidade Média (DCM), devido ao facto de se aproximar da classe de ductilidade melhorada, referida na norma portuguesa (REBAP), dimensionando-se os elementos sísmicos pelo princípio do *Capacity Design*, ou seja, pela avaliação da capacidade resistente real.

## 2.3 Materiais Estruturais

Por forma a garantir a resistência do edifício, a estrutura será composta por betão armado. Para este tipo de estrutura é necessário ter um certo cuidado, não só com a interação entre o betão e o aço, mas também com a interação entre o betão armado e o meio envolvente.

Segundo a Cl.5.4.1.1 do EC8, os materiais a serem utilizados para a Classe de Ductilidade Média (DCM), por forma a serem garantidas as características adequadas de ductilidade e efetuar uma correta definição dos materiais, devem garantir os seguintes critérios:

- O betão a ser utilizado nos elementos sísmicos primários<sup>1</sup> deve ser igual ou superior à classe de resistência C16/20;

---

<sup>1</sup> Segundo a Cl.4.2.2 do EC8, os elementos estruturais podem ser classificados como elementos sísmicos primários ou secundários. A diferença entre estes elementos tem a ver com a maneira como cada um resiste aos esforços produzidos pela ação sísmica. Deste modo, os elementos primários são aqueles que resistem aos esforços gerados (forças laterais de projeto) pela ação sísmica, enquanto os secundários não assumem essa função, devendo, contudo, ser projetados e pormenorizados, de acordo com as secções 5 a 9 do EC8, para manter a função de suporte das forças gravíticas quando estão sujeitos a deslocamentos provocados pela situação de projeto sísmico.

- Para empregar nas armaduras, o aço estrutural a utilizar nos elementos sísmicos primários deve ser da classe B ou C, segundo a classificação que existe no Anexo C do EC2;
- Só é permitido a utilização de varões nervurados nas zonas críticas<sup>2</sup> e elementos sísmicos primários exceto em estribos fechados e em ganchos (Cl.5.4.1.1(2) P).

### **2.3.1 Classes de exposição**

Sendo uma estrutura de betão armado, é necessário especificar os requisitos de durabilidade do betão que estão presentes na norma NP EN 206-1 (NP EN 206-1, 2007). Dentro da norma, a partir do Anexo Nacional, a especificação é concebida com a Especificação LNEC E464 (LNEC, 2007) através de classes de exposição ambiental a que os elementos estruturais estão sujeitos (ver Anexo B).

Ao analisar os elementos que constituem a estrutura do edifício, verifica-se que existem dois ambientes distintos de exposição segundo a E464. Os elementos estruturais interiores e exteriores da estrutura, por estarem sujeitos a uma humidade do ar baixa (predominantemente seco), são considerados da classe de exposição XC1 e os elementos que estão em contacto direto com o terreno (fundações e muros de contenção), por se encontrarem em ambiente húmido e sujeitos a contato prolongado com água, são considerados da classe de exposição XC2.

### **2.3.2 Betão**

Para que a estrutura em estudo seja constituída por materiais correntes, é especificada a utilização, de acordo com a norma NP EN 197-1 (NP EN 197-1, 2001), de um betão de cimento CEM II/B – “Cimento Portland de Calcário” (ver Anexo C).

Ao atribuir a classe de exposição ambiental dos vários elementos estruturais e o tipo de cimento que se vai aplicar no betão recorreu-se ao Quadro 6 da E464 (ver Tabela 2.2) para adotar a classe de resistência mínima do betão e a respetiva composição. Nesse quadro é possível garantir a proteção das armaduras e a composição do betão, assim como a escolha da classe de resistência do betão que é condicionada pela classe de exposição ambiental da estrutura.

---

<sup>2</sup> Entende-se por zona crítica a região dos elementos primários onde é possível formar rótulas plásticas, sempre que ocorre a combinação mais desfavorável dos esforços, localizando a capacidade de dissipação de energia. Estas zonas são também designadas por zonas dissipativas.

**Tabela 2.2** – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos [adaptado de (LNEC, 2007)].

Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Classe de exposição	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Mínimo recobrimento nominal (mm)	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água/cimento	0,65	0,65	0,60	0,60	0,65	0,65	0,55	0,55
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m <sup>3</sup> )	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respetivamente.

<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland, em massa.

Assim, para a realização deste projeto, optou-se pela utilização de um betão com classe de resistência C25/30, tendo uma relação água/cimento máxima de 0,65, uma dosagem mínima de cimento de 260 kg/m<sup>3</sup> e um recobrimento nominal mínimo de 25 mm e 35 mm para os elementos estruturais sujeitos à classe de exposição ambiental XC1(Pt) e XC2(Pt) respetivamente.

Na Tabela 2.3 apresentam-se as características fundamentais do betão de classe C25/30.

**Tabela 2.3** – Principais características do betão C25/30.

Betão C25/30		
$f_{ck}$	Valor da tensão de rotura à compressão (t = 28 dias)	25 [MPa]
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão	16,7 [MPa]
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura à tração simples	2,6 [MPa]
$\xi$	Coefficiente de amortecimento relativo estrutural	5%
$E_{cm}$	Valor do módulo de elasticidade	31 [GPa]
$\gamma_c$	Peso volúmico do betão	24 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson	0,2

### 2.3.3 Aço

Para as armaduras, será utilizado um aço A400 NR SD, que é um aço de alta ductilidade, isto é, aço da Classe C (ver Anexo A).

A Tabela 2.4 confere as características principais do tipo de aço escolhido.

**Tabela 2.4** – Principais características do aço A400.

Aço A400 NR SD		
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço	400 [MPa]
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço	348 [MPa]
$E_s$	Valor do módulo de elasticidade do aço	200 [GPa]
$\gamma_s$	Peso volúmico do aço	77 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varepsilon_{yd}$	Valor de cálculo da extensão de cedência	0,00174

## 2.4 Ações

É denominada por ação todo e qualquer agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Assim sendo, é necessário considerar na análise estrutural todas as ações que possam produzir tensões, esforços ou deformações significativas para a segurança e estabilidade da estrutura. As ações a ter em consideração, no cálculo da estrutura, podem ser divididas em três tipos:

- Ações Permanentes;
- Ações Variáveis;
- Ação Sísmica.

### 2.4.1 Ações Permanentes

Estas ações são aquelas cujo valor é constante (do tipo gravítico) e permanecem ao longo do tempo de vida útil da estrutura, o que corresponde a todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Neste projeto, as ações permanentes resultam de dois conjuntos:

- Peso próprio da estrutura (PP);
- Restantes cargas permanentes (RCP).

#### Peso Próprio (PP)

O peso próprio é classificado como uma ação permanente, que corresponde aos pesos dos elementos estruturais, ou seja, a sua obtenção é efetuada com base nas dimensões dos elementos estruturais e os respetivos valores dos pesos volúmcicos (por exemplo, o peso volúmico do betão armado toma o valor de 25 kN/m<sup>3</sup>). Os valores correspondentes aos pesos específicos dos materiais de construção encontram-se indicados na NP EN 1991-1-1, 2009.

É de salientar que no processo de modelação, o peso próprio é considerado automaticamente pelo *software* de cálculo automático estrutural (*SAP2000*).

### **Restantes Cargas Permanentes (RCP)**

As restantes cargas permanentes estão associadas ao peso de todos os elementos não estruturais, tais como revestimentos e paredes do edifício (paredes não resistentes).

- **Revestimento**

Relativamente ao revestimento das lajes consideraram-se os valores dos pesos próprios de 1 kN/m<sup>2</sup> em todos os pisos da estrutura e 1,5 kN/m<sup>2</sup> para a cobertura inclinada, indicados nas tabelas técnicas (Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1992).

- **Paredes**

No que diz respeito às paredes que constituem a estrutura (paredes não resistentes), dividem-se em paredes exteriores e interiores.

- **Paredes Exteriores**

As paredes exteriores são constituídas por dois panos de tijolo furado com 30 cm de espessura e admitiu-se o seu peso próprio de 3,20 kN/m<sup>2</sup>.

Devido à existência de aberturas correspondentes às portas e janelas, o peso das paredes exteriores foi distribuído linearmente sobre as vigas onde estas assentam e é contabilizado apenas 80% do seu valor. Para o cálculo do peso próprio nas paredes exteriores recorreu-se à seguinte expressão:

$$PP_{\text{parede ext}} = PP_{\text{parede}} \cdot h \cdot 0,8 \quad (2.1)$$

Onde:

- $PP_{\text{parede}}$  Valor do peso próprio da parede (3,20 para paredes exteriores) [kN/m<sup>2</sup>];  
 $h$  Altura da parede [m];  
0,8 Coeficiente de aberturas (redução de carga devido à existência de aberturas na parede exterior).

- **Paredes Interiores**

As paredes interiores são constituídas por tijolo furado de 15 ou 25 cm de espessura, onde se considerou um peso próprio de 1,80 kN/m<sup>2</sup> e 2,80 kN/m<sup>2</sup> respetivamente.

O peso das paredes interiores foi distribuído uniformemente sobre as lajes do edifício, pelo que podem ser alvo de modificação. Para transformar essa carga linear numa

carga uniformemente distribuída, considerou-se um coeficiente de distribuição de 0,3. Para o cálculo do peso próprio nas paredes interiores recorreu-se à seguinte expressão:

$$PP_{\text{parede int}} = PP_{\text{parede}} \cdot h \cdot 0,3 \quad (2.2)$$

Onde:

- $PP_{\text{parede}}$  Valor do peso próprio da parede (1,80 ou 2,80 para paredes interiores) [kN/m<sup>2</sup>];
- $h$  Altura da parede [m];
- 0,3 Coeficiente de distribuição de carga da laje.

#### 2.4.2 Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas que variam significativamente ao longo do tempo de vida útil da construção. Deste modo, foram consideradas nesta categoria as seguintes ações:

- Sobrecargas (SC);
- Temperatura (T);
- Vento (W).

##### 2.4.2.1 Sobrecargas (SC)

As sobrecargas são todos os carregamentos de carácter não permanente que atuam na estrutura e se definem de uma forma distribuída nas lajes do edifício.

De acordo com a Cl.6.1(1) do EC1, as sobrecargas em edifícios são as que resultam da sua ocupação, incluem a ocupação normal por pessoas, a presença de mobiliário e objetos móveis, veículos e eventos raros previsíveis, como concentração de pessoas, ou a movimentação ou empilhamento de objetos que poderá verificar-se durante um rearranjo ou redecoração.

Para determinar o valor característico correspondente às sobrecargas de projeto, é necessário fazer a distinção das diferentes zonas do edifício, de acordo com as suas utilizações específicas, que são atribuídas segundo as categorias presentes no Quadro 6.1 do EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) existente na Cl.6.3, visível na Tabela 2.5.

**Tabela 2.5** – Categorias de utilização (adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009).

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros ( $\leq 30$ kN de peso bruto e $\leq 8$ lugares, não incluindo o do condutor)	Garagens; zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura.
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes	---

Através do Quadro NA – 6.2 do Anexo Nacional do EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) e do Quadro A1.1 do anexo A1 do EC0 (NP EN 1990, 2009), apresentam-se na Tabela 2.6 as categorias de utilização com os respetivos valores das sobrecargas atribuídos ao edifício em estudo e também os coeficientes de combinação relativos associados. Estes coeficientes são utilizados na combinação de ações que se desenvolvem no presente capítulo.

**Tabela 2.6** – Valores das sobrecargas e dos coeficientes de combinação (adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009 e da NP EN 1990, 2009).

Categoria das zonas carregadas	Categoria	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cobertura	H	0,4	0	0	0
Piso 3	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Piso 2	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Piso 1	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Piso 0	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Piso -1	F	2,5	0,7	0,7	0,6
Escadas	---	3,0	---	---	---

Onde:

$q_k$  Valor da sobrecarga em carga uniformemente distribuída [kN/m<sup>2</sup>];

$\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  Coeficientes de combinação.

#### 2.4.2.2 Temperatura (T)

Neste projeto foram desprezadas as variações de temperaturas, devido às dimensões em planta do edifício.

### 2.4.2.3 Vento (W)

À semelhança da temperatura, neste projeto, as ações devido ao vento também são desprezadas, pois a ação sísmica é condicionante neste tipo de estrutura.

### 2.4.3 Ação Sísmica

Para a caracterização da ação sísmica a usar na análise e dimensionamento estrutural do edifício, foram considerados os princípios em que se fundamenta o EC8 (NP EN 1998-1, 2010). De acordo com a Cl.1.1.1(1)P do EC8, as estruturas sujeitas a ações sísmicas têm por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

A diretriz indicada no EC8, para atingir os objetivos suprarreferidos, assenta nos requisitos fundamentais presentes na Cl.2.1(1)P:

- **Requisito de não ocorrência de colapso**

Este requisito está associado ao Estado Limite Último (ELU), tendo como objetivo prevenir colapsos locais ou mesmo o colapso global da estrutura sujeita à ação sísmica de cálculo, devendo a mesma manter a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.

Em Portugal, a ação sísmica de cálculo é expressa a partir da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência ( $P_{NCR}$ ) de 10%, em 50 anos para a ação sísmica de projeto, o que corresponde a um período de retorno ( $T_{NCR}$ ) de 475 anos, bem como a partir do coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.

- **Requisito de limitação de danos**

Este requisito está associado ao Estado Limite de Utilização (ELS), requer que a estrutura resista sem ocorrência de danos e de limitações de utilização, a uma ação sísmica que apresente uma maior probabilidade de ocorrência, do que a definida como ação sísmica de cálculo, ou seja, a estrutura tem de ser projetada e concebida, de modo a garantir que no caso de ocorrência de um sismo de uma intensidade moderada os danos são reduzidos e os custos são baixos comparando com os custos da própria estrutura.

Em Portugal adotou-se uma probabilidade de excedência ( $P_{DLR}$ ) de 10 % em 10 anos, o que corresponde uma ação com período de retorno,  $T_{DLR}$ , de 95 anos. Para este requisito aplica-se, de um modo simplificado, um coeficiente de redução aplicado à ação sísmica de cálculo  $\nu$ , que toma o valor de 0,4 para Ação Sísmica Tipo 1 e de 0,55 para a Ação Sísmica Tipo 2, de acordo o Anexo Nacional do EC8 na Cl.4.4.3.2(2) (NP EN 1998-1, 2010).

Para o dimensionamento da ação sísmica é necessário ter em conta diversos fatores, tais como a localização do edificado em termos geográficos que tem uma zona sísmica associada, a tipologia do terreno de implantação que irá condicionar o comportamento estrutural e a fonte de origem sísmica. Estes fatores irão comprometer os valores de pico de aceleração, velocidade e deslocamento da ação sísmica tipo.

#### 2.4.3.1 Tipos de Ações Sísmicas e Zonas Sísmicas

Para a classificação das diferentes zonas sísmicas foram delimitadas áreas do território nacional, considerando-se que em cada zona a sismicidade é constante. Portugal encontra-se numa localização geográfica complicada de ação sísmica proveniente de origens diferentes, logo foi necessário a consideração de dois tipos de ação, ação tipo 1 e ação tipo 2. Assim, o EC8 designa dois tipos de ações sísmicas em Portugal, com diferentes epicentros, magnitudes, distâncias focais e durações: a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, observável na Tabela 2.7.

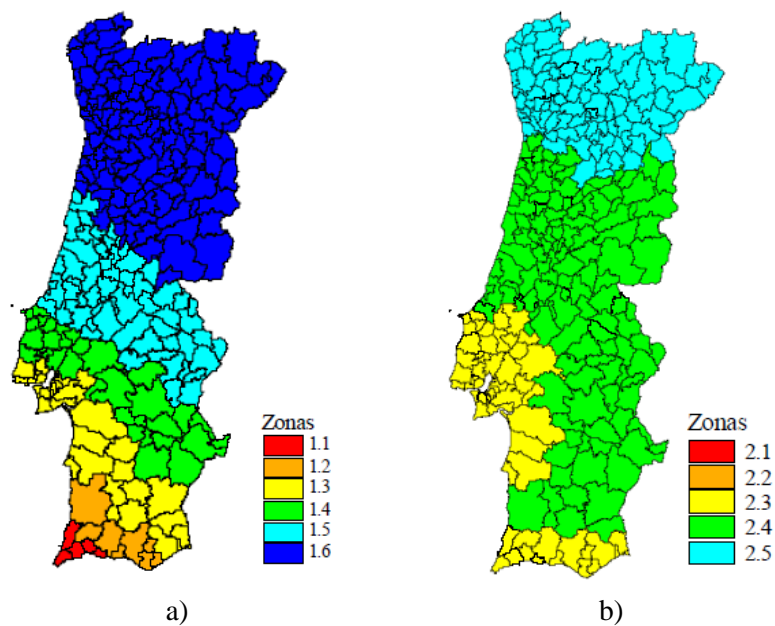
**Tabela 2.7** – Características da ação sísmica.

Caraterísticas	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
Epicentro	Falha entre as placas tectónicas Africana e Euro-Asiática	Território nacional
Magnitude	Elevada	Moderada
Frequências	Baixas	Elevadas
Distância Focal	Considerável	Reduzida
Duração	Maior	Menor

A partir da Tabela 2.7 é possível verificar que, para a Ação Sísmica do Tipo 1, o epicentro do sismo está afastado de Portugal Continental, ou seja, ocorre numa região Atlântica, enquanto para a Ação Sísmica do Tipo 2, o epicentro já se encontra em Portugal Continental, como é o caso, por exemplo, nos Açores. Assim, pode-se dizer que uma

Ação Sísmica Tipo 1 é do tipo interplacas e tem elevada magnitude, menor duração, grande distância focal e baixas frequências, designando-se como sismo “afastado”. Ao contrário de uma Ação Sísmica Tipo 2, que é do tipo intraplacas, tem magnitude moderada, menor duração, pequena distância focal e grandes frequências, designando-se como sismo “próximo”.

Deste modo, o zonamento sísmico para Portugal Continental é estabelecido de acordo com a informação constante do Anexo NA.I (NP EN 1998-1, 2010). Para os dois tipos de ação sísmica são definidas cinco zonas com o respetivo valor de aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) (ver Figura 2.1).

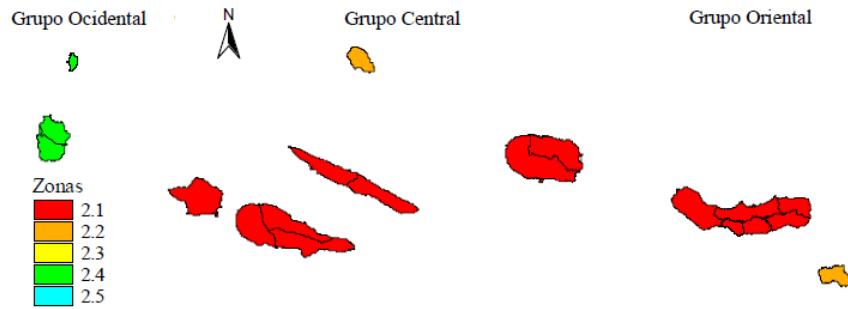


**Figura 2.1** – Zonamento sísmico em Portugal Continental: a) Ação Sísmica Tipo 1; b) Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010).

Quanto às regiões autónomas, no caso do arquipélago da Madeira considera-se apenas a Ação Sísmica do Tipo 1, ao contrário do arquipélago dos Açores onde se contempla unicamente a Ação Sísmica do Tipo 2, como ilustram as seguintes figuras (ver Figura 2.2 e Figura 2.3).



**Figura 2.2** – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação Sísmica Tipo 1) (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010).



**Figura 2.3** – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010).

Tendo em conta os dois tipos de ação sísmica e que o edifício a implantar situa-se no Concelho da Moita, apresenta-se na Tabela 2.8, de acordo com o Anexo Nacional NA I do EC8, a zona sísmica e respetivos valores de referência de aceleração máxima para o edifício em estudo.

**Tabela 2.8** – Caracterização da zona sísmica em estudo, Moita (adaptado do Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010).

Região	Ação Sísmica	Zona Sísmica	Aceleração Máxima ( $a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ])
Moita	Tipo 1	1,3	1,5
	Tipo 2	2,3	1,7

#### 2.4.3.2 Tipo de Terreno

Um dos principais fatores de influência na caracterização da ação sísmica é o tipo de terreno em que o edifício se encontra implantado. Dependendo do tipo de terreno e da situação em que se encontra, deverão ser realizados estudos de caracterização geotécnica para uma correta classificação do mesmo. A natureza do terreno de fundação, no local da obra, não deverá apresentar riscos de rotura, instabilidade de taludes e de assentamentos permanentes provocados por liquefação ou aumento da compacidade do solo no caso de ocorrência do sismo. Adicionalmente deverão realizar-se estudos de caracterização geotécnica para determinação da ação sísmica em função da classe de importância da estrutura e das condições particulares de projeto.

De acordo com a Cl.3.1.2 do EC8, são identificados sete tipos de terreno que se podem considerar (do tipo A, B, C, D, E, S<sub>1</sub> e S<sub>2</sub>) e são classificados segundo a sua descrição do perfil estratigráfico e três parâmetros de cálculo:

- $v_{s,30}$  – Valor médio da propagação de ondas S nos 30 metros superiores do perfil do solo (velocidade média das ondas de corte);

- $N_{SPT}$  – Número de pancadas necessárias para atingir a profundidade de 30 metros (Ensaio de penetração dinâmica SPT);
- $C_u$  – Resistência ao corte não drenada do solo.

Neste trabalho, constatou-se que o tipo de terreno do edifício em estudo é do tipo C e segundo o Quadro 3.1 do EC8 (NP EN 1998-1, 2010) apresenta as seguintes características (ver Tabela 2.9):

**Tabela 2.9** – Características do tipo de terreno (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.

### 2.4.3.3 Classes de Importância

Para garantir que os edifícios se mantenham funcionais durante a ocorrência de um sismo, é necessário ter em conta a sua função quando são projetados.

O EC8 preconiza na Cl.4.2.5(1)P que existem quatro classes de importância que pretendem distinguir as diferentes categorias de edifícios, consoante as consequências de um eventual colapso em termos de vidas humanas e em termos socioeconómicos, da sua importância para a segurança pública e proteção civil imediatamente após o evento sísmico.

Na Tabela 2.10 mostram-se as classes de importância para cada categoria de edifícios.

**Tabela 2.10** – Classes de importância para os edifícios (adaptado com o Quadro 4.3 da NP EN 1998-1, 2010).

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 ao 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.

Deste modo, a estrutura a projetar é um edifício de habitação, pelo que se atribui uma classe de importância do tipo II a este tipo de estrutura. De acordo com esta classe e

com o tipo de ação sísmica, é atribuída à estrutura um coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ), para evidenciar o conceito de diferenciação de fiabilidade, o que traduz o valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo.

De acordo com o Quadro NA do Anexo Nacional do EC8, os valores dos coeficientes de importância que se adotam em Portugal apresentam-se na Tabela 2.11.

**Tabela 2.11** – Coeficientes de importância  $\gamma_I$  (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010).

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		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

Como a classe de importância da estrutura é de classe II, o coeficiente de importância toma o valor igual a 1 quer para a ação sísmica do tipo 1, quer para o tipo 2.

#### 2.4.3.4 Acumeração à superfície

Ao saber o coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ) e o valor de referência da aceleração máxima ( $a_{gR}$ ), o valor da aceleração à superfície para os dois tipos de ação sísmica é obtido através da expressão que se segue:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.3)$$

Onde:

$a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície [m/s<sup>2</sup>];

$\gamma_I$  Coeficiente de importância;

$a_{gR}$  Valor de referência da aceleração máxima [m/s<sup>2</sup>].

Apresentam-se na Tabela 2.12 os valores de aceleração à superfície.

**Tabela 2.12** – Valores de aceleração à superfície.

Região	Ação Sísmica	Zona Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\gamma_I$	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]
Moita	Tipo 1	1,3	1,5	1,00	1,5
	Tipo 2	2,3	1,7	1,00	1,7

### 2.4.3.5 Coefficiente de Solo

Após obter a aceleração à superfície ( $a_g$ ) e de acordo com o NA – 3.2.2.2(2) do Anexo Nacional do EC8, o coeficiente de solo ( $S$ ) é determinado através das seguintes expressões:

**Tabela 2.13** – Valores do coeficiente do solo.

Para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$	$S = S_{m\acute{a}x}$	(2.4)
Para $1 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$	$S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} \cdot (a_g - 1)$	(2.5)
Para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$	$S = 1,0$	(2.6)

Neste caso em particular, apenas será utilizada a expressão (2.5), pois o valor de cálculo de  $a_g$ , quer para o sismo tipo 1, quer para o sismo tipo 2, situa-se entre 1 e 4 m/s<sup>2</sup>.

### 2.4.3.6 Restantes parâmetros para a caracterização da ação sísmica

Relativamente aos restantes valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2, encontram-se estipulados nos quadros NA-3.2 (Tabela 2.14) e NA-3.3 (Tabela 2.15) do Anexo Nacional do EC8, respetivamente:

**Tabela 2.14** – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação Sísmica Tipo 1 (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

**Tabela 2.15** – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Assim, na Tabela 2.16 são evidenciados, de forma resumida, os valores dos parâmetros relevantes para a definição de cada tipo de ação sísmica aplicada ao edifício em estudo.

**Tabela 2.16** – Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas.

Tipo de Terreno	Ação Sísmica	$S_{máx}$	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
C	Tipo 1	1,60	1,50	0,10	0,60	2,0
	Tipo 2	1,60	1,46	0,10	0,25	2,0

#### 2.4.3.7 Representação da Ação Sísmica

Em concordância com a Cl.3.2.2.1 do EC8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno pode ser separado em duas componentes – aceleração horizontal e aceleração vertical – sendo que ambas são representadas por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. É de notar ainda que a capacidade de dissipação de energia da estrutura, em consequência do comportamento dúctil dos seus elementos, é baseada numa análise não linear, de acordo com um espectro de resposta reduzido ao da resposta elástica, denominado “espectro de cálculo”. Tal redução é efetuada a partir da introdução do coeficiente de comportamento ( $q$ ) associado à estrutura, culminando numa análise estrutural elástica não explícita. Isto remete-nos para a capacidade dos sistemas estruturais em resistir às ações sísmicas no domínio não linear e permite-nos efetuar o cálculo das mesmas para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

No presente projeto é adotado um método de referência para o tratamento da ação sísmica, de acordo com a Cl.4.3.3.1 do EC8, que estabelece os efeitos sísmicos na estrutura. Este método consiste em efetuar uma análise modal por espectro de resposta<sup>3</sup>, empregando um modelo elástico linear e o espectro de resposta de cálculo, a fim de obter o comportamento dúctil dos elementos estruturais. Devemos então aplicar o coeficiente de comportamento ( $q$ ) de forma a quantificarmos o espectro de cálculo, sendo que ( $q$ ) representa uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita, em regime de resposta totalmente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e a força real inserida na estrutura durante um evento sísmico.

<sup>3</sup> O conceito de espectro de resposta é utilizado para representar graficamente o valor de pico da resposta (medida em termos de deslocamento, acelerações, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade para uma dada componente particular da ação sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do seu período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado.

### 2.4.3.8 Espetro de Resposta Horizontal para Ação Sísmica

Para a componente horizontal da aceleração da ação sísmica, o espectro de resposta de cálculo é definido através das seguintes expressões, de acordo com a Cl.3.2.2.5 do EC8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

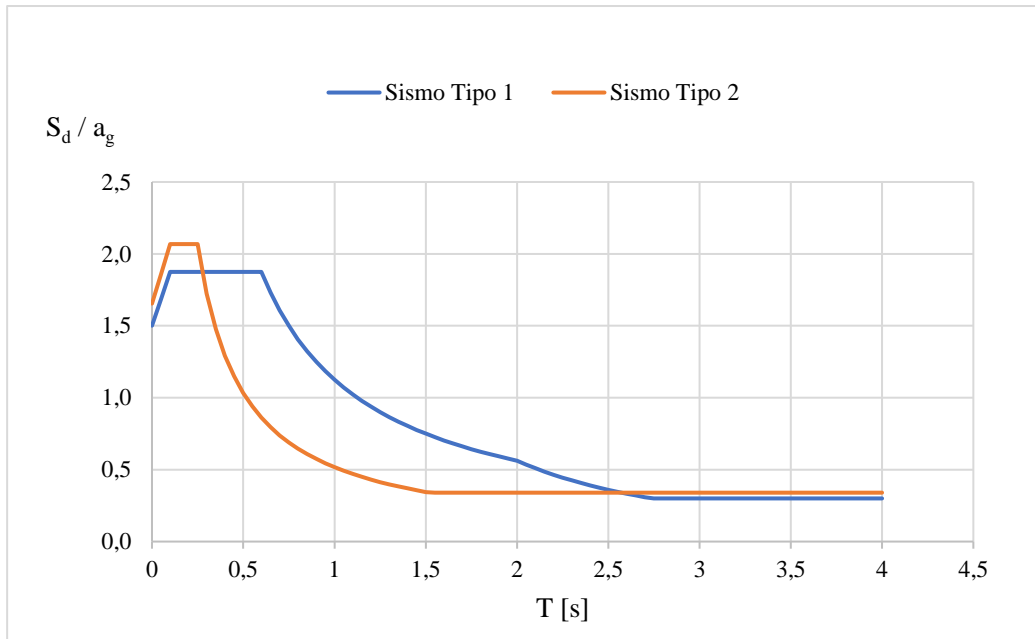
$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

Onde:

- $S_d(T)$  Espectro de cálculo;
- $T$  Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade [s];
- $a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície para o terreno do tipo C [m/s<sup>2</sup>];
- $T_B$  Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];
- $T_C$  Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];
- $T_D$  Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante [s];
- $S$  Coeficiente de solo;
- $q$  Coeficiente de comportamento;
- $\beta$  Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.  
(No EC8, o valor recomendado para  $\beta$  é 0,2)

O valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) será determinado no capítulo 4, com todos os requisitos impostos pelo EC8, pois não depende só da classe de ductilidade, mas também do tipo de sistema estrutural que estamos a analisar.

A figura seguinte representa os espectros de cálculo correspondentes aos dois tipos de ação sísmica, para a componente horizontal, e que serão empregues na análise sísmica da estrutura em estudo, com um coeficiente de amortecimento relativo ( $\xi$ ) de 5%.



**Figura 2.4** – Espectro de resposta horizontal de cálculo para cada tipo de ação sísmica para a estrutura em análise: terreno tipo C e  $\xi=5\%$ .

#### 2.4.3.9 Espectro de Resposta Vertical para Ação Sísmica

Tendo em conta que o valor da aceleração  $a_{vg}$  (valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical), em concordância com a Cl.4.3.3.5.2 do EC8, deve ser superior a  $2,5 \text{ m/s}^2$ , a componente vertical da ação sísmica estabelecida na Cl.3.2.2.3 é considerada através dos seguintes casos:

- Elementos horizontais ou quase horizontais com vãos superiores ou iguais a 20 m;
- Elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento;
- Elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- Vigas que suportam pilares e estruturas com isolamento de base.

Atendendo às características do edifício em estudo, despreza-se a componente vertical da ação sísmica.

Apresenta-se na Figura 2.5 o fluxograma que serve de base para a análise e cálculo da ação sísmica imposta ao edifício em estudo e que sintetiza a informação acima abordada.

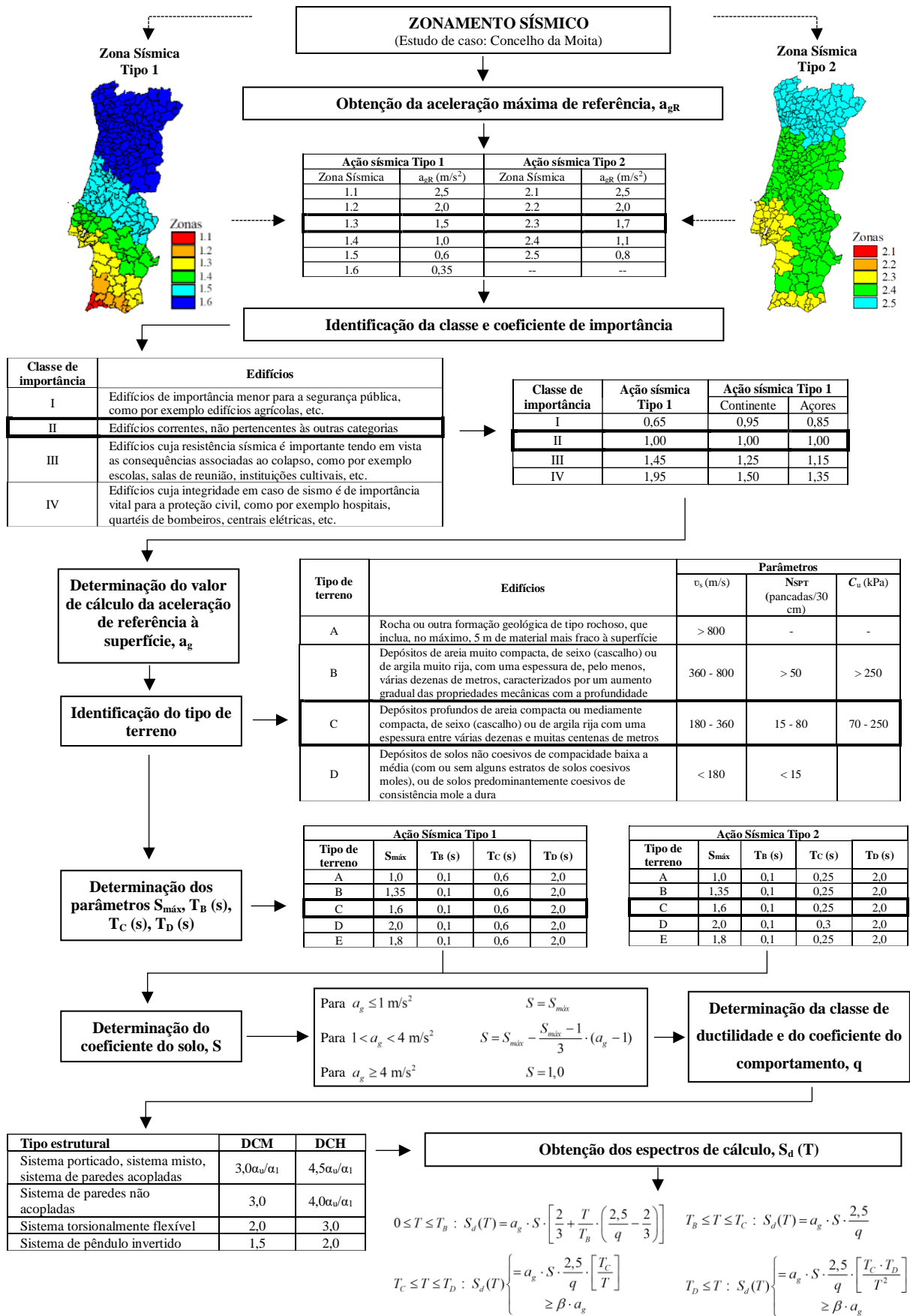


Figura 2.5 – Fluxograma da ação sísmica.

## 2.5 Combinação de Ações

O estudo das combinações de ações é feito conforme o disposto no EC0. Para o estudo dos efeitos das ações que atuam na estrutura, deve-se ter em atenção quais são as que podem ou não ocorrer simultaneamente.

### 2.5.1 Estados Limite Últimos (ELU)

Estes estados estão associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, sendo suscetíveis de colocar em causa a segurança das pessoas e bens (NP EN 1990, 2009). Na análise aos Estados Limite Últimos (ELU), devem-se verificar as seguintes combinações de ações nas expressões (2.11), (2.12) e (2.13):

- **Combinação Fundamental para situações de projeto persistentes ou transitórias** (a partir da Cl.6.4.3.2(3) do EC0);

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.11)$$

- **Combinação Fundamental para o estado limite GEO**, associado à rotura ou à deformação excessiva do terreno de fundação, deve-se considerar a situação menos favorável (a partir da Cl.6.4.3.2(3) do EC0);

$$E_d = E \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{array} \right\} j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.12)$$

- **Combinação Sísmica para situações de projeto sísmicas** (a partir da Cl.6.4.3.4(2) do EC0).

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.13)$$

No que diz respeito à combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica, de acordo com a Cl.3.2.4 (2) do EC8, ao quantificar a ação sísmica é necessário avaliar os efeitos das forças de inércia. Desta forma, a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas resulta na seguinte combinação de ações (expressão (2.14)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Para o cálculo dos esforços sísmicos, o coeficiente de combinação  $\psi_{E,i}$ , de acordo com a Cl.4.2.4(2) do EC8, deve ser determinado através da expressão (2.15) e o valor do  $\varphi$  é obtido através do Quadro 4.2 (ver Tabela 2.17) da mesma norma.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.15)$$

**Tabela 2.17** – Valores de  $\varphi$  para calcular  $\psi_{E,i}$  (adaptado do Quadro 4.2 da NP EN 1998-1, 2010).

Tipo de ação variável	Piso	$\varphi$
Categorias A-C <sup>*)</sup>	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F <sup>*)</sup> e arquivos	---	1,0

<sup>\*)</sup> Categorias definidas na EN 1991-1-1:2002

Neste projeto e para efeitos de cálculo, o  $\varphi$  corresponde ao valor de 0,8 nos pisos que estão acima do terreno (pisos com ocupações correlacionadas) e 1,0 na cave e na cobertura.

### 2.5.2 Estados Limite de Utilização (ELS)

Estes estados correspondem a danos pouco severos, suscetíveis de prejudicar o funcionamento da estrutura, o seu aspeto, ou o conforto dos utilizadores. Na análise aos Estados Limite de Utilização (ELS), devem-se verificar as seguintes combinações de ações (equações (2.16), (2.18) e (2.17)):

- **Combinação Característica** (a partir da Cl.6.5.3 (a) do EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.16)$$

- **Combinação Frequente** (a partir da Cl.6.5.3 (b) do EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.17)$$

- **Combinação Quase-Permanente** (a partir da Cl.6.5.3 (c) do EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (2.18)$$

No caso em concreto, na verificação do Estado Limite de Deformação utilizou-se a Combinação Quase-Permanente.

Onde:

- "+" Significa “a combinar com”;
- $\gamma_{G,j}$  Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;
- $G_{k,j}$  Valor característico de uma ação permanente j;
- $\gamma_Q$  Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis;
- $\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial relativo às ações variáveis base;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável base;
- $\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial relativo às ações variáveis i;
- $\psi_{0,i}$  Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  Valor característico de uma ação variável i;
- $\psi_{2,i}$  Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $\xi_j$  Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis G;
- $A_{Ed}$  Valor de cálculo da ação sísmica.

Os valores para os coeficientes parciais de segurança relativos às ações foram definidos de acordo com o Quadro A1.2 do Anexo A1 do EC0 (NP EN 1990, 2009) e apresentam-se na Tabela 2.18.

**Tabela 2.18** – Coeficientes parciais de segurança (adaptado do NP EN 1990, 2009).

Coeficientes Parciais de Segurança			
Ações Permanentes ( $\gamma_G$ )		Ações Variáveis ( $\gamma_Q$ )	
Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	Favoráveis
1,35	1,00	1,50	0,00



# CAPÍTULO 3

## PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Após referir as bases para a realização do presente projeto (Capítulo 2), a fase de conceção deste projeto inicia-se através do estudo das plantas e dos alçados do projeto de arquitetura, com vista à definição da posição dos elementos estruturais a adotar.

Assim, o presente capítulo dedica-se ao estudo do pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais constituintes do referido projeto, nomeadamente a atribuição das dimensões relacionadas com a espessura das lajes, a secção das vigas e dos pilares, servindo de base para a definição das secções de interesse para a modelação da estrutura.

### 3.1 Lajes

#### 3.1.1 Lajes dos pisos e das rampas

Relativamente às lajes, quer para os pisos, quer para as rampas de estacionamento, optou-se por uma solução de lajes maciças vigadas em que os bordos dos painéis se apoiam sobre vigas. Para efetuar o pré-dimensionamento das lajes, calcula-se a espessura das mesmas utilizando a expressão (3.1):




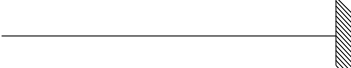
$$d \geq \frac{L_{\text{menor vão}}}{k \cdot \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1)$$

Onde:

- $d$  Altura útil da laje ( $h = d + 0,03$  m) [m];
- $L$  Vão equivalente da laje [m];

Na expressão (3.1), o coeficiente  $k$  pode ser obtido através do Quadro 7.4N do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) e estes valores são apresentados na Tabela 3.1. Os valores são provenientes de um estudo paramétrico realizado para uma série de vigas e lajes simplesmente apoiadas de secção retangular, sendo admitidos diferentes valores da classe de resistência do betão e um valor característico da tensão de cedência do aço de 500 MPa.

**Tabela 3.1** – Valores do coeficiente  $k$  dependendo dos diferentes sistemas estruturais (adaptado da NP EN 1992-1-1, 2010).

Esquema do Sistema Estrutural	Sistema Estrutural	$k$
	Lajes simplesmente apoiadas	20
	Painel lateral de lajes contínuas (lajes encastrada-apoiadas)	26
	Painel interior de lajes contínuas (lajes bi-encastradas)	30
	Consolas	8

O sistema estrutural do vão condicionante é admitido como encastrado-apoiado, pelo que o valor do  $k$  será 26.

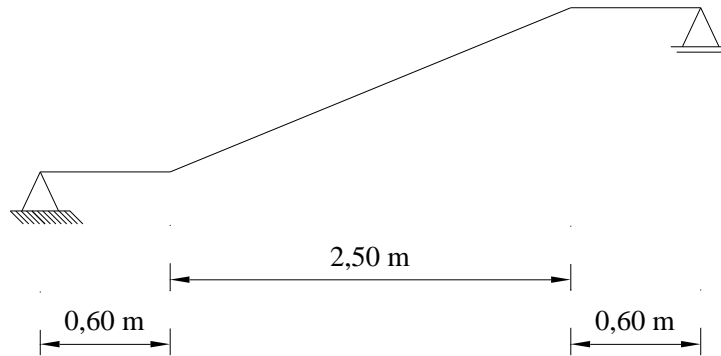
Depois de analisar todos os vãos da estrutura, a partir da situação mais desfavorável (em que o menor vão da laje será de 7,225 m), obteve-se uma espessura de 0,25 m correspondente às lajes dos pisos da estrutura e à laje da rampa de estacionamento, sendo este valor compatível com o projeto de arquitetura.

### 3.1.2 Escadas

O pré-dimensionamento das escadas é determinado da mesma forma que as lajes, em que se calcula a espessura das mesmas utilizando a expressão (3.2):

$$d \geq \frac{L_{\text{maior vão}}}{k \cdot \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.2)$$

Em seguida apresenta-se o modelo de cálculo para o vão mais desfavorável, sendo o maior vão de escadas (ver Figura 3.1), que diz respeito ao primeiro lanço de escadas, que se inicia na laje da cave e termina no primeiro patim.



**Figura 3.1** – Modelo de cálculo para o vão mais desfavorável da laje de escadas

Em relação às escadas, de acordo com comprimento para a situação mais desfavorável, com um vão de 3,70 m, adotou-se uma espessura de 0,18 m.

### 3.2 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas, começou-se, inicialmente, por medir os vãos a vencer pelas mesmas. A largura das vigas foi definida através das dimensões estipuladas para os pilares e da espessura das paredes no projeto de arquitetura, de forma a que a sua largura não excedesse essas dimensões. Deste modo, calcularam-se as alturas das vigas através da expressão (3.3):

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (3.3)$$

Onde:

- $h$      Altura da viga [m];
- $L$      Vão da viga a vencer [m].

No entanto, para o projeto em causa e atendendo a que existem vigas com vãos cujos comprimentos são inferiores a cinco metros, estes foram divididos por dez. Para os restantes casos (em que os vãos são superiores a cinco metros de comprimento), foram divididos por 12, obtendo-se deste modo a altura mínima da viga a adotar.

Atendendo à expressão (3.3), obtiveram-se as seguintes secções a atribuir às vigas:

- Para vãos com 8,46 m, as vigas apresentam uma secção de 0,25 x 0,60 m<sup>2</sup>;
- Para vãos com 4,125 m, as vigas apresentam uma secção de 0,25 x 0,50 m<sup>2</sup>;
- Para vãos com 3,42m, as vigas apresentam uma secção de 0,20 x 0,50 m<sup>2</sup>;
- Para vãos com 9,20 m, as vigas apresentam uma secção de 0,25 x 0,75 m<sup>2</sup>.

### 3.3 Pilares e paredes de betão

O pré-dimensionamento dos pilares e das paredes de betão tem em conta os carregamentos a que estes estão sujeitos. Após ter definido as dimensões das lajes e das vigas da estrutura, é possível ter uma perceção do carregamento (cálculo do esforço axial) a que cada pilar está sujeito, procedendo-se uma distribuição de esforços através de áreas de influência para cada pilar (Método Simplificado).

Com o valor do esforço axial obtido, desenvolveu-se o cálculo das secções, partindo da Cl.5.1.2 do EC8, em que o esforço normal reduzido ( $\nu$ ) nos pilares não deve exceder os 0,65 e nem deve ser inferior a 0,10. Deste modo, utilizaram-se as expressões (3.4) e (3.5):

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{\nu \cdot f_{cd}} \quad (3.4)$$

$$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{e} \quad 0,1 \leq \nu \leq 0,65 \quad (3.5)$$

Onde:

$A_c$  Área do pilar [ $\text{m}^2$ ];

$N_{sd}$  Esforço normal de cálculo determinado para cada pilar [kN];

$\nu$  Esforço normal reduzido.

### 3.4 Sapatas

No que diz respeito aos elementos de fundação, neste projeto admite-se que o terreno demonstra características favoráveis, dado o valor da tensão admissível no solo de suporte. Assim, recorreu-se a uma solução de fundações diretas com sapatas isoladas interligadas entre si por vigas de fundação, que se considera ideal, pois reduz ao mínimo o risco da ocorrência de assentamentos diferenciais.

O pré-dimensionamento das sapatas concretiza-se por um processo iterativo, em que são arbitradas as dimensões das sapatas, de modo a obter uma tensão não superior à tensão admissível no solo. Pretende-se que as sapatas possuam dimensões mínimas necessárias, sendo o valor da tensão admissível considerado 150 kPa.

Assim, para o efeito do pré-dimensionamento dos elementos de fundação aplicou-se a seguinte expressão:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{\text{pilar ou parede}}}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (3.6)$$

Onde:

- $A_{\min}$  Área mínima da sapata [m<sup>2</sup>];  
 $N_{\text{pilar ou parede}}$  Esforço normal do elemento vertical [kN];  
 $\sigma_{\text{adm}}$  Tensão admissível do solo [kPa];

Nota: As dimensões dos elementos estruturais, pilares, paredes, vigas e lajes encontram-se no anexo M. As dimensões das sapatas encontram-se no anexo O.



# CAPÍTULO 4

---

## CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA

A conceção estrutural consiste em adotar um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício. Para que este edifício respeite a condição de não colapso da estrutura como também a limitação de danos, tem que, no que respeita à conceção estrutural de se submeter aos critérios definidos pelo EC8. É de notar que se devem considerar certos princípios básicos de conceção em regiões sujeitas à ação sísmica, de modo a garantir a não formação de mecanismos de rotura que coloquem em causa a integridade da estrutura.

A melhor resposta ao sismo de um edifício é obtida quando o mesmo integra determinadas características que permitem uma simples e clara resposta estrutural, e conseqüentemente, um desempenho mais adequado face às acelerações impostas pelos sismos.

No presente capítulo mencionam-se os aspetos regulamentares a considerar durante a conceção de estruturas resistentes a sismos bem como os aspetos a serem considerados na classificação da regularidade estrutural, que constam no EC8.

### 4.1 Princípios básicos de conceção estrutural

Neste subcapítulo, de acordo com o EC8, abordam-se os princípios mais relevantes com o objetivo de que a estrutura apresente um bom comportamento.

- **Simplicidade Estrutural (Cl.4.2.1.1 do EC8)**

A adoção em edifícios de simplicidade estrutural, quer ao nível da modelação, quer ao nível do dimensionamento e conseqüente pormenorização, facilita a previsibilidade no comportamento da estrutura. Esta simplicidade permite ter uma noção mais realista e de maior fiabilidade do comportamento da estrutura, permitindo assim trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas na estrutura.

- **Uniformidade, Simetria e Redundância (Cl.4.2.1.2 do EC8)**

Existem dois tipos de uniformidade numa estrutura, a uniformidade em planta e a uniformidade em altura, ambas importantes para assegurar uma resposta satisfatória à ação sísmica.

A uniformidade em planta é caracterizada por uma distribuição regular dos elementos estruturais, permitindo transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas que incorporam o edifício. Sublinha-se que pode ser obtida delimitando a estrutura em unidades dinamicamente independentes, isto é, em blocos mais pequenos e estruturalmente independentes, através de juntas sísmicas, de modo a evitar o choque entre os mesmos.

Na uniformidade em altura é de evitar zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências, em termos de ductilidade, que possam originar um colapso prematuro da estrutura (formação de rótulas plásticas), garantindo que não existem diferenças significativas de rigidez. Pode também ser resolvido através da adoção de juntas sísmicas devido à falta de uniformidade.

É fundamental obter uma correta correlação entre a distribuição das massas e da resistência e rigidez, o que resulta da eliminação de problemas de excentricidades e torção significativas.

A simetria de um sistema estrutural e dos seus elementos estruturais, que deverão ter uma distribuição regular em planta, é fundamental para o comportamento da estrutura, visto que minimiza os movimentos de rotação dos pisos no seu plano. Deste modo, este princípio separa os modos fundamentais de vibração em duas direções horizontais independentes, derivando de uma resposta à excitação sísmica muito mais simples e menos suscetível aos efeitos da torção (Romãozinho, 2008).

Por fim, a utilização de uma distribuição uniforme dos elementos estruturais resulta de um aumento da redundância, o que contribui para uma melhor redistribuição de esforços pelos elementos e um aumento da capacidade de dissipação de energia.

- **Resistência e Rigidez nas duas direções (Cl.4.2.1.3 do EC8)**

O movimento horizontal correspondente à ação sísmica é um fenómeno bidirecional (apesar de na sua natureza ser multidirecional), pelo que a estrutura deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção. Para cumprir este princípio efetua-se, por exemplo, uma disposição dos elementos estruturais em planta numa malha

ortogonal, assegurando que a resistência e rigidez sejam semelhantes nas duas direções principais, remetendo à minimização dos esforços sísmicos e limitando deslocamentos excessivos (deformações) que possam provocar instabilidades devido aos efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.

- **Resistência e Rigidez à Torção (Cl.4.2.1.4 do EC8)**

Apesar da resistência e rigidez lateral, as estruturas necessitam de ter uma adequada resistência e rigidez à torção, de modo a limitar prováveis movimentos torsionais que podem causar esforços não uniformes nos diferentes elementos estruturais. Assim, para ser contrariado o fenómeno da torção é feita uma distribuição dos principais elementos de contraventamento ao longo da periferia do edifício.

- **Ação de diafragma ao nível dos pisos (CL.4.2.1.5(1) do EC8)**

Nos edifícios que apresentem uma rigidez adequada ao nível do plano dos pisos, os pavimentos (lajes) têm um papel fundamental para a resistência à ação sísmica, visto que atuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos elementos verticais da estrutura, assegurando o seu funcionamento em conjunto para resistir à ação sísmica horizontal. Tais características facilitam a homogeneização e a compatibilização dos deslocamentos, bem como a redistribuição dos esforços pelos elementos verticais (pilares e paredes), melhorando assim o comportamento da estrutura ao possibilitar o comportamento de diafragma.

Através da Cl.5.10 (1) do EC8, para que uma laje maciça em betão armado seja considerada diafragma, é preciso ter uma espessura não inferior a 70 mm e estar armada nas duas direções horizontais com a armadura mínima referida no EC2.

- **Fundação adequada (Cl.4.2.1.6 do EC8)**

Os sistemas de fundação adotados devem assegurar uma ligação à superestrutura, de modo a garantir, de forma mais uniforme possível, a transmissão dos efeitos da ação sísmica da estrutura para o terreno. Deste modo, recomenda-se que os elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas) devem ser ligados, por laje ou vigas de fundação, nas duas direções ortogonais, evitando que se movam independentemente e proporcionando, assim, uma excitação sísmica uniforme de toda a estrutura e um bom comportamento da mesma.

O uso das vigas de fundação é uma solução positiva, pois permite a absorção dos momentos transmitidos pelos elementos verticais, eliminando os momentos nas sapatas e reduzindo as tensões que são transmitidas ao solo.

- **Elementos sísmicos primários e secundários (Cl.4.2.2 do EC8)**

Como já foi referido na nota de rodapé presente no capítulo 2 (subcapítulo 2.3), o EC8 estabelece dois tipos de elementos estruturais, os elementos sísmicos primários e os elementos sísmicos secundários, cuja diferença entre estes elementos diz respeito à maneira como cada um resiste aos esforços produzidos pela ação sísmica.

Os elementos primários são aqueles que garantem a resistência da estrutura aos esforços gerados pela ação sísmica, devendo ser pormenorizados e projetados, como referem as secções 5 a 9 do EC8, de acordo com a capacidade de dissipação de energia e a ductilidade da mesma.

Já os elementos secundários não assumem essa função, não apresentando rigidez, resistência e capacidade suficientes para se integrarem na parte resistente da estrutura às ações sísmicas. A contribuição para a rigidez lateral destes elementos não deve ser superior a 15% da contribuição total dos elementos sísmicos primários. Assim, a resistência desses elementos é desprezada, contudo os mesmos devem ser projetados e pormenorizados de acordo com o EC2 com o objetivo de manter a função de suporte das forças gravíticas sempre que estão sujeitos a deslocamentos provocados pela situação de projeto sísmico mais desfavorável. Todos os elementos sísmicos que não tenham indicação de elementos sísmicos secundários, são automaticamente definidos como primários.

## **4.2 Classificação dos sistemas estruturais de acordo com o EC8**

De acordo com a Cl.5.1.2 do EC8, nesta secção, irão ser abordados os tipos de sistemas estruturais para estruturas de betão armado, a partir do seu comportamento perante as ações sísmicas horizontais e a capacidade de dissipação de energia.

- **Sistema de paredes**

Sistema estrutural que resiste às ações horizontais e verticais pelas paredes estruturais, acopladas<sup>4</sup> ou não, em que a força de corte basal do edifício absorvida pelas paredes estruturais é pelo menos 65% da força de corte total e a restante irá para os pilares.

- **Sistema porticado**

Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas principalmente por pórticos, onde a força de corte basal do edifício é pelo menos 65% absorvida pelos pilares.

- **Sistema misto**

Sistema estrutural cujas ações verticais são resistidas principalmente pelos pórticos e a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelos pórticos e o resto por paredes estruturais, sejam estas acopladas ou não.

- **Sistema misto equivalente a sistema porticado**

Sistema misto em que a força de corte basal absorvida pelos pórticos seja superior a 50% da força de corte basal total.

- **Sistema misto equivalente a paredes**

Sistema misto no qual a força de corte basal absorvida pelas paredes é superior a 50% da força de corte basal total.

- **Sistema de pêndulo invertido**

Sistema no qual 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia é garantida por um único elemento.

- **Sistema torsionalmente flexível**

Sistema misto ou de paredes que não garante uma rigidez de torção mínima. Este sistema pode estar ligado a sistemas porticados com núcleos rígidos no centro do edifício, originando torção significativa. De acordo com a Cl.5.2.2.1 (6)P um sistema é definido como torsionalmente flexível se a expressão (4.1) não for verificada, num dos pisos.

---

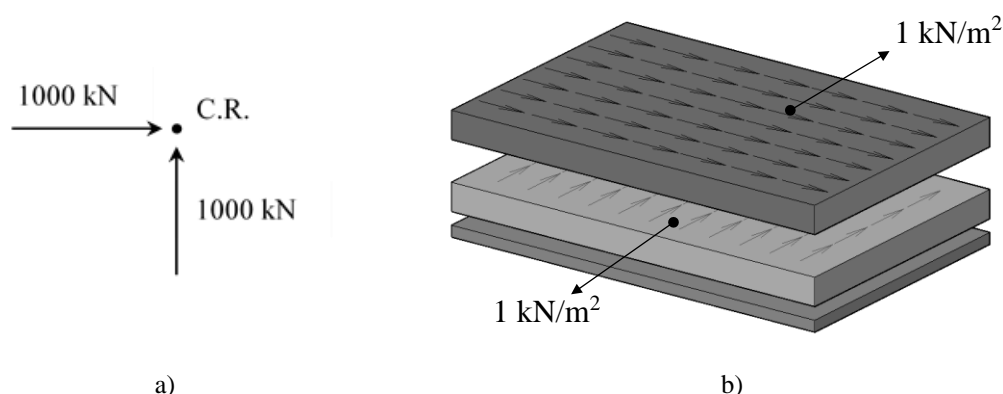
<sup>4</sup> As paredes acopladas são elementos estruturais compostos por duas ou mais paredes estruturais simples ligadas por vigas de ductilidade adequada (“vigas de acoplamento”), capazes de reduzir e, pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base das paredes, caso cada uma funcionasse separadamente.

$$r_{x/y} \geq l_s \quad (4.1)$$

Onde:

- $r_{x/y}$  Raio de torção, em torno de x ou de y [m];
- $l_s$  Raio de giração da massa do piso em planta [m].

Para definir o tipo de sistema estrutural é necessário determinar o modo como a força de corte basal se distribui na estrutura. Assim, recorreu-se a duas situações distintas. Na primeira situação aplicou-se em todos os pisos (no centro de rigidez dos mesmos) para cada uma das direções ortogonais (em X e em Y) uma força horizontal de intensidade de 1000 kN em simultâneo. De seguida, foram registados acima da cave rígida da estrutura, os valores das reações horizontais resultantes das forças impostas nas paredes e nos pilares, constatando-se que as paredes resistem por volta dos 88 % e 87 % na direção X e na direção Y, respetivamente. Enquanto que na segunda situação aplicou-se também, em todos os pisos e em cada uma das direções ortogonais, uma carga uniformemente distribuída de intensidade de 1 kN/m<sup>2</sup> em simultâneo (ver Figura 4.1), os resultados obtidos nas paredes foram na ordem dos 78% para a direção X e 75% para a direção Y (ver Tabela 4.1). A partir destes valores deduz-se que a estrutura em estudo se apresenta como um sistema estrutural do tipo paredes. Uma vez que o sistema considerado não cumpre os critérios presentes na Cl.5.2.2.1 (3)P do EC8, não pode ser qualificado como um sistema de paredes de grandes dimensões de betão francamente armado, logo todas as paredes devem ser projetadas e pormenorizadas como paredes dúcteis (Cl.5.2.2.1 (7) do EC8).



**Figura 4.1** – Representação esquemática referente às situações utilizadas para a classificação do tipo de sistema estrutural: a) primeira situação; b) segunda situação.

**Tabela 4.1** – Valores em % da distribuição da força de corte basal da estrutura em ambas situações.

	1ª Situação		2ª Situação	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Paredes	87,98 %	87,29 %	78,30 %	75 %
Pilares	12,02 %	12,71 %	21,70 %	25 %

### 4.3 Critérios de Regularidade Estrutural

De acordo com o EC8, o conceito de regularidade estrutural baseia-se num princípio de que quanto mais simples for uma determinada estrutura, menores serão as incertezas e assim o próprio comportamento estrutural será também mais simples e fiável. É a partir deste conceito que se vai determinar o tipo de modelo estrutural a aplicar na análise do projeto em estudo, tipo de análise a efetuar e, por fim, o valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) a aplicar, tal como se verifica na tabela seguinte.

**Tabela 4.2** – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (adaptado do Quadro 4.1 da NP EN 1998-1, 2010).

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial <sup>b)</sup>	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

<sup>a)</sup> Se a condição estipulada em 4.3.3.2.1(2)a) também for satisfeita.

<sup>b)</sup> Nas condições específicas indicadas em 4.3.3.1(8), poderá utilizar-se, separadamente, um modelo plano em cada direção horizontal, de acordo com 4.3.3.1(8).

No dimensionamento, as estruturas resistentes aos sismos podem ser classificadas como regulares ou não regulares através dos requisitos de regularidade estrutural estabelecidos no EC8. Para esse efeito, realiza-se uma avaliação das suas características geométricas, uma análise da disposição espacial dos elementos estruturais, para entender como as massas e a rigidez se encontram distribuídas pois, consequentemente, influenciam a determinação do comportamento sísmico do edifício.

Acresce dizer que um edifício regular, apresenta um comportamento face à ação sísmica substancialmente melhor, do que um edifício não regular sujeito à mesma ação sísmica.

A regularidade, ou não, de um sistema estrutural, ilustrada anteriormente, irá determinar:

- O modelo estrutural adotado (modelo plano simplificado ou modelo espacial);
- O método de análise (por forças laterais – método simplificado – ou uma análise modal);
- Coeficiente de comportamento do sistema estrutural.

Assim obtêm-se dois modos de classificação de acordo com a regularidade estrutural e que por sua vez são tratados separadamente – a regularidade em planta e a regularidade em altura.

#### **4.3.1 Regularidade em planta**

Na regularidade em planta, os critérios de comportamento estão associados ao controlo da resposta em torção dos edifícios. Este tipo de resposta torna-se prejudicial nas estruturas dos edifícios, pois conduz a deslocamentos elevados e de sinal contrário em lados opostos das mesmas. Quanto maior forem os deslocamentos, maior será a componente da resposta em torção, impondo aos elementos estruturais situados na zona mais flexível uma elevada capacidade de deformação para os adaptar, implicando uma diferença enorme entre a rigidez dos lados opostos das estruturas e os efeitos da torção, o que conduz os elementos estruturais a entrar em cedência e posteriormente em colapso.

De acordo com a Cl.4.2.3.2 do EC8, um edifício para ser classificado como regular em planta, deve cumprir as seguintes condições:

- Em planta, a estrutura do edifício, deverá apresentar uma rigidez lateral e uma distribuição de massas aproximadamente simétricas em relação a dois eixos ortogonais;
- A planta do edifício deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada por uma linha poligonal convexa em cada piso. Caso existam recuos em relação a essa linha (os ângulos reentrantes ou bordos recuados) e a rigidez do piso em planta não for afetada por esses recuos, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não deve ultrapassar os 5% da área de cada piso;

- A rigidez dos pisos deve ser suficientemente grande relativamente à rigidez lateral dos elementos verticais, para que a distribuição de forças entre os elementos raramente seja afetada pela deformação do piso no próprio plano;
- A esbelteza ( $\lambda$ ) do edifício em planta não deve ser superior a quatro, determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_{máx}}{L_{mín}} \quad (4.2)$$

Em que  $L_{máx}$  e  $L_{mín}$  são a maior e a menor dimensão em planta do edifício, respetivamente, medidas em direções ortogonais.

#### 4.3.1.1 Esbelteza

Recorrendo à expressão (4.2), a Tabela 4.3 sumaria o cálculo da esbelteza em planta do edifício, apresentando os valores do maior e menor comprimento da planta da estrutura, o valor da esbelteza associada bem como a satisfação da Cl.4.2.3.2 (5).

**Tabela 4.3** – Cálculo da esbelteza em planta da estrutura em estudo.

Esbelteza ( $\lambda$ )			
$L_{máx}$ [m]	$L_{mín}$ [m]	$\lambda$	$\lambda \leq 4$
16,00	14,98	1,07	Verifica

#### ❖ Centro de Massa e Centro de Rigidez

Para a determinação do centro de massa ou de gravidade (ponto onde se admite a concentração de toda a massa da estrutura), recorreu-se às seguintes expressões:

$$X_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_{total}} ; Y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_{total}} \quad (4.3)$$

Onde:

$X_{CM}$  Abcissa do centro de massa do edifício em relação ao referencial adotado [m];

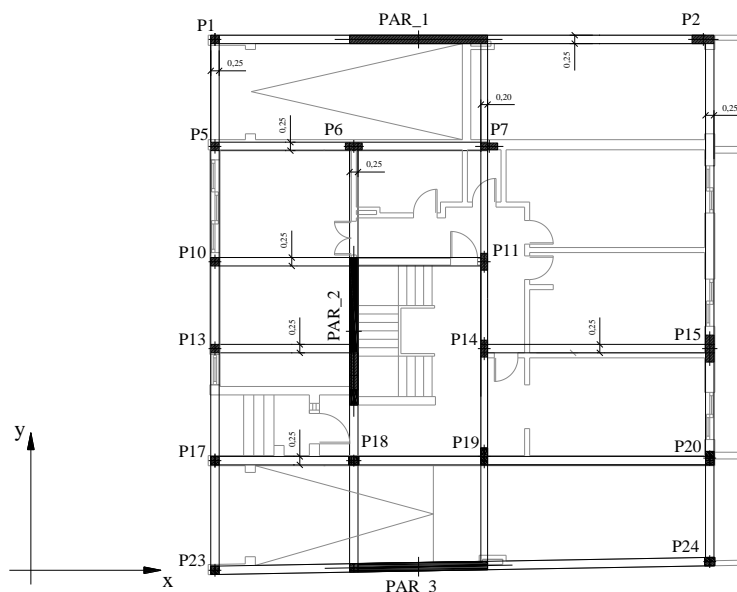
$Y_{CM}$  Ordenada do centro de massa do edifício em relação ao referencial adotado [m];

$m_i$  Massa do elemento estrutural  $i$  [kN.s<sup>2</sup>/m];

$x_i$  Abcissa do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial adotado [m];

$y_i$  Ordenada do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial adotado [m].

A origem do referencial adotado, para a determinação das coordenadas do centro de massa, corresponde ao canto inferior esquerdo em planta do pilar 23, visível na figura seguinte.



**Figura 4.2** – Referencial adotado para determinação das coordenadas do centro de massa

Na Tabela 4.4, sumarizam-se as coordenadas do centro de massa nos diferentes pisos do edifício em estudo. Os cálculos exaustivos para determinação destas coordenadas encontram-se no anexo E.

**Tabela 4.4** – Coordenadas do centro de massa em cada piso.

Piso	$X_{CM}$ [m]	$Y_{CM}$ [m]
Piso 1	7,387	8,105
Piso 2	7,387	8,105
Piso 3	7,387	8,105
Piso 4 (Telhado)	7,336	8,075

O centro de rigidez de um piso constitui o ponto onde apenas ocorrerão movimentos de translação, caso atuem forças horizontais. Para determinar o centro de rigidez apenas se consideraram os elementos resistentes classificados como elementos sísmicos primários. Adotou-se o mesmo referencial aplicado para determinação da posição do centro de massa (Figura 4.2) e, em seguida, recorreram-se às seguintes expressões:

$$X_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} ; Y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}} \quad (4.4)$$

Onde:

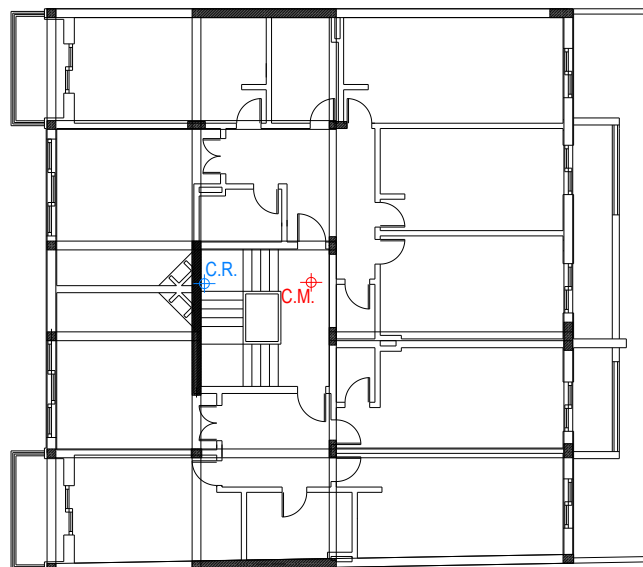
- $X_{CR}$     Abcissa do centro de rigidez do edifício em relação ao referencial adotado [m];
- $Y_{CR}$     Ordenada do centro de rigidez do edifício em relação ao referencial adotado [m];
- $I_{xi}$     Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $x$  [m<sup>4</sup>];
- $I_{yi}$     Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $y$  [m<sup>4</sup>];
- $x_i$     Abcissa do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial adotado [m];
- $y_i$     Ordenada do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial adotado [m].

Na Tabela 4.5 apresentam-se as coordenadas do centro de rigidez de cada piso do edifício em estudo. Os cálculos exaustivos para determinação destas coordenadas também se encontram no anexo E.

**Tabela 4.5** – Coordenadas do centro de rigidez de cada piso.

$X_{CR}$ [m]	$Y_{CR}$ [m]
4,35	8,07

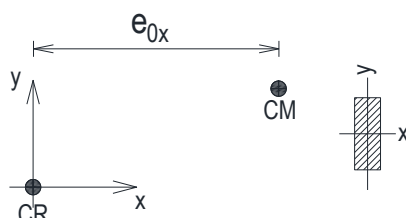
A Figura 4.3 apresenta uma planta do piso tipo em que indica a localização do centro de rigidez e centro de massa.



**Figura 4.3** – Planta com a localização do centro de massa e do centro de rigidez.

### 4.3.1.2 Excentricidade estrutural

A excentricidade estrutural ( $e_0$ ) é determinada pela distância entre o centro de rigidez e o centro de massa medida na direção perpendicular à direção de cálculo em análise, como se observa na Figura 4.4. Obtidos os valores do centro de rigidez e do centro de massa de cada piso, a Tabela 4.6 apresenta os valores da excentricidade estrutural.



**Figura 4.4** – Representação esquemática da excentricidade estrutural.

**Tabela 4.6** – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa e valores da excentricidade estrutural de cada piso.

Piso	$X_{CR}$ [m]	$Y_{CR}$ [m]	$X_{CM}$ [m]	$Y_{CM}$ [m]	$e_{0,x}$ [m]	$e_{0,y}$ [m]
1	4,35	8,07	7,387	8,105	3,04	0,04
2	4,35	8,07	7,387	8,105	3,04	0,04
3	4,35	8,07	7,387	8,105	3,04	0,04
4	4,35	8,07	7,336	8,075	2,99	0,01

### 4.3.1.3 Cálculo do raio de torção e de giração

Um dos requisitos da regularidade em planta indica que em cada nível e para cada direção ortogonal de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural ( $e_0$ ) e o raio de torção ( $r$ ) devem verificar as seguintes condições:

$$\begin{cases} e_{0,x} \leq 0,30 \cdot r_x \\ e_{0,y} \leq 0,30 \cdot r_y \end{cases} \quad (4.5)$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad (4.6)$$

Onde:

- $e_{0,x}$  Excentricidade estrutural segundo  $x$  [m];
- $e_{0,y}$  Excentricidade estrutural segundo  $y$  [m];
- $r_x$  Raio de torção em torno de  $x$  [m];
- $r_y$  Raio de torção em torno de  $y$  [m];
- $l_s$  Raio de giração da massa do piso em planta [m].

O raio de torção é determinado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez global de torção ( $K_\theta$ ) e a rigidez global de translação<sup>5</sup> ( $K_i$ ) numa só direção, considerando todos os elementos sísmicos primários na direção estimada, onde:

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \end{cases} \quad (4.7)$$

Onde:

- $K_x$  Rigidez de translação segundo o eixo  $x$  [kN/m];
- $K_y$  Rigidez de translação segundo o eixo  $y$  [kN/m];
- $K_\theta$  Rigidez de torção [kN.m/rad].

Para que seja possível determinar a rigidez global de torção e a rigidez global de translação, recorrendo ao modelo desenvolvido no *software* de cálculo automático *SAP2000*, aplicaram-se, no centro de rigidez calculado, forças de intensidade de 1000 kN ao nível de cada piso nas direções  $x$  e  $y$ , e momentos de intensidade de 1000 kN.m em torno do eixo  $z$ .

Em seguida registaram-se os deslocamentos ao nível de cada piso devido à ação de cada uma das forças e com base na *equação de Navier* (como se apresenta na expressão (4.8)) aplicada ao caso estático obtiveram-se as rigidezes relativas ( $K_x$ ,  $K_y$  e  $K_\theta$ ) a cada um dos pisos, ou seja:

$$F = K_{x,y} \cdot u \quad (=) \quad K_{x,y} = \frac{F}{u} \quad ; \quad M = K_\theta \cdot \theta \quad (=) \quad K_\theta = \frac{M}{\theta} \quad (4.8)$$

Onde:

- $F$  Força ou momento aplicado no centro de rigidez do piso [kN];
- $K_{x,y}$  Rigidez de translação no piso [kN/m];
- $K_\theta$  Rigidez de torção no piso [kN.m/rad];
- $u$  Deslocamento no piso [m];
- $\theta$  Rotação no piso [rad].

<sup>5</sup> Como a rigidez global de translação depende da direção em análise, procedeu-se ao cálculo do raio de torção nas duas direções.

Em relação ao raio de giração ( $l_s$ ), este é determinado pela seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (4.9)$$

Onde:

- $I_p$  Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso [ $m^4$ ];
- $m$  Massa de cada piso [ $kN.s^2/m$ ].

Na medida em que as plantas de todos os pisos são aproximadamente retangulares e que as massas estão uniformemente distribuídas, o momento polar de inércia ( $I_p$ ) é estimado por:

$$I_p = \frac{m}{12} \cdot (a^2 + b^2) \quad (4.10)$$

Onde:

- $m$  Massa de cada piso [ $kN.s^2/m$ ].
- $a$  Comprimento do piso segundo a direção  $x$  [m];
- $b$  Largura do piso segundo a direção  $y$  [m].

Deste modo, calculou-se o raio de giração à expressão seguinte:

$$l_s = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \quad (4.11)$$

Na Tabela 4.7 sintetizam-se os raios de torção obtidos e os raios de giração ao nível de cada piso bem como a verificação da expressão (4.6) enunciada pela Cl.4.2.3.2(6) do EC8.

**Tabela 4.7** – Verificação da expressão (4.6) definida no EC8 para a regularidade em planta.

	$l_s$ [m]	Direção X		Direção Y	
		$r_x$ [m]	$r_x \geq l_s$	$r_y$ [m]	$r_y \geq l_s$
Piso 1	6,3258	11,5972	Verifica	8,0704	Verifica
Piso 2	6,3258	10,5255	Verifica	7,9754	Verifica
Piso 3	6,3258	9,9219	Verifica	8,0790	Verifica
Piso 4	6,3258	9,4314	Verifica	8,0986	Verifica

Ao analisar os resultados obtidos da tabela anteriormente apresentada, a estrutura em estudo confere a rigidez de torção mínima e verifica a expressão (4.6) presente na Cl.5.2.2.1 (6)P do EC8 e deduz-se, assim, que não se trata de um sistema torsionalmente flexível.

A tabela seguinte apresenta as excentricidades obtidas e a verificação da expressão (4.5) referida na Cl.4.2.3.2 (6) do EC8.

**Tabela 4.8** – Verificação da expressão (4.5) definida no EC8 para a regularidade em planta.

	Direção X			Direção Y		
	$e_{0,x}$ [m]	$0,30 \cdot r_x$ [m]	$e_{0,x} \leq 0,30 \cdot r_x$	$e_{0,y}$ [m]	$0,30 \cdot r_y$ [m]	$e_{0,y} \leq 0,30 \cdot r_y$
Piso 1	3,04	2,4211	Não Verifica	0,04	3,4792	Verifica
Piso 2	3,04	2,3926	Não Verifica	0,04	3,1576	Verifica
Piso 3	3,04	2,4237	Não Verifica	0,04	2,9766	Verifica
Piso 4	2,99	2,4296	Não Verifica	0,01	2,8294	Verifica

Com base na análise das duas, Tabela 4.7 e Tabela 4.8, anteriormente apresentadas, embora a expressão (4.6) relativamente ao raio de torção seja verificada em todos os pisos, não é verificada a expressão (4.5) associada à excentricidade estrutural segundo a direção  $x$ , assim conclui-se que o edifício em estudo é irregular em planta.

#### 4.3.2 Regularidade em altura

A regularidade em altura considera-se uma característica fundamental, uma vez que exige à estrutura uma continuidade estrutural ao longo da altura, caso existam variações estas devem ser graduais e não súbitas, condicionando a regularidade em altura a uma resposta adequada quando é imposta a ação sísmica.

Conforme a Cl.4.2.3.3 do EC8, para que os edifícios sejam classificados como regulares em altura devem cumprir as seguintes condições:

- Todos os elementos estruturais resistentes a ações laterais (como núcleos, paredes estruturais ou pórticos) devem manter-se constantes ou se apresentarem variações, que sejam variações graduais, desde a fundação até ao topo do edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes desde a base até ao topo, havendo possibilidade de apresentar uma redução gradual em altura sem que existam variações muito significativas;

- Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real e a resistência exigida pelo cálculo, não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- Caso haja recuos de pisos em altura no edifício, empregam-se as seguintes condições adicionais:
  - a) No caso de recuos que sejam sucessivos e mantenham uma simetria axial ao longo da altura do edifício, em qualquer piso o recuo não deve ultrapassar os 20% da dimensão em planta do piso inferior na direção do recuo;
  - b) No caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do edifício, não deverá ser superior a 50 % da dimensão em planta do piso inferior. Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir no mínimo a 75% da força horizontal que se desenvolve a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
  - c) Quando os recuos não forem simétricos, a soma dos recuos de todos os pisos, em cada lado, não deve superar os 30% da dimensão em planta do piso acima da fundação ou de uma cave rígida, e cada recuo não deve superar 10% da dimensão em planta do nível inferior.

O edifício em questão, em altura, apresenta um único recuo não simétrico na laje de cobertura, que não supera 30% da dimensão em planta ao nível do piso superior à cave rígida, e também não é superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior associado à laje do terceiro piso. Deste modo, deduz-se que o edifício é regular em altura.

#### **4.4 Coeficiente de comportamento**

Como foi referido anteriormente no ponto 2.4.3, de acordo com o EC8, o coeficiente de comportamento ( $q$ ) – que depende da regularidade em planta e em altura, do tipo de sistema estrutural e também da classe de ductilidade – é um parâmetro utilizado para efeitos de cálculo, com o objetivo de reduzir as forças obtidas numa análise linear, representando uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita em regime de resposta totalmente elástica (resposta linear), com 5 % de

amortecimento viscoso, e a força real inserida na estrutura durante um evento sísmico, considerando o comportamento não linear.

O coeficiente de comportamento ( $q$ ) é quantificado, de acordo com a Cl.5.2.2.2 do EC8, tendo em conta a seguinte expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.12)$$

Onde:

- $q_0$  Valor básico do coeficiente de comportamento;
- $k_w$  Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede.

O valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) depende do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade do projeto. Assim, como se referiu anteriormente, o edifício em estudo é de classe DCM (ver ponto 2.2) e é um sistema de paredes não acopladas (ver ponto 4.2). No entanto, de acordo com a Cl.5.2.2.2 (2) do EC8, os valores do  $q_0$  para edifícios regulares em altura são apresentados na seguinte tabela.

**Tabela 4.9** – Valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) para sistemas regulares em altura (adaptado do Quadro 5.1 da NP EN 1998-1, 2010).

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Onde:

- $\alpha_1$  Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
- $\alpha_u$  Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

Como se verifica na Tabela 4.9, em alguns casos o valor de  $q_0$  depende do quociente  $\alpha_u / \alpha_1$ . No entanto este coeficiente reflete a sobre-resistência da estrutura,

incluindo o endurecimento após a formação da primeira rótula e a sua maior ou menor redundância (Lopes, 2009).

De referir que para um sistema estrutural do edifício em causa e para uma classe DCM, o valor básico do coeficiente de comportamento assume o valor de 3 ( $q_0 = 3,0$ ).

O coeficiente ( $k_w$ ) considera o efeito nocivo de elevados esforços transversos na ductilidade e na capacidade de dissipação de energia, podendo assumir as seguintes condições:

- Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;

$$k_w = 1,0 \quad (4.13)$$

- Para sistemas de paredes, mistos equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

$$0,5 < k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1 \quad (4.14)$$

Em relação ao edifício em estudo, por se tratar de um sistema de paredes, o  $k_w$  é determinado através da expressão (4.14).

O coeficiente ( $\alpha_0$ ), que reflete a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural, é quantificado de acordo com a seguinte expressão:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (4.15)$$

Onde:

$h_{wi}$  Altura da parede i [m];

$l_{wi}$  Comprimento da secção da parede i [m].

As características das paredes estruturais que constituem o sistema estrutural estão registadas na seguinte tabela, onde se aplica a expressão (4.15) para a obtenção do valor da esbelteza nas paredes.

**Tabela 4.10** – Características das paredes estruturais.

Paredes	$h_{wi}$ [m]	$l_{wi}$ [m]	$\alpha_0$
PAR_1	16,618	4,100	3,96
PAR_2	16.618	4,375	
PAR_3	16.618	4,100	

A figura seguinte mostra como estão identificadas as paredes estruturais de betão do edifício em estudo (PAR\_1; PAR\_2; PAR\_3).

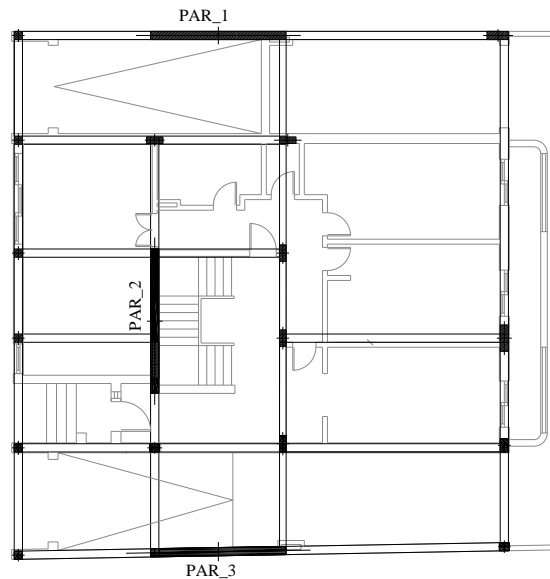


Figura 4.5 – Planta com a localização das paredes resistentes.

Ao determinar a esbelteza predominante nas paredes ( $\alpha_0$ ), o valor do coeficiente  $k_w$  é igual a 1, visto que  $k_w$  tem que estar dentro do intervalo regulamentar imposto pela condição (4.14).

Deste modo, realizou-se a determinação do valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ), onde o valor do coeficiente  $k_w$  é unitário, a partir da expressão (4.12) toma o valor final de  $q = 3,00$ .

## 4.5 Análise por forças laterais

Esta análise consiste na aplicação de forças laterais nas duas direções ortogonais,  $x$  e  $y$ , aplicadas separadamente ao modelo linear da estrutura. As forças mencionadas têm como objetivo simular o valor máximo das forças de inércia geradas pela componente horizontal da ação sísmica, considerando que a resposta dos edifícios não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo de vibração fundamental nas duas direções principais (NP EN 1998-1, 2010). Sendo um método simplificado, estabelece uma boa aproximação quando aplicado a estruturas regulares, quer em planta, quer em altura.

Para realizar este tipo de análise, uma vez que o edifício em estudo satisfaz a regularidade em altura (ver no ponto 4.3.2), é necessário verificar a seguinte condição dita na Cl.4.3.3.2.1(2) do EC8:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.16)$$

Onde:

$T_1$  Período fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada [s];

$T_c$  Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s].

Apresentam-se, na tabela seguinte, os valores obtidos de  $T_1$ <sup>6</sup> e de  $T_c$  do edifício em estudo, em cada tipo de ação sísmica.

**Tabela 4.11** – Aplicação do método de análise por forças laterais.

Ação Sísmica	Direção	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$T_1 \leq 4 \cdot T_c$	$T_1 \leq 2,0 \text{ s}$
Tipo 1	X	0,41	0,60	Verifica	Verifica
	Y	0,57	0,60	Verifica	Verifica
Tipo 2	X	0,41	0,25	Verifica	Verifica
	Y	0,57	0,25	Verifica	Verifica

Ao analisar os resultados obtidos na tabela anterior, a estrutura em estudo confere a verificação da expressão (4.16) presente na Cl.4.3.3.2.1(2) do EC8.

#### 4.5.1 Forças de corte na base

A força sísmica acima da fundação ou ao nível superior da cave rígida, força de corte basal ( $F_b$ ), é determinada para ambas direções ortogonais ( $x$  e  $y$ ) em que o edifício é analisado com base no período de vibração fundamental ( $T_1$ ). Esta força é quantificada, de acordo com a CL.4.3.3.2.2 do EC8, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.17)$$

<sup>6</sup> O valor de  $T_1$  é obtido através do primeiro modo de vibração com uma percentagem significativa da relação entre a massa e a participação modal na respetiva direção.

Onde:

- $S_d(T_1)$  Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$  [m/s<sup>2</sup>];
- $m$  Massa total do edifício, acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida. Sendo calculada a partir da expressão (2.14) [kN.s<sup>2</sup>/m];
- $\lambda$  Fator de correção cujo valor é igual a:  $\lambda = 0,85$  se  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou  $\lambda = 1,0$  nos outros casos.

Para que seja determinada a força de corte sísmica na base, é necessário calcular a massa total do edifício em estudo acima da cave, que tem um valor aproximadamente de 1262,63 kNs<sup>2</sup> / m . Na tabela seguinte encontram-se descritos os resultados das forças de corte basal do edifício em estudo, consoante o tipo de ação sísmica e a direção horizontal.

**Tabela 4.12** – Forças de corte basal.

Ação Sísmica	Direção	$T_1$ [s]	$T_C$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\lambda$	$F_b$ [kN]
Tipo 1	X	0,41	0,60	1,875	0,85	2012,32
	Y	0,57	0,60	1,875	0,85	2012,32
Tipo 2	X	0,41	0,25	1,275	0,85	1368,45
	Y	0,57	0,25	0,914	1,00	1154,18

#### 4.5.2 Forças sísmicas horizontais

As forças sísmicas horizontais cujo somatório corresponde à força de corte basal ( $F_b$ ) resultam das forças de inércia provocadas pelas acelerações nas massas dispostas ao longo da estrutura e são distribuídas aos sistemas de contraventamento, considerando os pisos rígidos no seu plano. As configurações dos modos de vibração podem ser calculadas segundo os métodos da dinâmica das estruturas ou aproximadamente determinadas admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício (NP EN 1998-1, 2010).

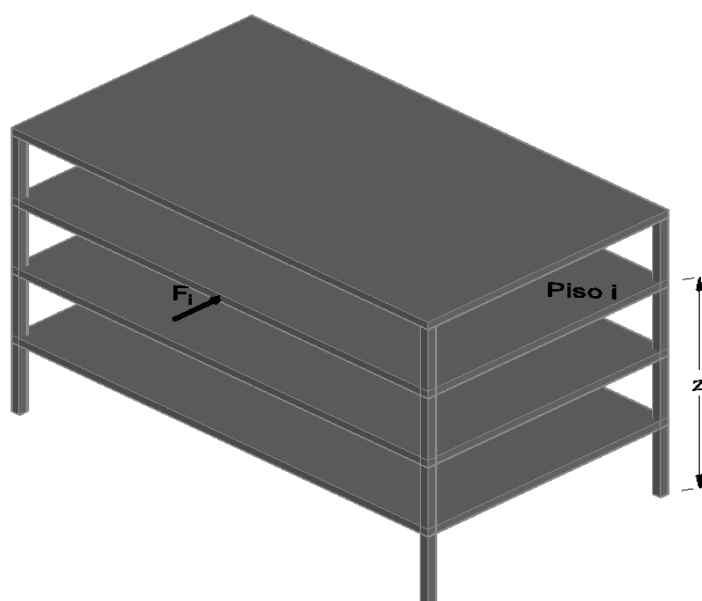
De acordo com a Cl.4.3.3.2.3(3) do EC8 é referido que o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais aumentam linearmente ao longo da altura. Assim, as forças horizontais ( $F_i$ ) são determinadas ao nível de cada piso (nas duas direções horizontais ortogonais) de acordo com a seguinte expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.18)$$

Onde:

- $F_b$  Força de corte sísmica na base [kN];
- $m_i, m_j$  Massas dos pisos [kN.s<sup>2</sup>/m];
- $z_i, z_j$  Altura das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica (nível do solo) [m];

A Figura 4.6 apresenta um esquema de como foi feito o cálculo das forças horizontais sísmicas para cada piso  $i$ .



**Figura 4.6** – Representação esquemática da aplicação das forças horizontais  $F_i$ .

Na tabela seguinte apresentam-se os valores das forças horizontais para cada piso do edifício em estudo, consoante o tipo de ação sísmica.

**Tabela 4.13** – Forças sísmicas horizontais em cada piso, segundo a direção x e y e sismos tipo 1 e 2.

	$z_i$ [m]	$m_i$ [kN.s <sup>2</sup> /m]	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
			$F_{ix}$ [kN]	$F_{iy}$ [kN]	$F_{ix}$ [kN]	$F_{iy}$ [kN]
Piso 1	2,85	342,70	230,28	230,28	156,60	132,08
Piso 2	5,70	342,69	460,55	460,55	313,19	264,15
Piso 3	8,55	342,33	690,09	690,09	469,29	395,81
Telhado	11,40	234,91	631,40	631,40	429,37	362,14

### 4.5.3 Efeitos Acidentais de Torção

A torção acidental pretende contabilizar a variação na localização das massas ao longo da vida do edifício e a variabilidade espacial do movimento sísmico através do cálculo de uma excentricidade para o centro de massa em cada piso. A Cl.4.3.2(1)P do EC8 prevê que o centro de massa calculado em cada piso deve deslocar cerca de 5%, em cada direção, em relação à sua posição nominal. A excentricidade acidental é quantificada através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.19)$$

Em que  $e_{ai}$  é a excentricidade acidental da massa do piso em relação à sua localização nominal e  $L_i$  é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Em relação ao edifício em estudo, os pisos têm todas as mesmas dimensões, não varia a sua geometria, logo a excentricidade é calculada para um piso. Na tabela seguinte apresenta-se a síntese do cálculo das excentricidades consoante a direção horizontal em estudo.

**Tabela 4.14** – Valores das excentricidades acidentais

	Direção X	Direção Y
$L_i$ [m]	14,98	16,00
$e_{ai}$ [m]	0,75	0,80

De acordo com a Cl.4.3.3.3 do EC8, sempre que se utiliza um modelo de análise espacial (como se refere neste trabalho – ver o ponto 4.3), os efeitos acidentais da torção podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por um conjunto de momentos torsões ( $M_{ai}$ ) em torno do eixo  $z$  aplicados em cada piso  $i$ . Assim, conhecendo a excentricidade acidental e as forças sísmicas horizontais, é possível determinar os momentos torsões em ambas direções recorrendo à seguinte expressão:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.20)$$

Em que  $e_{ai}$  é a excentricidade acidental da massa do piso  $i$  e  $F_i$  é a força horizontal atuante ao nível do piso  $i$ .

A tabela abaixo apresenta a determinação dos momentos torsões em ambas direções aplicando a expressão (4.20).

**Tabela 4.15** – Valores dos momentos torsões obtidos.

	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
	$M_{aix}$ [kN.m]	$M_{aiy}$ [kN.m]	$M_{aix}$ [kN.m]	$M_{aiy}$ [kN.m]
Piso 1	184,18	172,45	125,25	98,91
Piso 2	368,35	344,89	250,49	197,81
Piso 3	551,94	516,79	375,34	296,41
Telhado	505,00	472,83	343,42	271,10

O valor máximo do momento torsor ( $M_{ii}$ ) atribuído a cada piso da estrutura, é determinado através da raiz quadrada dos quadrados das componentes de cada direção horizontal de acordo com a Cl.4.3.3.5.1(2) b) do EC8, através da combinação SRSS – Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (combinação descrita no ponto 5.2.3), a partir da seguinte expressão:

$$M_{ii} = \sqrt{M_{aix}^2 + M_{aiy}^2} \quad (4.21)$$

Deste modo, a tabela seguinte regista os valores máximos dos momentos torsões em ambos os tipos de ação sísmica para cada piso, aplicando a expressão (4.21).

**Tabela 4.16** – Valores máximos do momento torsor para cada tipo de ação sísmica.

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
	$M_{ii}$ [kN.m]	$M_{ii}$ [kN.m]
Piso 1	252,31	159,59
Piso 2	504,61	319,18
Piso 3	756,11	478,26
Telhado	691,80	437,59

#### 4.6 Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica

Tendo sido adotada uma análise linear com o uso dos espetros de resposta de cálculo, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo ( $d_s$ ) devem ser obtidos a partir dos deslocamentos elásticos do sistema estrutural obtidos da análise ( $d_e$ ), através da seguinte expressão estabelecida na Cl.4.3.4 do EC8:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.22)$$

Em que  $q_d$  é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a  $q$ .

Na tabela seguinte apresentam-se os valores de deslocamento obtidos a partir da análise linear do edifício sujeito à ação sísmica baseado nos espectros de cálculo dos dois tipos de sismos e no centro de rigidez de cada piso.

**Tabela 4.17** – Valores dos deslocamentos devido à ação sísmica.

Pisos	Ação Sísmica	Direção X		Direção Y	
		$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]
Piso 1	Tipo 1	0,001999	0,005997	0,002917	0,008751
Piso 2		0,004799	0,014397	0,005995	0,017985
Piso 3		0,007672	0,023016	0,008784	0,026352
Telhado		0,00994	0,02982	0,010959	0,032877
Piso 1	Tipo 2	0,001324	0,003972	0,002089	0,006267
Piso 2		0,003184	0,009552	0,00426	0,01278
Piso 3		0,005113	0,015339	0,006196	0,018588
Telhado		0,006674	0,020022	0,00774	0,02322

#### 4.7 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de primeira ordem são os que resultam das ações aplicadas na estrutura e das imperfeições geométricas da mesma. Todos os efeitos adicionais que resultam da deformação da estrutura designam-se por efeitos de segunda ordem.

É necessário verificar o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos ( $\theta$ ), uma vez que valores demasiado elevados do mesmo indicam que a estrutura é demasiado flexível. A Cl.4.4.2.2 do EC8 estabelece que os efeitos de segunda ordem não são considerados caso a condição seguinte seja satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.23)$$

Onde:

$P_{tot}$  Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica [kN];

$d_r$  Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, 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].

As tabelas seguintes indicam os valores do coeficiente de sensibilidade determinados para cada tipo de sismo segundo as direções  $x$  e  $y$ .

**Tabela 4.18** – Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica tipo 1

		Ação Sísmica Tipo 1						
		Pisos	$P_{tot}$ [kN]	$V_{tot}$ [kN]	$d_r$ [m]	$h$ [m]	$\theta$	$\theta \leq 0,10$
Direção X	Piso 1	27839,011	2937,337	0,006	2,60	0,021860532	Verifica	
	Piso 2	20982,776	1566,295	0,008	2,60	0,043280804	Verifica	
	Piso 3	14135,315	944,080	0,009	2,60	0,049634109	Verifica	
	Telhado	7345,095	1209,295	0,007	2,60	0,015894838	Verifica	
Direção Y	Piso 1	27839,011	75502,738	0,009	2,60	0,00124101	Verifica	
	Piso 2	20982,776	39059,187	0,009	2,60	0,001907903	Verifica	
	Piso 3	14135,315	23290,457	0,008	2,60	0,001953097	Verifica	
	Telhado	7345,095	18993,604	0,007	2,60	0,000970504	Verifica	

**Tabela 4.19** – Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica tipo 2

		Ação Sísmica Tipo 2						
		Pisos	$P_{tot}$ [kN]	$V_{tot}$ [kN]	$d_r$ [m]	$h$ [m]	$\theta$	$\theta \leq 0,10$
Direção X	Piso 1	27839,011	2516,516	0,004	2,60	0,016900128	Verifica	
	Piso 2	20982,776	1734,181	0,006	2,60	0,025967454	Verifica	
	Piso 3	14135,315	1054,935	0,006	2,60	0,02982359	Verifica	
	Telhado	7345,095	1259,592	0,005	2,60	0,01050312	Verifica	
Direção Y	Piso 1	27839,011	75953,857	0,006	2,60	0,000883467	Verifica	
	Piso 2	20982,776	42841,084	0,007	2,60	0,001226903	Verifica	
	Piso 3	14135,315	25701,396	0,006	2,60	0,001228576	Verifica	
	Telhado	7345,095	20959,991	0,005	2,60	0,000624312	Verifica	

Ao analisar os valores obtidos nas tabelas acima apresentadas, uma vez que o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1, deduz-se que podem ser desprezados os efeitos de segunda ordem.

# CAPÍTULO 5

## MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

Após se ter apresentado, no capítulo 1, no ponto 1.4, a descrição do edifício que se pretende projetar e de, nos capítulos 3 e 4, se ter efetuado o pré-dimensionamento dos diferentes elementos estruturais do edifício em estudo e a classificação do sistema estrutural respetivamente, no presente capítulo descreve-se o processo de modelação do mesmo. Com este processo pretendem-se modelar os diferentes elementos estruturais e ações, efetuar algumas simplificações, para obter o modelo tridimensional o mais próximo da realidade. Numa fase posterior, é feita a análise estrutural face às ações e respetivas combinações consideradas com a obtenção e a avaliação dos esforços na estrutura para as várias situações analisadas.

### 5.1 Modelação Estrutural

Para a modelação da estrutura do edifício em questão, recorreu-se à ferramenta de modelação tridimensional de elementos finitos, nomeadamente o *software* de cálculo automático *SAP2000* (versão 18 (CSI, 1998)). A modelação do edifício baseou-se num projeto existente, partindo dos desenhos disponíveis em formato *CAD*, das representações em plantas, cortes e alçados. Após uma análise criteriosa dos referidos desenhos (plantas, cortes e alçados), a modelação do edifício seguiu a seguinte metodologia (ver Figura 5.1):

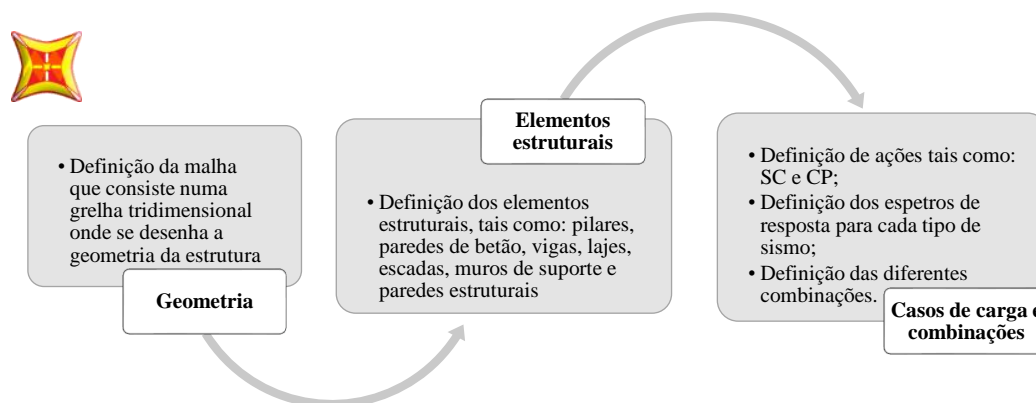
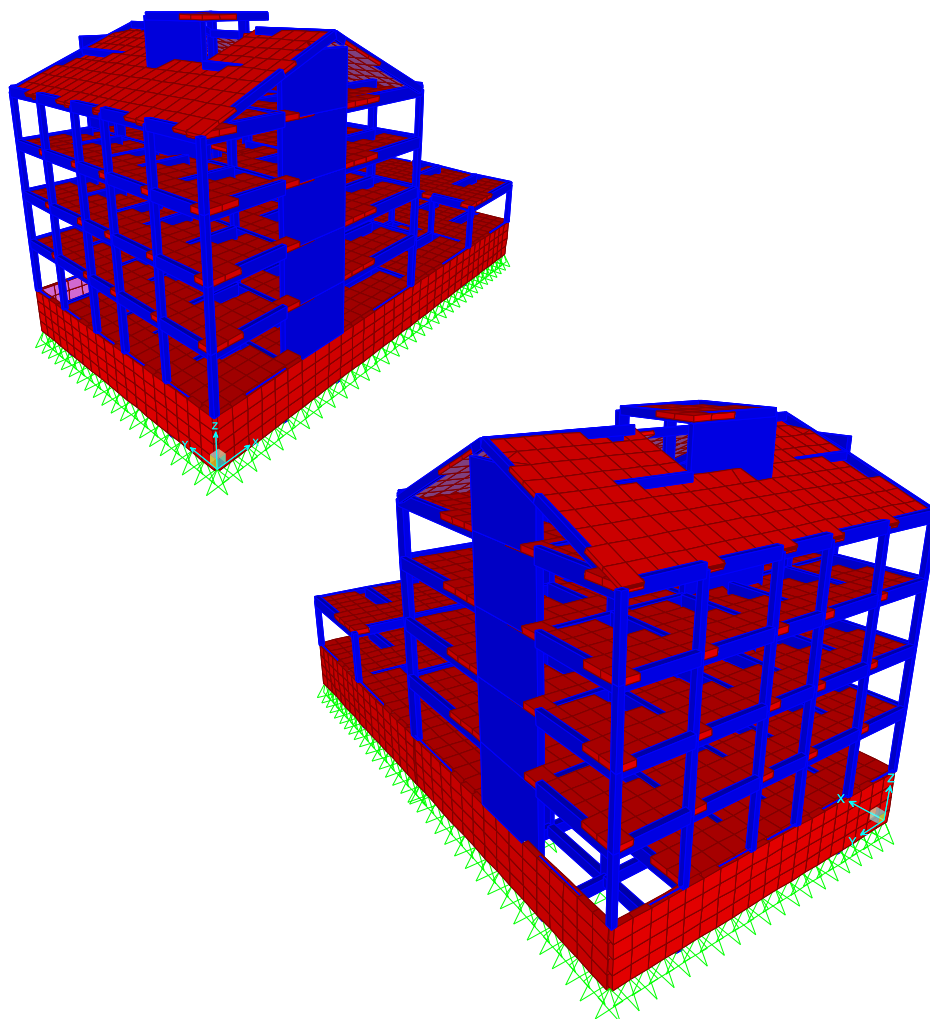


Figura 5.1 – Metodologia seguida para a modelação do edifício em estudo.

Na figura seguinte verifica-se o modelo desenvolvido no *software* de cálculo automático *SAP2000*.



**Figura 5.2** – Modelo de elementos finitos desenvolvido em *SAP2000*.

### 5.1.1 Materiais

Os materiais foram definidos tendo em conta as características do projeto anteriormente referidas no capítulo 2.

### 5.1.2 Elementos de barra

Os pilares, as vigas e as paredes de betão armado foram simulados como elementos de barra (*frame*), que consistem em elementos finitos de dois nós e que incluem o efeito biaxial de flexão, torção em torno do eixo de desenvolvimento, deformação axial e deformação biaxial de corte e tiveram as suas dimensões com base no pré-dimensionamento.

De acordo com a Cl.4.3.1(6) e (7) do EC8, com o objetivo de considerar o efeito da fendilhação, no sismo, reduziu-se nos elementos de barra de betão armado, nas duas direções, 50% da rigidez elástica à flexão e ao esforço transversal desses elementos.

No que diz respeito à modelação das vigas, o eixo das mesmas foi posicionado de modo a coincidir com o nível do piso quando, na realidade, a face superior da viga é que coincide com o nível superior. De modo a simular essa diferença, o momento de inércia em torno do eixo  $y$  é multiplicado por um coeficiente com valor de 1,5 (Teorema de *Lagrange-Steiner*). Para que não haja efeitos de torção, de forma a retirar a resistência da mesma, adotou-se um coeficiente multiplicador torsional com um valor aproximadamente nulo ( $\approx 10^{-5}$ ). Na definição dos pilares, o efeito da torção foi reduzido para 20%.

Em alguns elementos de barra, sobretudo nos pilares, após o cálculo foi necessário alterar as secções, de modo a ter uma secção que receba uma área de armadura que não exceda a área em 4%, modificando as dimensões definidas no pré-dimensionamento.

### 5.1.3 Elementos de superfície

Os elementos de superfície (lajes, muros e escadas) foram simulados com elementos de casca (*Shell*) de três e quatro nós. Na modelação das lajes foi utilizada a opção *Thick<sup>7</sup>/Thin<sup>8</sup>* para ter em conta os efeitos da deformação por corte transversal, tornando os resultados mais precisos e fiáveis uma vez que contabiliza os efeitos provocados pelo esforço transversal. Foram ainda retirados os efeitos da componente de torção M12, multiplicando por um coeficiente com um valor aproximadamente nulo, de modo a condicionar os momentos de flexão nas lajes.

Relativamente às paredes estruturais (núcleo de escadas e isoladas), foi necessário solidarizá-las (com o intuito de garantir a total ligação entre elementos, comportando-se como um todo) com as lajes através de “*constraints*” do tipo “*body*”<sup>9</sup>.

Por último, foi necessário proceder à discretização desses elementos (elementos de casca) como o intuito de obter melhores resultados.

---

<sup>7</sup> Utilizou-se a opção *Thick* (espessa) para a modelação das lajes vigadas maciças de cada piso e dos muros de suporte.

<sup>8</sup> Utilizou-se a opção *Thin* (fina) para a modelação das lajes de escada, do telhado e da laje de topo.

<sup>9</sup> Consiste na movimentação conjunta, translação e rotação, dos nós constringidos como se pertencessem a um corpo infinitamente rígido (CSI, 2019).

#### 5.1.4 Apoios

Relativamente às condições de apoio, simulou-se a ligação na base das paredes estruturais, dos muros e dos pilares através de apoios fixos rotulados. Os apoios são ligados entre si por vigas de fundação, pois a ligação tem por objetivo absorver os momentos provenientes dos referidos elementos verticais. Assim, garante-se a coerência dos esforços axiais no dimensionamento dos elementos de fundação (sapatas).

#### 5.1.5 Cargas e Combinações de Ações

A consideração do peso próprio é feita de uma forma automática no *SAP2000*. As restantes cargas permanentes e as sobrecargas foram introduzidas no modelo como cargas uniformemente distribuídas nas lajes e nas vigas e foram definidas conforme as dispostas na Tabela 2.6. Também foram inseridos, de modo a ter em conta o efeito da ação sísmica, os espectros de resposta de cálculo para os dois tipos de sismos considerados.

Em relação às combinações de ações, estas são definidas no ponto 2.5.1 e 2.5.2 deste trabalho.

#### 5.1.6 Dimensionamento e pormenorização das armaduras

No que nos diz respeito ao dimensionamento e pormenorização das armaduras foi necessário verificar os Estados Limites estipulados pelos Eurocódigos Estruturais. O *software* de cálculo automático *SAP2000* efetua os cálculos em vigas e pilares com base no *Capacity Design*, através da opção/função *Concrete Design/Check of Structures*, que nos facilita a armadura necessária para posterior verificação dos Estados Limites.

Tendo em conta a área de armadura encontrada, realiza-se a sua pormenorização de acordo com os requisitos impostos pelos Eurocódigos Estruturais.

### 5.2 Análise Estrutural

Como foi referido anteriormente, a análise estrutural é uma das fases do projeto de estruturas em que se obtêm, a partir de um modelo estrutural, os esforços nos elementos estruturais em estudo para as ações impostas. Esta fase é muito importante para que haja uma certa idealização do comportamento da estrutura, visto que tem como finalidade obter resultados de esforços correspondentes, deslocamentos e deformações na estrutura em estudo (Martha, 2010).

Os efeitos da ação sísmica e das restantes ações incluídas na situação de projeto sísmico podem ser determinados com base no comportamento elástico linear da estrutura. De acordo com a Cl.4.3.3.1 (3) do EC8, são propostos, conforme as características estruturais do edifício, os seguintes métodos de análise para o dimensionamento de edifícios e para a avaliação do seu desempenho sísmico:

- Método de análise por forças laterais, aplicável aos edifícios que satisfaçam as condições indicadas na Cl.4.3.3.2 do EC8 (definidas no ponto 4.5);
- Análise modal por espectro de resposta, aplicável a todos os tipos de edifícios.

Como alternativa aos métodos lineares acima referidos, é possível também a utilização dos métodos não lineares, tais como:

- Análise estática não linear (Análise *Pushover*);
- Análise (dinâmica) temporal não linear (Análise não linear da resposta temporal através de acelerogramas).

No entanto, de acordo com a Cl.4.3.3.1 (2)P do EC8, o método de referência de análise linear deve ser o da análise modal por espectro de resposta, semelhante ao que é referido pelo RSA, indo ao encontro de uma correspondência direta entre o RSA e o EC8 para a análise estática linear. Na atualidade, este tipo de análise utiliza-se mais a nível de projeto de estruturas novas, daí a utilização deste método neste trabalho.

### **5.2.1 Análise modal por espectro de resposta**

Normalmente quando se pretende efetuar, como na maioria dos casos, a análise sísmica de estruturas com comportamento linear, o objetivo é o conhecimento da evolução da resposta ao longo do tempo e também determinar valores máximos desta resposta. Assim, é necessário e mais prático, aplicar uma análise modal por espectro de resposta.

Como já foi referido, este tipo de análise é um método de referência para a avaliação dos efeitos da ação sísmica para todos os tipos de edifícios, independentemente da sua regularidade. Este método consta na utilização de um modelo elástico linear baseado nos espectros de resposta de cálculo para cada tipo de sismo, definidos no ponto 2.4.3, pelo que este tipo de ação envolve o cálculo por modos de vibração combinados. Assim deveram ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração relevantes

para a resposta global da estrutura, circunstância que é assegurada pelo cumprimento das seguintes condições (de acordo com a Cl.4.3.3.3.1 (2)P e (3) do EC8):

- Em cada direção de análise, 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 são considerados.

Quando os requisitos acima referidos não se verificam, o que acontece em edifícios com uma significativa contribuição de modos de torção, deverá considerar-se um número mínimo de modos de vibração a utilizar na análise que satisfaça as seguintes condições, referido na Cl.4.3.3.3.1 (5) do EC8:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5.1)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (5.2)$$

Onde:

- $k$  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].

Na tabela seguinte apresentam-se os modos de vibração e fatores de participação modal obtidos na estrutura através do programa de cálculo *SAP2000*:

**Tabela 5.1** – Modos de vibração e fatores de participação modal.

Modo	Período [s]	$U_x$ [%]	$U_y$ [%]	$R_z$ [%]	$\sum U_x$ [%]	$\sum U_y$ [%]	$\sum R_z$ [%]
1	0,566	1,44E-04	0,274	3,14E-04	1,44E-04	0,274	3,14E-04
2	0,511	3,17E-06	0,019	0,085	1,47E-04	0,294	0,085
3	0,406	0,501	0,002	0,001	0,502	0,295	0,086
...	...	...	...	...	...	...	...
24	0,110	0,033	4,21E-06	1,44E-06	0,645	0,562	0,420
25	0,109	0,041	6,29E-06	1,79E-05	0,645	0,562	0,420
...	...	...	...	...	...	...	...
138	0,0400	5,71E-05	0,077	9,11E-03	0,717	0,711	0,514
139	0,0399	8,57E-06	0,010	3,32E-04	0,717	0,721	0,514
...	...	...	...	...	...	...	...
204	0,0311	5,53E-06	0,008	1,06E-03	0,722	0,846	0,531
205	0,0310	2,59E-04	0,050	8,06E-03	0,722	0,897	0,539

Ao analisar a tabela, verificamos que foram considerados os primeiros 205 modos de vibração de forma a cumprir os requisitos anteriormente referidos.

Através da aplicação da expressão (5.1) e da verificação da condição (5.2), o EC8 admite considerar no mínimo seis modos ( $k \approx 6$ ), embora o somatório da massa mobilizada para esses modos seja inferior a 70 % da massa total do edifício para cada uma das direções. Isto acontece nos edifícios que apresentam caves rígidas, como o edifício em estudo.

Assim, para assegurar as condições referidas no EC8, foi estabelecido usar 205 modos, em vez dos seis referidos. O aumento deste número possibilitou alcançar a mobilização de 72% na direção X, 89% na direção Y e 54% em RZ.

Nota: Os modos de vibração e os fatores de participação modal encontram-se no Anexo F.

### 5.2.2 Combinação das respostas modais

Tendo em conta a Cl.4.3.3.2 (3)P do EC8, se as respostas de dois modos de vibração consecutivos não forem independentes entre si, devem adotar-se métodos rigorosos para a combinação dos máximos modais.

O método adotado no modelo de cálculo para a combinação modal foi a Combinação Quadrática Completa (CQC), visto que garante melhores resultados para modos com frequências próprias próximas, pois tem em conta o efeito da correlação entre as respostas dos vários modos. A aplicação deste método traduz-se na seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (5.3)$$

Em que:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad (5.4)$$

$$\beta_{ij} = \frac{w_i}{w_j} \quad (5.5)$$

Onde:

- $E_E$  Efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);
- $\rho_{ij}$  Coeficiente de correlação modal entre modos  $i$  e  $j$ ;
- $E_{Ei}, E_{Ej}$  Valores máximos da resposta para os modos de vibração  $i$  e  $j$ ;
- $\xi$  Coeficiente de amortecimento relativo da estrutura<sup>10</sup>;
- $\beta_{ij}$  Relação entre frequências próprias dos modos de vibração  $i$  e  $j$ ;
- $w_i, w_j$  Frequências próprias do modo  $i$  e  $j$  respectivamente [Hz].

### 5.2.3 Combinação direcional

Tendo em conta a Cl.4.3.3.5.1(1) do EC8, as componentes horizontais da ação sísmica atuam em simultâneo. De acordo com a Cl.3.2.2.1(3)P do EC8, a ação sísmica foi modelada por duas componentes ortogonais, embora as componentes sejam independentes, são representadas pelo mesmo espectro de resposta, explícito na expressão:

$$E = E_x + E_y \quad (5.6)$$

Onde:

- $E_x$  Representa os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo x;
- $E_y$  Representa os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo y.

Os valores máximos do efeito da ação sísmica durante a ocorrência do sismo são  $E_x$  e  $E_y$ , porém o principal problema é que esses máximos não ocorrem em simultâneo. A resolução deste problema pode realizar-se de diversas maneiras, realçando dois dos métodos recomendados, a combinação SRSS (*Square Root of Sum of Squares*), de acordo com a Cl.4.3.3.5.1(2) b) do EC8, e a regra da combinação linear (RCL), de acordo com a Cl.4.3.3.5.1(3) do EC8. A primeira é a combinação de referência para os valores máximos dos efeitos da ação sísmica apresentada pelo EC8, em que o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura, devido às duas componentes horizontais ( $E_x$  e  $E_y$ ), pode ser determinada através da raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal, que se traduz na seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (5.7)$$

---

<sup>10</sup> Para estruturas de betão armado, toma como valor de  $\xi = 5\%$

Por outro lado, a RCL (Regra da Combinação Linear), referida no EC8, fundamenta-se na improbabilidade de o valor máximo do efeito da ação sísmica ocorrer na estrutura, nas duas direções em simultâneo. Assim apresenta uma alternativa para a combinação direcional, o sismo entra a 100% numa direção e a 30% na direção ortogonal, com o respetivo sinal, o que implica um aumento do número de combinações a utilizar, sendo 64 combinações em vez das quatro necessárias para a SRSS. Este método representa-se pelas seguintes expressões:

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (5.8)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (5.9)$$

Onde:

"+" Significa "a combinar com";

$E_{Edx}$  Representa os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo x;

$E_{Edy}$  Representa os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo y.

Nota: Entre a combinação SRSS e a RCL, foi introduzida e definida no modelo de cálculo desenvolvido no *SAP2000*, a combinação SRSS.



# CAPÍTULO 6

---

## DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O EC8 estabelece requisitos fundamentais, através da Cl.2.1, para estruturas em regiões sísmicas, que devem ser projetadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os requisitos de não ocorrência de colapso, correspondente ao Estado Limite Último, e o requisito de limitação de danos, correspondente ao Estado Limite de Utilização.

O dimensionamento das vigas e dos pilares é realizado com base no cálculo pela capacidade real ou *Capacity Design*, que segundo o EC8-1, é um método de cálculo para assegurar a dissipação de energia quando os elementos estruturais são submetidos a grandes deformações. Pretende-se, desta forma, que o edifício adote um comportamento dúctil controlado, para evitar colapso quando solicitado por um sismo, ao nível de projeto. Este método envolve o estudo e conceção da estrutura de forma a permitir que a rotura dúctil ocorra em locais previstos dentro da estrutura e para evitar outros tipos de falha que ocorrem perto destes locais.

Assim, no presente capítulo efetua-se o dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais do edifício em estudo, cumprindo todos os requisitos impostos pelos Eurocódigos Estruturais, através do uso do *software* de cálculo *SAP2000*.

### 6.1 Regras gerais para o dimensionamento em edifícios de betão

Referente à realização do dimensionamento dos elementos estruturais em betão armado, conforme nos EC2 e no EC8, deve-se ter em consideração as prescrições dos valores máximos e mínimos das áreas de armaduras e das pormenorizações dos diversos elementos estruturais, sendo fundamental os seguintes requisitos:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetro mínimo de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda de armaduras.

### 6.1.1 Recobrimento de armaduras

O recobrimento é a mínima espessura de betão que envolve uma armadura, ou seja, é a distância compreendida entre a superfície da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele) e a superfície exterior do elemento de betão, estabelecido na Cl.4.4.1 do EC2.

Para a determinação do recobrimento das armaduras é necessário ter conhecimento da classe de exposição em função das condições ambientais a que os elementos estruturais estão sujeitos. Tendo em conta a Cl.4.2 do EC2, como também foi referido no ponto 2.3.1 do presente trabalho, o Quadro 4.1 dá-nos a conhecer cada tipo de classe de exposição para os diferentes tipos de condição ambiental, com base na NP EN 206-1. A tabela seguinte indica as classes de exposição aplicadas nos respetivos elementos estruturais construtivos.

**Tabela 6.1** – Classes de exposição de cada elemento estrutural (adaptado com o Quadro 4.2 da NP EN 1992-1-1, 2010).

Elemento Estrutural	Classe de Exposição	Descrição do Ambiente
Lajes, Pilares, Paredes e Vigas.	XC1	Seco ou permanente húmido.
Sapatas, Vigas de Fundação e Muro de Contenção.	XC2	Húmido, raramente seco.

Ao ter conhecimento das classes de exposições impostas aos elementos estruturais, é necessário considerar um recobrimento mínimo das armaduras ( $c_{min}$ ) que, tendo em conta a Cl.4.4.1.2 do EC2, garanta a transmissão eficaz das forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo, traduzido na seguinte expressão:

$$c_{min} = máx\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (6.1)$$

Onde:

- $c_{min,b}$  Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência (referido na Cl.4.4.1.2(3) do EC2) [mm];
- $c_{min,dur}$  Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais (referido na Cl.4.4.1.2(5) do EC2) [mm];
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  Margem de segurança (referido na Cl.4.4.1.2(6) do EC2) [mm];
- $\Delta c_{dur,st}$  Redução do recobrimento no caso de utilização de aço inoxidável (referido na Cl.4.4.1.2(7) do EC2) [mm];

$\Delta c_{dur,add}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional (referido na Cl.4.4.1.2(8) do EC2) [mm].

No presente projeto, de acordo com o EC2 e na ausência de outras especificações, os valores de  $\Delta c_{dur,\gamma}$ ,  $\Delta c_{dur,\gamma}$  e  $\Delta c_{dur,add}$  são considerados nulos, podendo simplificar a expressão (6.1) para a seguinte:

$$c_{min} = máx\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad (6.2)$$

De acordo com o Quadro 4.2 da Cl.4.4.1.2 do EC2, o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência ( $c_{min,b}$ ) assume o valor do diâmetro dos varões quando os mesmos estão isolados e equivale ao diâmetro equivalente sempre que os mesmos estão agrupados.

O valor do recobrimento mínimo relativo às condições ambientais ( $c_{min,dur}$ ) foi determinado de acordo com o Quadro 4.4N do EC2, em função da classe estrutural (sendo de classe S4 para edifícios com tempo de vida útil de 50 anos, como foi dito no ponto 2.1) e das classes de exposição dos diversos elementos estruturais.

O recobrimento nominal ( $c_{nom}$ ) é determinado através da soma do recobrimento mínimo das armaduras ( $c_{min}$ ) e da margem de cálculo ( $\Delta c_{dev}$ ) que tem em conta eventuais erros de execução, como se traduz na seguinte expressão:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.3)$$

Onde:

$c_{nom}$  Recobrimento nominal [mm];

$\Delta c_{dev}$  Margem de cálculo para tolerâncias de execução [mm], o valor recomendado em Portugal é 10 mm;

A tabela seguinte apresenta os valores do recobrimento para os diversos elementos estruturais através das expressões anteriormente referidas.

**Tabela 6.2** – Valores do recobrimento nominal.

Elementos Estruturais	Varões [mm]	$c_{min,b}$ [mm]	Classe de Exposição	$c_{min,dur}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]	$c_{nom}$ adotado [mm]
Lajes, Vigas, Pilares e Paredes	Ø12	12	XC1	15	15	25	30
	Ø16	16			16	26	
	Ø20	20			20	30	
Sapatas, Vigas de Fundação e Muro de Contenção.	Ø12	12	XC2	25	25	35	40
	Ø16	16					
	Ø20	20					

### 6.1.2 Distância mínima entre varões

Tendo em conta a Cl.8.2 do EC2, a distância entre varões deve permitir uma betonagem adequada e uma compactação do betão satisfatória, de forma a assegurar adequadas condições de aderência. Posto isto, a distância mínima livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ( $d_{min}$ ) é determinada a partir da seguinte expressão:

$$d_{min} = máx\{k_1 \cdot \phi ; d_g + k_2 ; 20 \text{ mm}\} \quad (6.4)$$

Onde:

- $d_{min}$  Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões [mm];
- $k_1$  Assume o valor de 1 mm;
- $\phi$  Diâmetro do varão [mm];
- $d_g$  Dimensão máxima do agregado [mm], toma o valor de 20 mm;
- $k_2$  Assume o valor de 5 mm.

Neste trabalho, a maior dimensão dos varões usados foi de 20 mm e aplicando a expressão anterior obteve-se o seguinte valor para a distância mínima entre varões, observável na tabela seguinte.

**Tabela 6.3** – Distância mínima entre varões ou entre camadas de varões.

$\phi$ [mm]	$k_1$ [mm]	$k_2$ [mm]	$d_g$ [mm]	$d_{min}$ [mm]
$\leq 20$	1	5	20	25

### 6.1.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Como refere a Cl.8.3 do EC2, o diâmetro mínimo de dobragem de um varão ( $\phi_{m,\min}$ ) deve ser limitado de forma a evitar o aparecimento de fendas, assim como a rotura do betão no interior da curva do varão. Para garantir a não ocorrência das situações anteriormente referidas, o diâmetro mínimo de dobragem é determinado de acordo com as seguintes condições:

$$\phi_{m,\min} = \begin{cases} 4 \cdot \phi & \text{se } \phi \leq 16 \text{ mm} \\ 7 \cdot \phi & \text{se } \phi > 16 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.5)$$

A tabela seguinte mostra os resultados obtidos do diâmetro mínimo de dobragem de varões mediante o diâmetro do varão utilizado.

**Tabela 6.4** – Diâmetros mínimos de dobragem para os diferentes varões.

$\phi$ [mm]	$\phi_{m,\min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140

### 6.1.4 Comprimento de amarração dos varões

Tendo em conta a Cl.8.4.1 do EC2, os varões devem ser amarrados de modo a assegurarem uma boa transferência das forças de aderência para o betão, impedindo a fendilhação ou o destacamento do betão.

Conforme com a Cl.8.4.3 e a Cl.8.4.4 do EC2, para a determinação do comprimento de amarração dos varões ( $l_{bd}$ ) deve-se ter em conta o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. Este comprimento é responsável pela transmissão das forças do varão para o betão através das forças de aderência e é definido pela seguinte expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \quad (6.6)$$

Onde:

- $l_{bd}$  Comprimento de amarração dos varões[m];
- $l_{b,rqd}$  Comprimento de amarração de referência [m];
- $l_{b,\min}$  Comprimento de amarração mínimo dos varões [m];

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  Coeficientes em que:
- $\alpha_1$  Relacionado com o efeito da forma dos varões, admitindo um recobrimento adequado, toma o valor de  $\alpha_1 = 1,0$ <sup>11</sup>;
  - $\alpha_2$  Relacionado com o efeito do recobrimento mínimo, toma o valor de  $\alpha_2 = 1,0$ <sup>11</sup>;
  - $\alpha_3$  Relacionado com o efeito de cintagem das armaduras transversais, toma o valor de  $\alpha_3 = 1,0$ <sup>11</sup>;
  - $\alpha_4$  Relacionado com a influência de um ou mais varões transversais soldados, ao longo do comprimento de amarração, toma o valor de  $\alpha_4 = 0,7$ <sup>11</sup>;
  - $\alpha_5$  Relacionado com o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo, toma o valor de  $\alpha_5 = 1,0$ <sup>11</sup>.

O comprimento de amarração de referência ( $l_{b,rqd}$ ) é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (6.7)$$

Onde:

- $\phi$  Diâmetro do varão [mm];
- $\sigma_{sd}$  Valor de cálculo da tensão do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração [MPa];
- $f_{bd}$  Tensão de rotura de aderência [MPa], é determinada por:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (6.8)$$

Onde:

- $f_{ctd}$  Valor de cálculo da resistência do betão à tração [MPa];
- $\eta_1$  Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;
- $\eta_2$  Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão.

---

<sup>11</sup> Valores obtidos no Quadro 8.2 do EC2 presente na Cl.8.4.4. Para o coeficiente  $\alpha_5$  admite-se, de forma conservativa, que assume valor unitário.

Para a determinação do comprimento de amarração de referência ( $l_{b,rqd}$ ), o valor de cálculo da tensão na secção do varão ( $\sigma_{sd}$ ) toma como valor da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado ( $f_{yd}$ ), ou seja, neste projeto por se tratar de um aço A400 NR, o valor da tensão é de  $\sigma_{sd} = 347,83$  MPa .

De acordo com a Cl.8.4.2(2) do EC2, para o cálculo da tensão de rotura de aderência ( $f_{bd}$ ) o valor do coeficiente  $\eta_1$  é adotado pela situação mais desfavorável, pois não foi demonstrado que as condições são de “boa” aderência, tomando o valor de  $\eta_1 = 0,7$  . Para o coeficiente  $\eta_2$ , visto que o varão máximo utilizado será de 20 mm, toma o valor de  $\eta_2 = 1,0$  . Por último, consoante com a Cl.3.1.6(2)P do EC2, o valor de cálculo da resistência do betão à tração ( $f_{ctd}$ ) é estipulado pela seguinte expressão:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (6.9)$$

Onde:

- $\alpha_{ct}$  Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. Valor recomendado  $\alpha_{ct} = 1$  ;
- $f_{ctk,0,05}$  Quartilho de 5% do valor característico da tensão de rotura do betão à tração [MPa]. De acordo com o Quadro 3.1 do EC2, para betão C25/30,  $f_{ctk,0,05} = 1,8$  MPa ;
- $\gamma_c$  Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, em que  $\gamma_c = 1,5$  (referido na Cl.2.4.2.4 do EC2).

A próxima tabela apresenta o resultado obtido através da expressão anterior do valor de cálculo da resistência do betão à tração.

**Tabela 6.5** – Valor de cálculo da resistência do betão à tração.

$\alpha_{ct}$	$f_{ctk,0,05}$ [MPa]	$\gamma_c$	$f_{ctd}$ [MPa]	$\eta_1$	$\eta_2$	$f_{bd}$ [MPa]
1,0	1,8	1,5	1,2	0,7	1,0	1,89

Deste modo, aplicando a expressão (6.7), foi determinado o valor do comprimento de amarração de referência ( $l_{b,rqd}$ ), para os varões a utilizar, visível na seguinte tabela.

**Tabela 6.6** – Valores do comprimento de amarração de referência.

$\phi$ [mm]	$\sigma_{sd}$ [MPa]	$f_{bd}$ [MPa]	$l_{b,rqd}$ [m]
8	347,83	1,89	0,368
10			0,460
12			0,552
16			0,736
20			0,920

O comprimento de amarração mínimo ( $l_{b,min}$ ) é determinado, conforme o estado de tensão no varão, pelas seguintes expressões:

- Amarrações de varões tracionados

$$l_{b,min} \geq \text{máx}\{0,3 \cdot l_{b,rqd} ; 10 \cdot \phi ; 100 \text{ mm}\} \quad (6.10)$$

- Amarrações de varões comprimidos

$$l_{b,min} \geq \text{máx}\{0,6 \cdot l_{b,rqd} ; 10 \cdot \phi ; 100 \text{ mm}\} \quad (6.11)$$

**Tabela 6.7** – Valores do comprimento mínimo de amarração.

$\phi$ [mm]	$10 \cdot \phi$ [mm]	$0,3 \cdot l_{b,rqd}$ [m]	$0,6 \cdot l_{b,rqd}$ [m]	100 mm	$l_{b,min}$ [m]	
					Varões tracionados	Varões comprimidos
8	80	0,110	0,221	100	0,110	0,221
10	100	0,138	0,276	100	0,138	0,276
12	120	0,166	0,331	100	0,166	0,331
16	160	0,221	0,442	100	0,221	0,442
20	200	0,276	0,552	100	0,276	0,552

Depois de realizar os cálculos e tendo em conta os valores obtidos anteriormente, é possível aplicar a expressão (6.6), como se verifica na seguinte tabela.

**Tabela 6.8** – Valores do comprimento de amarração.

$\phi$ [mm]	$l_{bd}$ [m]	$l_{bd,adotado}$ [m]
8	0,257	0,30
10	0,322	0,35
12	0,387	0,40
16	0,516	0,55
20	0,644	0,65

### 6.1.5 Amarração da armadura transversal

De acordo com a Cl.8.5(1) do EC2, a amarração de cintas e de armaduras de esforço transversal deve ser efetuada por meio de cotovelos e ganchos, colocando um varão no seu interior. Já no EC8, mediante a Cl.5.6.1, indica que nas cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimento de amarração de  $10 \cdot d_{bw}$ , em que  $d_{bw}$  é o diâmetro do estribo.

### 6.1.6 Sobreposição de armaduras

De acordo com a Cl.8.7.2 do EC2, as sobreposições são efetuadas de maneira:

- A assegurem a transmissão dos esforços de um varão para outro;
- A evitarem o destacamento do betão na vizinhança das emendas;
- A evitarem a ocorrência de fendas largas que prejudicam o desempenho da estrutura.

O comprimento de sobreposição ( $l_0$ ), consoante a Cl.8.7.3 do EC2, é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \quad (6.12)$$

Onde:

- $l_0$  Comprimento de sobreposição [m];
- $l_{b,rqd}$  Comprimento de amarração de referência [m];
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$  Coeficientes definidos na expressão (6.6) e determinados de acordo com o Quadro 8.2 do EC2;
- $\alpha_6$  Coeficiente que depende da percentagem de varões emendados;

O coeficiente  $\alpha_6$  é determinado pela seguinte expressão  $\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ , mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0. Em que  $\rho_1$  é a percentagem de varões emendados a uma distância inferior a  $0,65 \cdot l_0$  da secção média da sobreposição considerada, para a situação mais desfavorável toma o valor de  $\alpha_6 = 1,5$ .

Sendo que:

$$l_0 \geq l_{0,\min} \quad (6.13)$$

Onde:

$$l_{0,\min} \geq \max \left\{ 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} ; 15 \cdot \phi ; 200 \text{ mm} \right\} \quad (6.14)$$

A partir da expressão anteriormente referida, procedeu-se ao cálculo do comprimento de sobreposição mínimo, obtendo os seguintes valores apresentados na tabela.

**Tabela 6.9** – Valores do comprimento de sobreposição mínimo.

$\phi$ [mm]	$15 \cdot \phi$ [mm]	$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ [m]	200 mm	$l_{0,\min}$ [m]
8	120	0,166	200	0,200
10	150	0,207	200	0,207
12	180	0,248	200	0,248
16	240	0,331	200	0,331
20	300	0,414	200	0,414

Assim, aplicando a expressão (6.12), obtiveram-se os valores para o comprimento de sobreposição ( $l_0$ ), como se apresenta na seguinte tabela.

**Tabela 6.10** – Valores do comprimento de sobreposição.

$\phi$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]	$l_0$ [m]	$l_{0,\text{adotado}}$ [m]
8	0,368	0,552	0,60
10	0,460	0,690	0,70
12	0,552	0,828	0,85
16	0,736	1,104	1,10
20	0,920	1,381	1,40

## 6.2 Estados Limite Últimos

Como foi referido no ponto 2.5.1 do presente trabalho, os estados limites últimos estão associados a danos muito graves, como colapso ou qualquer forma de rotura estrutural, que colocam em risco a integridade da estrutura e a segurança das pessoas, sendo necessário realizar a análise e a verificação desses estados para cada tipo de elemento estrutural. Tendo em conta a consideração das condições de resistência, esta verificação fica assegurada quando se cumpre a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (6.15)$$

Onde:

$E_d$  Valor de cálculo dos esforços provocados pelo efeito das ações;

$R_d$  Resistência de cálculo correspondente a cada elemento;

Após a análise dos aspetos gerais no que se refere às disposições construtivas, a próxima etapa é a realização do dimensionamento dos diversos elementos estruturais, consoante os requisitos impostos nos EC2 e EC8.

Através da utilização do *software* de cálculo automático, como foi mencionado anteriormente, é realizado o dimensionamento de todos os elementos da estrutura, determinando os esforços atuantes e as armaduras necessárias para garantir a segurança estrutural. Em seguida, efetua-se a pormenorização de armaduras, com áreas de armaduras superiores às fornecidas pelo *SAP2000*, e a determinação dos respetivos valores de esforços resistentes, para realizar, assim, a verificação dos estados limite em causa.

### **6.3 Lajes**

As lajes são elementos estruturais planos, normalmente horizontais, encontram-se essencialmente submetidos a esforços de flexão, por ação do peso próprio e das cargas perpendiculares que atuam neles. Uma das características fundamentais é a sua espessura que é notoriamente inferior quando comparada às suas outras dimensões (Montoya, Meseguer, & Cabré, 2000). Estes elementos encontram-se ao nível dos pisos e são as zonas de maior concentração de massa em estruturas de edifícios.

As lajes que constituem os pavimentos têm uma grande rigidez no plano horizontal, sendo um dos aspetos mais importantes do comportamento das estruturas de betão armado, o que origina que os deslocamentos horizontais, ao nível de cada piso, sejam maiores, desencadeando um movimento de corpo rígido e possibilitando que as forças de inércia se distribuam entre elementos verticais de suporte proporcionalmente à rigidez.

Relativamente às cargas verticais, a laje não tem rigidez suficiente para as redistribuir, o que faz com que as cargas se distribuam para os apoios mais próximos. Isto acontece devido à flexibilidade da laje, sendo que a sua espessura é muito menor do que as outras dimensões horizontais.

#### **6.3.1 Dimensionamento das Lajes**

O dimensionamento das lajes só é realizado através do EC2, visto que só suportam cargas verticais. A partir da aplicação do *software* de cálculo automático, foi feito o

dimensionamento destes elementos estruturais, retirando, assim, os esforços e as armaduras necessárias para a verificação dos estados limites.

A Cl.9.3.1.1(1), que remete para a Cl.9.2.1.1 do EC2, indica que as áreas de armadura mínima e máxima, a adotar numa laje nas direções principais, aplicam-se também nas vigas e são definidas de acordo com as seguintes expressões:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.16)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.17)$$

O valor da armadura mínima tem de verificar a seguinte condição:

$$A_{s,\min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.18)$$

Onde:

- $A_{s,\min}$  Área de armadura mínima regulamentar [cm<sup>2</sup>/m];
- $A_{s,\max}$  Área de armadura máxima regulamentar [cm<sup>2</sup>/m];
- $f_{ctm}$  Valor médio da tensão de rotura do betão à tração [MPa]. De acordo com o Quadro 3.1 do EC2, para o betão C25/30,  $f_{ctm} = 2,6$  MPa;
- $f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência à tração ao aço [MPa];
- $b_t$  Largura média tracionada [m]. Em lajes tem como valor de 1,0 m, tornando a área de armaduras por unidade de comprimento;
- $d$  Altura útil da secção transversal [m];
- $A_c$  Área da secção transversal [m<sup>2</sup>].

De acordo com o ponto 3.1.1 do presente trabalho, a laje dos pisos apresenta uma espessura de 25 cm e aplicando as expressões (6.16) e (6.17) obtiveram-se as seguintes áreas de armadura:

**Tabela 6.11** – Valores de armadura mínima e máxima para as lajes do edifício.

$h$ [m]	$d$ [m]	$b_t$ [m]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,\max}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,25	0,22	1,0	400	2,60	0,25	3,757	100,00

Tendo em conta a Cl.9.3.1.1(2) do EC2, é referido que nas lajes armadas, numa só direção, a armadura de distribuição deve ter no mínimo uma área igual a 20% da armadura principal. Já na Cl.9.3.1.1 (3) do EC2, é mencionado que o espaçamento

máximo entre varões ( $s_{\text{máx,slabs}}$ ) a utilizar nas lajes, de forma a controlar a fendilhação, verifica-se nas seguintes situações:

- Para armaduras principais

$$s_{\text{máx,slabs}} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.19)$$

- Para armaduras de distribuição

$$s_{\text{máx,slabs}} = 3,5 \cdot h \leq 450 \text{ mm} \quad (6.20)$$

Nas zonas onde há concentração de cargas ou nas zonas de momento máximo, essas disposições passam a ser, respetivamente:

- Para armaduras principais

$$s_{\text{máx,slabs}} = 2 \cdot h \leq 250 \text{ mm} \quad (6.21)$$

- Para armaduras de distribuição

$$s_{\text{máx,slabs}} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.22)$$

Onde:

$h$  Altura da laje, toma o valor de  $h = 250 \text{ mm}$  ;

### 6.3.2 Verificação ao Estado Limite Último de Flexão nas Lajes

A análise à flexão das lajes, já referida anteriormente, é efetuada com o auxílio do *software* de cálculo automático. Ao satisfazer todos os requisitos já mencionados, em concordância com as imposições do EC2, adotou-se para todas as lajes o uso de uma malha de armadura base de  $\text{Ø}10//0,15$ , em ambas as faces da laje (face superior e face inferior). Esta armadura possui uma área efetiva de  $5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$ , e em algumas zonas das lajes, para verificar e garantir a segurança ao estado limite último de flexão, foram acrescentadas armaduras complementares, designadas armaduras de reforço, compatíveis com a malha existente.

### 6.3.3 Verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso nas Lajes

Atendendo à Cl.9.3.2 do EC2, uma laje com armaduras de esforço transverso deverá ter uma espessura mínima pelo menos igual a 200mm. Nas regiões onde a condição (6.23) for verificada, não é necessário o cálculo de armadura de esforço transverso, como é referido na Cl.6.2.1 (3) do EC2.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.23)$$

Onde:

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transversal [kN];  
 $V_{Rd,c}$  Valor de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal [kN];

Tendo em conta a Cl.9.2.2 do EC2, caso a condição anterior não seja verificada, é necessário utilizar uma armadura mínima de esforço transversal. Contudo, referido na mesma cláusula, visto que as lajes são consideradas como maciças com capacidade de redistribuição de esforços, a armadura de esforço transversal pode ser omitida.

Assim, para avaliar a resistência de elementos que não solicitam a armadura de esforço transversal, segundo com a Cl.6.2.2(1) do EC2, o valor de cálculo do esforço transversal resistente ( $V_{Rd,c}$ ) é determinado através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.24)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.25)$$

Em que:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.26)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.27)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ em mm} \quad (6.28)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (6.29)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,2 \cdot f_{cd} \quad (6.30)$$

Onde:

- $\gamma_c$  Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão;  
 $\rho_l$  Taxa de armadura longitudinal;  
 $A_{sl}$  Área da armadura de tração prolongada de um comprimento superior ( $l_{bd} + d$ ) para além da secção considerada [cm<sup>2</sup>/m];

- $f_{ck}$  Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]. Para betão C25/30, tem como valor de  $f_{ck} = 25\text{MPa}$ ;
- $k_1$  Coeficiente que toma como valor de 0,15;
- $\sigma_{cp}$  Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal [MPa];
- $N_{Ed}$  Esforço normal na secção devido às ações aplicadas [N];
- $A_c$  Área da secção transversal de betão [mm<sup>2</sup>];
- $f_{cd}$  Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão [MPa];
- $b_w$  Menor largura da secção transversal na área tracionada [m]. Como se trata de uma laje  $b_w = 1,0\text{ m}$ , tornando o esforço transversal por unidade de comprimento.
- $d$  Altura útil da secção transversal [mm].

Aplicando as expressões acima referidas para a situação mais desfavorável, onde se considera uma malha de Ø10//0,15, apresentam-se na tabela seguinte os valores de esforço transversal resistente sem armadura específica para a laje.

**Tabela 6.12** – Valores do esforço transversal resistente sem armadura específica.

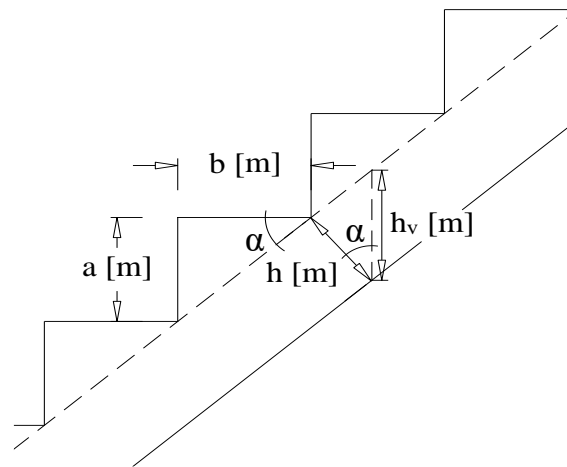
Laje									
$\gamma_c$	$C_{Rd,c}$	Espessura [m]	$d$ [mm]	$k$	$A_{sl}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$b_w$ [mm]	$\rho_1$	$k_1$	$V_{Rd,c}$ [kN]
1,5	0,12	0,25	220	1,953	5,27	1000	0,0024	0,15	93,652

Ao analisar o modelo de cálculo para a combinação mais desfavorável é possível verificar que o valor de esforço transversal atuante de cálculo ( $V_{Ed}$ ), que assume o valor de 91,44 kN, nunca ultrapassa o valor do esforço transversal resistente de cálculo sem armadura ( $V_{Rd,c}$ ), deste modo deduz-se que a laje verifica a segurança ao esforço transversal sem a necessidade de acréscimo de qualquer tipo de armadura.

### 6.3.4 Escadas

As escadas são elementos estruturais que permitem acesso aos diferentes níveis de uma construção, por degraus sucessivos, constituindo quase sempre casos particulares de lajes armadas numa só direção. Para o dimensionamento das escadas, foi adotado um modelo simplificado para o cálculo das armaduras necessárias para verificar os estados limites últimos de flexão e de esforço transversal.

A figura seguinte apresenta um esquema com as características geométricas da escada para contabilizar as cargas em projeção horizontal nos lanços por metro de largura de lanço.



**Figura 6.1** – Representação esquemática da laje de escada.

Legenda:

- $h$  Espessura da laje de escada [m];
- $h_v$  Espessura da laje de escada na vertical [m];
- $\alpha$  Inclinação da escada [°];
- $a$  Espelho do degrau (altura) [m];
- $b$  Cobertor do degrau (largura) [m].

A espessura da laje de escada na vertical ( $h_v$ ) e a inclinação da escada ( $\alpha$ ) são determinadas, respetivamente, nas seguintes expressões:

$$h_v = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (6.31)$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{a}{b}\right) \quad (6.32)$$

Na tabela seguinte apresentam-se as dimensões dos elementos que constituem a escada.

**Tabela 6.13** – Dimensões dos elementos que constituem a escada.

Geometria da escada	
$a$ [m]	0,175
$b$ [m]	0,250
$h$ [m]	0,18
$\alpha$ [°]	34,992
$h_v$ [m]	0,2197

Para o dimensionamento das escadas, começou-se por quantificar as cargas permanentes no lanço e no patim e considerou-se a sobrecarga no valor de 3 kN/m<sup>2</sup>.

As seguintes tabelas mostram os valores dos carregamentos aplicados nas escadas.

**Tabela 6.14** – Valores dos carregamentos nos lanços.

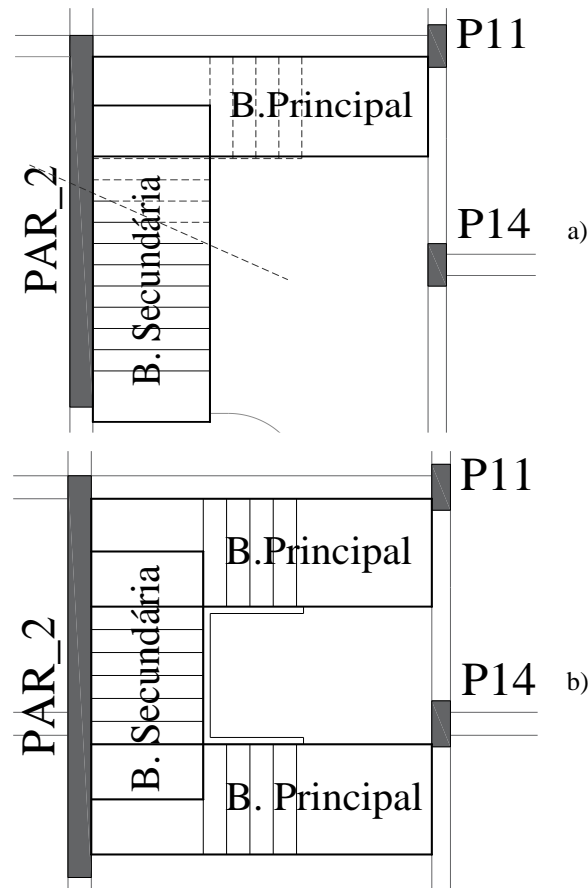
Lanços [kN/m <sup>2</sup> ]	
$PP_{\text{Laje Escada}}$	5,49
$PP_{\text{Revestimento}}$	1,50
$PP_{\text{Degraus}}$	2,19
$CP$	9,18
$SC$	3,00
$P_{sd}$	16,89

**Tabela 6.15** – Valores dos carregamentos nos patins.

Patins [kN/m <sup>2</sup> ]	
$PP_{\text{Laje Escada}}$	4,50
$PP_{\text{Revestimento}}$	1,50
$CP$	6,00
$SC$	3,00
$P_{sd}$	12,60

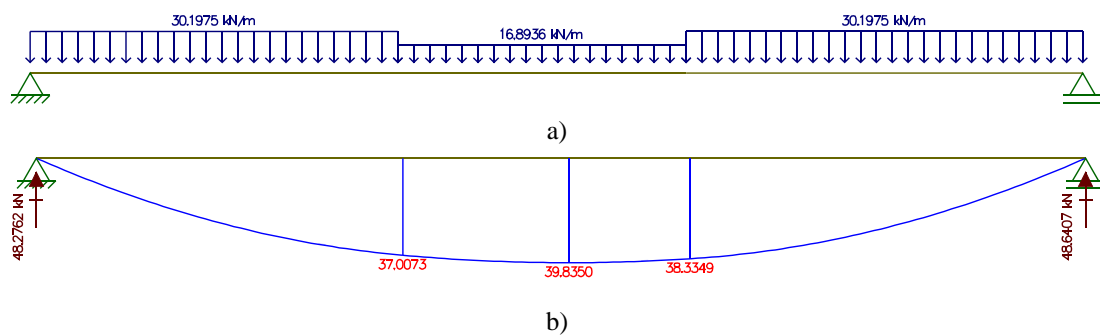
Nas figuras seguintes apresentam-se, de acordo com o método das bandas<sup>12</sup>, a esquematização de bandas primárias e secundárias para as escadas na cave e nos restantes pisos.

<sup>12</sup> Este método é considerado como uma aplicação simples do método estático ao dimensionamento das lajes, tendo em conta o encaminhamento das cargas e como é feita a disposição das armaduras.



**Figura 6.2** – Representação esquemática das bandas principais e bandas secundárias nas escadas: a) cave; b) restantes pisos.

A figura seguinte representa o modelo das cargas resultantes ( $P_{sd}$ ) para a combinação fundamental na banda principal, no lanço e no patim em simultâneo, que se situa na cave do edifício em estudo para o qual se obteve o seguinte diagrama de momentos fletores:



**Figura 6.3** – Representação do modelo de cálculo da banda principal da escada na cave: a) modelo de cálculo; b) diagrama de momentos fletores e suas reações.

Depois da determinação do momento fletor máximo, recorreu-se, posteriormente, às seguintes expressões para a obtenção das armaduras longitudinais e transversais:

$$\mu = \frac{M_{m\acute{a}x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.33)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42 \cdot \mu}}{1,21} \quad (6.34)$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.35)$$

$$A_{s,d} = 0,2 \cdot A_s \quad (6.36)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.37)$$

Onde:

- $\mu$  Momento fletor reduzido;
- $M_{m\acute{a}x}$  Momento máximo [kN.m/m];
- $\omega$  Percentagem mecânica de armadura;
- $A_s$  Área de armadura paralela ao eixo longitudinal das escadas [cm<sup>2</sup>/m];
- $A_{s,d}$  Área de armadura perpendicular ao eixo longitudinal das escadas (área de armadura de distribuição) [cm<sup>2</sup>/m];

Ao aplicar as expressões anteriormente referidas obteve-se a área de armadura necessária para as escadas, representada nas tabelas seguintes.

**Tabela 6.16** – Valores de armadura adotada nas lajes de escada.

$M_{Ed}$ [kN.m/m]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Pormenorização	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]
39,835	0,109	0,117	8,325	2,501	Ø12 // 0,125	9,04

**Tabela 6.17** – Valores de armadura de distribuição adotada nas lajes de escada.

$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,d}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Pormenorização	$A_{s,d}$ adotado [cm <sup>2</sup> /m]
8,325	1,665	Ø8 // 0,25	2,01

Relativamente ao esforço transversal, determinou-se em primeiro lugar o valor do esforço transversal resistente sem armadura específica ( $V_{Rd,c}$ ), de acordo com a expressão (6.24), como se observa na tabela seguinte.

**Tabela 6.18** – Valores de armadura adotada nas lajes de escada.

$h$ [m]	$d$ [m]	$k$	$A_{s_l}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_l$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
0,18	0,15	2,162	9,04	0,0061	88,123	48,641

Ao analisar a tabela anterior como o valor do  $V_{Rd,c}$  é superior ao valor máximo de esforço transversal atuante, deduz-se que não é necessária a adoção de armadura de esforço transversal.

## 6.4 Vigas

As vigas são elementos estruturais, de acordo com a Cl.5.3.1(3) do EC2, cujo vão é superior a três vezes a altura total da sua secção transversal, de outro modo deverão ser considerados como uma viga-parede. Posto isto, e para a realização do dimensionamento das vigas, são mencionadas as principais restrições e disposições construtivas estabelecidas pelos EC2 e EC8. No subcapítulo referente ao procedimento para o dimensionamento das áreas de armaduras longitudinais e transversais serão apresentados os cálculos relativos à viga V1.10-3 no piso 1.

### 6.4.1 Armadura longitudinal

Como foi referido no ponto 6.3.1 do presente trabalho e através da Cl.9.2.1.1(1) do EC2, a área de armadura longitudinal de tração nas vigas não deverá ser inferior à área de armadura mínima ( $A_{s,min}$ ), idêntica à expressão (6.16), e sendo estabelecida de acordo com a seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.38)$$

Já na área de armadura máxima ( $A_{s,máx}$ ), tendo em conta a Cl.9.2.1.1(3) do EC2, não deverá ser superior a 4% da área da secção transversal da viga ( $A_c$ ) é obtida através da seguinte expressão:

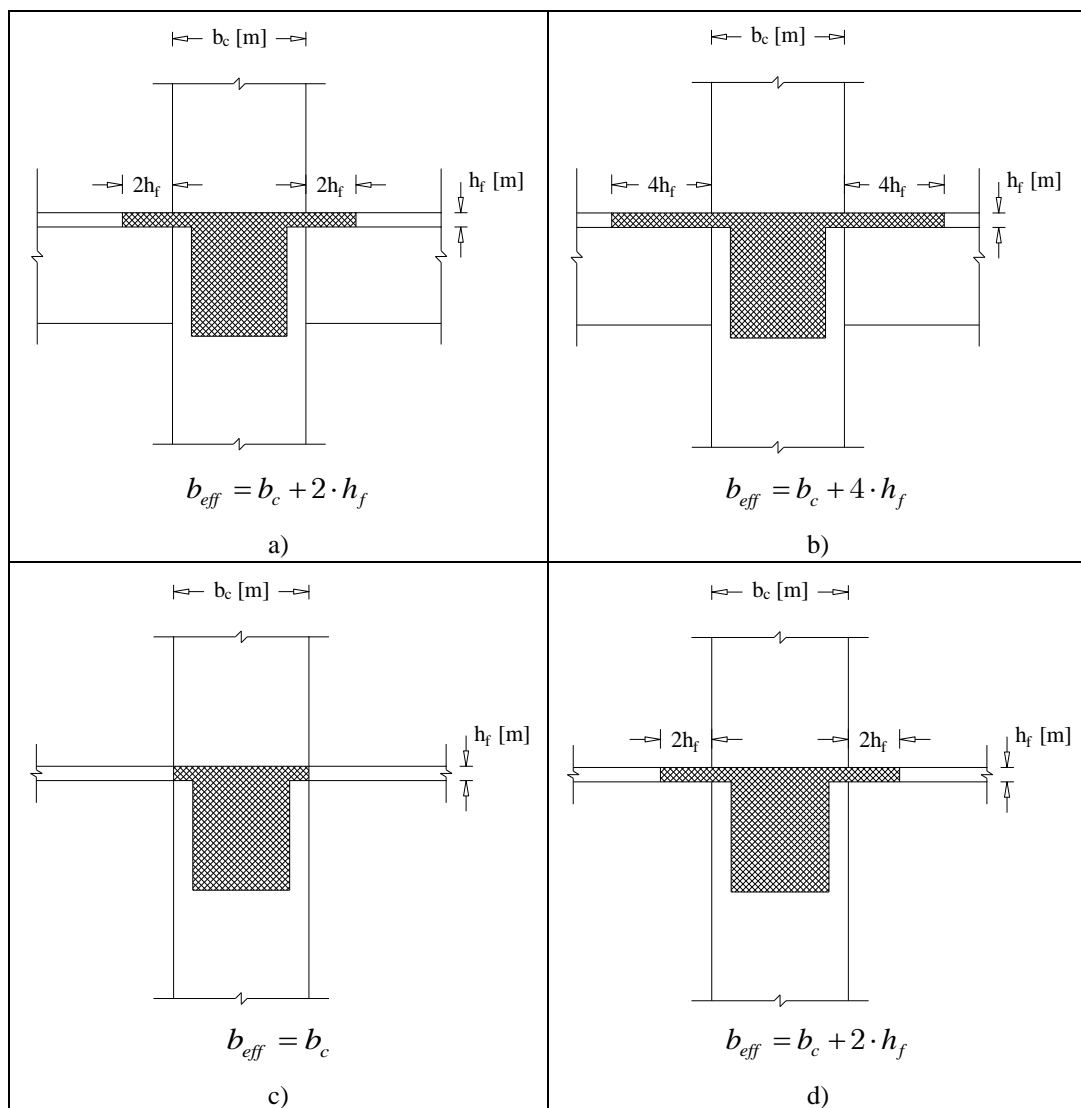
$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.39)$$

Porém, tal como está mencionado na Cl.5.4.3.1.1 do EC8, o cálculo da resistência à flexão e do esforço transversal deve admitir que as vigas possuem um banzo superior com uma largura efetiva ( $b_{eff}$ ) em conjunto com a laje. Esta largura, para o efeito da determinação dos momentos resistentes das vigas, é estabelecida de acordo com a

tipologia dos pilares, caso sejam interiores ou exteriores, que suportam essas vigas e a existência ou não de vigas transversais no nó de ligação viga-pilar, consoante indicado na tabela abaixo onde se realça cada caso e o respetivo método de cálculo.

Admitiu-se que área de armadura na largura aumentada é determinada de acordo com a pormenorização da armadura na laje, de acordo com uma malha de  $\varnothing 10//0,15$  em ambas as faces superiores e inferiores.

**Tabela 6.19** – Largura efetiva do banzo  $b_{eff}$ : a) pilar exterior com viga transversal; b) pilar interior com viga transversal; c) pilar exterior sem viga transversal; d) pilar interior sem viga transversal (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).



Legenda:

$h_f$  Espessura total da laje [m];

$b_c$  Largura do pilar na direção considerada [m];

Nas disposições construtivas para a ductilidade local, alguns requisitos preconizados na Cl.5.4.3.1.2 do EC8 serão descritos, de forma sucinta, nos parágrafos seguintes.

A zona crítica em vigas sísmicas primárias é determinada através do comprimento crítico ( $l_{cr}$ ), e equivale à altura da viga ( $h_w$ ) e é estimado a partir de cada extremidade da viga.

Na zona comprimida deve ser colocada uma armadura de secção superior ou igual a metade da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação ao estado limite último na situação de projeto sísmica, como se define com a seguinte expressão:

$$A_{s,comprimida} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{s,tracionada} \quad (6.40)$$

Onde:

$A_{s,comprimida}$  Armadura da zona comprimida [cm<sup>2</sup>];

$A_{s,tracionada}$  Armadura da zona tracionada [cm<sup>2</sup>];

Ao longo do comprimento de uma viga, a taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ) na zona tracionada não deve ser inferior à taxa mínima de armadura longitudinal ( $\rho_{min}$ ), e caso exista uma laje nessa zona, as armaduras da laje paralelas à viga no interior da largura efetiva do banzo também são incluídas na taxa  $\rho$ , assegurando a seguinte condição:

$$\rho \geq \rho_{min} \quad (6.41)$$

Em que:

$$\rho = \frac{A_{s,tracionada}}{A_c} \quad (6.42)$$

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (6.43)$$

Onde:

$\rho$  Taxa de armadura de tração;

$\rho_{min}$  Taxa mínima de armadura longitudinal;

$A_{s,tracionada}$  Área da armadura da zona tracionada (armadura superior) [m<sup>2</sup>];

$A_c$  Área da secção transversal de betão [m<sup>2</sup>];

$f_{ctm}$  Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [MPa];

$f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência do aço à tração [MPa].

A tabela seguinte aponta o valor obtido da taxa de armadura mínima das vigas.

**Tabela 6.20** – Taxa de armadura mínima nas vigas.

$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$\rho_{min}$
2,6	400	0,00325

A taxa de armadura na zona tracionada ( $\rho$ ), não deve ser superior ao valor da taxa máxima de armadura ( $\rho_{máx}$ ), de modo a satisfazer a seguinte condição:

$$\rho \leq \rho_{máx} \quad (6.44)$$

E é determinada de acordo com as seguintes expressões:

$$\rho_{máx} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.45)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,comprimida}}{A_c} \quad (6.46)$$

Onde:

- $\rho_{máx}$  Taxa máxima de armadura longitudinal;
- $\rho'$  Taxa de armadura de compressão;
- $A_{s,comprimida}$  Área da armadura da zona comprimida (armadura inferior) [m<sup>2</sup>];
- $\mu_{\phi}$  Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- $\varepsilon_{sy,d}$  Valor de cálculo da extensão de cedência do aço [MPa];
- $f_{cd}$  Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];
- $f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência do aço à tração [MPa].

Tendo em conta a Cl.5.2.3.4(3) do EC8, o fator de ductilidade em curvatura ( $\mu_{\phi}$ ) é determinado de acordo com as seguintes expressões:

– Se  $T_1 \geq T_c$ :

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 \quad (6.47)$$

– Se  $T_1 \leq T_c$ :

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad (6.48)$$

Através dos resultados obtidos e aplicando as expressões anteriormente referidas, para as duas direções X e Y, obtiveram-se os valores do fator de ductilidade em curvatura nas vigas como demonstra a seguinte tabela.

**Tabela 6.21** – Fator de ductilidade em curvatura nas vigas

Direção	$q_0$	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$\mu_\phi$
X	3,0	0,566	0,6	6,918
Y	3,0	0,406	0,6	5,243

Em relação aos requisitos que se referem na amarração e na emenda de varões em elementos sísmicos, mediante a Cl.5.6.2 do EC8, indica-se que as amarrações nas vigas devem ser realizadas de modo a que a armadura longitudinal de vigas dobrada nos nós (viga-pilar) seja colocada no interior das cintas dos pilares.

Para que não ocorram possíveis roturas por aderência, de acordo com a Cl.5.6.2.2(2)P do EC8, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas ( $d_{bL}$ ) que atravessa os nós viga-pilar deve ser limitado para:

- Nós de viga com pilares interiores

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot K_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{m\acute{a}x}}} \quad (6.49)$$

- Nós de viga com pilares exteriores

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.50)$$

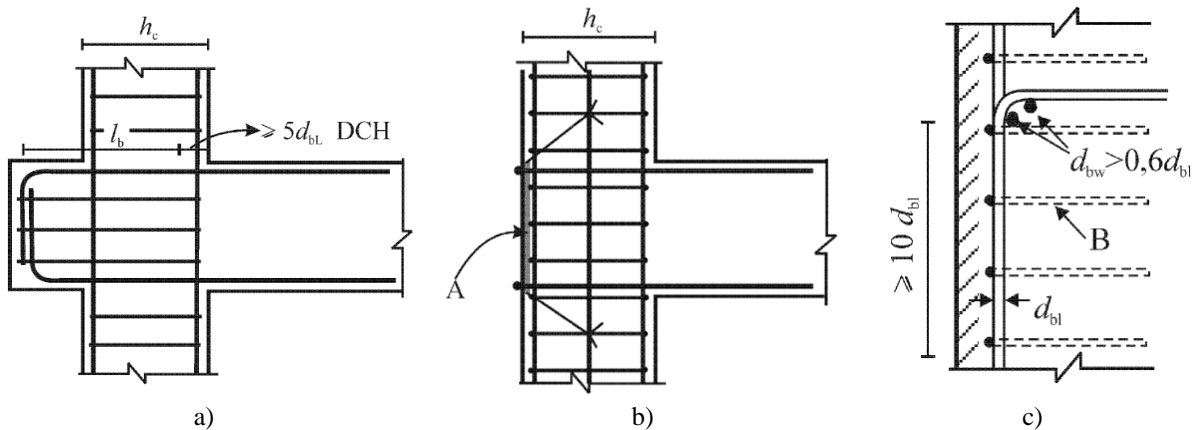
Onde:

- $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal [mm];
- $h_c$  Largura do pilar medida paralelamente aos varões longitudinais [m];
- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, para a classe DCM toma o valor de  $\gamma_{Rd} = 1,0$ ;
- $k_D$  Coeficiente que depende da classe de ductilidade, para a classe DCM toma como valor de  $k_D = \frac{2}{3}$ ;
- $\rho'$  Taxa de armadura de compressão que atravessa o nó viga/pilar;
- $\rho_{m\acute{a}x}$  Taxa máxima de armadura longitudinal;

$v_d$  Esforço normal reduzido de cálculo no pilar, toma como valor mínimo para a situação de projeto sísmica de acordo com a expressão (3.5), ou seja  $v_d = 0,1$ .

Caso não seja possível garantir as expressões anteriormente referidas, devido à dimensão ( $h_c$ ) do pilar ser demasiado pequena, podem ser adotadas as seguintes disposições construtivas de modo a garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas:

- A viga ou a laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (ver Figura 6.4 a));
- Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões (ver Figura 6.4 b));
- Poderá adotar-se a dobragem dos varões longitudinais a 90° com um comprimento mínimo de  $10 \cdot d_{bl}$  e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (ver Figura 6.4 c)).



**Figura 6.4** – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores: a) primeira disposição; b) segunda disposição; c) terceira disposição (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

Os varões que atravessam os nós interiores devem terminar nos elementos ligados ao nó, a uma distância não inferior ao comprimento da zona crítica dos elementos ( $l_{cr}$ ), como indica a Cl.5.6.2.2(4)P do EC8.

### 6.4.2 Armadura transversal

Da mesma maneira que a armadura longitudinal, a armadura transversal é limitada, segundo a Cl.9.2.2(5) do EC2, taxa de armadura transversal ( $\rho_w$ ) e o seu valor limite mínimo ( $\rho_{w,min}$ ) são definidos nas seguintes expressões:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (=) \quad \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \quad (6.51)$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.52)$$

Onde:

- $\rho_{w,\min}$  Taxa mínima de armadura transversal;
- $\rho_w$  Taxa de armadura de esforço transverso;
- $A_{sw}$  Área da secção das armaduras de esforço transverso no comprimento  $s$  [cm<sup>2</sup>];
- $s$  Espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento [m];
- $b_w$  Largura da alma do elemento [m];
- $\alpha$  Ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal [°], adotou-se o valor de  $\alpha = 90^\circ$ .

Relativamente à resistência das armaduras transversais e à resistência do betão ao esmagamento nas bielas comprimidas são definidas, como se refere na Cl.6.2.3(3) do EC2, de acordo com as seguintes expressões:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) \quad (6.53)$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)} \quad (6.54)$$

Onde:

- $V_{Rd,s}$  Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência [kN];
- $A_{sw}$  Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso [cm<sup>2</sup>];
- $s$  Espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento [m];
- $f_{ywd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso [MPa];
- $\theta$  Ângulo formado pelas escoras comprimidas de betão com o eixo da viga [°]. Adotou-se o valor de  $\theta = 45^\circ$ ;

- $V_{Rd,max}$  Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas [kN];
- $\alpha_{cw}$  Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Para estruturas não pré-esforçadas, como na estrutura em estudo,  $\alpha_{cw} = 1,0$  ;
- $z$  Braço binário das forças interiores [m], onde é determinado por:

$$z = 0,9 \cdot d \quad (6.55)$$

- $v_1$  Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal. De acordo com a Cl.6.2.3(3) e a Cl.6.2.2(6) do EC2 para:

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 \quad (6.56)$$

$$f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (6.57)$$

No que diz respeito ao espaçamento das armaduras transversais, o EC2 preconiza, através da Cl.9.2.2, os seguintes limites regulamentares:

- O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a ( $s_{l,max}$ ) e é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \quad (6.58)$$

- O espaçamento transversal máximo entre os ramos de estribos deve obedecer à seguinte condição:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (6.59)$$

O EC8, por sua vez, apresenta maiores exigências relativamente à pormenorização de armaduras, assim, e de modo a garantir adequadamente o confinamento nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, na Cl.5.4.3.1.2(6), estabelece as seguintes restrições:

- O diâmetro das armaduras de confinamento ( $d_{bw}$ ) não deve ser inferior a 6 mm, sendo que o valor mínimo adotado foi de 8 mm;
- O espaçamento ( $s$ ) das armaduras de confinamento não deve ser superior a:

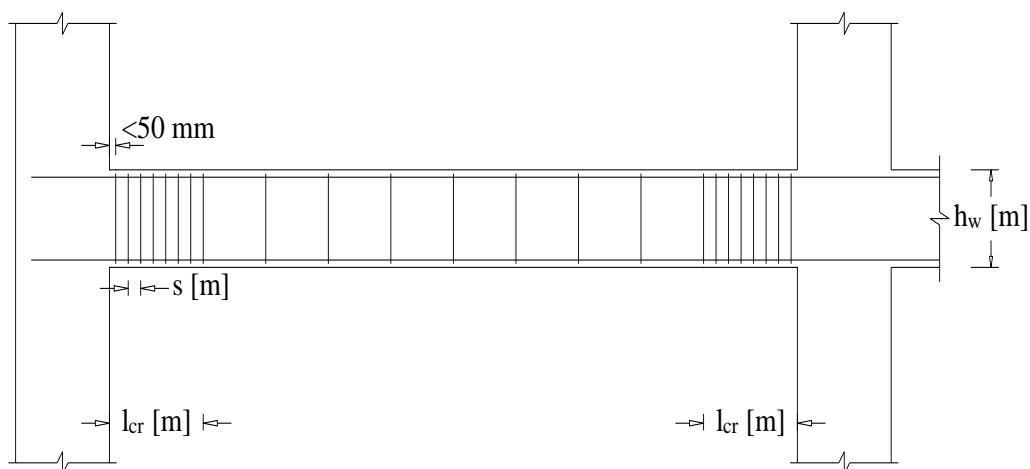
$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4} ; 24 \cdot d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (6.60)$$

Onde:

- $h_w$  Altura da viga [mm];
- $d_{bw}$  Diâmetro das armaduras de confinamento (estribos) [mm];
- $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões de armadura de longitudinal [mm];

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da secção de extremidade da viga, como se mostra na figura seguinte.

A figura que se segue apresenta um esquema de disposição das armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.



**Figura 6.5** – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

### 6.4.3 Dimensionamento das Vigas

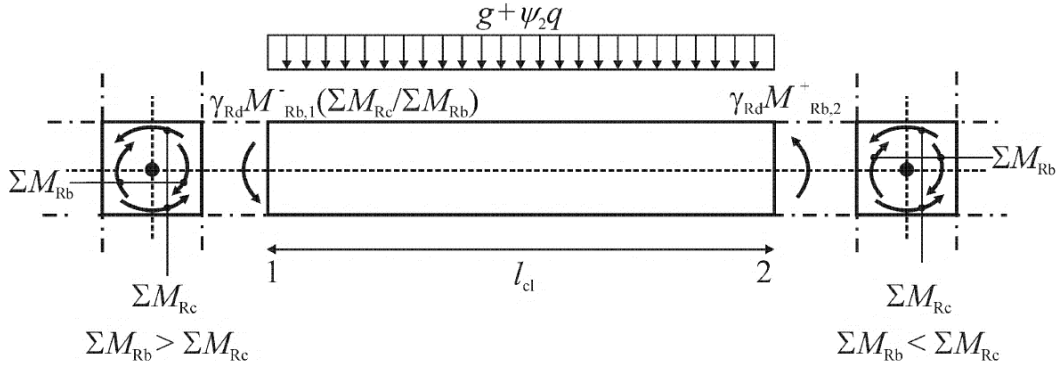
De acordo com o EC8, o dimensionamento das vigas sísmicas primárias, que pertencem a estruturas de classe de ductilidade média (DCM), deve cumprir as regras e os requisitos de cálculo determinados pelo “*Capacity Design*” (Capacidade Real), tendo como objetivo principal conferir propriedades sísmicas-resistentes. As vigas devem-se dimensionar com o objetivo de garantir a formação de rótulas plásticas (rotura dúctil) nas extremidades e não por roturas frágeis por esforço transverso, como estabelecido na Cl.5.4.2.2 do EC8.

Os esforços e as áreas de armaduras (longitudinais e transversais) necessárias para lhes resistir são determinados pelo *software* de cálculo automático que foi utilizado na modelação e pela análise da estrutura.

De acordo com a regra da capacidade real, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados através do equilíbrio da viga sob ação:

- da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica;
- dos momentos ( $M_{i,d}$ ) nas extremidades das vigas, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica.

A figura que se segue representa o cálculo das vigas que corresponde ao método da capacidade real.



**Figura 6.6** – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

Nas secções de extremidade devem-se calcular os valores máximos e mínimos do esforço transversal atuante ( $V_{Ed,min}$  e  $V_{Ed,máx}$ ), que correspondem aos momentos máximos positivo e negativo ( $M_{i,d}$ ) que se podem desenvolver nas extremidades da viga.

Os momentos nas extremidades ( $M_{i,d}$ ), de acordo com a Cl.5.4.2.2(b) do EC8, podem ser determinados pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \min \left( 1 ; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6.61)$$

Onde:

- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, para a classe DCM nas vigas toma o valor de  $\gamma_{Rd} = 1,0$ ;
- $M_{Rb,i}$  Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i [kN.m];
- $\sum M_{Rc}$  Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que ocorrem no nó [kN.m];
- $\sum M_{Rb}$  Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que ocorrem no nó [kN.m].

No dimensionamento sismo-resistente para as vigas, que consta na Cl.4.4.2.3 do EC8, de acordo com o *Capacity Design*, surge o princípio de pilar forte/viga fraca, ou

seja, a soma dos momentos resistentes nos pilares deve exceder os momentos resistentes nas vigas pelo menos em 30%, assim na aplicação da expressão (6.61) opta-se pela situação mais favorável, em que  $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$  toma um valor unitário. Esta expressão pode

ser simplificada e reescrita da seguinte forma:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (6.62)$$

Deste modo, é possível obter os valores máximos de esforço transversal nas extremidades das vigas através das seguintes expressões:

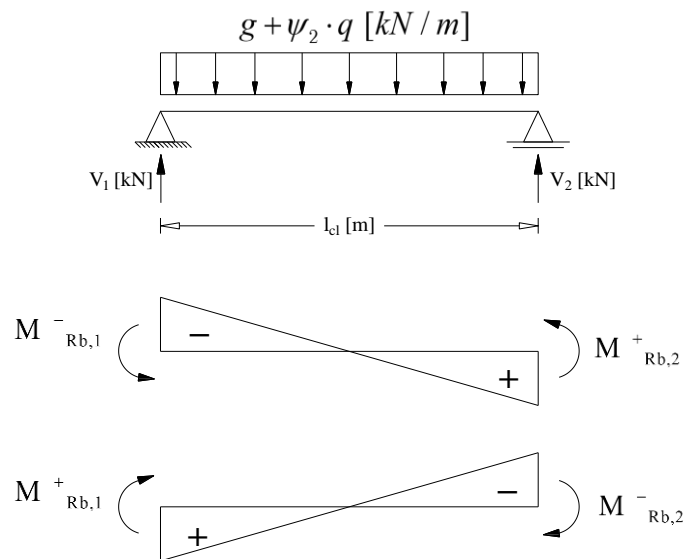
$$V_{Ed,1} = \frac{M_{Rb,1}^- + M_{Rb,2}^+}{l_{cl}} + \frac{(g + \psi_2 \cdot q) \cdot l_{cl}}{2} \quad (6.63)$$

$$V_{Ed,2} = \frac{M_{Rb,1}^+ + M_{Rb,2}^-}{l_{cl}} + \frac{(g + \psi_2 \cdot q) \cdot l_{cl}}{2} \quad (6.64)$$

Onde:

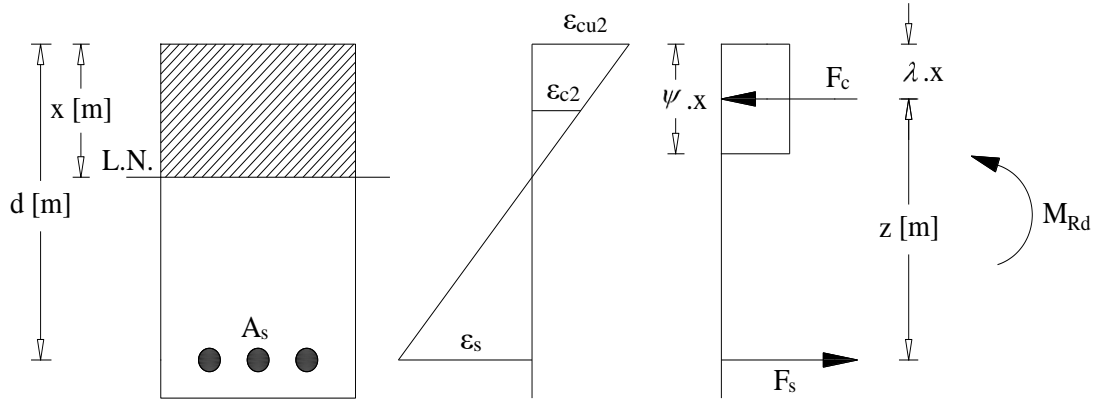
- $M_{Rb,1}$  Momento resistente na extremidade da esquerda da viga [kN.m];
- $M_{Rb,2}$  Momento resistente na extremidade da direita da viga [kN.m];
- $g + \psi_2 \cdot q$  Carregamento uniforme para a combinação quase permanente [kN/m];
- $l_{cl}$  Comprimento livre da viga [m].

A figura que se segue representa o equilíbrio da viga sob a ação da carga transversal e os respetivos diagramas de momentos flectores nas extremidades.



**Figura 6.7** – Modelo de cálculo de uma viga simplesmente apoiada e os diagramas de momentos flectores nas extremidades (adaptado de Rolão, 2018).

Para efeitos de cálculo do momento resistente da viga ( $M_{Rb}$ ), utiliza-se o método simplificado (através do diagrama retangular), como se apresenta na seguinte figura, considerando que todas as armaduras, quer de flexão e quer de compressão, se encontram em cedência que se determinou a partir da seguinte expressão:



**Figura 6.8** – Diagrama retangular (adaptado de Almeida, Camara, Costa, Júlio, & Rodrigues, 2014).

$$M_{Rb,d} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - \lambda \cdot x) \quad (6.65)$$

Em que:

$$M_{Ed} = F_c \cdot z \quad (6.66)$$

$$F_c = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (6.67)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (6.68)$$

$$z = d - \lambda \cdot x \quad (6.69)$$

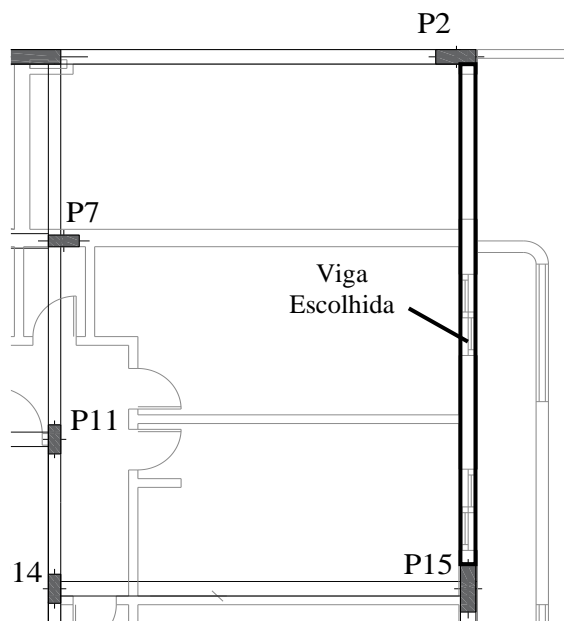
$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\psi \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.70)$$

Onde:

- $A_s$  Área de armadura longitudinal de tração [cm<sup>2</sup>];
- $d$  Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração à fibra mais comprimida da secção [m];
- $x$  Posição da linha neutra [m];
- $b$  Largura da secção transversal [m];
- $F_c$  Força resultante no betão [kN];
- $F_s$  Força resultante nas armaduras [kN];

- $\psi$  Coeficiente que define a relação da resultante das tensões de compressão no betão pela força de uma compressão uniforme com  $f_{cd}$  em toda a zona comprimida, toma o valor de  $\psi = 0,8095$  ;
- $\lambda$  Coeficiente que define a posição da resultante das tensões de compressão no betão em função de  $x$  , toma o valor de  $\lambda = 0,416$  .

Apresenta-se na figura seguinte a localização da viga exemplo.



**Figura 6.9** – Planta com a localização da viga exemplo.

As caraterísticas da viga exemplo e os valores de armadura mínima e máxima regulamentar através das expressões (6.38) e (6.39) apresentam-se na tabela que se segue.

**Tabela 6.22** – Caraterísticas da viga exemplo.

Viga	$f_{yd}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$b$ [m]	$h$ [m]	$d$ [m]	$L$ [m]	$l_{cl}$ [m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> ]
V1.10-3	347,78	16,67	0,25	0,75	0,71	9,17	8,65	2,99975	75,00

Ao iniciar o dimensionamento das vigas foi necessário efetuar a pormenorização da armadura longitudinal de modo a calcular os momentos resistentes.

Com o objetivo de validar os valores de área de armadura longitudinal fornecidos no *SAP2000*, os valores dos esforços da combinação de ações mais desfavorável foram retirados do programa e fez-se a comparação da área de armadura com os valores obtidos pela utilização do método de equilíbrio da secção.

Posteriormente procedeu-se à pormenorização das armaduras a utilizar, de modo a obter o valor da armadura efetiva ( $A_{s,efetiva}$ ) visível na seguinte tabela.

**Tabela 6.23** – Armaduras obtidas e adotadas para a viga exemplo.

Secção	Face	$A_{s,modelo}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,adotada}$ [cm <sup>2</sup> ]	
			Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> ]
Inicial	Superior	14,48	5Ø20	15,71
	Inferior	6,90	4Ø16	8,04
Meio-vão	Superior	5,69	2Ø20	6,28
	Inferior	10,79	6Ø16	12,06
Final	Superior	5,69	2Ø20	6,28
	Inferior	5,87	4Ø16	8,04

No dimensionamento pela Capacidade Real, deve-se saber o valor do momento resistente da viga com a contribuição da laje, referenciado na tabela seguinte o valor da largura efetiva do banzo da viga, bem como a área de armadura proveniente da laje.

**Tabela 6.24** – Armadura da laje contida na largura efetiva no banzo.

Viga	$b_c$ [m]	$b_{eff}$ [m]	$A_{s,laje}$ [cm <sup>2</sup> ]
V1.10-3	0,25	0,50	2,635

De acordo com as expressões (6.66), (6.67) e (6.68) e (6.65) obtemos o valor do momento resistente ( $M_{Rd}$ ) em todo o desenvolvimento da viga, os valores estão presentes na tabela que se segue.

**Tabela 6.25** – Momentos resistentes na viga exemplo.

Secção	Face	$A_{s,viga}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,laje}$ [cm <sup>2</sup> ]	$x$ [m]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$M_{Ed,SAP}$ [kN.m]
Esquerda	Superior	15,708	2,635	0,189	451,266	301,985
	Inferior	8,042	0,00	0,083	188,191	150,993
Direita	Superior	6,283	2,635	0,092	256,759	132,97
	Inferior	8,042	0,00	0,083	188,191	66,485

O EC8 estabelece que nos banzos da viga, a armadura de compressão não deve ser inferior a metade da armadura de tração.

A taxa de armadura na zona tracionada ( $\rho$ ) não pode exceder o valor de  $\rho_{m\acute{a}x}$  nem ser inferior a  $\rho_{m\acute{i}n}$ . Como se verifica nas seguintes tabelas.

**Tabela 6.26** – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona crítica da viga exemplo.

Secção	Face	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,compressão} \geq 0,5 \cdot A_{s,tração}$
Esquerda	Superior	15,71	Verifica
	Inferior	8,04	
Direita	Superior	6,28	Verifica
	Inferior	8,04	

**Tabela 6.27** – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona crítica da viga exemplo.

Secção	Face	$\rho$	$\rho'$	$\rho_{min}$	$\rho_{máx}$	$\rho \geq \rho_{min}$	$\rho \leq \rho_{máx}$
Esquerda	Superior	0,0103	0,0045	0,0033	0,0140	Verifica	Verifica
	Inferior					Verifica	Verifica
Direita	Superior	0,0050	0,0045			Verifica	Verifica
	Inferior					Verifica	Verifica

**Tabela 6.28** – Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona corrente da viga exemplo.

Secção	Face	$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho \geq \rho_{min}$
Meio vão	Superior	0,0068	0,0033	Verifica
	Inferior			

Na tabela seguinte estão presentes os valores do esforço transversal obtidos através dos princípios da capacidade real e os parâmetros necessários para o seu dimensionamento.

**Tabela 6.29** – Esforço transversal na viga exemplo.

Secção	$M_{Rd,b,1}$ [kN.m]	$M_{Rd,b,2}$ [kN.m]	$g + \psi_2 \cdot q$ [kN/m]	$l_{cl}$ [m]	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$V_{Ed,SAP}$ [kN]
Esquerda	451,266	256,759	108,352	8,646	182,396	161,985
Direita	188,191	188,191	63,415	8,646	114,961	114,878

A partir das expressões (6.54) e (6.53) são mostrados os valores do esforço transversal máximo e o valor do esforço transversal sem armadura de esforço transversal na viga exemplo nas seguintes tabelas.

**Tabela 6.30** – Esforço transversal resistente máximo na viga exemplo.

$\alpha_{cw}$	$b_w$ [m]	$z$ [m]	$\nu_1$	$f_{cd}$ [MPa]	$\cot(\theta)$	$\tan(\theta)$	$V_{Rd,máx}$ [kN]
1,0	0,25	0,64	0,54	16,67	1,0	1,0	798,75

**Tabela 6.31** – Pormenorização da armadura de esforço transversal na viga exemplo.

Secção	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$z$ [m]	$(A_{sw}/s)_{calc}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Pormenorização	$(A_{sw}/s)_{efetivo}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Zona Crítica	182,396	0,64	8,206	Ø8 // 0,10	10,0531	223,79

Relativamente ao espaçamento máximo da armadura de esforço transverso é mencionado, para cada situação, nas seguintes tabelas.

**Tabela 6.32** – Espaçamento máximo da armadura de esforço transverso na zona crítica da viga exemplo, segundo o EC8.

$h_w = l_{cr}$ [mm]	$h_w/4$ [mm]	$24 \cdot d_{bw}$ [mm]	$8 \cdot d_{bl}$ [mm]	225 mm	$s_{máx}$ [mm]
750	187,5	192	128	225	128

**Tabela 6.33** – Espaçamento máximo transversal e longitudinal de varões na viga exemplo.

$d$ [mm]	$\alpha$ [°]	$s_{t,máx}$ [mm]	$s_{t,máx}$ [mm]	
			Zona Corrente	Zona crítica
710	90	532,5	532,5	128

Conclui-se que a partir da análise das tabelas anteriores estão garantidas as condições referidas ao afastamento máximo das armaduras transversais.

Para que seja impedida a rotura de aderência, o diâmetro máximo dos varões longitudinais das vigas ( $d_{bL}$ ), que atravessam os nós viga-pilar, deve assegurar as condições (6.49) e (6.50).

**Tabela 6.34** – Confinamento para nós viga-pilar interiores e exteriores.

$d_{bL}$ [mm]	$h_c$ [mm]	$d_{bL}/h_c$	$v_d$	Nó interior	Nó exterior
				$\frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot K_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{máx}}}$	$\frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$
20	0,40	0,05	0,10	0,0457	0,0605

Visto que para os nós exteriores a expressão não é verificada, deste modo, adota-se a dobragem dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de  $10 \cdot d_{bL}$  e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem com um diâmetro mínimo de  $0,6 \cdot d_{bL}$ , como mostra na seguinte figura.

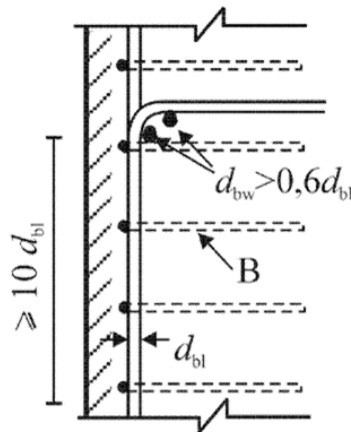


Figura 6.10 – Dobragem dos varões longitudinais e colocação das armaduras transversais no interior.

## 6.5 Pilares

Os pilares são elementos estruturais, consoante a Cl.5.3.1(7) do EC2, em que a maior dimensão em planta não seja superior a quatro vezes a menor dimensão (caso contrário o elemento é considerado como parede) e que estão sujeitos a forças gravíticas por compressão axial, contribuindo para a resistência global da estrutura às ações sísmicas. No subcapítulo referente ao procedimento do dimensionamento das áreas de armaduras longitudinais e transversais serão apresentados, como exemplo, os cálculos relativos ao pilar P19 no piso 1.

### 6.5.1 Armadura Longitudinal

De acordo com a Cl.9.5.2(2) e (3) do EC2, os varões longitudinais dos pilares devem possuir um diâmetro igual ou superior a oito milímetros e a sua área total de armadura longitudinal ( $A_s$ ) é limitada e não pode ser inferior a  $A_{s,min}$ , nem superior a  $A_{s,máx}$ , como são referidas nas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \cdot A_c \quad (6.71)$$

$$A_{s,máx} = \begin{cases} 0,04 \cdot A_c & \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08 \cdot A_c & \text{zona de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (6.72)$$

Onde:

$f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras [MPa];

$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal de compressão [kN];

$A_c$  Área da secção transversal de betão [m<sup>2</sup>].

Estes elementos estruturais estão sujeitos a um esforço normal reduzido de cálculo ( $v_d$ ), que é superior a 0,1 e inferior a 0,65, e é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6.73)$$

Onde:

$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal de compressão [kN];

$A_c$  Área da secção transversal de betão [m<sup>2</sup>];

$f_{cd}$  Valor de cálculo de rotura do betão à compressão [MPa].

Na Cl. 5.4.3.2.2 do EC8, no que corresponde às disposições construtivas para pilares sísmicos primários para a ductilidade local, menciona que:

- a taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l$ ) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04;
- nas secções transversais simétricas devem ser adotadas configurações simétricas de armaduras ( $\rho = \rho'$ );
- deve ser colocado, ao longo de cada face do pilar, pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

### 6.5.2 Armadura Transversal

Para as armaduras transversais, segundo a Cl.9.5.3 do EC2, o diâmetro das mesmas não deve ser inferior a seis milímetros e os espaçamentos entre si ao longo do pilar não devem exceder o valor ( $s_{cl,máx}$ ) em que é definido na seguinte expressão:

$$s_{cl,máx} = \min \{20 \cdot d_{bL} ; b ; 400 \text{ mm}\} \quad (6.74)$$

Onde:

$d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões de armadura longitudinal [mm];

$b$  Menor dimensão da secção transversal do pilar [mm].

O espaçamento máximo estipulado pela expressão anterior deve ser reduzido por um fator igual a 0,6 nas seguintes situações:

- Nas secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo de uma viga ou de uma laje;

- Nas zonas de emenda por sobreposição, se o diâmetro máximo dos varões longitudinais for superior a 14 mm, tornando necessário, no mínimo, três varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição.

Ainda se destaca, na alínea (6) da mesma cláusula, que cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocados no canto deve ser travado com armaduras transversais e nas zonas de compressão nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado.

De acordo com a Cl.5.4.3.2.2(10)P e (11) b) do EC8, nas zonas críticas dos pilares primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro superiores a seis milímetros e a distância entre os varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas não deve ser superior a 200 mm.

Em relação aos requisitos de ductilidade local, semelhante às vigas, o EC8 refere que o comprimento da zona crítica ( $l_{cr}$ ) a considerar nos pilares é determinado através da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \text{máx} \left\{ h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 0,45 \right\} \quad (6.75)$$

Onde:

- $h_c$  Maior dimensão da secção transversal do pilar [m];
- $l_{cl}$  Comprimento livre do pilar [m].

A Cl.5.4.3.2.2(5)P do EC8 menciona que, caso  $l_{cl}/h_c$  for inferior a três, a altura do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e armada como tal.

Na falta de um método mais preciso, a altura total dos pilares relativos ao piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e deve ser confinada, conforme referido na Cl.5.9(1) e (3) do EC8. Isto acontece devido à vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos, ocorrendo uma irregularidade da ação sísmica nesse local.

Segundo o EC8, o espaçamento máximo entre cintas ( $s$ ) nessa zona deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2} ; 175 \text{ mm} ; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (6.76)$$

Onde:

- $b_0$  Dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas [mm];

$d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões de armadura longitudinal [mm].

### 6.5.3 Armadura de confinamento

De acordo com a Cl.5.4.3.2.2(6)P do EC8, na zona crítica da base de pilares sísmicos, o valor do fator de ductilidade em curvatura ( $\mu_\phi$ ) deve ser pelo menos igual ao valor indicado pela expressão (6.47) ou pela expressão (6.48) do presente trabalho. Se para o valor específico de  $\mu_\phi$  for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , a perda de resistência devido ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão, como estabelece a Cl.5.4.3.2.2(7)P do EC8.

Os requisitos anteriormente referidos encontram-se satisfeitos na seguinte condição:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.77)$$

Onde:

- $\alpha$  Coeficiente de eficácia do confinamento;
- $\omega_{wd}$  Valor da taxa volumétrica de cintas;
- $\mu_\phi$  Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- $v_d$  Esforço normal reduzido;
- $\varepsilon_{sy,d}$  Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço [];
- $b_c$  Largura bruta da secção transversal [m];
- $b_0$  Largura do núcleo confinado [m].

O coeficiente de eficácia do confinamento ( $\alpha$ ) é obtido através da seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.78)$$

Onde:

- $\alpha_n$  Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas;
- $\alpha_s$  Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas.

Para as secções transversais retangulares, os coeficientes  $\alpha_n$  e  $\alpha_s$  são obtidos através das seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (6.79)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (6.80)$$

Onde:

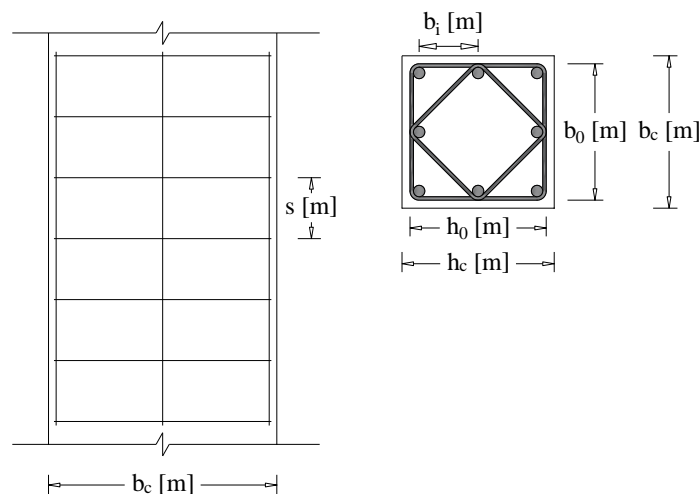
- $n$  Número total de varões longitudinais abraçados;
- $b_i$  Distância entre varões consecutivos abraçados [m];
- $s$  Espaçamento das armaduras transversais ao longo do eixo longitudinal do pilar [m];
- $b_0$  Largura do núcleo confinado [m];
- $h_0$  Altura do núcleo confinado [m];

O valor da taxa volumétrica de cintas ( $\omega_{wd}$ ) é obtido através da seguinte expressão:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.81)$$

Como se refere na Cl.5.4.3.2.2(9) do EC8, o  $\omega_{wd}$  deve ser superior ou igual a 0,08 nas zonas críticas dos pilares.

A figura seguinte mostra um esquema do confinamento do núcleo de betão do pilar.



**Figura 6.11** – Confinamento do núcleo de betão (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

#### 6.5.4 Dimensionamento dos Pilares

Tal como nas vigas e de acordo com a Cl.5.4.3.2.3 do EC8, o dimensionamento dos pilares sísmicos primários deve ser realizado de acordo com as regras da capacidade real, semelhante ao mesmo princípio mencionado nas vigas, pilar forte/viga fraca. Este método visa garantir a formação das rótulas plásticas nas extremidades das vigas e não nas extremidades dos pilares concorrentes com os nós viga/pilar, bem como evitar roturas frágeis por esforço transversal. O dimensionamento por capacidade real tem como objetivo garantir a ductilidade global da estrutura e a ductilidade local dos elementos estruturais. A sua implementação assegura que os elementos estruturais e os mecanismos de resistência sejam mais aptos (Appleton, 2013).

Como foi estabelecido no ponto 6.4.3 deste trabalho, o EC8 refere na Cl.4.4.2.3(4) que nas estruturas porticadas ou nos sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, os pilares devem ter uma resistência à flexão que exceda a resistência das vigas no nó em 30%, visível na seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.82)$$

Onde:

- $\sum M_{Rc}$  Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;
- $\sum M_{Rb}$  Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligados ao nó.

O critério pilar forte/viga fraca representado na condição (6.82), de acordo com o EC8, não se verifica nas situações seguintes:

- Edifícios de um único piso, referido na Cl.4.4.2.3(4);
- Ao nível do último piso, pois não há quaisquer inconveniências quando a rótula se forma no pilar desse piso, referido na Cl.4.4.2.3(4);
- Nos pórticos planos formados por quatro ou mais pilares de secção idêntica, pois não é necessário satisfazer a condição em todos os pilares, mas apenas em três de cada quatro pilares, referido na Cl.5.2.3.3(2) a);
- No piso inferior de dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido ( $v_d$ ) não for superior a 0,3 em qualquer pilar, referido na Cl.5.2.3.3(2) b);

O principal objetivo do princípio pilar forte/viga fraca é obrigar à formação de rótulas plásticas por flexão nas vigas, reduzindo-se assim o risco da rotura do piso flexível “soft storey”<sup>13</sup>.

Como no edifício em estudo o sistema estrutural é do tipo parede, este não está abrangido pela condição acima referida, pois as próprias paredes impedem a formação do piso flexível, pelo que de acordo com o EC8 não é necessário verificar o critério pilar forte/viga fraca.

Segundo a Cl.5.4.2.3 do EC8 e tendo em conta a filosofia do dimensionamento pela capacidade real, nos pilares sísmicos primários, o valor do esforço transversal deve ser determinado segundo o equilíbrio dos esforços atuantes na extremidade do pilar ( $M_{i,d}$ ) associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1 ; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (6.83)$$

Onde:

$\gamma_{Rd}$  Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, para a classe DCM nos pilares toma o valor de  $\gamma_{Rd} = 1,1$ ;

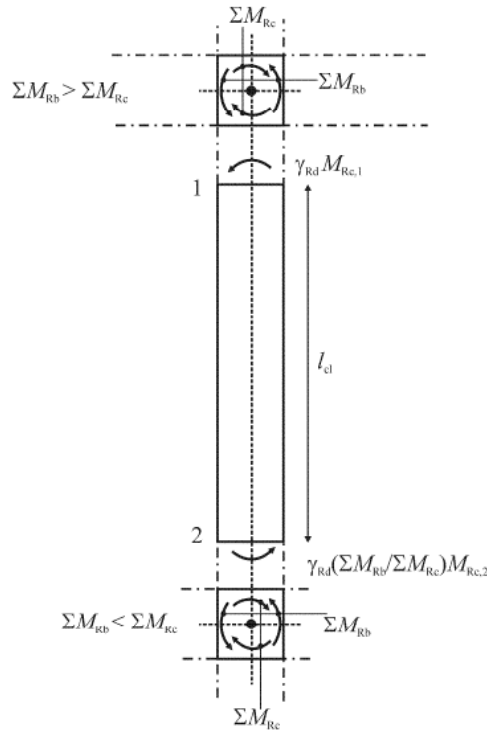
$M_{Rc,i}$  Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i [kN.m].

A expressão anterior pode ser simplificada e reescrita, pois pela capacidade real os momentos resistentes nos pilares são sempre superiores aos momentos resistentes nas vigas, como se mostra na seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \quad (6.84)$$

A figura seguinte indica a representação dos esforços num pilar de acordo com o princípio da capacidade real.

<sup>13</sup> “Soft Storey” é a ocorrência de um mecanismo plástico num só piso, causado por descontinuidades bruscas de rigidez/massa concentradas em um ou mais pisos. Conduz a uma situação de ruína caracterizada pela ocorrência de deslocamentos permanentes de elevada amplitude entre pisos adjacentes.



**Figura 6.12** – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal nos pilares (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

O valor do esforço transversal máximo na extremidade do pilar pode ser obtido através das seguintes expressões:

$$V_{Ed,1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,2} + M_{Rc,1}}{l_{cl}} \quad (6.85)$$

$$V_{Ed,2} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \quad (6.86)$$

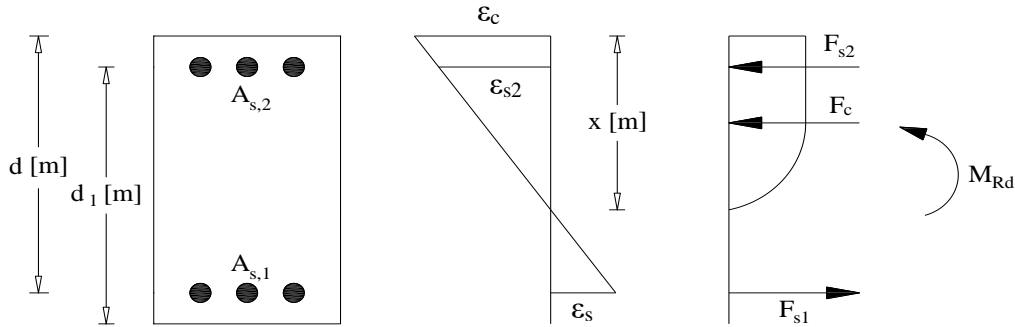
Onde:

$M_{Rc,1}$  Momento resistente na secção de extremidade inferior do pilar [kN.m];

$M_{Rc,2}$  Momento resistente na secção de extremidade superior do pilar [kN.m];

$l_{cl}$  Comprimento livre do pilar [m].

Para efeitos de cálculo do momento resistente do pilar ( $M_{Rc}$ ), utiliza-se o método simplificado (através do diagrama parábola retângulo), apresentado na figura que se segue, considerando que todas as armaduras, quer de tração, e quer de compressão, se encontram em cedência, determinado a partir da seguinte expressão:



**Figura 6.13** – Diagrama parábola retângulo (adaptado de Almeida, Camara, Costa, Júlio, & Rodrigues, 2014).

$$M_{Rc,d} = \left[ A_{s,1} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) + A_{s,2} \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) \quad (6.87)$$

Em que:

$$x = \frac{N + (A_{s,1} - A_{s,2}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.88)$$

Onde:

- $A_{s,1}$  Área de armadura longitudinal de tração [cm<sup>2</sup>];
- $d$  Distância entre o eixo da armadura de tração à fibra mais comprimida da secção [m];
- $h$  Altura da secção transversal [m];
- $A_{s,2}$  Área de armadura longitudinal de compressão [cm<sup>2</sup>];
- $d_1$  Distância entre o eixo da armadura de compressão à fibra mais comprimida da secção [m];
- $b$  Largura da secção transversal [m];
- $x$  Altura comprimida da secção ou posição da linha neutra [m];
- $N$  Esforço axial na secção para a combinação sísmica [kN].

De acordo com a Cl.5.8.9(4) do EC2, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, utiliza-se a seguinte condição:

$$\left( \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \right)^\alpha \leq 1,0 \quad (6.89)$$

Onde:

$M_{Ed,x/y}$  Momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem [kN.m];

$M_{Rd,x/y}$  Momento resistente em relação ao eixo considerado [kN.m];

$\alpha$  Expoente, para secções retangulares que toma como valores:

**Tabela 6.35** – Cálculo do expoente  $\alpha$ .

$N_{Ed} / N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$\alpha$	1,0	1,5	2,0

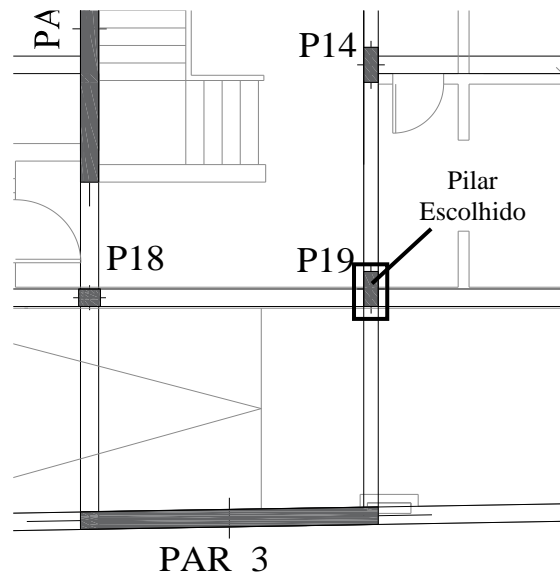
Em que:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (6.90)$$

Porém no EC8, a partir da Cl.5.4.3.2.1(2), a flexão desviada poderá ser considerada de uma forma simplificada, efetuando a verificação da flexão composta desviada separadamente em cada direção, com a resistência à flexão reduzida em 30%, como se menciona na seguinte expressão:

$$M_{Ed} = 0,70 \cdot M_{Rd} \quad (6.91)$$

Apresenta-se na figura seguinte a localização do pilar exemplo.



**Figura 6.14** – Planta com a localização do pilar exemplo.

A tabela seguinte apresenta as características geométricas do pilar exemplo bem como os valores de armadura mínima e máxima regulamentar através das expressões (6.71) e (6.72).

**Tabela 6.36** – Características do pilar exemplo

Pilar	$f_{yd}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$b$ [m]	$h$ [m]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> ]
P19	347,78	16,67	0,20	0,50	0,10	1,52	40,00

Ao iniciar o dimensionamento dos pilares foi necessário efetuar a pormenorização da armadura longitudinal de modo a calcular os momentos resistentes.

Com o objetivo de validar os valores de área de armadura longitudinal fornecidos no *software* de cálculo automático, os valores dos esforços da combinação de ações mais desfavorável foram retirados do programa e fez-se a comparação da área de armadura com os valores obtidos pela utilização do método de equilíbrio da secção, tal como foi efetuado na viga exemplo.

Posteriormente procedeu-se à pormenorização das armaduras a utilizar, de modo a obter o valor da armadura efetiva ( $A_{s,efectiva}$ ) visível na seguinte tabela.

**Tabela 6.37** – Armadura longitudinal do pilar exemplo

Pilar	Piso	$A_{s,modelo}$ [cm <sup>2</sup> ]	Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> ]
P19	1	19,62	4Ø20 + 6Ø16	24,62

Posteriormente é mencionado, na tabela abaixo, o valor do esforço normal reduzido ( $v_d$ ) para o piso em questão calculado de acordo com a expressão (6.73), recordando que esse valor não deve ser superior a 0,65.

**Tabela 6.38** – Valor do esforço normal reduzido para o pilar exemplo, na situação sísmica de projeto.

Pilar	Piso	$N_{Ed}$ [kN]	$v_d$
P19	1	528,493	0,317

Apresenta-se na tabela seguinte o valor da extensão crítica ( $l_{cr}$ ) do pilar exemplo no piso que foi admitido, de acordo com a expressão (6.75).

**Tabela 6.39** – Valor da extensão crítica do pilar exemplo.

Pilar	Piso	$h_c$ [m]	$l_{cl}$ [m]	$l_{cl}/6$ [m]	0,45	$l_{cr}$ [m]
P19	1	0,50	2,60	0,43	0,45	0,50

A partir das expressões (6.88) e (6.87), através da referente pormenorização adotada, determinou-se o posicionamento da linha neutra ( $x$ ) e os momentos resistentes

( $M_{Rd}$ ) para cada direção ortogonal do pilar exemplo, respetivamente, como se mostra nas seguintes tabelas.

**Tabela 6.40** – Momento resistente em torno do eixo x.

Flexão em torno do eixo x								
Pilar	Piso	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$b$ [m]	$h$ [m]	$d_1$ [m]	$d$ [m]	$x$ [m]	$M_{Rd,x}$ [kN.m]
P19	1	8,29	0,20	0,50	0,05	0,45	0,196	204,402

**Tabela 6.41** – Momento resistente em torno do eixo y.

Flexão em torno do eixo y								
Pilar	Piso	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$b$ [m]	$h$ [m]	$d_1$ [m]	$d$ [m]	$x$ [m]	$M_{Rd,y}$ [kN.m]
P19	1	10,30	0,50	0,20	0,05	0,15	0,078	71,451

Após obter os momentos resistentes, realizou-se a determinação dos valores de cálculo de esforço transverso e as respetivas armaduras transversais. A tabela abaixo refere os valores obtidos do esforço transverso atuante a partir das expressões (6.85) e (6.86), de acordo com o método da capacidade real.

**Tabela 6.42** – Esforço transverso atuante no pilar exemplo segundo o eixo x e y.

Esforço transverso atuante						
Pilar	Piso	Direção	$M_{i,d}$ [kN.m]	$l_{cl}$ [m]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{Ed,SAP}$ [kN]
P19	1	X	204,402	2,60	172,690	152,910
		Y	71,451	2,60	60,353	55,141

Ao analisar os valores obtidos do esforço transverso e os valores retirados do programa de cálculo automático, existe uma certa diferença devido aos valores dos momentos resistentes terem sido determinados através da flexão composta simples (método simplificado), ao contrário dos momentos retirados do programa que aplicou métodos mais complexos, envolvendo o diagrama de interação  $N_{Rd} - M_{Rd}$  volumétrico.

De seguida é feita a verificação da flexão composta desviada, através da condição (6.89), mostrada na seguinte tabela.

**Tabela 6.43** – Verificação da flexão composta desviada.

$M_{Ed,x,SAP}$ [kN.m]	$M_{Rd,x}$ [kN.m]	$M_{Ed,y,SAP}$ [kN.m]	$M_{Rd,y}$ [kN.m]	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$\alpha$	Verificação
88,342	204,402	42,623	71,451	528,493	2523,014	1,091	Verifica

Visto que se satisfaz a condição (6.89), não é necessário aplicar a expressão (6.91) referida no EC8.

A figura seguinte apresenta a pormenorização adotada para o pilar exemplo.

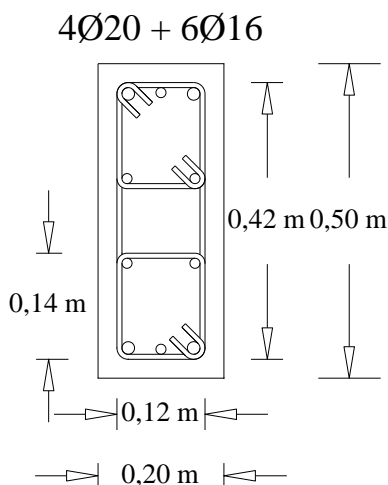


Figura 6.15 – Pormenorização do pilar exemplo.

As tabelas seguintes apresentam os valores obtidos do esforço transversal na tensão de cedência e do esforço transversal máximo admitido pelo pilar através da aplicação da expressão (6.53) e da expressão (6.54), respetivamente.

Tabela 6.44 – Armaduras de esforço transversal segundo o eixo x e y (zonas críticas).

Direção	Nº de ramos	Pormenorização	$A_{sw}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
X	6	Ø8 // 0,075	40,20	188,86
Y	2	Ø8 // 0,075	13,40	188,86

Tabela 6.45 – Esforço transversal máximo aplicado no pilar exemplo.

Direção	$\alpha_{cw}$	$z$ [m]	$\nu_1$	$\theta$ [°]	$V_{Rd,máx}$ [kN]
X	1,00	0,405	0,54	45	364,50
Y					

Por último, foi realizada a verificação do confinamento nas zonas críticas do pilar exemplo, mencionando alguns parâmetros relativos à geometria do pilar escolhido, como podemos constatar na tabela seguinte:

Tabela 6.46 – Dimensões do núcleo de betão confinado.

$b_c$ [m]	$h_c$ [m]	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]
0,20	0,50	0,12	0,42

Para o cálculo do  $\sum b_i^2$  :

$$\sum b_i^2 = 6 \times (0,14)^2 + 2 \times (0,12)^2 = 0,146 \text{ m}^2$$

De forma a simplificar a apresentação dos resultados obtidos, dividiu-se a expressão (6.77) em dois membros, apresentam-se na tabela seguinte os parâmetros e resultados do primeiro membro.

**Tabela 6.47** – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.77).

$\sum b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$\alpha_n$	$s$ [m]	$\alpha_s$	$\alpha$	$V_{\text{cintas}}$ [cm <sup>3</sup> ]	$V_{\text{núcleo betão}}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
0,146	0,516	0,075	0,626	0,323	106,563	3780	0,588	0,190

Ao verificar o valor de  $\omega_{wd}$ , conclui-se que é válido, visto que está acima dos 0,08 como está mencionado no EC8. Posto isto, apresenta-se na tabela abaixo os parâmetros e os resultados obtidos do segundo membro da mesma expressão.

**Tabela 6.48** – Parâmetros do 2º membro da equação (6.77).

$\mu_\phi$	$v_d$	$\varepsilon_{sy,d}$	$b_c$ [m]	$b_0$ [m]	$30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,0035$
6,918	0,317	0,00174	0,20	0,12	0,156

Ao analisar as tabelas anteriores, a Tabela 6.48 e a Tabela 6.47, verifica-se que satisfaz a expressão (6.77), respeitando as exigências de confinamento como também os requisitos de ductilidade local preconizados pelo EC8.

## 6.6 Paredes Dúcteis

As paredes, como indica na Cl.5.1.2 do EC8, são elementos estruturais de secção transversal alongada e o comprimento é quatro vezes superior à espessura. Nesta cláusula, a parede dúctil é uma parede fixa na base que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, sendo projetada e pormenorizada para dissipar energia numa zona de rótula plástica de flexão e que não apresenta aberturas nem grandes furações imediatamente acima da sua base. Estes elementos são de enorme importância para a transmissão das cargas horizontais até às fundações e proporcionam uma maior rigidez aos edifícios que integram, reduzindo a possibilidade de deformações excessivas e consequentes danos (Taranath, 2010).

É neste subcapítulo que se apresentam os cálculos detalhados das paredes que integram o edifício em estudo.

### 6.6.1 Restrições geométricas e disposições construtivas

De acordo com a Cl.5.4.1.2.3(1) do EC8, a espessura da alma ( $b_{w0}$ ) deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15 ; \frac{h_s}{20} \right\} \quad (6.92)$$

Onde:

$b_{w0}$  Espessura da alma [m];

$h_s$  Altura livre do piso [m].

Sabendo que os pisos superiores ao nível de fundação possuem a maior altura com um vão livre de 2,60 m, através da expressão (6.92) obtém-se uma espessura mínima da alma da parede de 0,15m.

De acordo com a Cl.5.4.3.4.2(1) do EC8, a altura da zona crítica ( $h_{cr}$ ), acima da base da parede pode ser calculada com recurso à seguinte expressão:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w ; \frac{h_w}{6} \right\} \quad (6.93)$$

Sendo que:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (6.94)$$

Onde:

$h_{cr}$  Altura da zona crítica [m];

$l_w$  Comprimento da secção transversal da parede [m];

$h_w$  Altura total da parede na vertical [m];

$h_s$  Altura livre do piso [m];

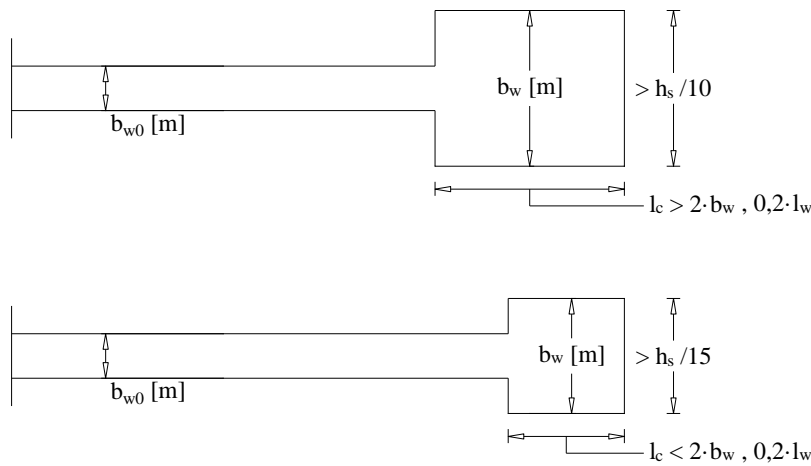
$n$  Número de pisos.

A tabela seguinte apresenta os valores obtidos da altura da zona crítica de cada parede do edifício em estudo.

**Tabela 6.49** – Valores da altura da zona crítica de cada parede estrutural.

Parede	$l_w$ [m]	$h_w$ [m]	$h_w/6$ [m]	$2 \cdot l_w$ [m]	$h_s$ [m]	$h_{cr}$ [m]
PAR_1	4,100	16,618	2,770	8,200	2,60	2,60
PAR_2	4,375	16,618	2,770	8,750	2,60	2,60
PAR_3	4,100	16,618	2,770	8,200	2,60	2,60

De acordo com a Cl.5.4.3.4.2(10) do EC8, a espessura das zonas confinadas das paredes ( $b_w$ ) não deverá ser inferior a 200 mm e deve conter os requisitos presentes que se apresentam na figura e nas condições seguintes:



**Figura 6.16** – Espessura mínima de elementos de extremidade confinados (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max \{ 2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot l_w \} & , b_w > \frac{h_s}{15} \\ \text{se } l_c > \max \{ 2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot l_w \} & , b_w > \frac{h_s}{10} \end{cases} \quad (6.95)$$

Onde:

- $l_c$  Comprimento dos pilares fictícios [m];
- $b_w$  Espessura da zona confinada parede [m];
- $l_w$  Comprimento da secção transversal da parede [m];
- $h_s$  Altura livre do piso [m].

Referente à Cl.5.4.3.4.2(6) do EC8 o comprimento mínimo do elemento de extremidade confinado ( $l_{c,min}$ ) é definido pela seguinte expressão:

$$l_{c,min} = \max \{ 0,15 \cdot l_w ; 1,5 \cdot b_w \} \quad (6.96)$$

As tabelas seguintes apresentam os resultados obtidos a partir das expressões anteriormente referidas.

**Tabela 6.50** – Comprimentos máximos dos pilares fictícios.

Parede	$b_w$ [m]	$l_w$ [m]	$2 \cdot b_w$ [m]	$0,2 \cdot l_w$ [m]	$l_{c,máx}$ [m]
PAR_1	0,250	4,10	0,500	0,820	0,820
PAR_2	0,250	4,375	0,500	0,875	0,875
PAR_3	0,250	4,10	0,500	0,820	0,820

**Tabela 6.51** – Comprimentos mínimos dos pilares fictícios.

Parede	$0,15 \cdot l_w$ [m]	$1,5 \cdot b_w$ [m]	$l_{c,mín}$ [m]
PAR_1	0,615	0,375	0,615
PAR_2	0,656	0,375	0,656
PAR_3	0,615	0,375	0,615

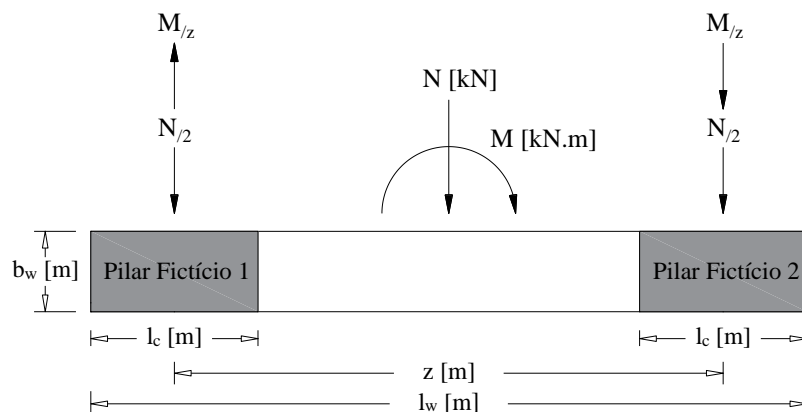
A partir dos resultados obtidos nas tabelas anteriormente apresentadas, a tabela abaixo mostra o comprimento dos pilares fictícios que se adotou no presente projeto.

**Tabela 6.52** – Comprimentos dos pilares fictícios.

Parede	$l_{c,adotado}$ [m]
PAR_1	0,70
PAR_2	0,70
PAR_3	0,70

### 6.6.2 Armadura Longitudinal

Um dos principais pontos do dimensionamento das paredes é o dimensionamento das armaduras longitudinais, no qual foi utilizado o método dos pilares fictícios. Este método baseia-se em concentrar uma grande percentagem de armadura junta às extremidades das paredes que se denominam pilares fictícios e onde se concentram os esforços. O esquema abaixo representa o método anteriormente referido.



**Figura 6.17** – Representação esquemática do método dos pilares fictícios (adaptado de Gomes, 2015).

Tendo em conta este método, para determinar as armaduras longitudinais de uma parede, faz-se uma análise para obter o maior momento fletor que desencadeia trações na zona dos pilares fictícios em cada direção x e y, de acordo com a orientação da parede.

Para cada direção, de acordo com os valores mais desfavoráveis, a força de tração ( $F_t$ ) é determinada na seguinte expressão:

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad (6.97)$$

Onde:

- $F_t$  Força de tração na armadura tracionada [kN];
- $M_{Ed}$  Momento em torno do eixo perpendicular à orientação da parede [kN.m];
- $z$  Braço binário das forças interiores [m];
- $N_{Ed}$  Esforço normal na parede [kN].

A tabela abaixo indica os valores de  $z$  para cada parede:

**Tabela 6.53** – Valores de braço binário das forças interiores de cada parede.

Parede	PAR_1	PAR_2	PAR_3
$z$ [m]	3,40	3,68	3,40

A área de armadura longitudinal no pilar fictício ( $A_{s,v}$ ) é traduzida pela seguinte expressão:

$$A_{s,v} = \frac{F_t}{f_{syd}} \quad (6.98)$$

Esta área de armadura deve estar limitada entre o  $A_{s,v \text{ min}}$  e o  $A_{s,v \text{ máx}}$ , referidas na Cl.9.6.2(1) do EC2, e são determinadas através das seguintes expressões:

$$A_{s,v \text{ min}} = 0,002 \cdot A_c \quad (6.99)$$

$$A_{s,v \text{ máx}} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.100)$$

Onde:

- $A_c$  Área da secção de betão da parede [m<sup>2</sup>].

A taxa de armadura longitudinal ( $\rho_v$ ) também é determinada na expressão que se segue:

$$\rho_v = \frac{A_{s,v}}{L_{\text{pilar fictício}} \cdot e_{\text{parede}}} \quad (6.101)$$

Em relação às estruturas de ductilidade média, na Cl.5.4.3.4.2(8), o EC8 indica a um valor mínimo de 0,5% da área de betão para a área de armadura longitudinal dos pilares fictícios, sendo que o esforço axial reduzido nas paredes não deve ultrapassar 0,4.

A Cl.9.6.2(3) do EC2 refere que a distância entre varões longitudinais adjacentes deve respeitar a seguinte condição:

$$d \leq \min \{ 3 \cdot b_w ; 400 \text{ mm} \} \quad (6.102)$$

Onde:

$b_w$  Menor dimensão da parede em planta [m].

### 6.6.3 Armadura Horizontal

Para determinar a armadura horizontal é referido que, na Cl.9.6.3 do EC2, a distância entre varões horizontais adjacentes não deve ser superior a 400 mm e a armadura horizontal mínima ( $A_{s,h \text{ min}}$ ), paralela aos paramentos da parede, em cada face, deve ser calculada com base na expressão que se segue:

$$A_{s,h \text{ min}} \geq \text{máx} \{ 0,25 \cdot A_{s,v} ; 0,001 \cdot A_c \} \quad (6.103)$$

### 6.6.4 Armadura Transversal

Segundo a Cl.9.6.4 do EC2, as armaduras transversais em qualquer parte da parede, onde a área da armadura longitudinal nas faces é superior a 2% da área da secção de betão, devem dispor-se sob a forma de estribos ou ganchos. Quando a armadura principal é colocada mais próxima das faces da parede, deve também utilizar-se uma armadura transversal constituída por 4 estribos por m<sup>2</sup> de área de parede.

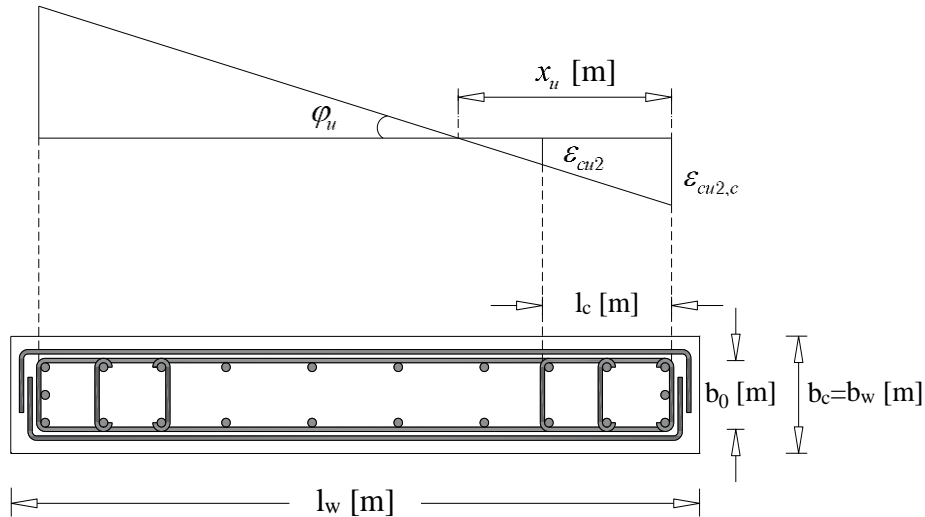
O EC8 indica, de acordo com a Cl.5.4.3.4.2(12), que a armadura transversal dos elementos de extremidade das paredes pode ser determinada apenas de acordo com os requisitos do EC2, caso o valor do esforço normal reduzido de cálculo ( $v_d$ ) não seja superior a 0,15 ou não superior a 0,20 e que haja uma redução de 15% no coeficiente de comportamento ( $q$ ).

### 6.6.5 Armadura de Confinamento

De acordo com o que acontece nos pilares, também é definido, no EC8, uma armadura de confinamento para as paredes dúcteis, que se prolonga verticalmente ao

longo do comportamento crítico ( $h_{cr}$ ) e horizontalmente através do comprimento dos pilares fictícios ( $l_c$ ).

Como foi referido no ponto 6.6.1 do presente trabalho, a figura seguinte representa um esquema onde o comprimento dos pilares fictícios ( $l_c$ ) é medido desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se causado por grandes extensões de compressão.



**Figura 6.18** – Extensões na curva última de uma secção transversal da parede confinados (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

O comprimento do pilar fictício ( $l_c$ ) representa-se de acordo com a seguinte expressão:

$$l_c = x_u \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.104)$$

Onde:

- $x_u$  Posição do eixo neutro [m];
- $\varepsilon_{cu2}$  Extensão última do betão não confinado, assume o valor de 0,0035;
- $\varepsilon_{cu2,c}$  Extensão última do betão confinado, que é definida por:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (6.105)$$

A posição do eixo neutro ( $x_u$ ), correspondente à curva última após o destacamento do betão, é calculada na expressão que se segue:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad (6.106)$$

A taxa mecânica da armadura vertical ( $\omega_v$ ) é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\omega_v = \frac{A_{s,v}}{h_c \cdot b_c} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (6.107)$$

Para verificar a ductilidade local na zona crítica das paredes, o confinamento das armaduras transversais dos elementos de extremidade das paredes deve assegurar a condição referida na Cl.5.4.3.2(4) do EC8:

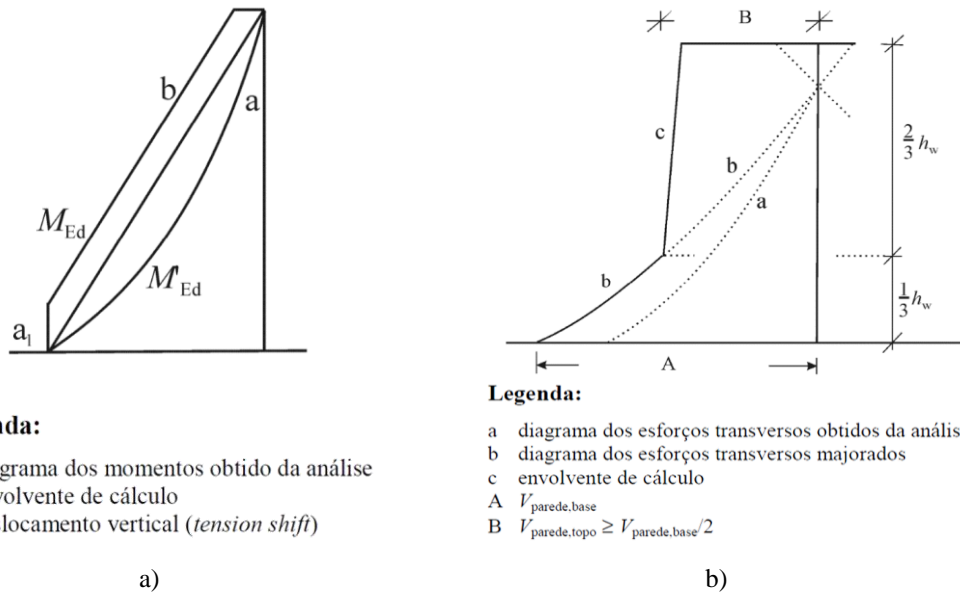
$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.108)$$

Tendo em conta a Cl.5.4.3.4.2 do EC8, nas zonas críticas das paredes, o valor ductilidade em curvatura ( $\mu_\phi$ ) deve ser pelo menos igual ao calculado através das expressões (6.47) e (6.48), sendo o valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) substituído pelo produto de  $q_0$  pelo valor máximo da relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  na base da parede para a situação de projeto sísmica. De modo conservativo, considerou-se a relação  $M_{Ed}/M_{Rd} = 1$ , sendo que o valor de  $\mu_\phi$  será o mesmo anteriormente calculado pelas expressões (6.47) e (6.48).

De acordo com o que se passa nos pilares, o valor da taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas ( $\omega_{wd}$ ) dever ser superior a 0,08.

### 6.6.6 Dimensionamento de Paredes

Para proceder ao dimensionamento das paredes dúcteis, no que diz respeito a estruturas que pertencem à classe DCM, é necessário respeitar os requisitos presentes na Cl.5.4.2.4 do EC8. Assim, devem ser consideradas as incertezas da análise e dos efeitos pós-elásticos sempre que se utiliza um método simplificado. Com este método obtêm-se os esforços através de uma envolvente de cálculo para se determinar os esforços atuantes, sendo que as paredes devem ser sobredimensionadas para evitar a formação de rótulas plásticas acima da base. Na mesma cláusula apresenta-se o método de cálculo da envolvente de momentos flectores e esforços transversos observáveis nas seguintes imagens:



**Figura 6.19** – Envolvente de cálculo: a) dos momentos fletores em paredes esbeltas para um sistemas de paredes; b) dos esforços transversos nas paredes (adaptado da NP EN 1998-1, 2010).

O diagrama de momentos fletores deve ser determinado tendo por base a envolvente de momentos fletores obtidos através do *software* de cálculo automático, e deslocado verticalmente a uma altura  $a_1$ , observável na Figura 6.19 a). O valor da translação vertical ( $a_1$ ) é obtido com base na seguinte expressão:

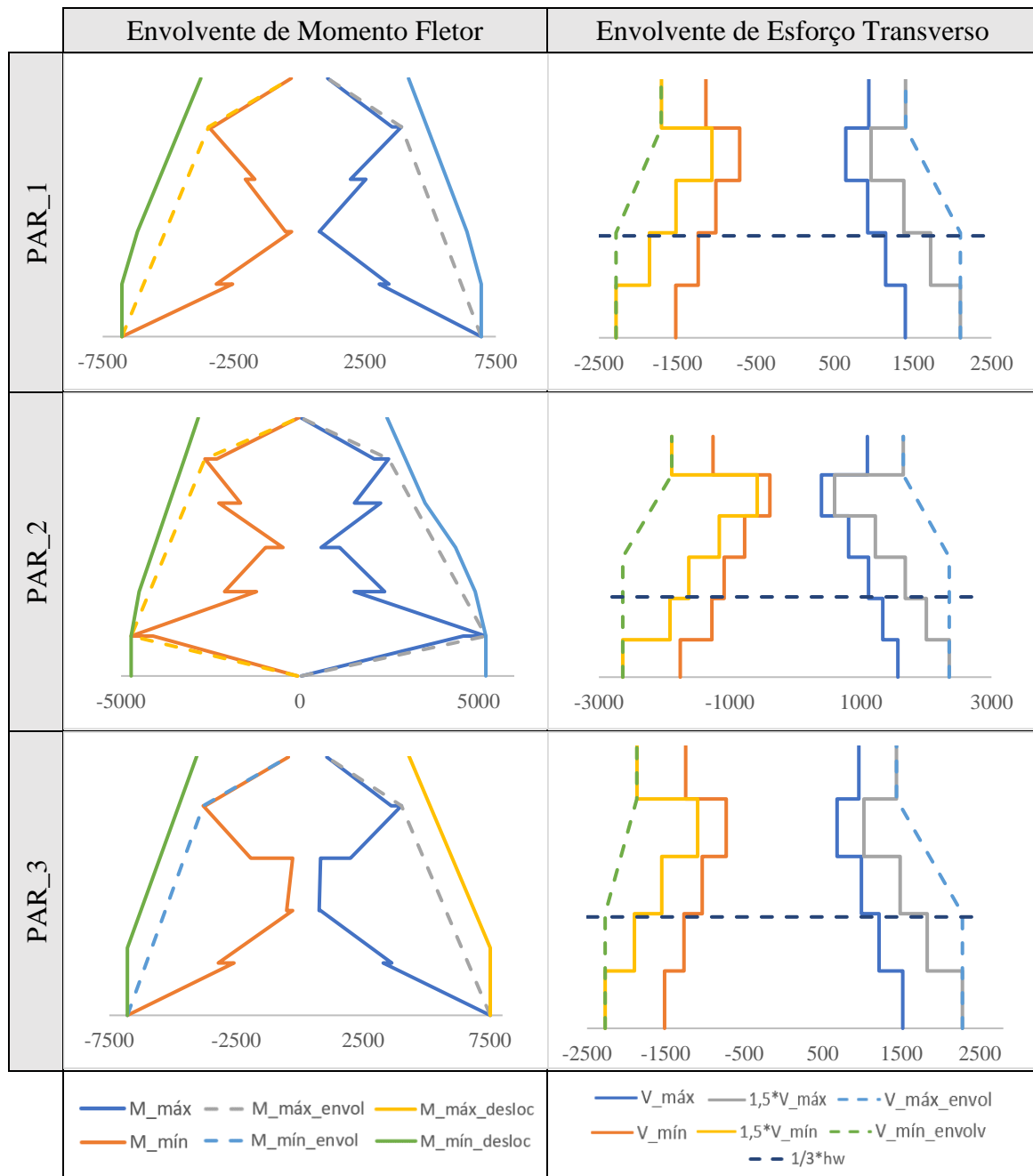
$$a_1 = z \cdot \cot(\theta) \quad (6.109)$$

Onde:

- $z$  Braço interior da parede [m], onde  $z = 0,9 \cdot d$ ;
- $\theta$  Ângulo de inclinação das escoras [°], toma o valor de 45°.

Para sistemas de paredes esbeltas, o diagrama de esforços transversos de cálculo utilizado no dimensionamento das armaduras transversais obtém-se através de um aumento de 50% dos valores dos esforços transversos obtidos do *software* de cálculo automático. O valor de esforço transverso no topo da parede deve corresponder pelo menos a 50% do valor da base, como se observa Figura 6.19 b).

Apresentam-se de seguida os gráficos, quer da envolvente dos momentos fletores, quer dos esforços transversos.



**Figura 6.20** – Envoltorios de cálculo dos momentos flectores e dos esforços transversos nas paredes existentes do edifício em estudo.

Conhecidas as envoltorios de cálculo dos esforços atuantes apresentadas na tabela anterior, é possível determinar a força de tração ( $F_t$ ) das paredes recorrendo à expressão (6.97) e a armadura longitudinal necessária nas extremidades das mesmas através da expressão (6.98). Os resultados obtidos são apresentados nas seguintes tabelas.

**Tabela 6.54** – Valores dos esforços atuantes nas paredes.

Piso	$N_{Ed}$ [kN]			$M_{Ed}$ [kN/m]		
	PAR_1	PAR_2	PAR_3	PAR_1	PAR_2	PAR_3
Piso -1	---	2380,44	---	---	4432,45	---
Piso 0	1586,33	2054,99	1356,50	3056,55	1456,09	2792,53
Piso 1	1280,79	1663,14	1086,90	765,76	1116,45	801,16
Piso 2	956,06	1207,68	807,40	2546,03	2259,83	2131,73
Piso 3	619,85	695,66	513,90	3897,09	2488,24	3315,37
Telhado	319,96	51,63	246,65	1079,49	2,57	955,91

**Tabela 6.55** – Valores da força de tração e das áreas de armadura longitudinais necessárias para cada parede.

Piso	$F_t$ [kN]			$A_{s,v}$ [cm <sup>2</sup> ]		
	PAR_1	PAR_2	PAR_3	PAR_1	PAR_2	PAR_3
Piso -1	---	225,95	---	---	6,50	---
Piso 0	1249,08	388,68	1582,25	35,91	11,17	45,49
Piso 1	1401,85	503,56	1717,05	40,30	14,48	49,37
Piso 2	1402,69	580,55	1660,07	40,33	16,69	47,73
Piso 3	1346,79	645,08	1533,98	38,72	18,55	44,10
Telhado	1272,72	852,46	1394,77	36,59	24,51	40,10

A partir dos resultados obtidos da área de armadura longitudinal nas extremidades de cada parede adotou-se a pormenorização indicada na seguinte tabela.

**Tabela 6.56** – Pormenorização das armaduras longitudinais dos pilares fictícios para cada parede.

Piso	Pormenorização			$A_{s,v,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> ]			$A_{s,v,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,v,max}$ [cm <sup>2</sup> ]
	PAR_1	PAR_2	PAR_3	PAR_1	PAR_2	PAR_3		
Piso -1	---	6Ø20 + 4Ø16	---	---	26,89	---	PAR_1	PAR_1
Piso 0	14Ø20		16Ø20	43,96		50,24	20,50	410,00
Piso 1							PAR_2	PAR_2
Piso 2							21,88	437,50
Piso 3	12Ø20		14Ø20	37,68		43,96	PAR_3	PAR_3
Telhado		20,50			410,00			

É de notar que as armaduras adotadas nos pilares fictícios para cada parede se encontram dentro dos limites regulamentares. Para considerar as armaduras da alma de cada parede, constata-se que são obtidas através da armadura mínima exigida como indica na seguinte tabela.

**Tabela 6.57** – Valores de áreas de armadura longitudinal da alma de cada parede.

$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> ]
2,5	Ø10 // 0,20	3,95

Relativamente à armadura transversal, os resultados foram obtidos através dos esforços transversos atuantes a partir da envolvente de cálculo, como indica a Figura 6.20, e são indicados nas tabelas abaixo referidas. As amaduras adotadas também são apresentadas, assim como as suas pormenorizações. Relembra-se que também foi adotado o mesmo método de determinação dos valores de  $V_{Rd,s}$  e  $V_{Rd,máx}$  nos pilares.

**Tabela 6.58** – Valores dos esforços transversos da envolvente de cálculo e das áreas de armadura transversal nas paredes.

Piso	$V_{Ed}$ [kN]			$A_{sw}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]		
	PAR_1	PAR_2	PAR_3	PAR_1	PAR_2	PAR_3
Piso -1	---	2635,32	---	---	9,71	---
Piso 0	2281,73	2635,32	2279,02	8,98	9,71	8,97
Piso 1	2281,73	2635,32	2279,02	8,98	9,71	8,97
Piso 2	1517,93	1226,41	1550,24	5,97	4,52	6,10
Piso 3	1060,34	602,33	1091,90	4,17	2,22	4,30
Telhado	1704,12	1886,69	1865,95	6,70	6,95	7,34

**Tabela 6.59** – Pormenorização das armaduras transversais para cada parede.

Piso	Pormenorização			$A_{sw}/s_{efetiva}$ [cm <sup>2</sup> ]		
	PAR_1	PAR_2	PAR_3	PAR_1	PAR_2	PAR_3
Piso -1	---	Ø12 // 0,10	---	---	11,31	---
Piso 0	Ø12 // 0,125		Ø12 // 0,125	9,04		9,04
Piso 1		Ø12 // 0,15		Ø12 // 0,15	7,54	
Piso 2	7,54		7,54			
Piso 3		7,54		7,54		
Telhado	7,54		7,54			

**Tabela 6.60** – Valores dos esforços transversos resistentes para cada parede.

Piso	$V_{Rd,s}$ [kN]			$z$ [m]	$V_{Rd,máx}$ [kN]
	PAR_1	PAR_2	PAR_3		
Piso -1	---	3069,64	---	PAR_1	4110,75
Piso 0	2297,88		2297,88	3,654	
Piso 1		2046,42		1916,60	PAR_2
Piso 2	1916,60		1916,60		3,9015
Piso 3		3,654		4110,75	
Telhado	3,654		4110,75		

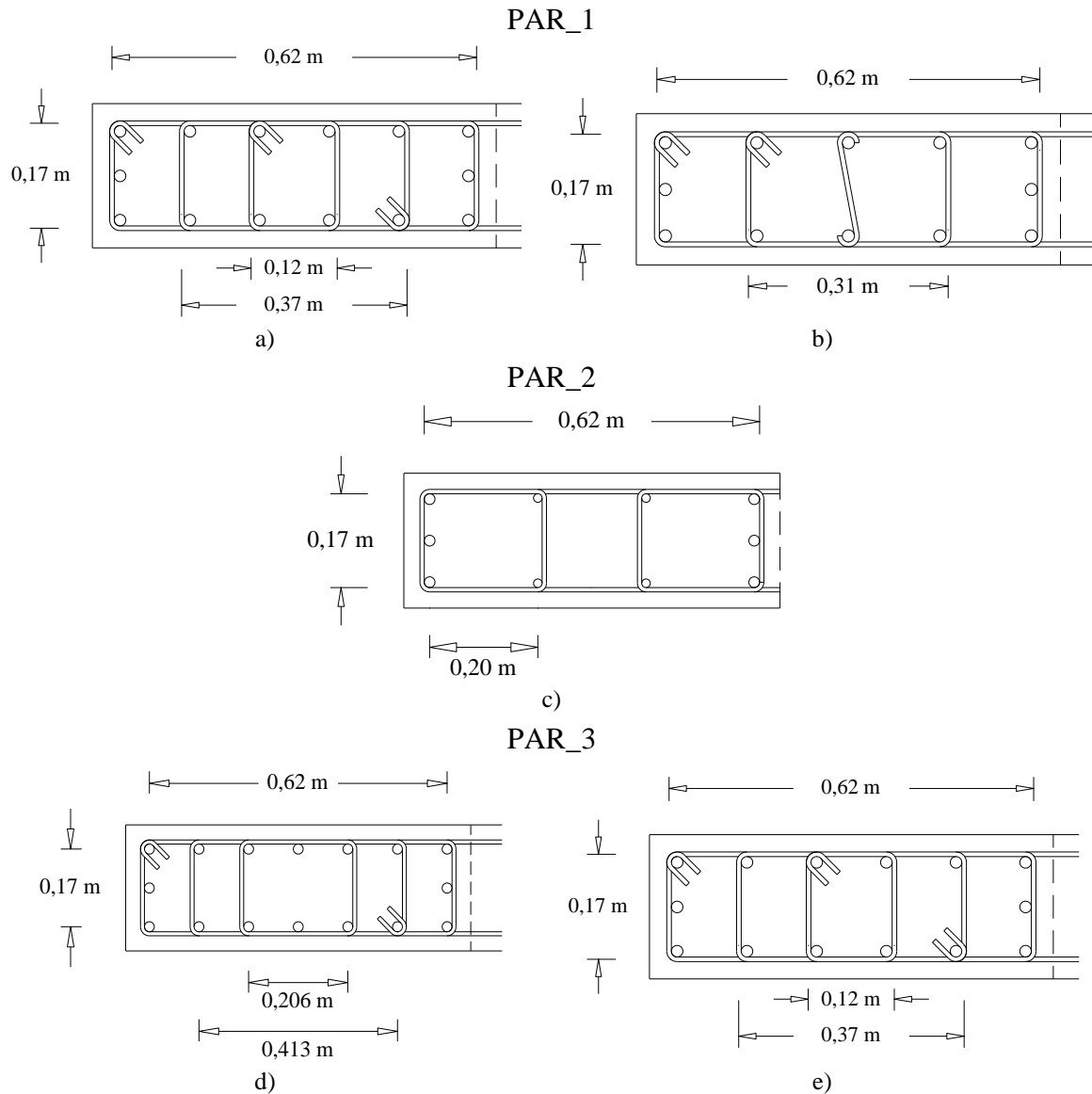
O espaçamento máximo das cintas nas zonas críticas foi determinado a partir da expressão (6.76) e os resultados são indicados em seguida.

**Tabela 6.61** – Espaçamento máximo das cintas nas zonas críticas.

$b_0/2$ [mm]	$8 \cdot d_{bL}$ [mm]	$s_{máx}$ [mm]
85	160	85

Apesar do espaçamento máximo obtido com base nos requisitos do EC8 ser 85 mm, adotou-se neste projeto um espaçamento máximo de 75 mm nas zonas críticas.

É necessário, tal como nos pilares sísmicos primários, garantir a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas e satisfazer os requisitos da ductilidade local nas paredes dúcteis. A figura apresenta a configuração das cintas das três paredes ao longo dos pisos:



**Figura 6.21** – Confinamento dos pilares fictícios das paredes: para a PAR\_1 – a) Piso 0 ao Piso 2; b) Piso 3 ao Telhado; para a PAR\_2 – c) em todos os pisos; para a PAR\_3 – d) Piso 0 ao Piso 2; e) Piso 3 ao Telhado.

**Tabela 6.62** – Dimensões do núcleo de betão confinado.

Parede	$b_c$ [m]	$h_c$ [m]	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]
PAR_1; PAR_2; PAR_3	0,25	0,70	0,17	0,62

Para o cálculo do  $\sum b_i^2$  :

Na PAR\_1:

- Piso 0 ao Piso 2 –  $\sum b_i^2 = 10 \times (0,124)^2 + 2 \times (0,17)^2 = 0,212 \text{ m}^2$
- Piso 3 ao Telhado –  $\sum b_i^2 = 8 \times (0,155)^2 + 2 \times (0,17)^2 = 0,250 \text{ m}^2$

Na PAR\_2:

- $\sum b_i^2 = 6 \times (0,207)^2 + 2 \times (0,17)^2 = 0,314 \text{ m}^2$

Na PAR\_3:

- Piso 0 ao Piso 2 –  $\sum b_i^2 = 10 \times (0,103)^2 + 2 \times (0,17)^2 + 2 \times (0,207)^2 = 0,229 \text{ m}^2$
- Piso 3 ao Telhado –  $\sum b_i^2 = 10 \times (0,124)^2 + 2 \times (0,17)^2 = 0,212 \text{ m}^2$

**Tabela 6.63** – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR\_1.

$\sum b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$\alpha_n$	s [m]	$\alpha_s$	$\alpha$	V <sub>cintas</sub> [cm <sup>3</sup> ]	V <sub>núcleo betão</sub> [cm <sup>3</sup> ]	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
0,212	0,665	0,075	0,732	0,487	163,463	13125	0,260	0,127
0,250	0,605	0,075	0,732	0,443	136,219	13125	0,217	0,096

**Tabela 6.64** – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR\_1.

$\mu_\phi$	$v_d$	$\omega_v$	$\varepsilon_{sy,d}$	$b_c$ [m]	$b_0$ [m]	$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,0035$
6,918	0,124	0,012	0,00174	0,25	0,17	0,069
6,918	0,055	0,012	0,00174	0,25	0,17	0,032

**Tabela 6.65** – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR\_2.

$\sum b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$\alpha_n$	s [m]	$\alpha_s$	$\alpha$	V <sub>cintas</sub> [cm <sup>3</sup> ]	V <sub>núcleo betão</sub> [cm <sup>3</sup> ]	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
0,314	0,503	0,075	0,732	0,369	155,153	13125	0,247	0,091

**Tabela 6.66** – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR\_2.

$\mu_\phi$	$v_d$	$\omega_v$	$\varepsilon_{sy,d}$	$b_c$ [m]	$b_0$ [m]	$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,0035$
6,918	0,133	0,011	0,00174	0,25	0,17	0,073

**Tabela 6.67** – Parâmetros do 1º membro da expressão (6.108) para a PAR\_3.

$\sum b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$\alpha_n$	s [m]	$\alpha_s$	$\alpha$	V <sub>cintas</sub> [cm <sup>3</sup> ]	V <sub>núcleo betão</sub> [cm <sup>3</sup> ]	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
0,229	0,638	0,075	0,732	0,468	175,929	13125	0,280	0,131
0,212	0,665	0,075	0,732	0,487	163,463	13125	0,260	0,127

**Tabela 6.68** – Parâmetros do 2º membro da expressão (6.108) para a PAR\_3.

$\mu_\phi$	$v_d$	$\omega_v$	$\varepsilon_{sy,d}$	$b_c$ [m]	$b_0$ [m]	$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,0035$
6,918	0,125	0,012	0,00174	0,25	0,17	0,069
6,918	0,052	0,012	0,00174	0,25	0,17	0,031

Ao analisar as tabelas anteriores, verifica-se que se satisfaz a expressão (6.108) em todas as paredes, respeitando as exigências de confinamento como também os requisitos de ductilidade local preconizados pelo EC8, por outro lado a taxa de armadura é superior ao mínimo regulamentar ( $\omega_{wd} > 0,08$ ).

Por último, verifica-se o valor do comprimento dos pilares fictícios ( $l_c$ ) para a PAR\_1, a partir das expressões (6.104), (6.105) e (6.106), cumprindo, assim, a primeira expressão.

**Tabela 6.69** – Comparação entre os valores de  $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR\_1.

PAR_1	$\varepsilon_{cu2}$	$\varepsilon_{cu2,c}$	$v_d$	$\omega_v$	$l_w$ [m]	$x_u$ [m]	$l_c$ [m]	$l_{c,adotado}$ [m]
Piso 0 a 2	0,0035	0,0170	0,124	0,012	4,10	0,821	0,653	0,70
Piso 3 ao Telhado		0,0138	0,055	0,012		0,405	0,303	0,70

**Tabela 6.70** – Comparação entre os valores de  $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR\_2.

PAR_2	$\varepsilon_{cu2}$	$\varepsilon_{cu2,c}$	$v_d$	$\omega_v$	$l_w$ [m]	$x_u$ [m]	$l_c$ [m]	$l_{c,adotado}$ [m]
Todos os Pisos	0,0035	0,0134	0,133	0,011	4,375	0,927	0,685	0,70

**Tabela 6.71** – Comparação entre os valores de  $l_c$ , determinados através da expressão (6.104) e os adotados na PAR\_3.

PAR_3	$\varepsilon_{cu2}$	$\varepsilon_{cu2,c}$	$v_d$	$\omega_v$	$l_w$ [m]	$x_u$ [m]	$l_c$ [m]	$l_{c,adotado}$ [m]
Piso 0 a 2	0,0035	0,0138	0,125	0,012	4,10	0,827	0,617	0,70
Piso 3 ao Telhado		0,0170	0,052	0,012		0,387	0,308	0,70

Ao analisar os resultados obtidos, conclui-se que as dimensões de  $l_c$  adotados foram sobredimensionadas, garantindo as condições de confinamento impostas pelo EC8.

## 6.7 Muros de suporte

Em relação ao dimensionamento do muro de suporte, tendo como objetivo a contenção das terras, foi adotado um modelo simplificado.

Para efeitos de cálculo consideram-se as seguintes características do solo:

- Peso Volúmico do solo ( $\gamma_{\text{solo}}$ ) toma o valor de  $19 \text{ kN/m}^3$ ;
- Ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) toma o valor de  $30^\circ$ ;
- Coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) é traduzido pela seguinte expressão:  $K_0 = 1 - \sin(\phi)$ .

A figura seguinte apresenta um esquema de como as cargas foram aplicadas no muro de suporte do edifício em estudo.

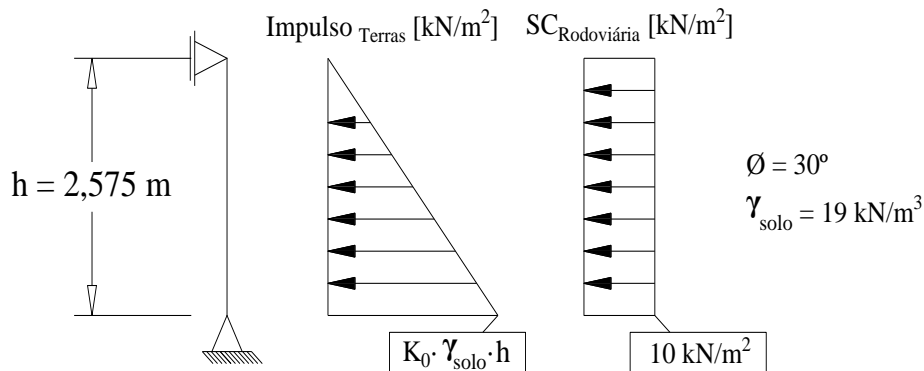


Figura 6.22 – Representação esquemática das cargas aplicadas no muro de suporte.

O impulso na base do muro ( $I_{\text{base}}$ ) é determinado pela seguinte expressão:

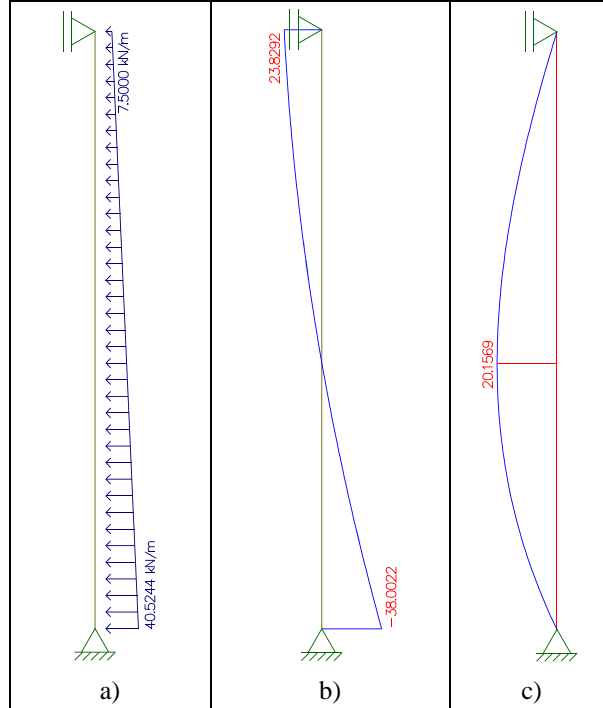
$$I_{\text{base}} = \gamma_{\text{solo}} \cdot h \cdot K_0 \cdot \gamma_{G_{\text{desf}}} + SC_{\text{rodoviária}} \cdot K_0 \cdot \gamma_{Q_{\text{desf}}} \quad (6.110)$$

Onde:

- $h$  Altura do muro [m];
- $\gamma_{G_{\text{desf}}}$  Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes na situação desfavorável, toma o valor de  $\gamma_{G_{\text{desf}}} = 1,35$ ;
- $SC_{\text{rodoviária}}$  Sobrecarga rodoviária [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $\gamma_{Q_{\text{desf}}}$  Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis na situação desfavorável, toma o valor de  $\gamma_{Q_{\text{desf}}} = 1,50$ .

Apresenta-se de seguida o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento dos muros de suporte e os carregamentos considerados, assim como os diagramas de esforços.

**Tabela 6.72** – Modelo de cálculo do muro de suporte: a) modelo e carregamentos; b) diagrama de esforço transverso; c) diagrama de momento fletor.



A obtenção das áreas de armaduras longitudinais é realizada através das seguintes expressões:

$$A_s = \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.111)$$

Em que:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42 \cdot \mu}}{1,21} \quad (6.112)$$

E:

$$\mu = \frac{M_{Ed,m\acute{a}x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.113)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.114)$$

A tabela seguinte indica os valores obtidos das equações anteriormente referidas.

**Tabela 6.73** – Área de armadura longitudinal no muro de suporte.

$M_{Ed,m\acute{a}x}$ [kN.m/m]	Espessura [m]	$d$ [m]	$b = b_t$ [m]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]
20,157	0,25	0,206	1,00	0,0285	0,0290	2,86	3,48

A partir dos valores apresentados na tabela anterior, é possível proceder à pormenorização das armaduras para ambas as faces do muro e à sua área efetiva, como podemos observar na seguinte tabela.

**Tabela 6.74** – Pormenorização das áreas de armadura longitudinal no muro de suporte.

Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> /m]
Ø8 // 0,125	4,02

De seguida, é necessário verificar, de forma semelhante à das lajes, a necessidade da utilização de armaduras para resistir ao esforço transversal, de acordo com a expressão (6.24), como se apresenta na seguinte tabela.

**Tabela 6.75** – Esforço transversal resistente sem armadura específica do muro de suporte

Muro de Suporte									
$\gamma_c$	$C_{Rd,c}$	$d$ [mm]	$k$	$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$b_w$ [mm]	$\rho_1$	$k_1$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed,máx}$ [kN]
1,5	0,12	206	1,985	402	1000	0,0019	0,15	117,113	38,002

Ao analisar a tabela anterior, conclui-se que não existe a necessidade da aplicação da armadura transversal específica, adotando-se assim a armadura transversal mínima requerida.

## 6.8 Fundações

Na conceção de edifícios sismo-resistentes, tendo em conta o EC8, um dos princípios elementares é o dimensionamento e a construção de fundações adequadas, de forma a garantir a uniformidade das excitações sísmicas provenientes da ação sísmica, assegurando um bom desempenho da estrutura.

De acordo com a Cl.4.4.2.6(4) do EC8, os esforços necessários à verificação da segurança dos elementos de fundação devem ser obtidos tendo em conta os princípios de cálculo pela capacidade real, considerando eventuais sobrerresistências.

Para responder aos princípios da capacidade real, nas fundações dos pilares e paredes (elementos estruturais verticais isolados) e das vigas de fundação, segundo o EC8, o valor dos esforços atuantes ( $E_{Fd}$ ) é determinado pela seguinte expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (6.115)$$

Onde:

- $E_{F,G}$  Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente de sobrerresistência, toma o valor de  $\gamma_{Rd} = 1,0$  para  $q \leq 3$  ou  $\gamma_{Rd} = 1,2$  caso contrário;
- $E_{F,E}$  Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- $\Omega$  Relação da zona dissipativa ou do elemento  $i$  da estrutura que tem maior influência no efeito  $E_F$ , é determinada por:

$$\Omega = \frac{R_{d,i}}{E_{d,i}} \leq q \quad (6.116)$$

Sendo:

- $R_{d,i}$  Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento  $i$ ;
- $E_{d,i}$  Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento  $i$ , para a situação de projeto sísmico;

No projeto em estudo adotou-se o valor do coeficiente  $\Omega$ , de forma conservativa, com um valor unitário, a fim de que os esforços resistentes e os esforços atuantes tenham valores iguais, convertendo assim a expressão (6.115) na combinação sísmica de cálculo referida no EC8.

Neste trabalho, como existem vigas de fundação em ambas as direções e formam um sistema que distribui horizontalmente os carregamentos ao nível das fundações, e absorvem os esforços de flexão, as sapatas foram dimensionadas com o objetivo de suportar os esforços normais que resultam dos carregamentos verticais.

Em Portugal, de acordo com a Cl.9.8.2.1(1) do EC2, o valor de diâmetro mínimo para sapatas de pilares ou de paredes é de 8 mm.

## 6.8.1 Sapatas

O dimensionamento das sapatas é um processo iterativo que pode ser composto por duas fases: a definição das dimensões geométricas das sapatas, tendo em conta a verificação da tensão admissível no solo, e o cálculo da área de armadura que resiste às forças de tração no interior da sapata.

### 6.8.1.1 Cálculo das dimensões das sapatas

Como foi referido no ponto 3.4, nessa primeira fase devemos definir as dimensões geométricas da sapata, de modo a que satisfaçam a seguinte condição:

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad (6.117)$$

Estabeleceu-se, inicialmente, uma comparação dos esforços axiais atuantes entre a Combinação Sísmica de projeto e a Combinação GEO, referida na Cl.6.4.3.2 do EC0, de forma a averiguar a combinação mais desfavorável na base de cada elemento vertical.

No pré-dimensionamento das sapatas, aplicou-se a expressão (3.6) referida no ponto 4 deste trabalho, em que o valor do esforço axial condicionante foi majorado em 10% de forma a ter em conta o peso próprio da sapata, sendo este valor corrigido após conhecer as dimensões definitivas da sapata.

De modo a garantir o comportamento rígido das sapatas em meio elástico, para impedir o efeito do punçoamento por intermédio dos elementos verticais, determinou-se uma altura mínima para as sapatas ( $H$ ), garantindo a seguinte condição:

$$H \geq \frac{b'}{2} \quad (6.118)$$

Onde:

$b'$  Maior distância entre a face exterior da sapata e a face exterior do pilar ou parede [m];

Quanto à tensão admissível do solo de fundação, como já foi referido no ponto 3.4 do presente trabalho, toma o valor de 150 kPa, para cargas verticais e relativamente à ação sísmica, quando esta se torna condicionante, este valor pode ser aumentado para o dobro (300kPa), de forma a que as dimensões das sapatas não assumam valores exagerados.

Ao aplicar este critério na determinação da área necessária de sapata que garante a segurança, obtiveram-se várias sapatas de elementos verticais que se sobrepõem. Foi necessário agrupar essas sapatas criando sete grupos de sapatas contínuas, sendo as restantes cinco isoladas, ligadas por vigas de fundação, como se apresenta na imagem que se segue.

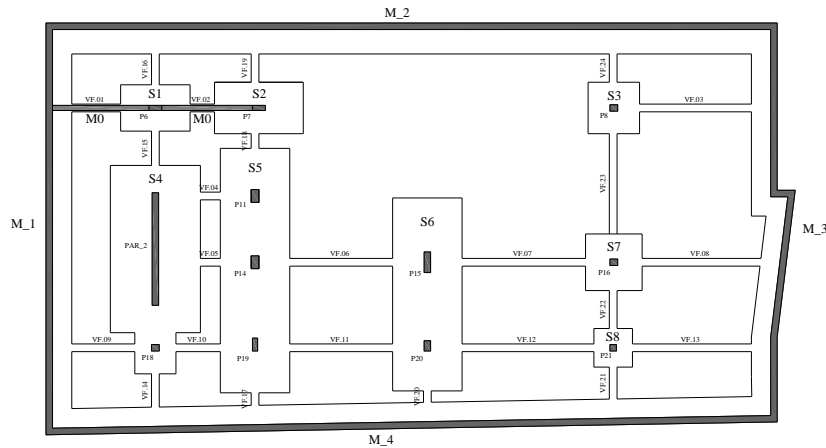


Figura 6.23 – Planta de fundações do edifício.

### 6.8.1.2 Cálculo das áreas de armaduras das sapatas

Estando definidas as dimensões geométricas das sapatas e a planta de fundações, foi possível começar o dimensionamento das mesmas. Para o cálculo das áreas de armadura nas sapatas recorreu-se a dois métodos, o primeiro designado por Método das Bielas<sup>14</sup> (ou modelo escora-tirante), aplica-se nas sapatas isoladas (com carregamento centrado), uma vez que se adotam sapatas rígidas; o segundo aplica-se em sapatas que agrupam vários elementos verticais segundo uma direção, designado Método das Consolas<sup>15</sup> (ou modelo das vigas equivalentes).

A figura seguinte apresenta o esquema do Método das Bielas.

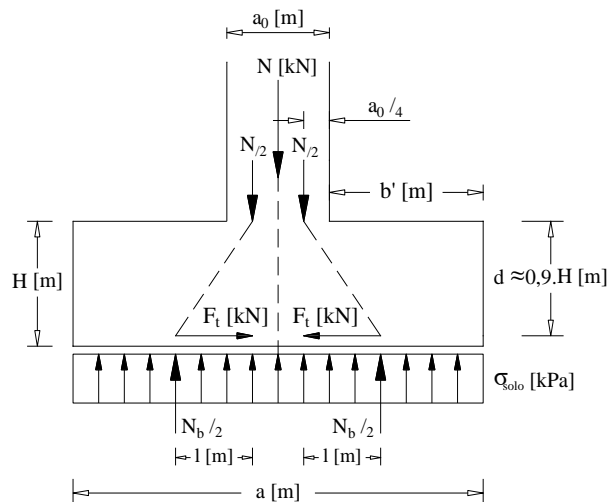


Figura 6.24 – Representação esquemática do cálculo das armaduras pelo Método das Bielas (pilar centrado) [adaptado de Gorgulho, 2001].

<sup>14</sup> Este método explica o funcionamento interno da sapata através de escoras de betão e tirantes de armadura para absorver as cargas aplicadas.

<sup>15</sup> Este método simula o comportamento da sapata sujeita ao diagrama de tensões no solo, a partir de consolas laterais invertidas encastradas no elemento vertical (parede ou pilar).

A força de tração ( $F_{t,sd}$ ) existente junto à base da sapata, utilizada no cálculo das armaduras, é definida através da seguinte expressão:

$$F_{t,sd} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d} \quad (6.119)$$

Onde:

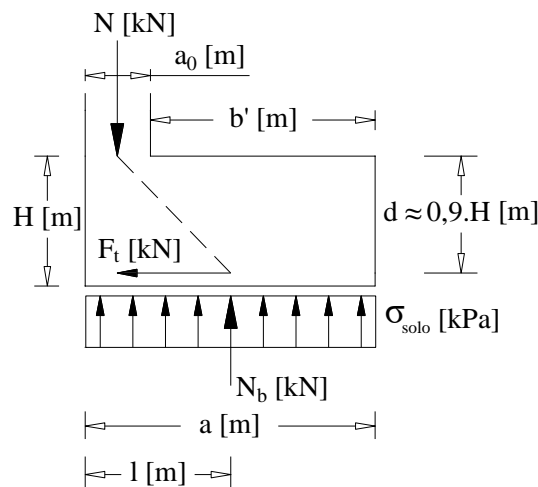
$N_{b,Ed}$  Esforço axial retirado da combinação de cálculo corrigido na base da sapata [kN] em que:

$N_{b,Ed} = (N_{Ed,pilar} + N_{PP_{sapata}}) \cdot \gamma$ , sendo  $\gamma = 1,35$  (para passar da Combinação GEO para a Combinação Fundamental)

Assim, a área de armadura por metro linear necessária para a absorção da tração é determinada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t,sd}}{b \cdot f_{syd}} \quad (6.120)$$

Em relação às sapatas dos muros de suporte, sendo sapatas excêntricas em que os elementos verticais estão situados na extremidade das mesmas, foram determinadas através do método das bielas como podemos observar o esquema da figura seguinte.



**Figura 6.25** – Representação esquemática do cálculo das armaduras pelo Método das Bielas (muro de suporte) [adaptado de Gorgulho, 2001].

A determinação da força de tração por metro na base da sapata e da área de armadura que verifica a segurança traduz-se pelas seguintes expressões:

$$F_{t,sd} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (a - a_0)}{2 \cdot d} \quad (6.121)$$

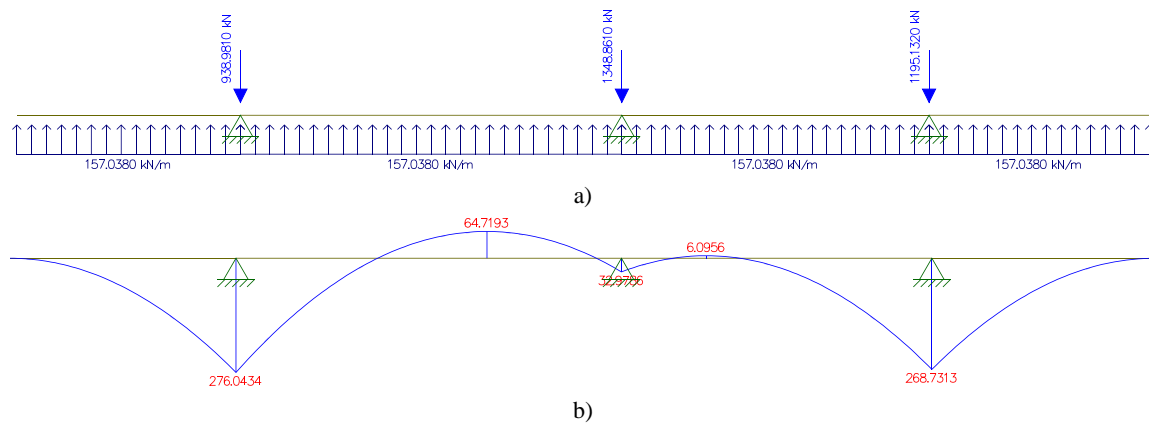
E ainda:

$$A_s = \frac{F_{t,sd}}{f_{syd}} \quad (6.122)$$

O esforço axial corrigido ( $N_b$ ) considerado para as sapatas do muro de suporte foi obtido através do *software* de cálculo automático para toda a extensão do muro, somando todas as reações e dividindo pelo seu comprimento, conduzindo a um valor  $N_b$  em kN/m de muro.

A determinação das áreas de armaduras através do Método das Consolas é concebida por um modelo simplificado que tem em conta o equilíbrio entre as ações que a sapata exerce sobre o solo, vindas dos elementos verticais, e a tensão que o solo exerce sobre a sapata, não existindo deslocamentos na zona dos pilares e considerando que a sapata é rígida.

A figura seguinte mostra o modelo de cálculo utilizado para a sapata 4, assim como o diagrama de momentos fletores obtido.



**Figura 6.26** – Representação esquemática da sapata contínua (por metro de largura) pelo Método das Vigas Equivalentes: a) modelo de cálculo; b) diagrama de momentos fletores.

Ao observar a figura, consegue-se constatar que se obtêm momentos fletores máximos positivos e negativos, necessários para o cálculo da armadura inferior e superior respetivamente.

O valor da força máxima de tração é definido pela seguinte expressão:

$$F_{t,sd} = \frac{M_{Ed,max}}{0,9 \cdot d} \quad (6.123)$$

A área de armadura necessária para verificação da segurança é de igual forma traduzida pela expressão (6.122).

### 6.8.2 Vigas de Fundação

Relativamente ao dimensionamento das vigas de fundação, sendo semelhante ao das sapatas, admitiu-se que o coeficiente  $\Omega$  assume o valor unitário, contudo como indica a Cl.4.4.2.6(8) do EC8, o valor do coeficiente de sobrerresistência ( $\gamma_{Rd}$ ) aumenta para o valor de 1,4, tornando a considerar a ação sísmica preponderante face à combinação GEO.

Tendo em conta a Cl.5.8.2(3) do EC8, a largura da secção transversal das vigas de fundação deverá ser pelo menos igual a  $b_{w,\min} = 0,25$  m e a altura da secção transversal pelo menos  $h_{w,\min} = 0,40$  m para edifícios até três pisos. Ao longo de todo o comprimento, as vigas de fundação devem garantir uma taxa de armadura longitudinal mínima de  $\rho_{b,\min} = 0,4\%$ , tanto na face superior como na face inferior. O projeto em estudo contém uma cave com paredes apenas numa das duas direções, deste modo assumiu-se uma altura da secção das vigas de fundação com valor de 0,50 m e uma largura de 0,30 m.

Desta forma, as vigas de fundação foram dimensionadas através do princípio da capacidade real a partir da expressão (6.115). Através do *software* de cálculo automático foram obtidas as áreas de armadura necessárias para resistir aos esforços a que estas vigas estão sujeitas, estes resultados encontram-se no anexo P.

### 6.9 Estados Limites de Utilização

Como foi referido no ponto 2.5.2 do presente trabalho, os Estados Limites de Utilização (ou de Serviço) são os que estão associados aos danos pouco severos, suscetíveis de prejudicar o funcionamento da estrutura, o seu aspeto, ou o conforto dos utilizadores.

Assim sendo, deve-se efetuar a verificação aos estados limites de utilização através dos Eurocódigos Estruturais EC2 e EC8, que são:

- Controlo da fendilhação (indicado no EC2);
- Controlo das deformações (indicado no EC2);
- Limitação de danos em caso de sismo (indicado no EC8).

### 6.9.1 Controlo da fendilhação

Em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção resultantes de ações diretas é obrigatório que se verifique a fendilhação, como está estabelecido na Cl.7.3.1 do EC2. A fendilhação deve ser limitada para não prejudicar o funcionamento ou a durabilidade da estrutura, nem tornar o seu aspeto inaceitável.

Através da Cl.7.3.3(2) do EC2 é referido um método simplificado de verificação indireta para o controlo da fendilhação, que se baseia em limitar o diâmetro ou o espaçamento máximo dos varões. Assim, optou-se neste projeto, de modo a evitar o cálculo da abertura de fendas  $\omega_k$ , por limitar o valor do espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação. Segundo o Quadro 7.3N do EC2, considerou-se a abertura de fendas máxima aceitável igual a 0,3 mm, impondo um espaçamento máximo, entre os varões nas lajes, de aproximadamente 200 mm<sup>16</sup>.

**Tabela 6.76** – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação (adaptado do Quadro 7.3N da NP EN 1992-1-1, 2010).

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

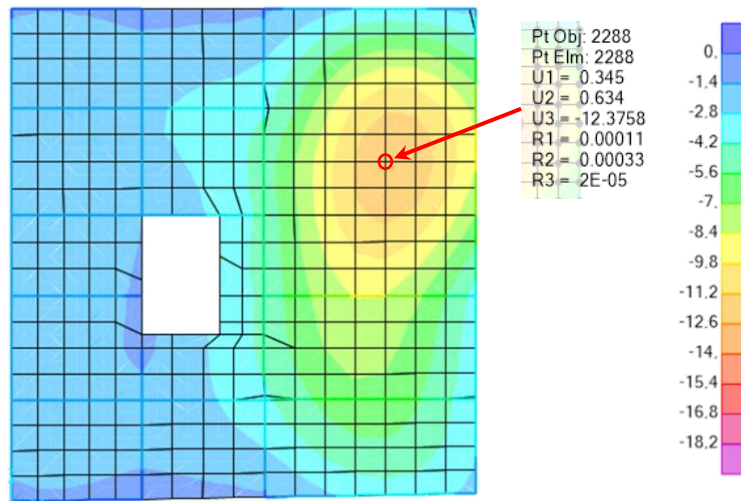
### 6.9.2 Controlo das deformações

A Cl.7.4 do EC2 indica limites máximos para as deformações ao nível dos pisos de uma estrutura, garantindo o conforto dos seus utilizadores, a estética do edifício e de modo a não prejudicar a sua funcionalidade. Desta forma, para que haja o controlo das deformações, a mesma cláusula impõe que:

<sup>16</sup> Este valor do espaçamento máximo foi obtido através da determinação da tensão no aço no instante da fendilhação que pode ser aproximada por  $\sigma_s = f_{yd}/1,5$  (situação das lajes sujeitas à flexão através das cargas verticais), o que resulta, assim, numa tensão com o valor de 240 MPa.

- A flecha calculada num determinado elemento sujeito a ações quase permanentes deve ser limitada a  $L_{vão}/250$ , como se refere na Cl.7.41(4) do EC2;
- As flechas que ocorrem após a construção e que são suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura (elementos estruturais) devem ser limitadas a  $L_{vão}/500$ .

Para cumprir os requisitos referidos anteriormente, foram analisados, a partir do modelo de cálculo, todos os pisos para a combinação quase permanente e conclui-se que o maior deslocamento ocorre na laje no piso três e toma o valor de 12,38 mm, como podemos observar na figura seguinte.



**Figura 6.27** – Deformação do piso 3 para a combinação quase-permanente de ações.

Após a identificação do maior valor de deslocamento, realizou-se o cálculo da flecha, no mesmo local, considerando o estado fendilhado e não fendilhado, determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$a = \zeta \cdot a_{II} + (1 - \zeta) \cdot a_I \tag{6.124}$$

Onde:

- $a$  Flecha [mm];
- $a_I$  Valor da flecha para o estado não fendilhado [mm];
- $a_{II}$  Valor da flecha para o estado fendilhado [mm];
- $\zeta$  Coeficiente de distribuição, é determinado por:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 \tag{6.125}$$

Onde:

$\beta$  Coeficiente que considera a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma o valor de  $\beta = 1,0$  para carregamento de curto prazo ou  $\beta = 0,5$  para carregamento de longo prazo;

$M_{QP}$  Momento resultante da combinação quase permanente de ações [kN.m];

$M_{CR}$  Momento de fendilhação [kN.m], é definido por:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.126)$$

Onde:

$f_{ctm}$  Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [MPa];

$b$  Largura da secção [m], para a laje toma o valor igual a 1,0 m;

$h$  Altura da laje [m].

A partir do modelo de cálculo, na secção onde ocorre a maior flecha, retiraram-se o valor do momento quase permanente ( $M_{QP}$ ) associado, o comprimento do vão da laje onde se encontra e as armaduras superior e inferior necessárias para a verificação do estado limite último de flexão. O valor da maior flecha foi reduzido a metade devido ao módulo de elasticidade do betão também ter sido considerado metade do seu valor no modelo de cálculo. Os resultados obtidos são indicados na seguinte tabela.

**Tabela 6.77** – Área de armadura longitudinal no muro de suporte.

Flecha [mm]	$M_{QP}$ [kN.m/m]	$L$ [m]	$A_{s,superior}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,inferior}$ [cm <sup>2</sup> /m]
6,19	34,29	6,70	5,27	8,62
			Ø10 // 0,15	Ø10 // 0,15 + Ø8 // 0,15

Após ter obtido os resultados anteriormente referidos, realizou-se o cálculo do momento de fendilhação ( $M_{CR}$ ) para certificar se existe fendilhação na secção onde ocorre a maior flecha, ou seja:

$$M_{CR} = 2,6 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0,25^2}{6} = 27,08 \text{ kN.m/m}$$

Em que temos as seguintes condições:

$M_{QP} > M_{CR}$  – considera-se uma zona fendilhada;

$M_{QP} < M_{CR}$  – considera-se uma zona não fendilhada.

Como o  $M_{QP}$  é superior ao  $M_{CR}$ , constata-se que na laje ocorre fendilhação nesta zona. Por este motivo, procede-se à determinação da flecha a longo prazo ( $a_\infty$ ), a partir do método dos coeficientes globais, como podemos observar os seguintes cálculos:

- Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2,5$ ;
- Módulo de elasticidade do betão C25/30:  $E_{cm} = 31$  GPa ;
- Módulo de elasticidade efetivo:  $E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1+\varphi)} = 1,05 \times \frac{31}{(1+2,5)} = 9,3$  GPa ;
- Coeficiente de homogeneização:  $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,3} = 21,505$  ;
- Taxa de armadura de tração:  $\rho = \frac{A_{s,inf}}{b \cdot d} = \frac{8,62 \times 10^{-4}}{1 \times 0,216} = 0,00399$  ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho = 21,505 \times 0,00399 = 0,085 \cong 0,09 \\ d/h = 0,216/0,25 = 0,864 \cong 0,9 \\ \beta = \frac{A_{s,sup}}{A_{s,inf}} = \frac{5,27}{8,62} = 0,6114 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Recorrendo a tabelas} \left\{ \begin{array}{l} I_I/I_C = 1,26 \\ I_{II}/I_C = 0,46 \end{array} \right.$$

Nota: Ao verificar que os valores obtidos não estavam representados nas tabelas consultadas, foi realizada uma interpolação para saber os valores  $I_I/I_C$  e  $I_{II}/I_C$ .

- Flecha para o estado fendilhado:  
 $a_{II,\infty} = (1+\varphi) \cdot \frac{a_c}{(I_{II}/I_C)} = (1+2,5) \cdot \frac{6,19}{0,46} = 47,082$  mm ;

- Flecha para o estado não fendilhado:  
 $a_{I,\infty} = (1+\varphi) \cdot \frac{a_c}{(I_I/I_C)} = (1+2,5) \cdot \frac{6,19}{1,26} = 17,189$  mm ;

Em que  $a_c$  é o valor expectável da flecha obtido pelo *software* de cálculo.

- Coeficiente de distribuição:  $\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 = 1 - 0,5 \times \left( \frac{27,083}{34,286} \right)^2 = 0,688$  ;
- Valor da flecha a longo prazo:  
 $a_\infty = \zeta \cdot a_{II,\infty} + (1 - \zeta) \cdot a_{I,\infty} = 0,688 \times 47,082 + (1 - 0,688) \times 17,189 = 37,756$  mm ;
- Valor máximo admissível regulamentar para a flecha a longo prazo:

$$\frac{L}{250} = \frac{6,7}{250} = 26,8 \text{ mm}$$

Ao analisar os resultados obtidos, verifica-se que a flecha a longo prazo ( $a_{\infty}$ ) é superior ao valor da flecha regulamentar referido no EC2, deduzindo-se, assim, que não é satisfeito o estado limite de deformação na laje do piso três.

Para solucionar e para que haja diminuição nas deformações excessivas existentes pode-se aplicar uma contra flecha inicial para compensar o efeito total ou parcial das deformações, sendo que este valor adotado não deverá exceder o valor de  $L_{vão}/250$ . Como opção pode-se modificar o sistema estrutural, aumentar a espessura da laje, adotar uma solução em pré-esforço ou então colocar elementos estruturais verticais para diminuir o vão e conseqüentemente as deformações. Neste trabalho, devido às condições impostas pelo projeto de arquitetura, decidiu-se aplicar uma contra flecha com valor de 11 mm.

### 6.9.3 Limitação de Danos

Tendo em conta a Cl.4.4.3.2 do EC8, como o edifício em estudo é um edifício com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (como paredes de alvenaria, envidraçados), os deslocamentos relativos entre os pisos, provocados por uma ação sísmica, devem verificar a seguinte expressão, cumprindo o requisito de limitação de danos:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (6.127)$$

Onde:

- $d_r$  Valor de cálculo do deslocamento entre pisos [m];
- $\nu$  Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, toma o valor de  $\nu = 0,4$  para o sismo tipo 1 e  $\nu = 0,55$  para o sismo tipo 2;
- $h$  Altura entre pisos [m].

Ao aplicar a expressão anteriormente referida, obtiveram-se os valores de deslocamentos relativos entre pisos, para os dois tipos de ação sísmica, segundo X e Y, que são indicados nas tabelas seguintes.

**Tabela 6.78** – Verificação da limitação de danos para a ação sísmica tipo 1.

		Ação Sísmica Tipo 1						
		Pisos	$h$ [m]	$d_r$ [m]	$\nu$	$d_r \cdot \nu$ [m]	$0,005 \cdot h$ [m]	$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$
Direção X	Piso 1	2,60	0,006	0,40	0,0024	0,013	Verifica	
	Piso 2							0,008
	Piso 3							0,009
	Telhado							0,007
Direção Y	Piso 1	2,60	0,009	0,40	0,0035	0,013	Verifica	
	Piso 2							0,009
	Piso 3							0,008
	Telhado							0,007

**Tabela 6.79** – Verificação da limitação de danos para a ação sísmica tipo 2.

		Ação Sísmica Tipo 2						
		Pisos	$h$ [m]	$d_r$ [m]	$\nu$	$d_r \cdot \nu$ [m]	$0,005 \cdot h$ [m]	$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$
Direção X	Piso 1	2,60	0,004	0,55	0,0022	0,013	Verifica	
	Piso 2							0,006
	Piso 3							0,006
	Telhado							0,005
Direção Y	Piso 1	2,60	0,006	0,55	0,0034	0,013	Verifica	
	Piso 2							0,007
	Piso 3							0,006
	Telhado							0,005

Ao analisar os valores obtidos das tabelas acima apresentadas, uma vez que a condição (6.127) é verificada em todos os casos, deduz-se que o projeto cumpre o requisito da limitação de danos.

# CAPÍTULO 7

---

## CONCLUSÃO

A concretização deste trabalho teve por base um projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação. No decorrer deste projeto seguiram-se as várias fases do dimensionamento de uma estrutura de betão armado, começando pela análise da arquitetura do edifício, conceção da estrutura, modelação, análise de resultados, dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais tendo por base os Eurocódigos Estruturais que têm como objetivo principal a uniformização e a harmonização do projeto estrutural na União Europeia.

Relativamente ao dimensionamento foi possível identificar vários problemas dos diferentes elementos estruturais, a partir dos quais foram tomadas algumas decisões de forma pragmática, sendo praticamente irreversíveis no decorrer deste trabalho. Estas decisões garantem a verificação dos requisitos impostos na regulamentação existente.

Na realização deste trabalho foram essencialmente aplicados os critérios do EC8, visto que englobam novos conceitos no dimensionamento de estruturas, constituindo assim um conjunto de procedimentos de enorme complexidade que contabilizam os efeitos da ação sísmica. Este regulamento impõe um acompanhamento contínuo desde o início do projeto (definição da planta e do alçado do edifício em estudo), no qual, por exemplo, a regularidade estrutural condiciona o tipo de análise a ser estabelecido, bem como o coeficiente de comportamento da estrutura. Surgem outros novos conceitos como as classes de ductilidade e a aplicação do cálculo pela Capacidade Real, garantindo que a ductilidade da estrutura assegura a formação de rótulas plásticas nas vigas e evita roturas do tipo frágil por esforço transversal.

A ductilidade da estrutura garante a sua capacidade de dissipação de energia, assegurando o uso do EC8 uma enorme vantagem relativamente ao dimensionamento das estruturas. Deste modo, o uso do EC8 garante que as estruturas sejam dimensionadas para resistir em regime elástico diminuindo consideravelmente os esforços de cálculo mediante a adoção de um coeficiente de comportamento. Perante esta situação vai existir uma maior exigência no detalhe da pormenorização dos elementos estruturais

constituintes da estrutura em estudo, permitindo, com base nos conhecimentos adquiridos ao longo do curso da Engenharia Civil, uma análise dos diferentes tipos de elementos estruturais.

Um dos aspetos importantes é a realização das pormenorizações em simultâneo com o dimensionamento. As alterações impostas são efetuadas no momento, a fim de evitar problemas de disposição das armaduras. Outro aspeto relevante é a elaboração do modelo tridimensional, a partir do *software* de cálculo automático *SAP2000*, que retrata a estrutura na realidade, permitindo assim a obtenção de resultados precisos e coerentes para a análise estrutural.

Este trabalho também proporcionou o desenvolvimento de competências face aos *softwares* utilizados, considerando-se boas ferramentas para a elaboração de futuros projetos de estruturas, pois possibilitam um vasto conhecimento no âmbito do dimensionamento estrutural.

Os objetivos propostos para este trabalho foram cumpridos, concluindo que a elaboração de um projeto, de modo a tomar certas decisões sempre com base na utilização dos regulamentos (Eurocódigos Estruturais), é uma tarefa complexa, interessante, mas muito exigente e desafiante para um engenheiro de estruturas. É certo que se encontram várias soluções para um determinado problema, contudo sabe-se que compete sempre ao engenheiro encarar a solução mais adequada para cada contexto específico.

Assim, na realização deste projeto abordaram-se vários conceitos, todos eles importantes perante várias ações, em particular a ação sísmica, bem como o meio envolvente, tendo sempre respeitado as normas regulamentares propostas e as regras de boa prática do dimensionamento de estruturas.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, J. F., Camara, J. N., Costa, A., Júlio, E., & Rodrigues, R. (2014). *Estruturas de Betão I. Folhas de apoio às aulas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão - Volume II* (1ª Edição). Lisboa: ORION.
- CSI. (1998). SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Retrieved March 12, 2018, from [www.csiportugal.com](http://www.csiportugal.com)
- CSI. (2019). CSI Knowledge Base. Retrieved May 23, 2019, from <https://wiki.csiamerica.com/>
- Gomes, M. N. R. (2015). *Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Gorgulho, A. S. (2001). *Betão estrutural II - Versão atualizada segundo Eurocódigo 2*. Lisboa.
- Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado. (1992). *Tabelas Diversas*. s.l.: Secção de Folhas - IST.
- LNEC. (1983a). Decreto-Lei nº 349-C/83 - REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. *Diário Da República*.
- LNEC. (1983b). Decreto-Lei nº235/83 - RSA: Regulamento de Segurança e acções. *Diário Da República*.
- LNEC. (2007). E464 - Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais.
- Lopes, M. (2009). *Sismos e Edifícios* (1ª Edição). Lisboa: ORION.
- Martha, L. F. (2010). *Métodos Básicos da Análise de Estruturas*. Rio de Janeiro: PUC-Rio.
- Montoya, P. J., Meseguer, Á. G., & Cabré, F. M. (2000). *Hormigón Armado* (14ª Edição). Barcelona: Gustavo Gili, SA.
- NP EN 197-1. (2001). Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 1990. (2009). Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. *Instituto Português Da Qualidade, 1999*, 88. [https://doi.org/NP EN 1991-1-4](https://doi.org/NP%20EN%201991-1-4)
- NP EN 1991-1-1. (2009). Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. *Instituto Português Da Qualidade, 44*.

- NP EN 1992-1-1. (2010). Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 1997-1. (2010). Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 1998-1. (2010). Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1 : Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 206-1. (2007). Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.pdf. *Instituto Português Da Qualidade*.
- Rolão, P. D. P. (2018). *Projeto de Fundações e Estrutura da Escola Superior de Enfermagem Pólo Artur Ravara em Lisboa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Romãozinho, M. F. B. de O. R. (2008). *Dimensionamento para a ação do EC8: Análise das prescrições da EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado em recurso a um exemplo prático*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Santos, P. (2010). *Projeto De Estruturas De Um Edifício Dimensionado De Acordo Com Os Eurocódigos EC1 , EC2 e EC8*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Taranath, B. S. (2010). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings* (1ª Edição). Florida: CRC Press.