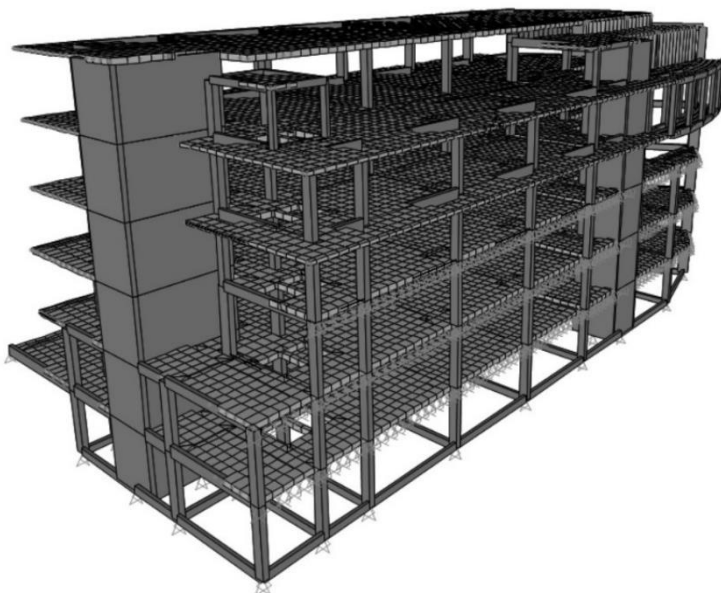




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



**Projeto de Estruturas e Fundações de um Edifício de  
Escritórios com Grandes Vãos**

**ANDREIA SOFIA DA SILVA MACHADO AFONSO**  
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil na Área de  
Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Outubro de 2022**



# [PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS]

## RESUMO

Alguns problemas que surgem nas construções podem estar relacionados com erros de projeto, conceção e dimensionamento, ou seja, nas primeiras etapas do seu desenvolvimento. É por isso de grande importância uma correta análise, avaliação e compreensão não só do comportamento das estruturas, mas também das características dos materiais que as compõem, as ações a que estão sujeitas e a sua finalidade.

Assim, neste trabalho desenvolve-se uma análise e dimensionamento de uma estrutura e respetivas fundações, de um edifício de escritórios. O sistema estrutural adotado é constituído por lajes fungiformes aligeiradas, tipo Cobiax, com vãos na ordem dos 10 m. O sistema em lajes fungiforme é recorrentemente utilizado para edifícios deste tipo, pois permite vãos maiores e maior flexibilidade na organização dos espaços, mas, por outro lado, o seu comportamento face à ação sísmica ainda não está totalmente esclarecido, podendo levar a uma análise mais conservadora da estrutura e ser necessário associar estes elementos a outros com capacidade de absorção de forças sísmicas.

Dada a sismicidade da zona onde a estrutura se localiza, Lisboa, os princípios de conceção estrutural para fazer face à ação sísmica, preconizados na NP EN 1998, serão essenciais para a conceção da estrutura, nomeadamente, para a disposição e definição dos elementos estruturais e avaliação da capacidade dissipativa da estrutura.

Para além da conceção estrutural, são estabelecidas as bases de projeto, tais como, a definição dos materiais e ações atuantes na estrutura, procedendo-se ao dimensionamento dos elementos, em conformidade com a ductilidade apresentada pela estrutura, incluindo escadas e muros, de acordo com os estados limites últimos e de utilização, preconizados na regulamentação em vigor, os Eurocódigos.

## PALAVRAS-CHAVE

Projeto; Laje fungiforme aligeirada; Laje Cobiax; Conceção Estrutural; Estruturas resistentes a sismos; Dimensionamento; Eurocódigos; Estados Limites.



## [STRUCTURAL AND FOUNDATION DESIGN OF AN OFFICE BUILDING WITH LARGE SPANS]

### ABSTRACT

Some of the problems emerging from buildings are related to errors in design and conception, i.e., in the first stages of development. Hence, it is of paramount importance a correct analysis, evaluation and understanding, not only of the behaviour of the structures, but also the characteristics of the materials they are made of, the actions to which they are subjected to, and their purpose.

In this work, an analysis and design of a structure and their foundation was developed for an office building, with a structural system of lightened fungiform slabs. This system is frequently used in this kind of buildings since they allow a great flexibility in organizing space. However, it is worth mentioning that its behaviour against the seismic action is not totally known, and therefore their analysis can be more conservative, and therefore might be the need to associate these elements to others with a greater capacity to absorb seismic forces.

Given the seismicity of the area where the structure is located, Lisbon, the basic principles of structural conception to face this action recommended in NP EN 1998, will be essential for the layout and definition of the structural elements, and to evaluate the dissipative capacity of the structure.

In addition of the layout and definition of the structural elements, the design bases are established, such as the definition of materials and actions, proceeding the design of the elements, in conformity with the ductility presented by the structure, including stairs and retaining walls, according to the ultimate limit state and damage limitation state, advocated in the regulations in force, Eurocodes.

### KEYWORDS

Design; Lightened fungiform slabs; Cobiax slab; Structural conception; Structures for earthquake resistance; Eurocodes; Limited states.



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	ENQUADRAMENTO	1
1.2	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	1
1.3	OBJETIVOS	2
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
<b>2</b>	<b>BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO</b>	<b>5</b>
2.1	TEMPO DE VIDA ÚTIL DO PROJETO	5
2.2	MATERIAIS	5
2.2.1	<i>Betão</i>	5
2.2.2	<i>Aço</i>	7
2.2.3	<i>Coefficientes parciais de segurança dos materiais</i>	7
2.3	AÇÕES	8
2.3.1	<i>Ações Permanentes</i>	8
2.3.1.1	PESO PRÓPRIO	8
2.3.1.2	REstantes CARGAS PERMANENTES	8
2.3.2	<i>Ações Variáveis</i>	8
2.3.2.1	SOBRECARGAS	9
2.3.2.2	AÇÃO SÍSMICA	9
2.3.3	<i>Combinações de Ações</i>	12
2.3.3.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	12
2.3.3.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	13
<b>3</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO</b>	<b>15</b>
3.1	LAJES	15
3.2	VIGAS	16
3.3	PASSADIÇO SUPORTADO POR BARRAS E MONTANTES DE BETÃO	16
3.4	PAREDES E PILARES	18
3.5	FUNDAÇÕES	19
<b>4</b>	<b>CONCEÇÃO E DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA</b>	<b>21</b>
4.1	PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO ESTRUTURAL	21
4.2	ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS	22
4.3	REGULARIDADE ESTRUTURAL	23
4.3.1	<i>Regularidade em Planta</i>	23
4.3.2	<i>Regularidade em Altura</i>	26
4.4	CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	27
4.5	CLASSE DE DUCTILIDADE	27
4.6	QUANTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	28
4.7	QUANTIFICAÇÃO DOS ESPECTROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO	29

<b>5</b>	<b>MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL.....</b>	<b>31</b>
5.1	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA.....	31
5.1.1	<i>Pilares, Paredes e vigas.....</i>	31
5.1.2	<i>Lajes .....</i>	32
5.1.3	<i>Fundações e Vigas de Fundação .....</i>	33
5.1.4	<i>Barras e Montantes.....</i>	33
5.2	CONTRIBUIÇÃO DO SISTEMA SECUNDÁRIO PARA A RIGIDEZ LATERAL DA ESTRUTURA.....	33
5.3	ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA .....	34
5.4	EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO .....	35
5.5	CONSIDERAÇÕES DOS EFEITOS DE 2º ORDEM (ELU).....	38
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO AOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS.....</b>	<b>41</b>
6.1	ASPETOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO .....	41
6.1.1	<i>Recobrimentos das Armaduras .....</i>	41
6.1.2	<i>Distância Mínima entre varões .....</i>	41
6.1.3	<i>Diâmetro Mínimo de Dobragem de Varões .....</i>	42
6.1.4	<i>Comprimento de Amarração de Varões.....</i>	42
6.1.5	<i>Amarração de Armaduras Transversais.....</i>	44
6.1.6	<i>Comprimento de Sobreposição de Armaduras.....</i>	44
6.2	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES .....	45
6.2.1	<i>Áreas de armadura máxima e mínima .....</i>	45
6.2.2	<i>Espaçamento máximo entre varões.....</i>	46
6.2.3	<i>Verificação ao estado limite último de esforço transverso.....</i>	46
6.2.4	<i>Verificação ao estado limite último de flexão.....</i>	48
6.2.5	<i>Verificação da resistência ao punçoamento .....</i>	50
6.3	DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS .....	52
6.4	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS .....	54
6.4.1	<i>Armaduras longitudinais – disposições construtivas.....</i>	54
6.4.2	<i>Resistência à flexão.....</i>	56
6.4.3	<i>Armaduras Transversais – Disposições Construtivas .....</i>	60
6.4.4	<i>Resistência ao Esforço Transverso.....</i>	61
6.5	PILARES .....	64
6.5.1	<i>Armaduras longitudinais – disposições construtivas.....</i>	64
6.5.2	<i>Armaduras transversais – disposições construtivas.....</i>	64
6.5.3	<i>Pilares Primários.....</i>	67
6.5.4	<i>Pilares Secundários.....</i>	71
6.6	PAREDES E NÚCLEOS DE ESCADAS.....	74
6.6.1	<i>Método dos pilares fictícios .....</i>	74
6.6.2	<i>Armaduras verticais – disposições construtivas.....</i>	75
6.6.3	<i>Resistência à flexão.....</i>	75
6.6.4	<i>Armaduras Horizontais – disposições construtivas.....</i>	77



6.6.5	<i>Armaduras transversais – disposições construtivas</i> .....	77
6.6.6	<i>Resistência ao esforço transverso</i> .....	79
6.6.7	<i>Núcleos de escadas</i> .....	80
6.7	FUNDAÇÕES.....	82
6.7.1	<i>Sapatas</i> .....	83
6.7.2	<i>Vigas de Fundação</i> .....	87
6.8	MUROS.....	88
6.9	BARRAS E MONTANTES EM BETÃO ARMADO.....	89
<b>7</b>	<b>ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO</b> .....	<b>93</b>
7.1	CONTROLO DA FENDILHAÇÃO.....	93
7.2	CONTROLO DA DEFORMAÇÃO.....	94
7.3	LIMITAÇÃO DE DANOS.....	97
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES-CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>101</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>103</b>

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Edifício de Escritórios.....	2
Figura 2.1 - Zonamento Sísmico: Portugal Continental (à esquerda); Madeira (em cima); Açores (em baixo) (EC8-1, 2010).....	10
Figura 3.1 - Seção tipo da laje aligeirada (Ferca, 2011) .....	16
Figura 3.2 - Passadiço.....	17
Figura 3.3 - Localização das barras e montantes (direita: piso 4; esquerda: piso 5) .....	17
Figura 3.4 - Deformação elástica do passadiço (pré-dimensionamento) .....	17
Figura 4.1 - Localização do centro de massa e do centro de rigidez no piso 3 .....	25
Figura 4.2 - Espectros de resposta de cálculo .....	29
Figura 5.1 – Modelo tridimensional em SAP2000 .....	31
Figura 5.2 - Laje do piso 1 (a vermelho zonas maciças e a azul zonas aligeiradas) .....	32
Figura 6.1 - Amarração de cintas (adaptado (EC2, 2004)) .....	44
Figura 6.2 - Discretização da laje do piso 2 (em cima) e esforços transversos (em baixo) .....	48
Figura 6.3 - Discretização da laje do piso 2 depois da verificação ao ET (em cima) e esforços transversos (em baixo).....	48
Figura 6.4 - Dimensões e Modelo de Funcionamento das Escadas.....	52
Figura 6.5 - Esquema de cálculo para os Lanços e Patins .....	52
Figura 6.6 - Largura efetiva do banzo, (EC8-1, 2010).....	58
Figura 6.7 - Esquema representativo do método dos pilares fictícios.....	74
Figura 6.8 - Extensões na curvatura última de uma parede com elemento de extremidade confinado .....	78
Figura 6.9 - Pormenorização da parede Pa4 .....	79
Figura 6.10 - Representação esquemáticas dos esforços nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3 .....	81
Figura 6.11 - Representação esquemática do método das bielas para cálculo das armaduras das sapatas, totalmente comprimidas.....	84
Figura 6.12 - Representação esquemática do método das consolas, para cálculo da sapata dos pilares P24 e P25 .....	85
Figura 6.13 – Representação esquemática do método das bielas, para cálculo das armaduras das sapatas, parcialmente comprimidas.....	85
Figura 6.14 - Representação esquemática do método das bielas, para cálculo das armaduras das sapatas dos muros .....	87
Figura 6.15 - Impulsos sobre os muros (Muro M1 à esquerda e muro M2 à direita).....	89
Figura 7.1 - Deslocamento máximo da estrutura: Cobertura .....	95
Figura 7.2 - Deslocamento máximo no apoio: Pilar P21 .....	96

# ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Características do Betão em lajes, vigas, paredes e pilares.....	6
Quadro 2.2 - Características do Betão para as Fundações e Muros de Suporte .....	6
Quadro 2.3 - Características do Betão para a Regularização das Fundações.....	6
Quadro 2.4 - Características mecânicas do betão .....	7
Quadro 2.5 - Características de resistência do aço para betão armado .....	7
Quadro 2.6 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos .....	7
Quadro 2.7 - Zonamento sísmico e acelerações de referência .....	10
Quadro 2.8 - Classe e coeficiente de importância .....	11
Quadro 2.9 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta ( $a_g, S, T_B, T_C, T_D$ ) .....	12
Quadro 2.10 - Coeficientes parciais relativos às ações .....	13
Quadro 2.11 – Valores dos coeficientes $\psi$ para edifícios, com sobrecargas da categoria B .....	13
Quadro 4.1 - Valores da esbelteza em planta dos pisos .....	23
Quadro 4.2 - Coordenadas dos centros de gravidade e rigidez dos pisos .....	24
Quadro 4.3 - Excentricidades e raios de torção dos pisos, verificação Eq.4.3 .....	25
Quadro 4.4 - Raios de giração da massa dos pisos, verificação Eq.4.4 .....	25
Quadro 4.5 - Massa e rigidez lateral dos pisos .....	26
Quadro 4.6 - Verificação dos recuos em planta .....	27
Quadro 4.7 - Altura e comprimento das paredes.....	29
Quadro 5.1 - Comparação dos deslocamentos dos pisos do modelo global e parcial da estrutura para a ação sísmica tipo 1 .....	33
Quadro 5.2 - Comparação dos deslocamentos dos pisos do modelo global e parcial da estrutura para a ação sísmica tipo 2 .....	34
Quadro 5.3 - Períodos, frequências e massas modais do modelo em SAP2000 .....	34
Quadro 5.4 - Excentricidades acidentais de cada piso.....	36
Quadro 5.5 - Acelerações espectrais dos períodos fundamentais do edifício .....	37
Quadro 5.6 - Forças de corte na base .....	37
Quadro 5.7 - Forças horizontais por piso .....	37
Quadro 5.8 - Momentos torsores (efeitos acidentais de torção).....	38
Quadro 5.9 - Verificação da consideração dos efeitos de 2º ordem do modelo global .....	39
Quadro 5.10 - Verificação da consideração dos efeitos de 2º ordem do modelo parcial .....	39
Quadro 6.1 - Recobrimento das armaduras.....	41
Quadro 6.2 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões .....	42
Quadro 6.3 - Comprimentos de amarração .....	43
Quadro 6.4 - Comprimentos de sobreposição .....	45
Quadro 6.5 - Áreas de armadura mínima e máxima para as lajes.....	46
Quadro 6.6 - Cálculo do Esforço Transverso Resistente nas Lajes .....	47
Quadro 6.7 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo $\mu_0$ .....	51
Quadro 6.8 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo $\mu_1$ .....	51
Quadro 6.9 - Armaduras mínimas e máximas de flexão das vigas, EC2.....	54
Quadro 6.10 - Fator de ductilidade em curvatura .....	56
Quadro 6.11 - Diâmetros máximos recomendados para as vigas primárias, EC8.....	56
Quadro 6.12 - Momentos atuantes e armaduras de flexão adotadas, Viga Vb3.3 .....	57
Quadro 6.13 - Momentos resistentes Viga Vb3.2.....	57
Quadro 6.14 - Momentos atuantes e armaduras de flexão adotadas, Viga Vb6.6 .....	59

Quadro 6.15 - Momentos resistentes Viga Vb6.6 .....	59
Quadro 6.16 - Taxas de armadura regulamentares, Viga Vb6.6 .....	59
Quadro 6.17 - Taxa de armadura e armadura mínima de esforço transversal para as vigas, EC2 .....	60
Quadro 6.18 - Espaçamentos máximos das armaduras transversais das vigas, EC2.....	60
Quadro 6.19 - Espaçamentos máximos das armaduras de confinamento das vigas primárias, EC8 .....	61
Quadro 6.20 - Armaduras transversais viga secundária, Vb3 .....	62
Quadro 6.21 - Armaduras transversais viga primária, zona crítica, Vb6.6.....	63
Quadro 6.22 - Pormenorização Viga Vb6.6, zona crítica e zona corrente .....	63
Quadro 6.23 - Espaçamentos máximos da armadura transversal, pilar primário P5 .....	66
Quadro 6.24 - Espaçamentos máximos da armadura transversal, pilar secundário P23 .....	66
Quadro 6.25 - Esforço Normal Reduzido, Pilar Primário P5 .....	67
Quadro 6.26 - Dimensionamento Armaduras Pilar Primário P5 .....	67
Quadro 6.27 - Flexão desviada, $N_{min}$ , pilar primário P5 .....	68
Quadro 6.28 - Flexão desviada, $N_{máx}$ , pilar primário P5 .....	69
Quadro 6.29 - Esforço transversal mobilizado, pilar primário P5 .....	69
Quadro 6.30 - Armaduras de confinamento nas zonas críticas, pilar primário P5, segundo x ...	70
Quadro 6.31 - Armaduras de confinamento nas zonas críticas, pilar primário P5, segundo y ...	70
Quadro 6.32 – Verificação do esmagamento das bielas de betão, pilar primário P5 .....	70
Quadro 6.33 - Armaduras de confinamento na zona corrente, pilar primário P5, segundo x....	70
Quadro 6.34 - Armaduras de confinamento na zona corrente, pilar primário P5, segundo y....	70
Quadro 6.35 - Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento, pilar primário P5 .....	71
Quadro 6.36 - Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas, pilar primário P5 .....	71
Quadro 6.37 - Verificação do confinamento na zona crítica, pilar primário P5 .....	71
Quadro 6.38 - Esforços do espectro de cálculo, pilar secundário P23.....	72
Quadro 6.39 – Dimensionamento armaduras pilar secundário P23 .....	72
Quadro 6.40 - Flexão desviada, $N_{min}$ , pilar secundário P23.....	72
Quadro 6.41 - Flexão desviada, $N_{máx}$ , pilar secundário P23 .....	73
Quadro 6.42 - Armaduras transversais nas zonas críticas, pilar secundário P23, segundo x.....	73
Quadro 6.43 - Armaduras transversais nas zonas críticas, pilar secundário P23, segundo y .....	73
Quadro 6.44 - Verificação do esmagamento das bielas de betão, pilar secundário P23 .....	73
Quadro 6.45 - Armaduras transversais na zona corrente, pilar secundário P23, segundo x.....	73
Quadro 6.46 - Armaduras transversais na zona corrente, pilar secundário P23, segundo y.....	74
Quadro 6.47 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios, parede Pa4 .....	76
Quadro 6.48 - Esforços e armaduras verticais, parede Pa4, piso 4 .....	76
Quadro 6.49 - Verificação armaduras máximas e mínimas verticais, parede Pa4 .....	76
Quadro 6.50 - Altura crítica, parede Pa4 .....	77
Quadro 6.51 – Esforços e armaduras transversais, parede Pa4, piso 4.....	79
Quadro 6.52 - Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento, parede Pa4 .....	79
Quadro 6.53 - Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas, parede Pa4 .....	79
Quadro 6.54 - Verificação do confinamento na zona crítica, parede Pa4 .....	80
Quadro 6.55 - Verificação do comprimento do pilar fictício, parede Pa4 .....	80
Quadro 6.56 - Esforços atuantes nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3 .....	81
Quadro 6.57 - Forças de tração e compressão nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3.....	81
Quadro 6.58 - Características do solo .....	82
Quadro 6.59 - Esforços de flexão e normais condicionantes no montante do passadiço .....	89
Quadro 6.60 - Pormenorização dos montantes do passadiço .....	90

Quadro 6.61 - Verificação à flexão desviada dos montantes .....	90
Quadro 6.62 - Esforços de flexão e normais condicionantes na barra do passadiço .....	90
Quadro 6.63 - Pormenorização das barras do passadiço.....	90
Quadro 6.64 - Verificação à flexão desviada das barras .....	90
Quadro 6.65 - Resistência das bielas de betão comprimidas, barras e montantes.....	90
Quadro 6.66 - Armaduras transversais adotadas, barras e montantes .....	91
Quadro 7.1 - Diâmetro máximo dos varões para controlo da fendilhação.....	93
Quadro 7.2 - Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação .....	94
Quadro 7.3 - Flecha elástica e momento quase-permanente na cobertura.....	96
Quadro 7.4 - Cálculo do momento de fendilhação.....	96
Quadro 7.5 - Verificação do controlo da deformação .....	97
Quadro 7.6 - Verificação da limitação de danos do modelo global.....	98
Quadro 7.7 - Verificação da limitação de danos do modelo parcial.....	99



# LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

## Alfabeto latino

$A_c$	Área da seção transversal de betão
$A_{Ed}$	Valor de cálculo de uma ação sísmica
$A_{sl}$	Área de armadura de tração
$A_{S,máx}$	Área de armadura máxima
$A_{S,min}$	Área de armadura mínima
$A_{Sw}$	Área de armadura de esforço transverso
$a_0$	Flecha elástica
$a_c$	Flecha a longo prazo
$a_{gr}$	Valor de referência da aceleração máxima à superfície
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
$b$	Largura da seção transversal
$b_t$	Largura média da zona tracionada
$b_w$	Menor largura da seção transversal na área tracionada; menor largura da parede em planta
$b_0$	Dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas
$C_d$	Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização
$d$	Altura útil da seção transversal
$d_{bL}$	Diâmetro dos varões longitudinais
$d_{bw}$	Diâmetro dos estribos
$d_e$	Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
$d_{el,1}$	Deslocamentos elásticos do modelo global da estrutura
$d_{el,2}$	Deslocamentos elásticos do modelo parcial da estrutura
$d_g$	Dimensão máxima do agregado
$d_{laje}$	Altura útil da laje
$d_r$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$d_s$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
$d_w$	Distância entre o centro de gravidade da armadura e fibra mais comprimida
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das ações
$E_S$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
$e_{ai}$	Excentricidade acidental da massa do piso $i$ em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos
$e_{x0}$	Distancia entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, segundo a direção $x$
$F_b$	Força de corte sísmica na base
$F_i$	Força horizontal atuando no piso $i$

$F_t$	Força de tração na armadura
$f_{bd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de um provete cúbico
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{ctk,0,05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
$h_c$	Dimensão da seção do pilar na direção da viga; Maior dimensão da seção transversal do pilar
$h_{cr}$	Altura crítica
$h_s$	Altura livre entre pisos
$h_{viga}$	Altura da viga
$h_{wi}$	Altura da parede i
$h_w$	Altura da parede
$I_{xxi}$ e $I_{yyi}$	Inércias segundo x e y, do elemento vertical i
$k$	Número de modos considerados
$k_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$k_a$	Coefficiente de impulso ativo
$k_x$ e $k_y$	Rigidez lateral do piso
$k_w$	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
$L_i$	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
$l_{bd}$	Comprimento de amarração de cálculo
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
$l_{cl}$	Comprimento livre
$l_{cr}$	Comprimento da zona crítica
$l_{máx}$	Vão de maior dimensão
$l_{max}$	Maior dimensão em planta do edifício
$l_{min}$	Menor dimensão em planta do edifício
$l_s$	Raio de giração da massa do piso
$l_{vão}$	Dimensão do vão
$l_w$	Maior dimensão da parede em planta
$l_{wi}$	Comprimento da seção da parede i
$l_0$	Comprimento de sobreposição de cálculo
$l_{0,min}$	Comprimento de sobreposição mínimo



$M_{ai}$	Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso $i$
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento atuante
$M_{Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente
$M_{Rd,i}$	Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade $i$
$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$	Soma dos momentos resistentes das colunas e a soma dos momentos resistentes das vigas no nó de interseção destes elementos;
$m_i$	Massa do elemento $i$
$N_{Ed}$	Esforço normal atuante
$n$	Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
$P$	Valor representativo de uma ação de pré-esforço
$P_{tot}$	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica
$Q_k$	Valor característico de uma ação variável
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante $i$
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$q$	Coefficiente de comportamento
$q_d$	Coefficiente de comportamento em deslocamento
$q_k$	Coefficiente de comportamento de referência
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento
$R_d$	Valor de cálculo da resistência correspondente
$r_x$	Raio de torção
$S$	Coefficiente de solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$S_d(T_1)$	Ordenada do espectro de cálculo para o período $T_1$
$S_{max,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões, das lajes
$T$	Período de vibração do sistema linear com um grau de liberdade
$T_B$	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
$T_k$	Período de vibração do modo $k$
$T_1$	Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal para os elementos sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo máximo da resistência ao esforço transversal
$V_{Sd}$	Esforço de punção (Força transmitida ao pilar)
$V_{tot}$	Força de corte sísmica total no piso considerado
$x$	Posição da linha neutra
$x_{CM}$ e $y_{CM}$	Coordenadas do centro de gravidade
$x_{CR}$ e $y_{CR}$	Coordenadas do centro de rigidez
$x_i$ e $y_i$	Coordenadas dos centros de gravidade do elemento $i$
$z_i$ e $z_j$	Alturas das massas $m_i$ e $m_j$ acima do nível de aplicação da ação sísmica

## Alfabeto grego

$\varepsilon_{cu2}$	Extensão última do betão não confinado
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência do aço
$\gamma_c$	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_s$	Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
$\gamma$	Peso Volúmico
$\eta$	Coeficiente de correção do amortecimento
$\beta$	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de resposta horizontal
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
$\gamma_P$	Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
$\psi_{0,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\gamma_G$	Coeficiente parcial de segurança relativo a ações permanentes
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial de segurança relativo a ações variáveis
$\psi_0$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\psi_2$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\omega_k$	Largura de fendas
$\varphi$	Coeficiente de fluência
$\nu_d$	Esforço axial reduzido
$\lambda$	Esbelteza
$\alpha_0$	Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural
$\emptyset$	Diâmetro do varão
$\emptyset_{m,min.}$	Diâmetro mínimo do mandril
$\sigma_{sd}$	Tensão na seção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração
$\alpha_{ct}$	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
$\sigma_{cp}$	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou pré-esforço
$\mu$	Momento fletor reduzido
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura
$\nu_{sd}$	Tensão de cálculo de corte por punçoamento no perímetro do pilar
$\mu_0$	Perímetro do pilar
$\nu$	Percentagem mecânica de armadura
$\mu_1$	Contorno de controlo básico
$\rho_l$	Percentagem de armadura de tração
$\rho$	Taxa de armadura na zona tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura na zona comprimida
$\mu_\varphi$	Fator de ductilidade em curvatura
$\nu_d$	Esforço axial normalizado/reduzido

$\gamma_{Rd}$	Coefficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura mínima de esforço transverso
$\rho_w$	Taxa de armadura de esforço transverso
$\alpha$	Coefficiente de eficácia do confinamento
$\omega_{wd}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas
$\omega_v$	Taxa mecânica das armaduras verticais da alma
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão última do betão confinado
$\chi_u$	Posição do eixo neutro
$\theta$	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

### Siglas

RSA	Regulamento de segurança e Ações para Estruturas e Edifícios e Pontes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço
EN	European Norm (Norma Europeia)
NP	Norma portuguesa
EC8	Eurocódigo 8: NP EN 1998
EC0	Eurocódigo 0: NP EN 1990
EC2	Eurocódigo 2: NP EN 1992
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
EC1	Eurocódigo 1: NP EN 1991
ELU	Estados Limite Últimos
ELS	Estados Limites de Serviço



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

Alguns problemas que surgem nas construções podem estar relacionados com erros de projeto, conceção e dimensionamento, ou seja, nas primeiras etapas do seu desenvolvimento. É por isso de grande importância uma correta análise, avaliação e compreensão não só do comportamento das estruturas, mas também das características dos materiais que as compõem, as ações a que estão sujeitas e a sua finalidade.

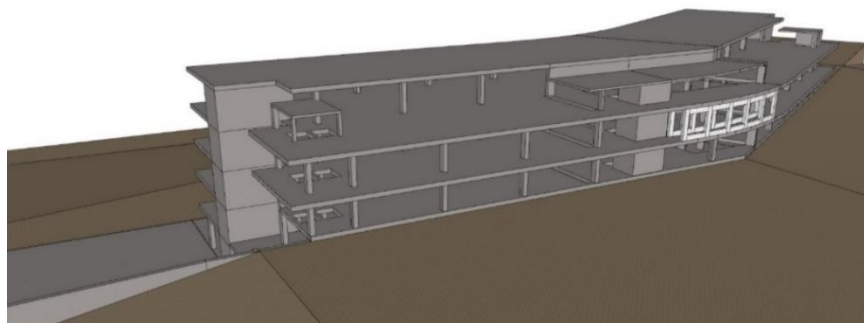
Na elaboração de projetos de edifícios em Portugal, em 2019 foram aprovadas as condições para utilização das normas europeias, os Eurocódigos Estruturais, havendo um período de 3 anos de transição onde a regulamentação portuguesa (elaboradas nas décadas de 60 e 80), nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas e Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), ainda poderão ser utilizados.

No que diz respeito a estruturas em betão armado, a principal diferença entre as duas normas, portuguesa e europeia, recai sobretudo na melhor caracterização da ação sísmica e pormenorização dos elementos sísmo-resistentes, que se deve à contínua evolução do conhecimento associado aos trabalhos de investigação e observação dos efeitos desta ação nas estruturas ao longo dos anos. Diferenças essas que levaram à criação de um único regulamento específico para o efeito, o Eurocódigo 8 (doravante EC8).

Nesse sentido, desenvolveu-se um projeto para a construção de um edifício, que visa a implementação e o aprofundamento do conhecimento na aplicação das normas europeias, analisando os principais condicionalismos e singularidades da estrutura, para se obterem melhores soluções construtivas em termos de comportamento estrutural e economia.

## 1.2 Descrição do Edifício

O edifício a projetar localiza-se em Lisboa e destina-se a escritórios. Faz parte integrante de um conjunto de três edifícios, separados por juntas de dilatação (Figura 1.1).



*Figura 1.1 - Edifício de Escritórios*

O corpo central do edifício é constituído por 7 pisos, sendo o piso térreo enterrado, o piso 1, 2 e 3 são semi-enterrados, enquanto o piso 4, 5 e a cobertura são elevados. O edifício apresenta uma planta retangular de dimensões 52,0 m x 26,2 m, com uma altura total de 24,0 m.

No que diz respeito à funcionalidade dos pisos o piso -1, este destina-se a estacionamento. Nos pisos 1 e 2 encontram-se os espaços de apoio ao complexo como a cafeteria, cantina e alguns escritórios.

Quanto aos pisos superiores, encontram-se os espaços relacionados com os serviços, tais como, áreas administrativas, comercial e de recursos humanos.

A circulação entre pisos é feita com recurso a escadas e elevadores, sendo que estes últimos não estão localizados no corpo em estudo.

Dada a dimensão dos vãos e à necessidade de criar espaços abertos, adotou-se para a estrutura do edifício um sistema de lajes fungiformes aligeiradas, tipo Cobiax, apoiadas em pilares e paredes de betão, com vigas de bordadura na periferia do edifício sempre que possível. A construção possui muros de contenção de terra devido aos pisos enterrados e semi-enterrados.

O sistema de lajes fungiformes aligeiradas é bastante recorrente para este tipo de construções devido à flexibilidade de organização dos espaços, mas também devido à sua rapidez de execução (Carvalho, 2008). Este sistema utiliza menor quantidade de betão na execução das lajes dos pisos, devido à introdução de vazios no seu interior e, conseqüentemente, traduz-se numa redução do seu peso.

Contudo as estruturas com lajes fungiformes não estão completamente cobertas pelos regulamentos em vigor, nomeadamente a EN 1998 (doravante EC8). O seu comportamento face à ação do sismo ainda não está totalmente esclarecido e não têm uma grande capacidade dissipativa, pelo que o EC8 preconiza um critério de segurança mais restrito e conservador na sua análise.

### 1.3 Objetivos

O objetivo geral da elaboração deste trabalho prende-se, para além da aplicação das normas europeias, à aplicação dos conceitos teóricos e práticos adquiridos nas diversas áreas de estudo de engenharia civil para a realização do dimensionamento dos elementos estruturais que compõem o edifício.

Para tal, vários objetivos específicos podem ser estabelecidos ao longo das etapas do trabalho, garantindo o desenvolvimento progressivo do projeto. Esses objetivos são:

- Definição da solução estrutural, respeitando as bases de projeto e arquitetura;
- Definição das bases para a elaboração do projeto de estruturas;
- Realização do pré-dimensionamento dos elementos estruturais;
- Modelação do edifício com recurso a um programa de cálculo automático de estruturas;
- Análise e conceção sísmica;
- Análise dos esforços e dimensionamento dos elementos estruturais, garantindo a verificação da segurança;
- Elaboração das peças desenhadas e pormenorização dos elementos estruturais.

## 1.4 Organização do Trabalho

Este trabalho encontra-se organizado em 9 capítulos, incluindo a presente introdução.

### **Capítulo 1 – Introdução:**

Estabelecem-se os objetivos e o enquadramento do projeto e consta também a descrição do edifício em análise.

### **Capítulo 2 – Bases Para Elaboração do Projeto:**

Definem-se as principais bases de projeto, como o tempo de vida útil, as propriedades dos materiais e as ações a que o edifício estará sujeito.

### **Capítulo 3 – Pré-Dimensionamento:**

Procede-se ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais, tendo por base expressões semi-empíricas.

### **Capítulo 4 – Conceção e Definição da Ação Sísmica:**

Apresentam-se os princípios básicos de conceção estrutural, fundamentais devido à relevância da ação sísmica, para evitar comportamentos desadequados face a este tipo de ação, incluindo a quantificação da ação.

### **Capítulo 5 – Modelação e Análise Estrutural:**

Desenvolve-se, no programa de cálculo automático, o modelo numérico da estrutura e onde também se verificam comportamentos espectáveis do edifício e alguns critérios de segurança.

### **Capítulo 6 – Dimensionamento Aos Estados Limite Últimos:**

Cálculo de vários aspetos relacionados com as disposições construtivas, como recobrimentos, distâncias entre varões e amarração de armaduras, para garantir a durabilidade e resistência adequada dos elementos.

Cálculo e verificação da segurança dos vários elementos estruturais.

**Capítulo 8 – Verificação dos Estados Limite de Utilização:**

Verificação dos estados limites de utilização, tais como, abertura de fendas e deformações, para garantir a durabilidade, aspeto e condições de serviço durante a utilização da estrutura.

**Capítulo 9 – Conclusão:**

Resumo dos aspetos mais importantes e particularidades deste projeto.



## 2 BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO

### 2.1 Tempo de Vida Útil do Projeto

O tempo de vida útil de projeto é definido, de acordo com a EN 1990 (doravante EC0), como o período durante o qual se pretende que uma estrutura, ou parte da mesma, seja utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista, mas sem necessidade de grandes reparações.

Encontram-se, na seção 2.3 do EC0, as regras relativas ao tempo de vida útil, que é estimado tendo em consideração a categoria da estrutura, que varia entre 1 (menos importantes, como estruturas provisórias) a 5 (mais importantes, como monumentos e pontes).

Assim estabeleceu-se para o tempo de vida útil de projeto um período de 50 anos, dado que a estrutura em estudo pertence a um edifício corrente, enquadrando-se na categoria 4.

### 2.2 Materiais

De acordo com o EC0, as estruturas devem ser projetadas para possuírem adequada resistência estrutural e um desempenho apropriado durante a sua utilização, devendo garantir a sua adequada durabilidade.

Por isso, a definição dos materiais e suas características é feita tendo por base o tempo de vida útil de projeto.

#### 2.2.1 *BETÃO*

Para garantir os requisitos de durabilidade e resistência da estrutura, a composição do betão será diferente para as várias zonas e elementos onde este é aplicado, dadas as diferentes condições de exposição ambiental a que a estrutura está exposta.

De acordo com a EN 206-1 e com a EN 1992 (doravante EC2) – art.º 4.2(2), as condições ambientais conduzem a classes de exposição diferentes. Analisando a estrutura e os diferentes elementos estruturais, existem três zonas de condições ambientais distintas:

- As fundações e muros de suporte, por se encontrarem em contacto direto com o solo e em ambiente húmido, estão sujeitos à contaminação por cloretos, levando à conseqüente corrosão das armaduras. Deste modo adotou-se a classe de exposição XC2 que está associada a elementos de betão em contacto prolongado com a água;
- Por outro lado, para betão de limpeza, que também se encontra em contacto direto com o solo, adotou-se a classe de exposição XC0, uma vez que não existem armaduras;
- Para os elementos no interior do edifício, como lajes, vigas, paredes e pilares, em que se considera uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada e abrigados da chuva, adotou-se a classe de exposição XC3.

No quadro NA-E.1N do anexo nacional do EC2, são indicadas as classes de resistência do betão associadas a cada classe de exposição ambiental.

Optou-se por manter as classes de resistência indicativas no respetivo anexo do EC2, uma vez que as mesmas já eram as espectáveis, não havendo motivo neste momento para serem alteradas.

Nos quadros Quadro 2.1 a Quadro 2.3 apresentam-se as características do betão a aplicar nos diferentes elementos estruturais, de acordo com a NP EN 206-1.

*Quadro 2.1 - Características do Betão em lajes, vigas, paredes e pilares*

<b>Betão para Lajes, Vigas, Paredes e Pilares</b>	
Classe de Resistência à Compressão	C30/37
Classe de Exposição Ambiental	XC3 (P)
Classe de Teor de Cloretos	CL 0.40
Dimensão Máxima do Agregado	25 mm
Classe de Consistência	S3

*Quadro 2.2 - Características do Betão para as Fundações e Muros de Suporte*

<b>Betão para as Fundações e Muros de Suporte</b>	
Classe de Resistência à Compressão	C30/37
Classe de Exposição Ambiental	XC2 (P)
Classe de Teor de Cloretos	CL 0.40
Dimensão Máxima do Agregado	25 mm
Classe de Consistência	S3

*Quadro 2.3 - Características do Betão para a Regularização das Fundações*

<b>Betão para Regularização das Fundações</b>	
Classe de Resistência à Compressão	C12/15
Classe de Exposição Ambiental	X0 (P)
Classe de Teor de Cloretos	CL 1.0
Dimensão Máxima do Agregado	25 mm
Classe de Consistência	S3

## PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS

Para efeitos de cálculo, as características mecânicas do betão dos vários elementos estruturais são (Quadro 2.4):

Quadro 2.4 - Características mecânicas do betão

Betão	$f_{ck}$ [Mpa]	$f_{cd}$ [Mpa]	$f_{ck,cube}$ [Mpa]	$f_{cm}$ [Mpa]	$f_{ctm}$ [Mpa]	$f_{ctk,0,05}$ [Mpa]	$E_{cm}$ [Gpa]	$\epsilon_{cu2}$ [%]
C30/37	30,00	20,00	37,00	38,00	2,90	2,00	33,00	3,50
C25/30	25,00	16,67	30,00	33,00	2,60	1,80	31,00	3,50

### 2.2.2 AÇO

Em Portugal, as armaduras para betão armado deverão satisfazer as especificações previstas pelo Laboratório de Engenharia Civil (LNEC) e terão de pertencer à classe de resistência 400 e/ou 500. As armaduras deverão ainda possuir as propriedades designadas no quadro C.1 do Anexo C do EC2.

No projeto optou-se pela utilização do aço A500 NR, de ductilidade especial, devido ao sistema de lajes adotado. O sistema de lajes fungiformes não está ainda suficientemente estudado e não apresenta capacidade significativa de dissipação de energia, e de acordo com o EC8, a classe de ductilidade da estrutura é condicionada por esse fator.

Apesar de o aço A400 conferir maior ductilidade às seções, tendo em consideração o facto da estrutura apresentar pouca capacidade de dissipação de energia, essa característica não seria vantajosa. Tendo-se por isso adotado o aço A500, que apresenta maior capacidade resistente, em detrimento da sua menor ductilidade.

Para efeitos de cálculo, as características de resistência do aço A500 são (Quadro 2.5):

Quadro 2.5 - Características de resistência do aço para betão armado

$f_{yk}$ [Mpa]	$f_{yd}$ [Mpa]	$E_s$ [Gpa]	$\epsilon_{sy,d}$ [%]
500,00	435,00	200,00	2,18

### 2.2.3 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA DOS MATERIAIS

Para os estados limites últimos, e as diferentes situações de projeto, o EC2 define diferentes valores para os coeficientes parciais de segurança dos materiais. Esses valores são (Quadro 2.6):

Quadro 2.6 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos

Situações de projeto	$\gamma_c$ para betão	$\gamma_s$ para aço de armaduras para betão armado
Persistentes ou Transitórias e Sísmica	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,00

Para os estados limites de utilização os valores indicados, tanto para betão como para o aço de armaduras para betão armado, é 1,0.

## 2.3 Ações

A definição e quantificação das ações adotadas no projeto de estruturas e fundações do edifício estão de acordo com o disposto no EC0, EN 1991 (doravante EC1) e EC8.

### 2.3.1 AÇÕES PERMANENTES

Foram considerados como ações permanentes, os pesos próprios dos elementos estruturais e de construção. Estas ações caracterizam-se como sendo ações estáticas, por possuírem valores constantes ao longo do tempo de vida útil da estrutura.

#### 2.3.1.1 *Peso Próprio*

O peso próprio é considerado como uma ação permanente fixa e corresponde aos pesos volúmicos dos materiais constituintes da estrutura são:

- Betão Armado (C30/37):  $\gamma = 25,00 \text{ KN/m}^3$ ;
- Aço (A500 NR):  $\gamma = 77,00 \text{ KN/m}^3$ .

#### 2.3.1.2 *Restantes Cargas Permanentes*

As restantes cargas permanentes estão associadas aos pesos dos elementos não estruturais da construção, tais como:

- Acabamentos de pisos, coberturas e tetos;
- Paredes de fachada, paredes divisórias e guardas.

As ações consideradas para pesos de revestimentos (pisos e tetos) e paredes divisórias são as seguintes:

##### **Revestimentos e Divisórias:**

- Laje do piso: enchimento, revestimento, tetos e paredes interiores:  $2,50 \text{ KN/m}^2$ ;
- Consolas: enchimento e revestimento:  $1,50 \text{ KN/m}^2$ ;
- Coberturas com revestimento em gravilha:  $2,50 \text{ KN/m}^2$ ;

##### **Paredes Exteriores:**

- Alvenaria de tijolo dupla com 0,27 m de espessura:  $9,00 \text{ KN/m}$ ;
- Alvenaria de tijolo simples, com 0,15 m de espessura:  $7,00 \text{ KN/m}$ ;
- Janelas/vãos exteriores em vidro:  $1,50 \text{ KN/m}$ ;

##### **Solo:**

- Peso volúmico:  $\gamma = 21,00 \text{ KN/m}^3$ ;
- $K_0$ : 0,30
- $K_a$ : 0,171

### 2.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis, ao contrário das permanentes, caracterizam-se pela variabilidade dos seus valores ao longo do tempo de vida útil da estrutura.

### **2.3.2.1 Sobrecargas**

Definem-se, em projeto, como ações quase estáticas que resultam da ocupação e utilização do edifício, sendo classificadas como ações variáveis livres. Admite-se que estas ações na sua maioria se distribuem uniformemente nas lajes dos pisos e que são aplicadas apenas nas zonas em que provocam efeitos desfavoráveis.

Os valores característicos das ações são determinados de acordo com o EC1, que numa primeira instância define a categoria em função da sua utilização. As categorias estão divididas em zonas residenciais, sociais, comerciais e administrativas (C.L.6.3.1), zonas de armazenamento e de atividades industriais (C.L.6.3.2), garagens e zona de circulação de veículos (C.L.6.3.3) e por último, coberturas (C.L.6.3.4). Para cada categoria estão definidos dois tipos de carregamentos, concentrados ( $Q_k$ ) e uniformemente distribuídos ( $q_k$ ), que não devem ser contabilizados simultaneamente. Estes carregamentos visam determinar os efeitos locais da ação, no caso das cargas concentradas e os efeitos globais para o caso das uniformemente distribuídas.

Sendo os efeitos globais usualmente mais condicionantes, as ações e respetivos valores característicos definidos para projeto são:

#### **Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 e Piso 5:**

- Acessos e circulações: 4,00 KN/m<sup>2</sup>;
- Zona de escritórios: 3,00 KN/m<sup>2</sup>.

#### **Piso 6/Cobertura:**

- Terraço não acessível: 1,00 KN/m<sup>2</sup>.

#### **Paredes periféricas:**

- Sobrecarga no tardo do aterro: 3,00 KN/m<sup>2</sup>.

### **2.3.2.2 Ação Sísmica**

De acordo com o EC8, as estruturas resistentes a sismos têm como objetivo proteger as vidas humanas, limitar os danos e assegurar que as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais, em caso de ocorrência de um sismo.

Para tal, são exigidos requisitos de desempenho para estas estruturas, que deverão assegurar um certo grau de fiabilidade, tais como:

- Requisito de não ocorrência de colapso – a estrutura deve manter a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o evento sísmico. ELU
- Requisito de limitação de danos – a estrutura deve resistir à ação sísmica sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização. ELS

No EC8 encontram-se definidos dois tipos de ação sísmica nomeadamente, ação sísmica do tipo 1 e ação sísmica do tipo 2. De acordo com o anexo nacional é obrigatória a consideração dos dois tipos de ação para o dimensionamento de estruturas, exceto nos casos em que estas se localizem no arquipélago da Madeira e no arquipélago dos Açores.

A ação sísmica do tipo 1 encontra-se associada à falha que separa as placas tectónicas Europeia e Africana pelo que se designa por ação sísmica interplacas, que está geralmente

associada a sismos de magnitude elevada, com maior duração, predominância de baixas frequências e grande distância focal.

A ação sísmica do tipo 2 está associada a sismo com epicentro no território continental ou no arquipélago dos açores, designada por ação sísmica intraplacas. A esta ação estão associados sismos de magnitude moderada, menor duração, predominância de frequências elevadas e pequena distância focal.

O EC8 define dois zonamentos consoante a origem da ação sísmica, como indicado na Figura 2.1.

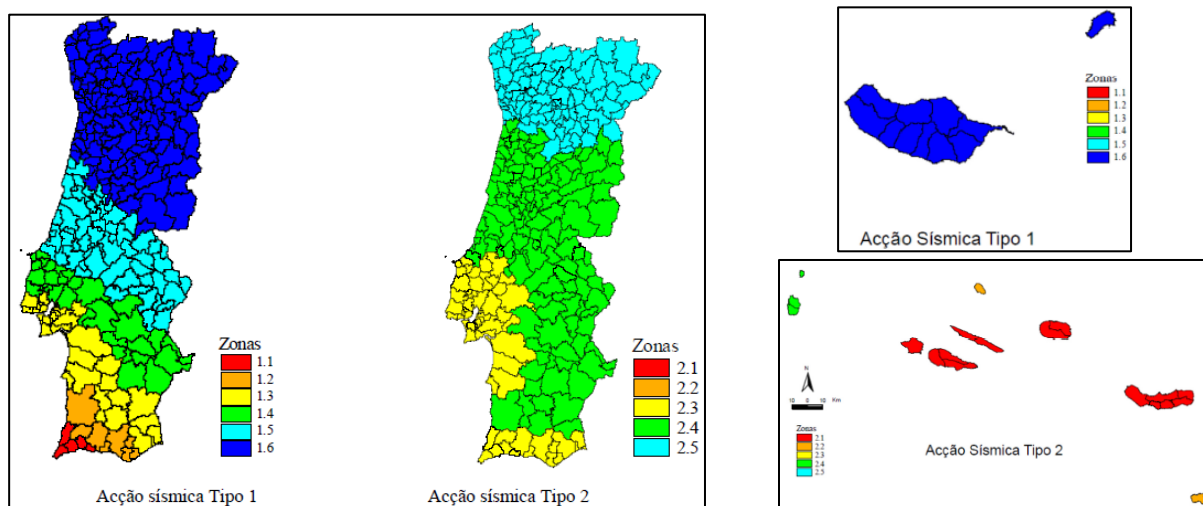


Figura 2.1 - Zonamento Sísmico: Portugal Continental (à esquerda); Madeira (em cima); Açores (em baixo) (EC8-1, 2010)

Para caracterização da sismicidade das várias zonas, o EC8 define o valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno ( $a_{gr}$ ). Tendo em conta a localização do edifício (Lisboa), obtiveram-se os seguintes valores (Quadro 2.7):

Quadro 2.7 - Zonamento sísmico e acelerações de referência

	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
<b>Zona</b>	1,30	2,30
<b><math>a_{gr}</math> [m/s<sup>2</sup>]</b>	1,50	1,70

No EC8 são também definidas quatro classes de importância, que pretendem distinguir diferentes categorias de edifícios com base no tipo de ocupação e na importância da sua operacionalidade perante um evento sísmico. A cada classe de importância está associado um coeficiente de importância.

Sendo a estrutura em estudo um edifício de escritórios, definiu-se como classe de importância a classe II (edifício corrente), que corresponde a um coeficiente de importância igual a 1,0 (Quadro 2.8).

*Quadro 2.8 - Classe e coeficiente de importância*

<b>Classe de importância</b>	<b>Coeficiente de importância</b>
II	1,0

Para a análise do efeito da ação sísmica será utilizado o método de referência do EC8, que sugere a realização de uma análise modal por espectro de resposta, usando um modelo elástico-linear para a simulação da estrutura e o espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástico, designado por espectro de cálculo. Esta redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento  $q$ .

De acordo com o EC8, o coeficiente de comportamento é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. A determinação do coeficiente de comportamento encontra-se no capítulo 4.6 e depende do tipo de estrutura, tendo em conta a classe de ductilidade definida.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo é definido pelas seguintes expressões (Eq.2.1 a Eq.2.4):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \eta \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{d} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.4)$$

Em que:

$S_d(T)$	Espectro de cálculo;
$T$	Período de vibração do sistema linear com um grau de liberdade;
$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
$\eta$	Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1,0$ para 5 % de amortecimento;
$T_B$	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;
$S$	Coeficiente de solo;
$\beta$	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de resposta horizontal. O valor recomendado é $\beta = 0,2$ .

Os valores dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e o coeficiente de solo  $S$ , que descrevem a forma do espectro de resposta, dependem do tipo de terreno. Em Portugal o valor do parâmetro  $S$  é determinado de acordo com (Eq.2.5):

$$S = S_{max}, \quad a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1), \quad \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad (2.5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S = 1,0, \quad \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{array} \right.$$

Os valores obtidos para os vários parâmetros que definem o espectro de cálculo, assumindo que a zona apresenta as propriedades correspondentes ao tipo de terreno B, foram (Quadro 2.9):

*Quadro 2.9 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta ( $a_g$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ )*

<b>Sismo</b>	<b><math>a_g</math> [m/s<sup>2</sup>]</b>	<b><math>S_{max}</math></b>	<b>S</b>	<b><math>T_B</math> [s]</b>	<b><math>T_C</math> [s]</b>	<b><math>T_D</math> [s]</b>
Tipo 1	1,50	1,35	1,29	0,10	0,60	2,0
Tipo 2	1,70	1,35	1,27	0,10	0,25	2,0

Os cálculos destes parâmetros podem ser consultados no Anexo 5.1.

### 2.3.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações consideradas são as estabelecidas no EC0, tendo em conta a verificação aos estados limites últimos e os estados limites de utilização, da estrutura.

#### 2.3.3.1 Estados limites últimos

Os estados limites últimos visam precaver a ocorrência do colapso estrutural, global e local, garantindo a estabilidade da estrutura e uma capacidade residual de resistência, para além da segurança de pessoas e bens. Para tal, deve-se verificar a seguinte condição (Eq.2.6):

$$E_d \leq R_d \quad (2.6)$$

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações;
- $R_d$  Valor de cálculo da resistência correspondente.

De acordo com o EC0, as combinações de ações consideradas neste projeto são (Eq.2.7 e Eq.2.8):

- **Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental)**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.7)$$

Em que:

- $\gamma_{G,j}$  Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;



$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j;
$\gamma_P$	Coefficiente parcial relativo a ações de pré-esforço;
$P$	Valor representativo de uma ação de pré-esforço;
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1;
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável i;
$\psi_{0,i}$	Coefficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável;
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i;
" + "	Significa "a combinar com";
$\sum$	Significa "o efeito combinado de".

• **Combinações de ações para situações de projeto sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Em que:

$A_{Ed}$	Valor de cálculo de uma ação sísmica;
$\psi_{2,i}$	Coefficiente para determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

De acordo com o ECO, os coeficientes parciais relativos às ações a serem utilizados são (Quadro 2.10):

*Quadro 2.10 - Coeficientes parciais relativos às ações*

Cargas Permanentes ( $\gamma_G$ )	Ações variáveis ( $\gamma_Q$ )
1,35	1,50

Relativamente aos coeficientes  $\psi$  para determinação do valor de uma ação variável, de acordo com o ECO, e para uma categoria B de utilização (zona de escritórios), os valores adotados são (Quadro 2.11):

*Quadro 2.11 – Valores dos coeficientes  $\psi$  para edifícios, com sobrecargas da categoria B*

$\psi_0$	$\psi_2$
0,70	0,30

**2.3.3.2 Estados limites de utilização**

Em relação aos estados limites de utilização, para estruturas em betão armado, considera-se em particular as deformações limites e a largura máximas das fendas, garantindo

um bom funcionamento da estrutura durante o seu tempo de utilização. Deve-se por isso verificar a seguinte condição (Eq.2.9):

$$E_d \leq C_d \quad (2.9)$$

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;
- $C_d$  Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

A combinação de ações adotada, para a verificação destes requisitos a longo prazo, de acordo com o EC0 é (Eq.2.10):

- Combinação quase-permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

## 3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Como referenciado no capítulo 1.2, a solução estrutural adotada para o edifício consiste num sistema de laje fungiformes, com vigas de bordadura e paredes que formam o núcleo de escadas. A estrutura será fundada superficialmente por meio de sapatas interligadas por vigas de fundação.

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado com base em expressões semi-empíricas.

### 3.1 Lajes

Como já referido anteriormente, a solução adotada para a estrutura do edifício é lajes fungiformes aligeiradas. Tratando-se de uma laje aligeirada “Cobix”, a espessura da laje foi obtida como se de uma laje maciça se tratasse, recorrendo à seguinte expressão (Eq.3.1):

$$d_{laje} \geq \frac{l_{m\acute{a}x}}{25 \text{ a } 35} \quad (3.1)$$

Onde:

$d_{laje}$	Altura útil da laje [m];
$l_{m\acute{a}x}$	Vão de maior dimensão [m].

Os maiores vãos de laje são de 10 m, de onde se obtém uma altura útil de 0,33 m, dividindo a dimensão do vão por um valor intermédio (30). A este valor falta contabilizar o recobrimento, pelo que a espessura final da laje é 0,36 m.

Definida a espessura da laje foi escolhido o tipo de aligeiramento. O sistema adotado foi o sistema do tipo “COBIAX CBCM-S-220” ou equivalente que permite a execução do aligeiramento de uma forma rápida, económica e de fácil execução, face ao tradicional aligeiramento. O sistema consiste na introdução de um vazio de forma esférica ou elipsoidal com grelhas metálicas de posicionamento que se interpõem entre as armaduras longitudinais inferiores e superiores (Figura 3.1).

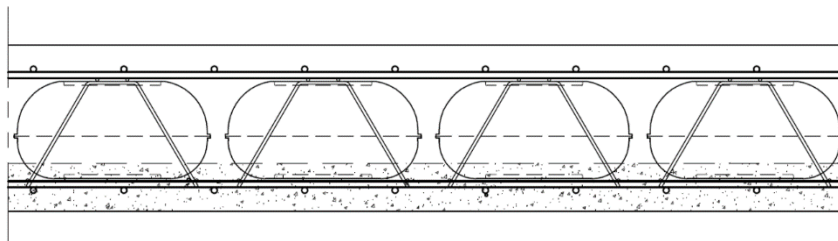


Figura 3.1 - Seção tipo da laje aligeirada (Ferca, 2011)

## 3.2 Vigas

Dados os condicionamentos da arquitetura, sempre que possível as vigas foram colocadas na periferia dos pisos. Este procedimento demonstra-se uma boa prática face à sismicidade da zona onde a estrutura se encontra.

Ainda é pouco conhecido o funcionamento deste tipo de sistema estrutural (pilar/laje fungiforme) sobre o efeito da ação sísmica. A existência de vigas de contorno e nas ligações às paredes e núcleos de escadas confere um comportamento de conjunto e elimina as ligações fungiformes na periferia, melhorando o comportamento global da estrutura às ações horizontais.

Face à largura das paredes exteriores, admite-se uma dimensão da base das vigas de contorno de 0,25 m e para obtenção das alturas das vigas, tendo em conta a dimensão dos vãos a vencer, utilizou-se a seguinte expressão de pré-dimensionamento (Eq.3.2):

$$h_{viga} \geq \frac{l_{vão}}{10 \text{ a } 12} \quad (3.2)$$

Onde:

$h_{viga}$       Altura da viga;  
 $l_{vão}$         Dimensão do vão a vencer.

## 3.3 Passadiço suportado por barras e montantes de betão

Devido à existência de um vão com mais de 15 m, junto de uma abertura a colocação de uma viga corrente em betão armado não é uma solução adequada.

Uma solução alternativa seria a execução de uma viga metálica, mas neste caso, preconiza-se uma solução com barras e montantes de betão armado (Figura 3.2) enquadrando-se deste modo com a arquitetura pretendida.

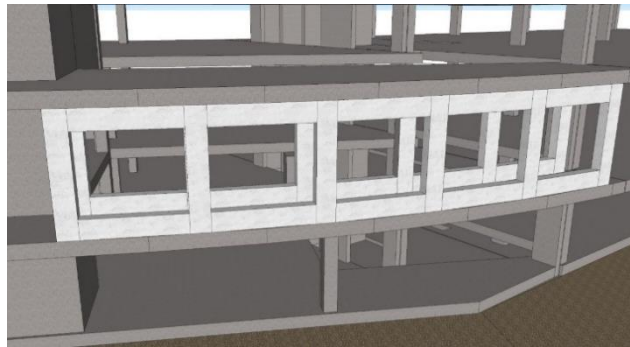


Figura 3.2 - Passadiço

Estes elementos em betão armado conseguem interligar ambos os pisos tirando proveito do comportamento dos elementos estruturais dos dois pisos, neste caso piso 4 e 5 (Figura 3.3).

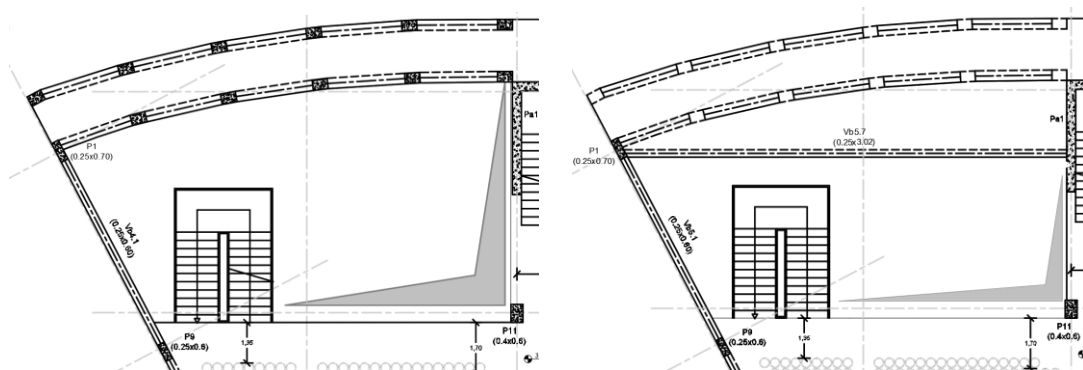


Figura 3.3 - Localização das barras e montantes (direita: piso 4; esquerda: piso 5)

O pré-dimensionamento deste elemento foi feito desenvolvendo um modelo tridimensional, e para uma espessura da laje igual a 0,20 m, tanto os elementos verticais como horizontais com seção igual a 0,50 m x 0,30 m.

Para confirmação das dimensões adotadas, verificou-se a deformação do elemento e confirmou-se que a flecha a longo prazo é inferior à flecha máxima admissível.

A flecha elástica máxima, obtida através da combinação quase-permanente de cargas (CP+0,3 SC) foi de 0,0167 m como se observa na Figura 3.4.

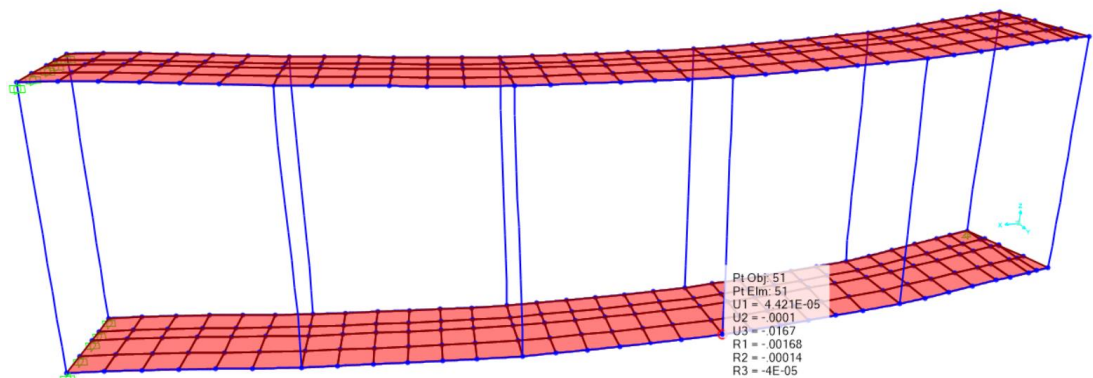


Figura 3.4 - Deformação elástica do passadiço (pré-dimensionamento)

Tendo em conta os efeitos da fluência do betão, a flecha a longo prazo relaciona-se aproximadamente com a flecha elástica de acordo com a seguinte expressão (Eq.3.3):

$$a_c = a_0 \cdot (1 + \varphi) \quad (3.3)$$

Em que:

$a_c$	Flecha a longo prazo [m];
$a_0$	Flecha elástica [m];
$\varphi$	Coefficiente de fluência, normalmente igual a 2,5.

O que significa que a flecha a longo prazo é igual a 0,0183 m.

De acordo com o EC2, e como mencionado no capítulo 2.3.3.2, a flecha máxima admissível neste caso é de  $l_{vão}/250$ . Como o vão é de aproximadamente 16 m, a flecha a longo prazo admissível é de 0,064 m, verificando-se desta forma as dimensões adotadas para os elementos.

### 3.4 Paredes e Pilares

Tendo em conta o sistema estrutural adotado, os pilares desempenham funções distintas na resistência face à ação do sismo. Os pilares com ligação fungiforme, isto é, ligação direta à laje, são considerados elementos resistentes secundários, e os restantes pilares resistentes primários, ou seja, contribuem para a resistência às ações horizontais. Desta forma, conforme preconizado no EC8 para edifícios em laje fungiforme, evita-se o dimensionamento do edifício para uma classe de ductilidade baixa, que não explora o comportamento não linear da estrutura, que conduz a estruturas mais robustas e conseqüente maior custo de construção.

Para o pré -dimensionamento dos pilares estimou-se a carga axial a que estes estão submetidos para a combinação de ações fundamental. As dimensões das seções transversais foram então obtidas com recurso à seguinte expressão de pré-dimensionamento (Eq.3.4):

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{\nu_d \times f_{cd}} \quad (3.4)$$

Em que:

$A_c$	Área do pilar [m <sup>2</sup> ];
$N_{Ed}$	Esforço normal atuante [KN];
$\nu_d$	Esforço axial reduzido;
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão.

De acordo com a cláusula 5.4.3.21(3) do EC8 limitou-se o valor do esforço axial reduzido a 0,65 para os pilares primários. Adotando-se o valor de 0,85 para pilares secundários (Almeida, 2014).

### 3.5 Fundações

O pré-dimensionamento das dimensões das sapatas e vigas de fundação, encontram-se no capítulo 6.7, do presente documento.





# 4 CONCEÇÃO E DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

## 4.1 Princípios Básicos de Conceção Estrutural

O sismo conduz a uma libertação de energia, gerada pela acumulação de tensões devido aos movimentos entre placas tectónicas e falhas. Estes movimentos geram acelerações ao nível do solo, que se propagam e são transmitidos ao edificado através das fundações.

Tratando-se Portugal de uma zona com atividade sísmica significativa, esta ação toma uma importância no dimensionamento de estruturas, especialmente de betão armado, dado que, em geral, esta ação variável é condicionante no dimensionamento estrutural.

Alguns dos comportamentos e danos estruturais causados pela ação do sismo estão tipificados e devem-se, muitas vezes, a erros de conceção ao nível de projeto. Para se obterem estruturas capazes de resistir a este tipo de ação, o EC8 estabelece algumas características das construções e princípios básicos de conceção que visam minimizar os danos causados pelo sismo, salvaguardando as vidas humanas. Segundo o EC8 esses princípios de conceção são:

**Simplicidade Estrutural** – que se caracteriza pela existência de caminhos claros e diretos de transmissão de forças sísmicas, sendo a previsão do comportamento estrutural mais fiável;

**Uniformidade, Simetria e Redundância da Estrutura** – as duas primeiras são essenciais para evitar concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade que podem provocar colapsos prematuros em zonas sensíveis e efeitos de torção. A redundância está relacionada com o maior número de rótulas plásticas que se podem formar antes de a estrutura se tornar num mecanismo, permitindo uma redistribuição mais equilibrada dos esforços e dissipação de energia da estrutura perante a ação sísmica;

**Resistência e Rigidez nas duas direções** – os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo uma resistência e rigidez semelhantes em ambas as direções. A escolha das características de rigidez da estrutura deverá limitar deslocamentos e danos excessivos.

**Resistência e Rigidez à Torção** – deve ser adequada para limitar os movimentos devidos à torção, que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais e

levar a comportamentos menos fiáveis. A colocação de elementos de contraventamento, distribuídos perto da periferia do edifício são claramente vantajosas para este efeito.

**Ação de Diafragma ao nível dos Pisos** – os pavimentos com um comportamento de diafragma recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal. Os pavimentos e coberturas devem ter adequada rigidez e resistência no plano e ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais.

**Fundações Adequadas** – a ligação das fundações à superestrutura deve assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício.

## 4.2 Elementos Sísmicos Primários e Secundários

Devido às ligações fungiformes de alguns pilares, optou-se por definir estes elementos como sísmicos secundários.

Estes elementos não fazem parte do sistema resistente às ações sísmicas, sendo desprezada a resistência e a rigidez desses elementos face a essa ação. Contudo, estes elementos devem ser dimensionados e pormenorizados de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas, quando sujeitos aos deslocamentos devidos à ação sísmica.

Porém, de acordo com o EC8, estes elementos não devem contribuir com mais de 15 % para a rigidez lateral, face aos elementos primários. Não havendo nenhum método específico no EC8 para aferir a rigidez lateral, foi adotado o método dos deslocamentos entre pisos.

Para a avaliação da rigidez lateral, com base no método dos deslocamentos entre os pisos, é necessário realizar dois modelos de cálculo da estrutura:

1. Modelo Global - onde se considera a contribuição de todos os elementos sísmicos primários e secundários;
2. Modelo Parcial - onde os elementos sísmicos secundários são rotulados nas suas extremidades, por forma a não oferecerem resistência às ações sísmicas.

A avaliação da rigidez é então obtida tendo em consideração os deslocamentos elásticos ao nível dos pisos, do modelo parcial e do modelo global, verificando-se a seguinte condição (Eq.4.1):

$$\frac{d_{el,2}}{d_{el,1}} \leq 1,15 \quad (4.1)$$

Em que:

- $d_{el,1}$  Deslocamentos elásticos do modelo global da estrutura;  
 $d_{el,2}$  Deslocamentos elásticos do modelo parcial da estrutura.

Caso esta condição não se verifique, existem duas formas possíveis de alterar a rigidez da estrutura. Entre elas, a diminuição da seção dos elementos sísmicos secundários, mas que é contraproducente tendo em conta o pré-dimensionamento realizados para estes elementos e as cargas consideradas, ou, o aumento das seções dos elementos primários.

### 4.3 Regularidade Estrutural

De acordo com o EC8, as estruturas dos edifícios podem ser classificadas como regulares ou não regulares.

Conforme a sua classificação, existem implicações nos seguintes aspetos de um projeto para estruturas resistentes a sismos:

- O modelo estrutural pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- O método de análise pode ser uma análise simplificada por espectro de resposta (método das forças laterais) ou uma análise modal;
- O valor do coeficiente de comportamento  $q$  deve ser reduzido para os edifícios não regulares em altura

A regularidade do edifício é feita em termos de planta e em altura, e deverá ser analisada separadamente.

#### 4.3.1 REGULARIDADE EM PLANTA

Para um edifício ser regular em planta, a estrutura deve cumprir todos os requisitos descritos no EC8, referente a essa matéria.

A estrutura em análise verifica o critério relativamente à esbelteza em planta, dada pela Eq.4.2, sendo que os valores obtidos constam no Quadro 4.1:

$$\lambda = \frac{l_{max}}{l_{min}} < 4,0 \quad (4.2)$$

Em que:

- $l_{max}$       Maior dimensão em planta do edifício;
- $l_{min}$       Menor dimensão em planta do edifício;

*Quadro 4.1 - Valores da esbelteza em planta dos pisos*

	$l_{max}$ [m]	$l_{min}$ [m]	$\lambda$
<b>Piso 1</b>	55,23	26,99	2,05
<b>Piso 2</b>	55,23	21,85	2,53
<b>Piso 3</b>	55,23	21,85	2,53
<b>Piso 4</b>	56,02	22,77	2,46
<b>Piso 5</b>	56,02	22,77	2,46
<b>Cobertura</b>	52,8	14,71	3,59

Outro dos critérios a cumprir é a cada nível e para cada direção de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural ( $e_0$ ) e o raio de torção ( $r$ ) devem verificar as duas condições seguintes, expressas para direção de cálculo  $y$  (Eq.4.3 e Eq.4.4):

$$e_{x0} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.3)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.4)$$

Em que:

$e_{x0}$	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção $x$ , perpendicular à direção de cálculo considerada;
$r_x = \sqrt{\frac{k_\theta}{k_y}}$	Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção $y$ ("raio de torção");
$l_s$	Raio de giração da massa do piso em planta, igual a $\sqrt{\frac{I_x+I_y}{A}}$ , sendo $A$ a área em planta do edifício e $I_x$ e $I_y$ as inércias em torno de $x$ e $y$ .

O centro de gravidade (Eq.4.5) e o centro de rigidez (Eq.4.6) foram obtidos recorrendo às seguintes expressões, sendo que para o cálculo do centro do centro de gravidade foram consideradas as massas da laje e das vigas, e para o centro de rigidez apenas a contribuição dos elementos verticais:

$$x_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} ; y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} \quad (4.5)$$

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} ; y_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}} \quad (4.6)$$

Em que:

$x_{CM}$ e $y_{CM}$	Coordenados do centro de gravidade;
$x_{CR}$ e $y_{CR}$	Coordenadas do centro de rigidez
$m_i$	Massa do elemento $i$ ;
$x_i$ e $y_i$	Coordenadas dos centros de gravidade do elemento $i$ ;
$I_{xi}$ e $I_{yi}$	Inércias em torno de $x$ e $y$ , do elemento vertical $i$ ;

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 2. Os resultados obtidos das coordenadas dos centros de gravidade e rigidez foram (Quadro 4.2) e, de forma ilustrativa, dá-se o exemplo da localização destes centros na planta do piso 3 (Figura 4.1):

*Quadro 4.2 - Coordenadas dos centros de gravidade e rigidez dos pisos*

	$x_{CM}$ [m]	$y_{CM}$ [m]	$x_{CR}$ [m]	$y_{CR}$ [m]
<b>Piso 1</b>	30,14	13,79	29,49	15,96
<b>Piso 2</b>	29,55	16,01	29,49	15,96
<b>Piso 3</b>	27,95	15,88	29,36	15,96
<b>Piso 4</b>	29,14	18,25	29,12	15,96
<b>Piso 5</b>	28,93	18,32	29,24	15,96
<b>Cobertura</b>	27,88	15,00	29,11	15,96

## PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS

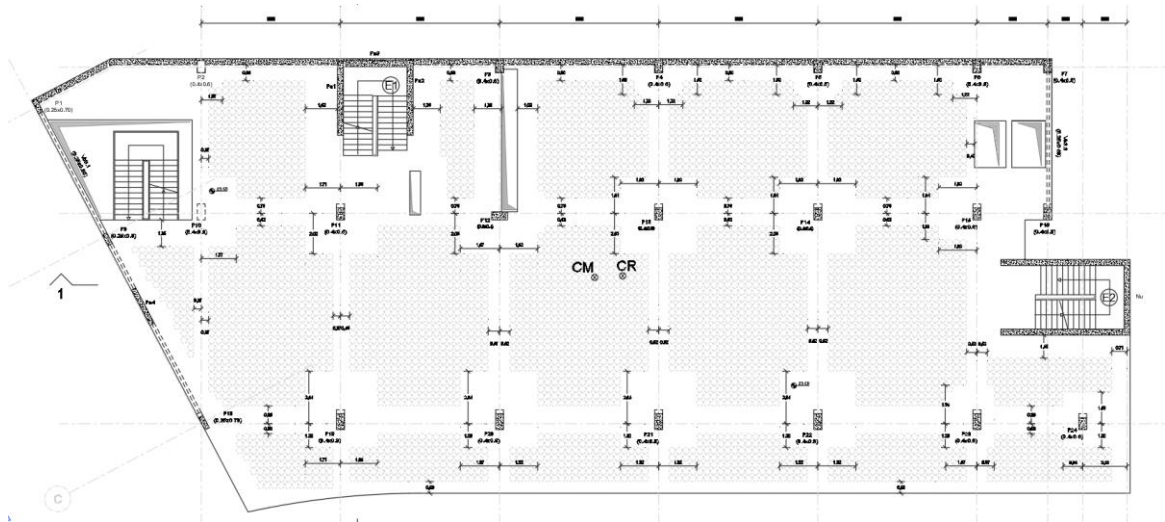


Figura 4.1 - Localização do centro de massa e do centro de rigidez no piso 3

A rigidez de torção e a rigidez lateral da estrutura, para obtenção do raio de torção, foram obtidas aplicando isoladamente no centro de rigidez da estrutura a força segundo a direção  $x$ , segundo a direção  $y$ , e o momento segundo  $z$ . Através dos deslocamentos que estas forças provocam, sabendo que  $F = k \cdot d$  (equação de Navier), obtêm-se as rigidezes relativas de cada um dos pisos e em cada direção.

Os valores obtidos das excentricidades entre os centros de gravidade e rigidez, bem como os raios de torção são (Quadro 4.3):

Quadro 4.3 - Excentricidades e raios de torção dos pisos, verificação Eq.4.3

	$e_{0x}$ [m]	$e_{0y}$ [m]	$r_x$ [m]	$r_y$ [m]	$e_{0x} < 0,3 \cdot r_x$	$e_{0y} < 0,3 \cdot r_y$
<b>Piso 1</b>	0,65	-2,17	191,72	12,76	Verifica	Verifica
<b>Piso 2</b>	0,06	0,05	50,53	9,87	Verifica	Verifica
<b>Piso 3</b>	-1,41	-0,08	49,14	9,73	Verifica	Verifica
<b>Piso 4</b>	0,02	2,29	37,80	11,66	Verifica	Verifica
<b>Piso 5</b>	-0,31	2,36	32,44	13,43	Verifica	Verifica
<b>Cobertura</b>	-1,23	-0,96	30,03	13,30	Verifica	Verifica

Constata-se no Quadro 4.3 que se verifica a Eq.4.3, contudo o raio de giração da massa dos pisos é superior ao raio de torção na direção  $x$ , em todos os pisos, não se verificando a Eq.4.4 (Quadro 4.4):

Quadro 4.4 - Raios de giração da massa dos pisos, verificação Eq.4.4

	$r_x$ [m]	$r_y$ [m]	$l_s$ [m]
<b>Piso 1</b>	191,72	12,76	16,24
<b>Piso 2</b>	50,53	9,87	15,90
<b>Piso 3</b>	49,14	9,73	15,47
<b>Piso 4</b>	37,80	11,66	15,88
<b>Piso 5</b>	32,44	13,43	15,88
<b>Cobertura</b>	30,03	13,30	14,64

O facto do raio de giração da massa dos pisos ser superior ao raio de torção, indica que a estrutura não possui uma rigidez de torção mínima, devendo ser classificado como sistema torsionalmente flexível. Segundo o EC8, para este tipo de sistemas, o valor básico do coeficiente de comportamento fica apenas condicionado pela classe de ductilidade da estrutura.

Outros critérios de regularidade em planta que esta estrutura não verifica são a falta de simetria em planta e de apresentar uma reentrância maior que 5 % no piso 4. Desta forma, a estrutura não apresenta regularidade em planta de acordo com os critérios estabelecidos pelo EC8.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 3.2.

#### **4.3.2 REGULARIDADE EM ALTURA**

Para que um edifício seja regular em altura, terá de verificar todas as condições indicadas no EC8 sobre essa matéria.

Uma das condições necessárias verificar é que todos os sistemas resistentes a ações laterais, como núcleos, paredes ou pórticos, deverão ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício. Analisando a estrutura em estudo, verifica-se que esta condição é cumprida.

Outras condições devem ser analisadas, tais como:

1. A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
2. No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior

Constata-se, em relação à massa dos pisos e à rigidez lateral, que existem algumas alterações e que são mais evidentes sobretudo a nível da rigidez. Devido ao estacionamento enterrado situado no piso -1, à diminuição das dimensões em planta do edifício e à abertura de grandes dimensões no piso 4, existem variações significativas tanto a nível das massas como ao nível da rigidez do edifício, como se pode verificar no Quadro 4.5.

*Quadro 4.5 - Massa e rigidez lateral dos pisos*

<b>Piso</b>	<b>Massa SAP2000 [Ton]</b>	<b>K<sub>x</sub> [KN/m]</b>	<b>K<sub>y</sub> [KN/m]</b>
<b>1</b>	946,87	$1,13 \times 10^9$	$5,00 \times 10^6$
<b>2</b>	782,27	$5,23 \times 10^7$	$2,00 \times 10^6$
<b>3</b>	724,47	$2,32 \times 10^7$	$9,09 \times 10^5$
<b>4</b>	701,21	$5,00 \times 10^6$	$4,76 \times 10^5$
<b>5</b>	717,65	$1,67 \times 10^6$	$2,86 \times 10^5$
<b>Cobertura</b>	596,93	$1,00 \times 10^6$	$1,96 \times 10^5$

Relativamente aos recuos, também não se verifica o exposto no ponto número dois, como se pode observar no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Verificação dos recuos em planta

Piso	Dim. em planta x [m]	Dim. em planta y [m]	Verificação dos recuos							
			<30% em x		<30% em y		<10% em x		<10% em y	
1	55,23	26,99	-	-	-	-	-	-	-	-
2	55,23	21,85	0%	Verifica	19%	Verifica	0%	Verifica	19%	Não Verifica
3	51,30	21,85	7%	Verifica	19%	Verifica	7%	Verifica	0%	Verifica
4	53,27	22,77	4%	Verifica	16%	Verifica	-4%	Verifica	-4%	Verifica
5	53,27	22,77	4%	Verifica	16%	Verifica	0%	Verifica	0%	Verifica
<b>Cobertura</b>	52,80	14,71	4%	Verifica	45%	Não Verifica	1%	Verifica	35%	Não Verifica

De acordo com o EC8, a estrutura é classificada como não regular em altura, o que implica que o valor básico do coeficiente de comportamento deverá ser reduzido de 20 %.

#### 4.4 Classificação do Sistema Estrutural

De acordo com o EC8, as estruturas podem ser classificadas em diferentes tipos, como por exemplo:

- Sistema porticado;
- Sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
- Sistema de paredes dúcteis (acopoladas ou não acopoladas)
- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- Sistema de pendulo invertido;
- Sistema torsionalmente flexível.

Como já mencionado no capítulo 4.3.1, pelo facto de não se ter verificado a Eq.4.4, a estrutura não possui uma rigidez à torção mínima, sendo desde logo classificada como sendo um sistema torsionalmente flexível.

Isto implica que, a determinação do valor básico do coeficiente de comportamento depende apenas da classe de ductilidade adotado e, tendo em conta que a estrutura é não regular em altura, esse valor terá ainda de ser reduzido em 20 %.

#### 4.5 Classe de Ductilidade

A classe de ductilidade a atribuir a uma estrutura está diretamente relacionada com a sua capacidade de dissipação de energia. O EC8 define três classes de ductilidade, baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH). Em função dos diferentes níveis de ductilidade utilizam-se diferentes valores do coeficiente de comportamento.

Segundo o EC8, para a classe DCL deve-se utilizar um valor de coeficiente de comportamento até 1,5, independentemente do sistema estrutural e da regularidade em altura. Para esta classe de ductilidade aplicam-se apenas as regras prescritas no EC2 e alguns requisitos do EC8. A classe DCL é unicamente recomendada para os casos de baixa sismicidade.

As classes de ductilidade DCM e DCH devem satisfazer as disposições específicas do EC8 em todos os elementos estruturais, por forma a obter um adequado nível de ductilidade, e garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global.

O comportamento dúctil de uma estrutura é assegurado através dos elementos sísmicos primários, que devem representar um grande volume da estrutura e distribuírem-se por diferentes elementos e localizações.

Nestas duas classes são privilegiados os modos de rotura dúcteis, como os de flexão, precedendo, com suficiente fiabilidade, os modos de rotura frágeis, como os por esforço transversal. Este método é designado no EC8 como “capacity design” ou método de cálculo pela capacidade real.

Uma vez que, a estrutura em análise é constituída por lajes fungiformes, em que o seu comportamento face aos sísmicos ainda não se encontra totalmente estudado, e tratando-se de um sistema torsionalmente flexível e irregular em altura, a exploração da ductilidade para neste caso é reduzida, sendo mais razoável considerar pouca capacidade dissipativa.

Sendo que a estrutura se localiza em Lisboa, optou-se por atribuir a classe de ductilidade média, por estar inserida em zona sísmica e não ser recomendado utilizar, nestes casos, classes de ductilidade baixa.

## 4.6 Quantificação do Coeficiente de Comportamento

Segundo o EC8, o valor do coeficiente de comportamento é determinado para cada direção de cálculo da seguinte forma (Eq.4.7):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,50 \quad (4.7)$$

Em que:

$q$	Coeficiente de comportamento;
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
$k_w$	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O coeficiente  $k_w$  é determinado da seguinte forma (Eq.4.8):

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{para sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1,00, & \text{mas não inferior a 0,5, para sistemas de} \\ \text{paredes, equivalentes a parede e sistemas torsionalmente} & \text{fleiveis} \end{cases} \quad (4.8)$$

Em que:

$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$	Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural;
$h_{wi}$	Altura da parede $i$ ;
$l_{wi}$	Comprimento da seção da parede $i$ .



A altura e comprimentos das paredes, a esbelteza predominante, e o valor do coeficiente  $k_w$  são (Quadro 4.7):

*Quadro 4.7 - Altura e comprimento das paredes*

Elemento	$h_{wi}$ [m]	$l_{wi}$ [m]	$\alpha_0$	$k_w$
Pa4	22,00	2,00		
Pa1	21,00	3,75		
Pa2	21,00	3,75		
Pa3	21,00	3,80	5,02	2,01
Nu1	22,00	6,50		
Nu2	22,00	6,50		
Nu3	22,00	3,80		

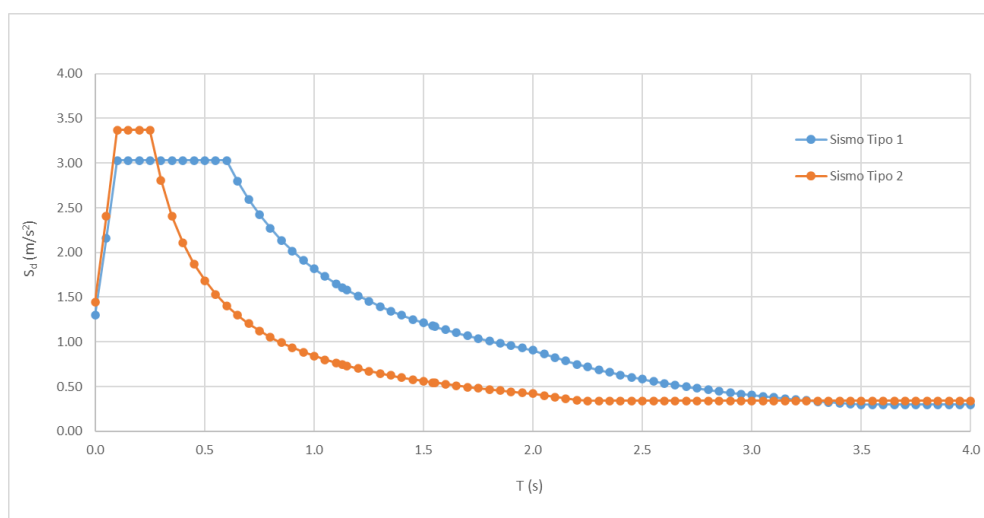
Como o valor obtido para o coeficiente  $k_w$  é superior ao máximo a utilizar, adotou-se o valor unitário.

De acordo com o EC8, para a classe de ductilidade média e para sistemas torsionalmente flexíveis regulares em altura, obtém-se um valor básico do coeficiente de comportamento igual a 2,0.

Não sendo este edifício regular em altura, o valor básico do coeficiente de comportamento deve ser reduzido de 20%, obtendo-se um valor final para o coeficiente de comportamento de 1,6.

## 4.7 Quantificação dos Espectros de Resposta de Cálculo

Uma vez determinado o coeficiente de comportamento da estrutura e determinada a sua classe de ductilidade, com base nos parâmetros definidores da ação sísmica, definidos no capítulo 2.3.2.2, e com recurso às Eq.2.1 até Eq.2.4, obtêm-se os espectros de cálculo para os dois tipos de ação sísmica (Figura 4.2):



*Figura 4.2 - Espectros de resposta de cálculo*

Os cálculos dos espectros podem ser consultados no Anexo 5.2 e 5.3.



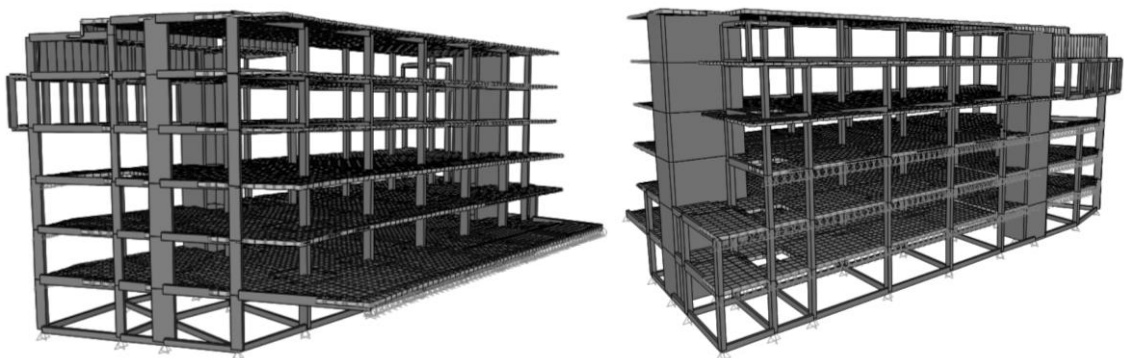
## 5 MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

### 5.1 Modelação da Estrutura

A modelação do edifício foi feita recorrendo ao programa de cálculo automático SAP200, que permite analisar a estrutura tridimensionalmente, baseando-se no método dos elementos finitos para a obtenção de esforços e deslocamentos sofridos pela estrutura devido às ações consideradas.

A modelação deve ser feita tendo em atenção as limitações e considerações utilizadas pelo programa, de maneira que se obtenha uma simulação o mais aproximada possível do efeito que as ações têm sobre a estrutura.

O EC8 refere que, o modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massas de modo que todos os modos de deformação significativos e as forças de inercia sejam devidamente representados para a ação sísmica.



*Figura 5.1 – Modelo tridimensional em SAP2000*

#### 5.1.1 PILARES, PAREDES E VIGAS

Os pilares, paredes e vigas são simulados como sendo elementos de barra, que consistem em elementos de dois nós, cada nó com 6 graus de liberdade (três de translação e três de rotação).

Estes elementos caracterizam-se por incluírem os efeitos de flexão desviada, torção, esforço axial e por esforço transverso.

Devido à contribuição das lajes no aumento da rigidez das vigas, aumentou-se em 50% a rigidez à flexão destes elementos. E para que os efeitos de torção não sejam considerados adotou-se um fator de 0.01 para a constante de torção.

### 5.1.2 LAJES

As lajes são simuladas como sendo elementos de área de três ou quatro nós.

Por se tratar de um sistema aligeirado, na definição das propriedades dos elementos de área foi necessário criar duas seções para modelação das lajes do piso. Uma que simula a parte maciça e outra para simular as zonas aligeiradas.

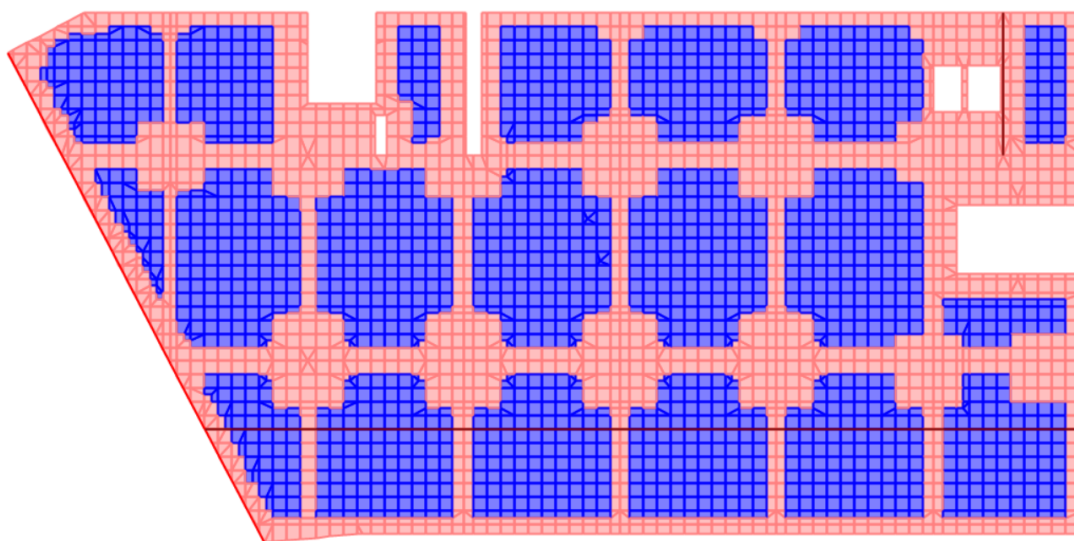


Figura 5.2 - Laje do piso 1 (a vermelho zonas maciças e a azul zonas aligeiradas)

Para a definição dos elementos de área é necessário atribuir duas espessuras no programa de cálculo.

As zonas maciças são definidas com uma espessura de membrana, associada a esforços axiais, e flexão iguais a 0,36 m.

Para as zonas aligeiradas foi necessário atribuir espessuras diferentes de membrana e flexão, para simular de forma correta o comportamento e a redução de peso naquelas zonas.

De acordo com o fabricante, a redução de peso nas zonas aligeiradas, para esta solução, é igual a 2,80 KN/m<sup>2</sup> e o volume de vazios igual a 0,112 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.

Para calcular a espessura equivalente à espessura de comportamento de membrana, admitiu-se uma laje de 1 m<sup>2</sup> e 0,36 m de espessura, ou seja, volume de 0,36 m<sup>3</sup>. Subtraindo o volume de vazios, para esta solução, obtém-se 0,248 m<sup>3</sup> de betão. Ou seja, por metro quadrado, podemos admitir uma espessura equivalente de membrana, igual a 0,248 m.

A espessura equivalente à espessura de comportamento de flexão é obtida através do fator de correção de inércia desta solução, que é igual a 0,91. Sabendo que a inercia de uma laje maciça de 1 m por 0,36 m de altura é igual a 0,00389 m<sup>4</sup> ( $\frac{1,0 \times 0,36^3}{12}$ ), a inércia de uma laje cobix

é igual a  $0,00354 \text{ m}^4$  ( $0,91 \times 0,00389$ ). Desta forma pode-se concluir que a altura equivalente de flexão é igual a  $0,34892 \text{ m}$  ( $\sqrt[3]{0,00354 \times 12}$ ).

Desta forma consegue-se simular o comportamento e o efeito de redução de carga desta solução de forma simples. Existem formas alternativas de cálculo, como aplicar cargas distribuídas para simular a redução de carga existente, e alterando parâmetros como o módulo de elasticidade ou inércia do elemento para simular o comportamento.

### 5.1.3 FUNDAÇÕES E VIGAS DE FUNDAÇÃO

As fundações por estarem ligadas por vigas de fundação foram simuladas através de apoios fixos, permitindo desta forma a libertação dos momentos, que são absorvidos pelas vigas de fundação.

As vigas de fundação são simuladas por elementos de barra, como as outras vigas do edifício.

### 5.1.4 BARRAS E MONTANTES

As barras e montantes que suportam o passadiço foram simulados no programa de cálculo como elementos barras, podendo-se avaliar desta forma os efeitos de flexão, esforços axiais e esforço transversal.

## 5.2 Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral da estrutura

Como descrito no capítulo 4.2, existe a necessidade de avaliar que, a contribuição do sistema secundário da estrutura não é superior a 15 % dos elementos sísmicos primários.

Com os deslocamentos elásticos obtidos do modelo global da estrutura ( $d_{e1}$ ) e parcial ( $d_{e2}$ ), recorrendo à Eq.4.1, verifica-se que o sistema secundário contribui menos de 15 % para a rigidez global da estrutura.

*Quadro 5.1 - Comparação dos deslocamentos dos pisos do modelo global e parcial da estrutura para a ação sísmica tipo 1*

Em x				Em y			
Piso	$d_{e2}$ [mm]	$d_{e1}$ [mm]	$d_{e2}/d_{e1}$	Piso	$d_{e2}$ [mm]	$d_{e1}$ [mm]	$d_{e2}/d_{e1}$
1	0,003	0,003	0,984	1	5,000	5,000	1,000
2	0,400	0,400	1,000	2	12,300	12,000	1,025
3	1,100	1,100	1,000	3	22,300	21,100	1,057
4	2,900	2,700	1,074	4	34,200	31,800	1,075
5	4,800	4,500	1,067	5	46,600	42,600	1,094
Cob	6,400	6,000	1,067	Cob	55,900	50,400	1,109

*Quadro 5.2 - Comparação dos deslocamentos dos pisos do modelo global e parcial da estrutura para a ação sísmica tipo 2*

Em x				Em y			
Piso	d <sub>e2</sub> [mm]	d <sub>e1</sub> [mm]	d <sub>e2</sub> /d <sub>e1</sub>	Piso	d <sub>e2</sub> [mm]	d <sub>e1</sub> [mm]	d <sub>e2</sub> /d <sub>e1</sub>
1	0,002	0,002	0,994	1	2,800	2,700	1,037
2	0,300	0,300	1,000	2	6,500	6,300	1,032
3	0,800	0,800	1,000	3	11,400	10,900	1,046
4	2,300	2,200	1,045	4	17,400	16,200	1,074
5	4,200	4,200	1,000	5	23,600	21,700	1,088
<b>Cob</b>	<b>5,800</b>	<b>5,700</b>	<b>1,018</b>	<b>Cob</b>	<b>28,500</b>	<b>25,800</b>	<b>1,105</b>

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 6.

### 5.3 Análise Modal Por Espectro de Resposta

A análise modal por espectro de resposta é o método de referência para a determinação dos efeitos sísmicos, que utiliza um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo, e é aplicável a todo o tipo de edifícios.

Segundo o EC8, na aplicação deste método devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Isto implica que uma das seguintes condições se verifiquem:

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

Do modelo desenvolvido no SAP2000, obtiveram-se os seguintes resultados relativamente aos primeiros 12 modos (a mesma tabela, mas com 90 modos pode ser consultado no Anexo 7):

*Quadro 5.3 - Períodos, frequências e massas modais do modelo em SAP2000*

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	U <sub>z</sub> (%)	ΣU <sub>x</sub> (%)	ΣU <sub>y</sub> (%)	ΣU <sub>z</sub> (%)
1	0,700	1,428	0,140	68,470	0,025	0,140	68,470	0,025
2	0,356	2,810	13,443	1,218	0,018	13,583	69,688	0,043
3	0,221	4,519	28,792	0,041	0,063	42,375	69,729	0,106
4	0,198	5,055	0,035	19,912	0,059	42,411	89,641	0,165
5	0,178	5,633	0,001	0,039	28,701	42,411	89,680	28,866
6	0,170	5,887	0,001	0,209	1,771	42,412	89,890	30,636
7	0,168	5,958	0,010	0,039	0,009	42,422	89,929	30,645
8	0,165	6,079	0,321	0,675	0,848	42,743	90,604	31,494
9	0,160	6,245	0,000	0,000	0,012	42,743	90,604	31,505
10	0,155	6,467	0,006	0,018	0,085	42,749	90,622	31,590
11	0,154	6,503	0,016	0,007	0,517	42,765	90,629	32,106
12	0,153	6,548	0,025	0,007	1,111	42,790	90,636	33,217

Relativamente aos principais modos de vibração temos a translação em  $y$ , como primeiro modo, seguido do modo de torção e, em terceiro, a translação em  $x$ .

O facto de o modo de torção apresentar uma frequência menor relativamente ao modo de translação em  $x$  já era esperado uma vez que, aquando da classificação do sistema estrutural, se ter chegado a conclusão de a estrutura ser torsionalmente flexível.

Verifica-se por isso, mais uma vez, que a estrutura não possui uma rigidez suficiente à torção, o que poderá prejudicar a resposta da estrutura à ação sísmica, pelo facto do movimento de torção causar uma distribuição menos uniforme de tensões nos elementos estruturais, comparativamente aos movimentos de translação (M Fardis, 2005), solicitando os elementos de periferia.

Relativamente à mobilização das massas modais, constata-se que, para os primeiros 12 modos, apenas na direção  $y$ , se mobiliza mais de 90 %.

Para melhor compreensão da estrutura, retirando as restrições impostas pelos muros de suporte, verifica-se que, em  $x$ , e para os 12 primeiros modos, a mobilização da massa aumenta para mais de 70 % e a frequência do modo de torção aumenta para valores superiores à direção  $x$ . Concluindo que as restrições impostas pelos muros causam uma assimetria na estrutura provocando torção.

Uma vez que não se cumpre com a mobilização das massas em mais de 90 % em todas as direções, mesmo aumentando o número de modos em análise, determinou-se o número de modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta da estrutura, que de acordo com o EC8 determina-se através das seguintes expressões (Eq.5.1 e Eq.5.2):

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

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

Em que:

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

Considerando 5 como o número de pisos acima da fundação, o valor  $k$  tem de ser maior que seis. Optou-se então por manter o número de modos considerados igual a 12, uma vez que se verificam as expressões Eq.5.1 e Eq.5.2.

## 5.4 Efeitos Acidentais de Torção

A excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez, bem como a disposição dos elementos resistentes, causam efeitos de torção nos edifícios

Segundo o EC8, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade accidental (Eq.5.3):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.3)$$

Em que:

- $e_{ai}$  Excentricidade accidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- $L_i$  Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

No Quadro 5.4, apresentam-se os valores das excentricidades accidentais calculadas para cada piso:

*Quadro 5.4 - Excentricidades accidentais de cada piso*

<b>Piso</b>	<b><math>L_{i,x}</math> [m]</b>	<b><math>L_{i,y}</math> [m]</b>	<b><math>e_{ai,x}</math> [m]</b>	<b><math>e_{ai,y}</math> [m]</b>
<b>1</b>	55,23	27,00	2,76	1,35
<b>2</b>	55,23	21,85	2,76	1,09
<b>3</b>	51,30	21,85	2,57	1,09
<b>4</b>	53,25	22,77	2,66	1,14
<b>5</b>	53,25	22,77	2,66	1,14
<b>Cobertura</b>	52,80	14,70	2,64	0,74

Segundo o EC8, quando se utiliza um modelo espacial, os efeitos accidentais da torção poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores, de eixo vertical aplicados a cada piso, dado por (Eq.5.4):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (5.4)$$

Em que:

- $M_{ai}$  Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso  $i$ ;
- $F_i$  Força horizontal atuando no piso  $i$ .

A força horizontal atuante em cada piso é determinada através da seguinte expressão (Eq.5.5):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.5)$$

Em que:

- $F_b$  Força de corte sísmica na base;
- $m_i$  e  $m_j$  Massas dos pisos;
- $z_i$  e  $z_j$  Alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica.

A força de corte sísmica na base é dada pela seguinte expressão (Eq.5.6)

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.6)$$

Em que:

- $S_d(T_1)$  Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;
- $T_1$  Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;



**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

- $m$  Massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- $\lambda$  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.

Assim sendo, recorrendo aos espectros de cálculo obtêm-se as seguintes acelerações espectrais, tendo em conta os períodos fundamentais do edifício, para as duas direções principais (Quadro 5.5):

*Quadro 5.5 - Acelerações espectrais dos períodos fundamentais do edifício*

Direção	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$S_d(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$S_d(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]
<b>y</b>	0,700	0,600	2,594	0,700	0,250	1,203
<b>x</b>	0,221	0,600	3,027	0,221	0,250	3,369

Sabendo que a massa total do edifício é de 5524,94 toneladas, aplicando a expressão Eq.5.6, determinam-se os valores da força de corte basal (Quadro 5.6):

*Quadro 5.6 - Forças de corte na base*

	$\lambda_x$	$F_{b,x}$ [KN]	$\lambda_y$	$F_{b,y}$ [KN]
<b>Sismo Tipo1</b>	0,85	14217,01	0,85	12183,40
<b>Sismo Tipo 2</b>	0,85	15821,55	1,00	6646,28

Com os valores das forças de corte basal, através da Eq.5.5 determina-se os valores das forças horizontais atuantes em cada piso, para as direções principais (Quadro 5.7):

*Quadro 5.7 - Forças horizontais por piso*

Piso	$z_i$ [m]	$m_i$ [ton]	$z_i \cdot m_i$ [m.ton]	Sismo 1		Sismo 2	
				$F_{ix}$ [KN]	$F_{iy}$ [KN]	$F_{ix}$ [KN]	$F_{iy}$ [KN]
<b>1</b>	4,30	1014,99	4364,44	769,43	659,37	856,27	359,70
<b>2</b>	8,50	860,66	7315,64	1289,71	1105,23	1435,27	602,92
<b>3</b>	12,70	823,94	10464,01	1844,75	1580,88	2052,95	862,40
<b>4</b>	16,90	1028,13	17375,37	3063,19	2625,03	3408,90	1432,01
<b>5</b>	21,10	1034,76	21833,36	3849,11	3298,53	4283,52	1799,41
<b>Cob</b>	25,30	762,47	19290,48	3400,82	2914,36	3784,63	1589,84
	<b><math>\Sigma =</math></b>	5524,94	80643,30				

Por fim, determina-se os valores dos momentos torsores atuantes em cada piso, através da Eq.5.4 (Quadro 5.8).

*Quadro 5.8 - Momentos torsores (efeitos acidentais de torção)*

Piso	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2		Máx (Sismo 1)	Máx (Sismo 2)
	M <sub>ai,x</sub> [KN.m]	M <sub>ai,y</sub> [KN.m]	M <sub>ai,x</sub> [KN.m]	M <sub>ai,y</sub> [KN.m]		
1	1038,73	1820,85	1155,96	993,31	1820,85	1155,96
2	1409,01	3052,09	1568,03	1664,98	3052,09	1664,98
3	2015,39	4054,95	2242,85	2212,06	4054,95	2242,85
4	3487,44	6989,14	3881,04	3812,72	6989,14	3881,04
5	4382,22	8782,34	4876,79	4790,94	8782,34	4876,79
<b>Cob</b>	2499,60	7693,91	2781,71	4197,18	7693,91	4197,18

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 8.

## 5.5 Considerações dos efeitos de 2º ordem (ELU)

Antes de se proceder ao dimensionamento dos elementos estruturais é necessário avaliar a necessidade da consideração, ou não, dos efeitos de 2º ordem.

As imperfeições geométricas, e os desvios da posição de cargas, levam ao incremento dos esforços nos elementos. Estes efeitos de 2º ordem ocorrem principalmente devido à ação sísmica e devem ser contabilizados se a deformação da estrutura for elevada.

O EC8 refere que não é necessário considerar os efeitos de 2º ordem, se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos (Eq.5.7):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.7)$$

Em que:

- $\theta$  Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{tot}$  Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- $V_{tot}$  Força de corte sísmica total no piso considerado.

Os valores da carga gravítica dos pisos foram retirados dos esforços no modelo de cálculo e a força de corte sísmica foi obtida subtraindo da força de corte na base a força de corte dos pisos abaixo do nível considerado.

Os valores obtidos para o modelo global da estrutura foram (Quadro 5.9):

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

*Quadro 5.9 - Verificação da consideração dos efeitos de 2º ordem do modelo global*

AS Tipo 1								
Piso	P <sub>tot</sub> [KN]	V <sub>tot,x</sub> [KN]	V <sub>tot,y</sub> [KN]	d <sub>r,x</sub> [mm]	d <sub>r,y</sub> [mm]	h [m]	Θ <sub>x</sub>	Θ <sub>y</sub>
1	51896,38	14217,01	12183,40	0,005	8,00	4,30	0,000004	0,00792
2	40880,37	13447,58	11524,03	0,635	11,20	8,50	0,000227	0,00467
3	31570,84	12157,87	10418,80	1,120	14,56	12,70	0,000229	0,00347
4	22984,54	10313,12	8837,92	2,560	17,12	16,90	0,000338	0,00263
5	14424,31	7249,93	6212,89	2,880	17,28	21,10	0,000272	0,00190
<b>Cob</b>	5853,85	3400,82	2914,36	2,400	12,48	25,30	0,000163	0,00099

AS Tipo 2								
Piso	P <sub>tot</sub> [KN]	V <sub>tot,x</sub> [KN]	V <sub>tot,y</sub> [KN]	d <sub>r,x</sub> [mm]	d <sub>r,y</sub> [mm]	h [mm]	Θ <sub>x</sub>	Θ <sub>y</sub>
1	51896,38	15821,55	6646,28	0,003	4,320	4,30	0,000002	0,00784
2	40880,37	14965,28	6286,59	0,477	5,760	8,50	0,000153	0,00441
3	31570,84	13530,01	5683,66	0,800	7,360	12,70	0,000147	0,00322
4	22984,54	11477,06	4821,26	2,240	8,480	16,90	0,000265	0,00239
5	14424,31	8068,16	3389,26	3,200	8,800	21,10	0,000271	0,00177
<b>Cob</b>	5853,85	3784,63	1589,84	2,400	6,560	25,30	0,000147	0,00095

Os valores obtidos para o modelo parcial da estrutura foram (Quadro 5.10):

*Quadro 5.10 - Verificação da consideração dos efeitos de 2º ordem do modelo parcial*

AS Tipo 1								
Piso	P <sub>tot</sub> [KN]	V <sub>tot,x</sub> [KN]	V <sub>tot,y</sub> [KN]	d <sub>r,x</sub> [mm]	d <sub>r,y</sub> [mm]	h [m]	Θ <sub>x</sub>	Θ <sub>y</sub>
1	51896,38	14217,01	12731,86	0,005	8,00	4,30	0,000004	0,00758
2	40880,37	13447,58	12042,81	0,635	11,68	8,50	0,000227	0,00466
3	31570,84	12157,87	10887,83	1,120	16,00	12,70	0,000229	0,00365
4	22984,54	10313,12	9235,78	2,880	19,04	16,90	0,000380	0,00280
5	14424,31	7249,93	6492,58	3,040	19,84	21,10	0,000287	0,00209
<b>Cob</b>	5853,85	3400,82	3045,56	2,560	14,88	25,30	0,000174	0,00113

AS Tipo 2								
Piso	P <sub>tot</sub> [KN]	V <sub>tot,x</sub> [KN]	V <sub>tot,y</sub> [KN]	d <sub>r,x</sub> [mm]	d <sub>r,y</sub> [mm]	h [m]	Θ <sub>x</sub>	Θ <sub>y</sub>
1	51896,38	18613,59	6945,48	0,003	4,48	4,30	0,000002	0,00778
2	40880,37	17606,21	6569,59	0,477	5,92	8,50	0,000130	0,00433
3	31570,84	15917,66	5939,52	0,800	7,84	12,70	0,000125	0,00328
4	22984,54	13502,43	5038,30	2,400	9,60	16,90	0,000242	0,00259
5	14424,31	9491,95	3541,83	3,040	9,92	21,10	0,000219	0,00191
<b>Cob</b>	5853,85	4452,51	1661,41	2,560	7,84	25,30	0,000133	0,00109

Verifica-se que todos os valores de  $\theta$  são inferiores a 0,10, para ambos os modelos de cálculo.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 9.



# 6 DIMENSIONAMENTO AOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

## 6.1 Aspectos gerais de dimensionamento

Neste capítulo encontram-se as disposições construtivas prescritas pelo EC2. Estes parâmetros gerais podem ser consultados no Anexo 10.

### 6.1.1 RECOBRIMENTOS DAS ARMADURAS

De acordo com o tempo de vida útil de projeto, o EC2 define, no Quadro NA.II, o recobrimento nominal a ser utilizado tendo em conta também a classe de exposição ambiental do betão. Os recobrimentos adotados para os diferentes elementos estruturais são (Quadro 6.1):

*Quadro 6.1 - Recobrimento das armaduras*

<b>Elemento</b>	<b>Recobrimento [mm]</b>
Laje, Pilares, Paredes e Vigas	35
Fundações e Muros de contenção	50
Regularização das Fundações	50

Apesar das fundações, muros de contenção e a regularização das fundações poderem, de acordo com o EC2, ter um recobrimento inferior, optou-se por aumentar esse valor tendo em conta que estes elementos se encontram em contacto direto com o solo, podendo mais facilmente ocorrer corrosão das armaduras.

### 6.1.2 DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE VARÕES

Segundo o EC2, a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatórias e assegurar adequadas condições de aderência entre varões e betão.

Deve-se assegurar, por isso, uma distância livre, horizontal e vertical, entre varões paralelos ou entre camadas de varões paralelos, um valor não inferior ao maior dos seguintes valores (Eq.6.1):

$$d = \text{máx}\{k_1 \cdot \emptyset; d_g + k_2; 20 \text{ mm}\} \quad (6.1)$$

Em que:

- $k_1$  Igual a 1 mm;
- $\emptyset$  Diâmetro do varão;
- $d_g$  Dimensão máxima do agregado;
- $k_2$  Igual a 5 mm;

Como a máxima dimensão do agregado é de 25 mm o espaçamento mínimo entre varões é de 30 mm, exceto na utilização de varões de 32 mm. Nesse caso, o espaçamento mínimo será igual ao diâmetro do varão.

### 6.1.3 DIÂMETRO MÍNIMO DE DOBRAGEM DE VARÕES

De forma a evitar o aparecimento de fendas nos varões, bem como a rotura do betão no interior da curva de um varão, de acordo com o EC2, o diâmetro de dobragem do varão não deverá ser inferior a (Eq.6.2):

$$\emptyset_{m,min.} = \begin{cases} 4\emptyset, & \text{se } \emptyset \leq 16 \text{ mm} \\ 7\emptyset, & \text{se } \emptyset > 16 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.2)$$

Em que:

- $\emptyset_{m,min.}$  Diâmetro mínimo do mandril.

Os diâmetros mínimos de dobragem obtidos, para os diferentes diâmetros de varões são (Quadro 6.2):

Quadro 6.2 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões

$\emptyset$ [mm]	$\emptyset_{m,min.}$ [mm]
6	24
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175
32	224

### 6.1.4 COMPRIMENTO DE AMARRAÇÃO DE VARÕES

De acordo com o EC2, para se evitar a fendilharão longitudinal ou o destacamento de betão, os varões devem ser amarrados, assegurando uma boa transferência para o betão das forças de aderência.

O comprimento de amarração necessário obtém-se através da seguinte expressão (Eq.6.3):

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (6.3)$$

Em que:

$l_{bd}$	Comprimento de amarração de cálculo;
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo;
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$	Coefficientes que têm em consideração a forma, o recobrimento e a cintagem das armaduras;
$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$	Comprimento de amarração de referência;
$\sigma_{sd}$	Valor de cálculo da tensão na seção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração;
$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência;
$\eta_1$	Iguala 1 para condições de “boa” aderência, e igual a 0,7 para os outros casos;
$\eta_2$	Igual a 1 para $\emptyset \leq 32 \text{ mm}$ e $\frac{132-\emptyset}{100}$ para $\emptyset > 32 \text{ mm}$ ;
$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;
$\alpha_{ct}$	Coefficiente 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. Igual a 1;
$f_{ctk,0,05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração;
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão.

O comprimento mínimo de amarração é igual a (Eq.6.4):

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}, \text{ para varões tracionados} \\ \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}, \text{ para varões comprimidos} \end{cases} \quad (6.4)$$

De forma simplificada, para efeitos de cálculo adotou-se para os coeficientes  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ , valor unitário, uma vez que  $l_{bd}$  é aproximadamente igual a  $l_{b,rqd}$ . Para obtenção de valores mais exatos desses coeficientes, deverá consultar-se o Quadro 8.2 do EC2.

Tendo em conta as características do betão, e os diferentes diâmetros dos varões utilizados, admitindo que  $\sigma_{sd} = f_{yd}$ , obtiveram-se os seguintes comprimentos para amarração das armaduras (Quadro 6.3):

Quadro 6.3 - Comprimentos de amarração

$\emptyset$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,min,t}$ [m]	$l_{b,min,c}$ [m]	$l_{bd}$ [m]
12	0,62	0,19	0,11	0,62
16	0,83	0,25	0,15	0,83
20	1,04	0,31	0,19	1,04
25	1,29	0,39	0,23	1,29
32	1,66	0,50	0,30	1,66

### 6.1.5 AMARRAÇÃO DE ARMADURAS TRANSVERSAIS

De acordo com o EC2, a amarração de cintas e armaduras de esforço transversal deverá em geral ser efetuada por meio de cotovelos e ganchos, ou através de armaduras transversais soldadas. Deverá colocar-se um varão no interior do gancho ou cotovelo.

A amarração deverá obedecer à Figura 6.1.

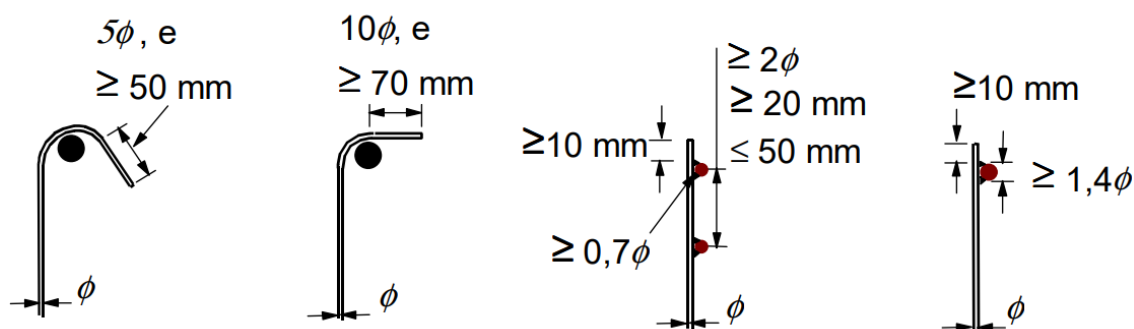


Figura 6.1 - Amarração de cintas (adaptado (EC2, 2004))

### 6.1.6 COMPRIMENTO DE SOBREPOSIÇÃO DE ARMADURAS

O comprimento de sobreposição visa assegurar a transmissão dos esforços de um varão para o outro, devendo evitar o destacamento do betão na vizinhança das emendas, e a ocorrência de fedas largas que prejudiquem o desempenho da estrutura. (EC2, 2004)

A sobreposição de varões deve ser desfasada, e não ficar localizadas em zonas de momentos/esforços elevados, de acordo com EC2.

O comprimento de sobreposição necessário obtém-se através da seguinte expressão (Eq.6.5):

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (6.5)$$

Em que:

$l_0$	Comprimento de sobreposição de cálculo;
$l_{0,min}$	Comprimento de sobreposição mínimo;
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_6$	Coefficientes que têm em consideração a forma, o recobrimento, a cintagem das armaduras e percentagem de varões sobrepostos;

O comprimento mínimo de sobreposição é dado por (Eq.6.6):

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}\} \quad (6.6)$$

Para o coeficiente  $\alpha_6$  adotou-se um valor igual a 1,5 de forma conservativa, assumindo que a percentagem de varões sobrepostos em relação à área total da seção transversal é superior a 50 %. Para os restantes coeficientes, como já anteriormente definido, adotou-se o valor unitário.



Desta forma, os valores obtidos para os comprimentos de sobreposição dos varões são (Quadro 6.4):

Quadro 6.4 - Comprimentos de sobreposição

$\varnothing$ [mm]	$l_{0,min}$ [m]	$l_0$ [m]
12	0,28	0,93
16	0,37	1,24
20	0,47	1,55
25	0,58	1,94
32	0,75	2,49

## 6.2 Dimensionamento das lajes

Na realização do dimensionamento das lajes deve-se ter em conta as instruções do manual do fabricante do sistema de aligeiramento. Devido à presença dos vazios, existe uma redução da resistência ao corte da laje nas zonas aligeiradas, relativamente ao esforço de corte da correspondente laje maciça (Ferca, 2011). Por isso, primeiro procedeu-se à verificação da resistência ao esforço transversal das zonas aligeiradas para, posteriormente, fazer-se o seu dimensionamento à flexão e punçoamento, cumprindo também com as disposições construtivas para estes elementos, de acordo com o EC2.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.1, juntamente com os desenhos PRJT.FM – 09/22 – 12 a 15.

### 6.2.1 ÁREAS DE ARMADURA MÁXIMA E MÍNIMA

De acordo com a Cl.9.3.1.1(1) do EC2, as quantidades de armadura mínima e máxima são dadas por (Eq.6.7 e Eq.6.8):

$$A_{S,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.7)$$

$$A_{S,máx} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.8)$$

Em que:

$A_{S,min}$	Área de armadura mínima;
$A_{S,máx}$	Área de armadura máxima;
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;
$b_t$	Largura média da zona tracionada;
$d$	Altura útil da seção transversal [mm];

Os valores de armadura máxima e mínima obtidos para as diferentes alturas das lajes são (Quadro 6.5):

Quadro 6.5 - Áreas de armadura mínima e máxima para as lajes

Laje	Espessura [m]	d [m]	A <sub>S,min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>S,máx</sub> [cm <sup>2</sup> /m]
Aligeirada	0,36	0,33	4,97	144,00
Consolas e Passadiço	0,20	0,17	2,56	80,00

### 6.2.2 ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE VARÕES

De acordo com a Cl.9.3.1.1(3) do EC2, o espaçamento máximo entre varões não deverá ser superior a (Eq.6.9 e Eq.6.10):

- Para as armaduras principais:

$$S_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.9)$$

- Para as armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.10)$$

Em que:

$h$                       Altura da laje em mm;

### 6.2.3 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com o fabricante, para o sistema de aligeiramento adotado (CBCM-S220), verifica-se um fator de redução à resistência ao corte de 50% nas zonas aligeiradas, comparativamente ao de uma laje maciça de igual altura.

O cálculo da resistência ao corte de uma laje maciça, de acordo com o EC2 é dada por (Eq.6.11 e Eq.6.12):

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.11)$$

Com um mínimo de (Eq.6.12):

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.12)$$

Em que:

$f_{ck}$	Em MPa;
$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$	Adimensional;
$k_1$	Coefficiente igual a 0,15;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{Com } d \text{ em mm;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$A_{sl}$  Área de armadura de tração;  
 $b_w$  Menor largura da seção transversal na área tracionada [mm];  
 $d$  Altura útil da seção transversal [mm];

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

$N_{Ed}$  Esforço normal na seção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço [N];  
 $A_c$  Área da seção transversal de betão [mm<sup>2</sup>];

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$V_{Rd,c}$  Em [N].

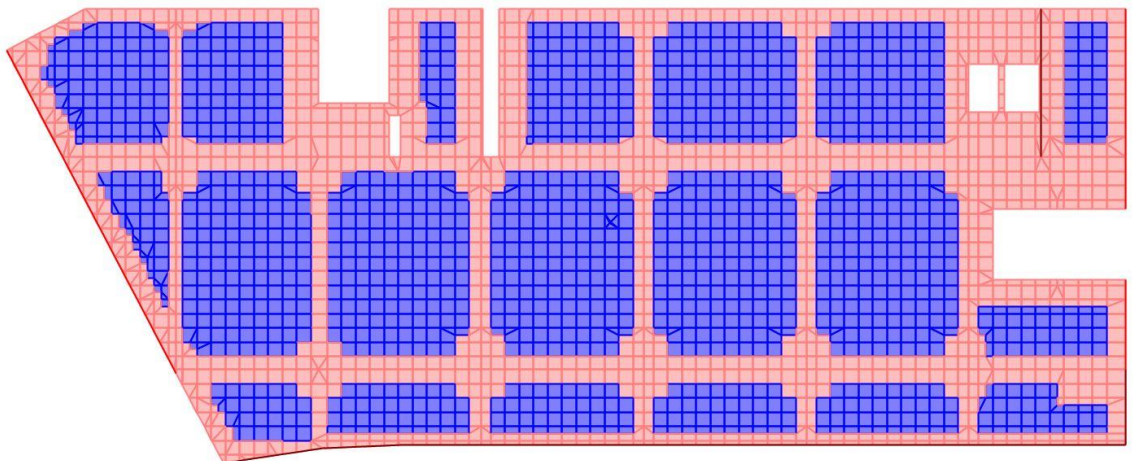
Admitindo como armadura mínima de tração de Ø10//0,15, os valores obtidos de capacidade resistente ao corte das lajes, recorrendo às equações Eq.6.11 e Eq.6.12, são:

*Quadro 6.6 - Cálculo do Esforço Transverso Resistente nas Lajes*

e [m]	d [m]	b <sub>w</sub> [m]	k	f <sub>ck</sub> [MPa]	V <sub>Rd,min</sub> [KN/m]	A <sub>sl</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	ρ <sub>l</sub>	V <sub>Rd,c</sub> [KN/m]
0,36	0,33	1,00	1,78	30,00	150,05	5,27	0,002	118,73
0,20	0,17	1,00	2,00	30,00	92,18	5,27	0,003	85,80

Observando, no modelo, os valores dos esforços transversos atuantes para a zona das consolas e do passadiço, constata-se que os mesmos não ultrapassam o esforço transverso resistentes de 92,18 KN/m, verificando-se a segurança destes elementos.

Na zona dos aligeiramentos, dado o sistema adotado, a resistência ao esforço transverso é metade do valor que consta no Quadro 6.6, verifica-se que o esforço transverso atuante ultrapassa o esforço transverso resistente junto dos pilares (Figura 6.2). Deste modo, nessas zonas em que a capacidade resistente ao corte não é suficiente, foram preconizadas zonas maciças, isto é, sem aligeiramento.



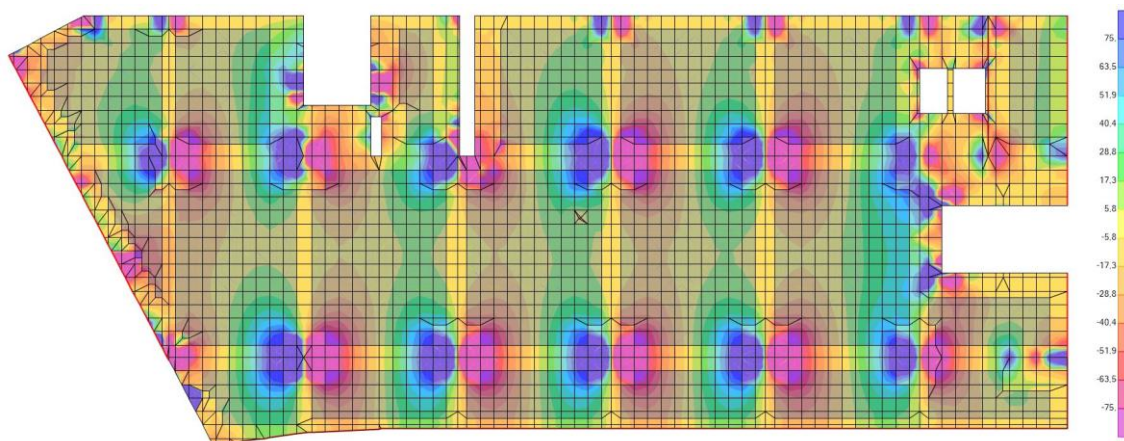


Figura 6.2 - Discretização da laje do piso 2 (em cima) e esforços transversos (em baixo)

Aumentando as zonas maciças junto dos pilares é então possível garantir a segurança ao estado limite último de esforço transversal, sem ser necessária armadura específica (Figura 6.3).

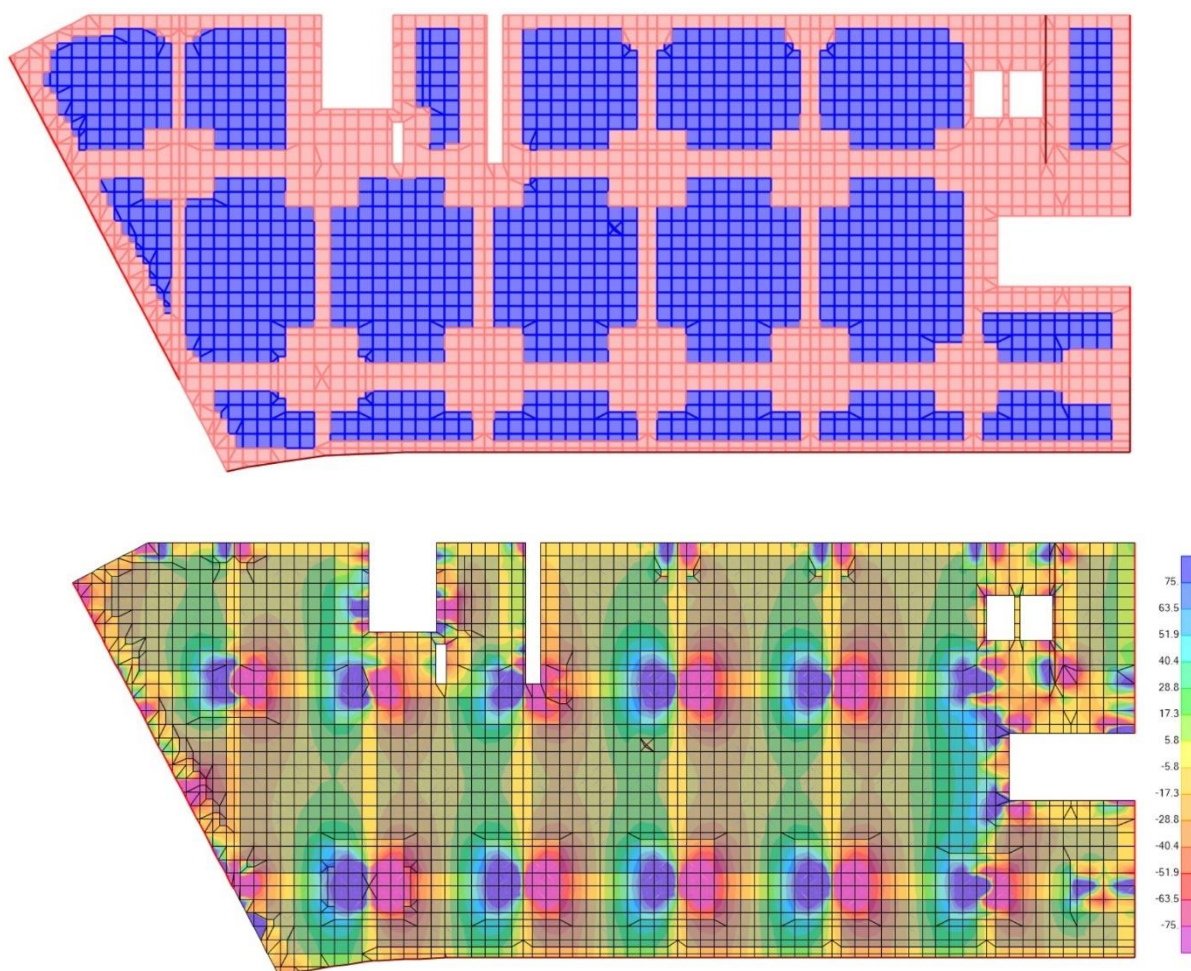


Figura 6.3 - Discretização da laje do piso 2 depois da verificação ao ET (em cima) e esforços transversos (em baixo)

#### 6.2.4 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

O comportamento e desempenho à flexão de uma laje Cobiax é, em situações correntes, idêntico ao de uma laje maciça. Verifica-se que a posição da linha neutra está acima do vazio,

na lâmina de compressão, sendo possível desta forma conceber e dimensionar este tipo de laje como se de uma laje maciça de igual espessura se tratasse.

Os esforços de flexão atuantes foram obtidos recorrendo ao programa de cálculo, tendo em conta os pontos críticos, nomeadamente, os nós de ligação interiores pilar/laje (momentos negativos), e entre vãos dos pilares (momentos positivos). Por sua vez, o programa fornece para o mesmo nó diferentes valores dos esforços por elemento. Por isso, no caso dos momentos negativos, sobre os pilares (nó), os momentos fletores atuantes foram obtidos considerando a resultante da média dos esforços às faces do pilar.

Para ter em conta, de forma simplificada, o efeito dos momentos torsores, as armaduras de flexão são dimensionadas para os momentos fletores atuantes obtidos através de (Appleton & Marchão, 2007):

- Armaduras Inferiores:

$$M_{Ed,xx}^+ = M_{Ed,xx}^+ + |M_{Ed,xy}| \quad (6.13)$$

$$M_{Ed,yy}^+ = M_{Ed,yy}^+ + |M_{Ed,xy}| \quad (6.14)$$

- Armaduras Superiores:

$$M_{Ed,xx}^- = M_{Ed,xx}^- - |M_{Ed,xy}| \quad (6.15)$$

$$M_{Ed,yy}^- = M_{Ed,yy}^- - |M_{Ed,xy}| \quad (6.16)$$

Sendo as armaduras de flexão obtidas através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (6.17)$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (6.18)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.19)$$

Em que:

$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento atuante;
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$b$	Largura da seção transversal;
$d$	Altura útil da seção transversal [mm];
$\mu$	Momento fletor reduzido;
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura;
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço;

Relativamente à distribuição destas armaduras na laje aligeirada, as armaduras superiores obtidas foram distribuídas ao longo das faixas centrais dos pilares (ao longo dos alinhamentos dos pilares), e as armaduras inferiores ao longo das faixas laterais (adjacentes às faixas centrais).



Foi adotada uma armadura de distribuição superior em malha electrosoldada AQ50, e uma armadura de distribuição inferior de Ø12//0,15, para fazer face aos momentos máximos, mantendo uma distribuição de diâmetros e espaçamentos o mais uniforme possível.

Na zona das consolas, a armadura de distribuição e o prolongamento das armaduras principais sobre os pilares até meio vão, garantem a segurança destes elementos, que não estando destinados à circulação de pessoas, apresentam valores de momentos negativos pouco significativos.

Quanto à laje do passadiço, no piso 4, adotaram-se apenas armaduras radiais superiores e inferiores de Ø12//0,15, devido à influência dos montantes. Enquanto no piso 5, para além das armaduras de distribuição, foi necessária uma armadura específica ao longo do núcleo das escadas E1 e na zona de apoio da viga de ligação à cobertura.

### 6.2.5 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

A rotura por punçoamento é um mecanismo de rotura de colapso local, apresentando um comportamento frágil, em que a laje se desliga do pilar, resultante da interação dos efeitos de corte e flexão na zona da laje próxima do pilar (Gorgulho).

Segundo o EC2 devem-se efetuar as seguintes verificações:

- No perímetro do pilar, ou, no perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento (Eq.6.20):

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,max} \quad (6.20)$$

Em que:

$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{\mu_0 \cdot d}$	Tensão de cálculo de corte por punçoamento no perímetro do pilar;
$\mu_0$	Perímetro do pilar (para pilares interiores);
$\beta$	Fator de agravamento devido à excentricidade;
$V_{Sd}$	Esforço de punçoamento (Reação vertical da laje no pilar);
$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	Tensão resistente máxima de corte por punçoamento;
$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	Percentagem mecânica de armadura.

- Necessidade de armaduras de punçoamento (Eq.6.21 e Eq.6.22):

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c} \quad (6.21)$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{Rd,min} \quad (6.22)$$

Em que:

$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{\mu_1 \cdot d}$	Tensão de cálculo de corte por punçoamento no perímetro do pilar;
$\mu_1$	Contorno de controlo básico;
$\beta$	Fator de agravamento devido à excentricidade;
$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$	Esforço de punçoamento (Reação vertical da laje no pilar);

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{sx}}{(a + 6 \cdot d) \cdot d}$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{sy}}{(b + 6 \cdot d) \cdot d}$$

$$v_{Rd,min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Percentagem de armadura de tração;  
 Percentagem de armadura segundo x numa largura de pilar  $3 \cdot d$  para cada lado  
 Percentagem de armadura segundo y numa largura de pilar  $3 \cdot d$  para cada lado.

Estas verificações foram feitas para o pilar 21 do piso 1, um dos pilares interiores mais solicitados. Os esforços atuantes para a ação sísmica nesse elemento são:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ed,topo} = 4382,46 \text{ KN} \\ N_{Ed,base} = 4872,42,38 \text{ KN} \\ V_{Sd} = 4382,46 - 4872,42 = 489,96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

O pilar tem as dimensões de 0,40 m x 1,00 m, e os perímetros de controlo são dados por:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_0 = 2 \times a + 2 \times b = 2 \times 1,00 + 2 \times 0,40 = 2,80 \text{ m} \\ \mu_1 = 2 \times a + 2 \times b + \pi \times 4 \times d = 2,80 + \pi \times 4 \times 0,33 = 6,95 \text{ m} \end{array} \right.$$

Para a obtenção dos valores das tenções de corte por punçoamento ( $v_{Sd}$ ) utilizaram-se fatores de agravamento devido à excentricidade ( $\beta$ ) aproximados que, para o caso de pilares interiores, é 1,15. De acordo com o EC2, estes valores podem ser adotados no caso de estruturas em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento dos pórticos formados por lajes e pilares, em que os vãos dos tramos adjacentes não variam entre si mais de 25%. Neste caso, uma vez que os pilares interiores foram definidos como elementos sísmicos secundários, não contribuindo estes para a rigidez lateral da estrutura, é válido recorrer a estes valores.

Desta forma, verificam-se os valores para a tensão de corte máxima por punçoamento na face do pilar (perímetro de controlo  $\mu_0$ ) (Quadro 6.7):

*Quadro 6.7 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo  $\mu_0$*

$\beta$	$V_{Sd}$ [KN]	$\mu_0$ [m]	$d$ [m]	$v_{Sd}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$v$	$v_{Rd,max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1,15	489,96	2,80	0,33	609,79	0,528	5280,00

Verificam-se, também, os valores da tensão de corte no perímetro de controlo  $\mu_1$ , não havendo necessidade de armadura específica de punçoamento (Quadro 6.8):

*Quadro 6.8 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo  $\mu_1$*

$\beta$	$V_{Sd}$ [KN]	$\mu_1$ [m]	$d$ [m]	$v_{Sd}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$k$	$v_{Rd,min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1,15	489,96	6,95	0,33	245,79	1,78	454,58

$k$	$C_{Rd,c}$	$A_{S,x}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{S,y}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_l$	$v_{Rd,c}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1,78	0,12	32,73	20,93	0,00298	442,94

### 6.3 Dimensionamento das escadas

O edifício possui dois núcleos de escadas, com lanços e patins de dimensões semelhantes entre si. Desta forma, o dimensionamento foi feito considerando os lanços e patins mais condicionantes, de maior comprimento e inclinação.

Os lanços das escadas têm 1,47 m X 3,00 m de comprimento e os patins (com bomba) 3,20 m x 1,43 m, tal como se mostra na Figura 6.4.

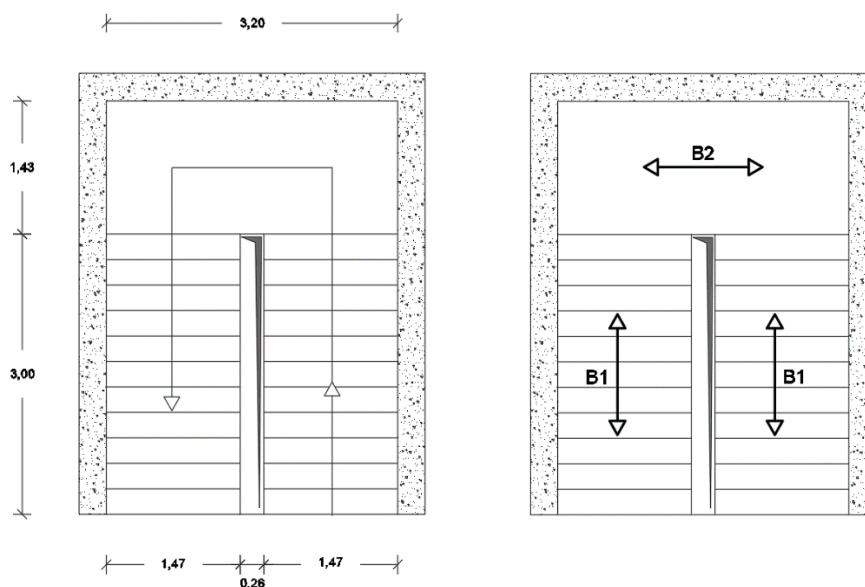


Figura 6.4 - Dimensões e Modelo de Funcionamento das Escadas

O método das bandas foi o procedimento adotado para o dimensionamento das escadas. É um cálculo manual bastante simples de se utilizar, recorrendo a modelos de laje armada numa só direção, obtêm-se as armaduras necessárias para a verificação da segurança do elemento.

A partir da Figura 6.4, onde se observa o modelo de funcionamento das escadas adotado e a definição da banda principal (B2) e das bandas secundárias (B1), desenvolveu-se o seguinte esquema de cálculo (Figura 6.5):

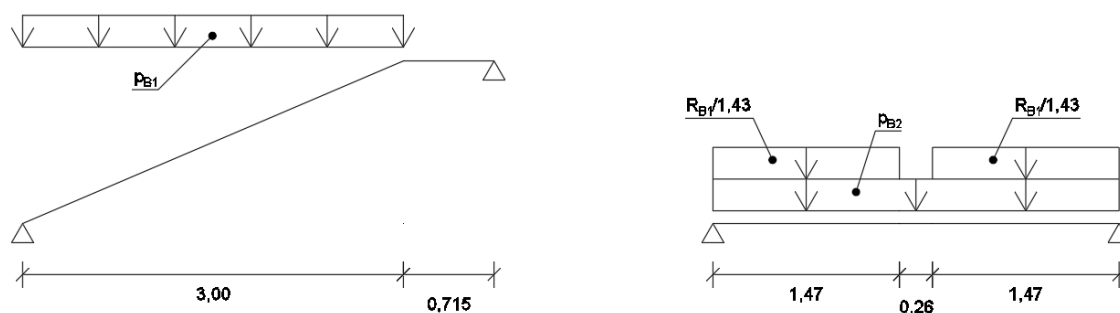


Figura 6.5 - Esquema de cálculo para os Lanços e Patins



Os degraus têm 0,175 m de espelho e 0,275 m de piso. A inclinação dos lanços é de 36,25°, uma vez que o desnível entre o lanço e o patim ser de 2,20 m. A altura adotada para a laje é de 0,20 m, tendo em conta o vão da banda B1 (3,715 m).

A armadura mínima adotada foi de Ø8//0,15 (3,33 cm<sup>2</sup>/m), calculada através da equação Eq.6.7.

Foram tidas em conta as seguintes cargas atuantes:

- Nos Lanços:

$$\begin{aligned} P.P. Laje &= 25 \times \frac{h}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 36,25} = 6,20 \text{ KN/m}^2 \\ P.P. Revestimento &----- 1,50 \text{ KN/m}^2 \\ P.P. Degraus &= 25 \times \frac{h_{degrau}}{2} = 25 \times \frac{0,175}{2} = 2,20 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Cargas Permanentes} &= 6,20 + 1,50 + 2,20 = 9,90 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 4,00 \text{ KN/m}^2 \text{ (Categoria A)} \end{aligned}$$

$$l_{p_{B1}} = CP \times 1,35 + SC \times 1,50 = 9,90 \times 1,35 + 4,00 \times 1,50 = 19,37 \text{ KN/m}^2$$

- Nos Patins:

$$\begin{aligned} P.P. Laje &= 25 \times h = 25 \times 0,20 = 5,00 \text{ KN/m}^2 \\ P.P. Revestimento &----- 1,50 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Cargas Permanentes} &= 6,20 + 1,50 + 2,20 = 6,50 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 4,00 \text{ KN/m}^2 \text{ (Categoria A)} \end{aligned}$$

$$l_{p_{B2}} = CP \times 1,35 + SC \times 1,50 = 6,50 \times 1,35 + 4,00 \times 1,50 = 14,78 \text{ KN/m}^2$$

Da análise dos momentos atuantes nos lanços, banda B1, regista-se um valor máximo de 30,99 KN.m a 1,79 m do apoio, tendo sido definida uma armadura de Ø10//0,15 (5,27 cm<sup>2</sup>/m).

Nos patins, banda B2, o momento máximo regista-se a meio vão (1,60 m) com o valor de 36,65 KN.m, tendo sido adotada uma armadura de Ø10//0,15 (5,27 cm<sup>2</sup>/m).

Estas armaduras de flexão foram obtidas utilizando as equações Eq.6.17, Eq.6.18 e Eq.6.19 da presente seção.

A armadura de distribuição é calculada como sendo cerca de 20% da armadura principal, onde neste caso seria necessário apenas 1,05 cm<sup>2</sup>/m de armadura. Mas mantendo uma distribuição de armaduras uniformes e varões de diâmetro semelhante, adotou-se como armadura de distribuição igual à armadura mínima de Ø8//150 (3,33 cm<sup>2</sup>/m).

Estas armaduras são também as utilizadas nos lanços de arranque, patins e no segundo lanço, entre o piso 0 e o piso 1, que são de dimensões semelhantes, mas com inclinações menores, mostrando-se estas armaduras suficientes também para esses elementos.

Podem ser consultados os desenhos PRJT.FM – 09/22 – 17/1 e 17/2.

## 6.4 Dimensionamento das vigas

O dimensionamento das vigas é realizado de acordo com as regras prescritas no EC2 e EC8.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.3, juntamente com os desenhos PRJT.FM – 09/22 – 18 a 20.

### 6.4.1 ARMADURAS LONGITUDINAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

De acordo com o EC2, as quantidades de armadura máxima e mínima são dadas pelas expressões Eq.6.7 e Eq.6.8 do presente documento.

Tendo em conta as várias seções adotadas para as vigas, as armaduras máximas e mínimas, para que se evitem roturas frágeis e abertura de fendas, de acordo com o EC2 são (Quadro 6.9):

*Quadro 6.9 - Armaduras mínimas e máximas de flexão das vigas, EC2*

$b_w$ [m]	$h_w$ [m]	$d_w$ [m]	$f_{ctm}$	$f_{yk}$ [MPa]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]
0,25	0,40	0,37	2,90	500,00	1,39	40,00
0,25	0,60	0,57	2,90	500,00	2,15	60,00
0,25	0,70	0,67	2,90	500,00	2,53	70,00
0,25	0,75	0,72	2,90	500,00	2,71	75,00
0,25	1,34	1,31	2,90	500,00	4,94	134,00
0,25	3,02	2,99	2,90	500,00	11,27	302,00

As vigas, que por estarem ligadas a pilares secundários, ou que devido à arquitetura não foi possível manter o alinhamento da viga em todos os pisos, não foram assumidas como elementos sísmicos primários. Sendo apenas necessário, nestes casos, cumprir com as regras prescritas no EC2.

No caso das vigas sísmicas primárias, para além de se ter de cumprir com as armaduras máximas e mínimas prescritas pelo EC2, de acordo com o EC8 e a fim de se cumprir com os requisitos de ductilidade local, é necessário garantir que:

- Nas zonas comprimidas deve ser colocada uma armadura de seção não inferior a metade da seção da armadura na zona tracionada (Eq.6.23):
- 

$$A_{s,comp} \geq 0,5 \times A_{s,tração} \quad (6.23)$$

Em que:

$A_{s,comp}$  Armadura da zona comprimida;  
 $A_{s,tração}$  Armadura da zona tracionada.

- Ao longo do comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura na zona tracionada ( $\rho$ ) não deve ser inferior à taxa de armadura mínima ( $\rho_{min}$ ), e se na zona tracionada existir laje, as armaduras desse elemento, paralelas à viga, no interior da largura efetiva ( $b_{eff}$ ), devem ser incluídas no cálculo de  $\rho$  (Eq.6.24 e Eq.6.25):

$$\rho \geq \rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (6.24)$$

$$\rho = \frac{A_{S,tração}}{A_C} \quad (6.25)$$

Em que:

$A_C$  Área da seção transversal da viga.

- A taxa de armadura na zona tracionada ( $\rho$ ) não deve exceder a taxa de armadura máxima ( $\rho_{max}$ ), dado por (Eq.6.26):

$$\rho \leq \rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\varphi \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.26)$$

Em que:

$\mu_\varphi$  Fator de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$  Extensão de cedência do aço;

$\rho'$  Taxa de armadura na zona comprimida.

É necessário ainda garantir que a ductilidade disponível em curvatura é superior à exigida, especialmente nas zonas críticas destes elementos, junto dos pilares, num comprimento igual à altura da viga. De acordo com o EC8, o fator de ductilidade em curvatura exigido é dado por (Eq.6.27):

$$\begin{cases} \mu_\varphi = 2 \times q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\varphi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_C}{T_1} & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (6.27)$$

Em que:

$T_1$  Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa;

$T_C$  Período máximo da zona de aceleração constante no espectro de resposta;

Na estrutura em análise constata-se que o período fundamental ( $T_1 = 1,428$  s) é superior ao período máximo da zona de aceleração do espectro de resposta para os dois tipos de ação sísmica, pelo que o fator de ductilidade em curvatura exigido é igual a (Quadro 6.10):

*Quadro 6.10 - Fator de ductilidade em curvatura*

$T_1$	$T_c$ (AS1) [s]	$T_c$ (AS2) [s]	$q_0$	$\mu_\phi$
1,428	0,60	0,25	1,60	2,20

Por último, e para impedir uma rotura de aderência entre o aço e betão, o diâmetro dos varões longitudinais da armadura principal da viga, que atravessam os nós viga/pilar, deve ser limitado (EC8-1, 2010). Os limites máximos entre o quociente do diâmetro dos varões longitudinais da armadura principal e a dimensão da seção do pilar, na direção da viga, varia de acordo se o nó viga/pilar é interior ou exterior. Para este caso, dado que todas as ligações viga/pilar são exteriores, o limite máximo entre o quociente do diâmetro dos varões longitudinais da armadura principal e a dimensão da seção do pilar na direção da viga, é dado pela Eq.6.28:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \quad (6.28)$$

Em que:

$d_{bL}$	Diâmetro dos varões longitudinais da viga;
$h_c$	Dimensão da seção do pilar na direção da viga;
$\gamma_{Rd}$	Coefficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências, devendo tornar-se igual a 1,0 para estruturas de classe DCM;
$v_d$	Esforço axial normalizado.

Admitindo um esforço axial normalizado de 0,1, os diâmetros máximos recomendados para os varões longitudinais da armadura principal das vigas sísmicas primárias, que atravessam o nó de ligação viga/pilar, não devem ser superiores a (Quadro 6.11):

*Quadro 6.11 - Diâmetros máximos recomendados para as vigas primárias, EC8*

Viga	Pilar	$h_c$ [m]	$d_{bL,max}$ [mm]
Vb1	P1	0,95	51
	P9	0,80	43
	Pa4	2,00	108
	P18	0,95	51
Vb2	P8	0,60	32
	P17 e P25	0,80	43
Vb6	P3 a P7	0,40	22

#### 6.4.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

As armaduras necessárias para resistir aos esforços de flexão foram obtidas recorrendo ao modelo de cálculo desenvolvido, para posteriormente se proceder à sua pormenorização.

Para o caso da viga Vb3.3 obtiveram-se os seguintes valores de momentos atuantes e adotaram-se as seguintes armaduras (Quadro 6.12):

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

*Quadro 6.12 - Momentos atuantes e armaduras de flexão adotadas, Viga Vb3.3*

Viga	Secção	Face	Combinação	M <sub>ed</sub> [KN]	A <sub>S,viga</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S,viga,adt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
Vb3.3	1	Sup	Sismo 1+	-349,10	16,05	2Ø25+3Ø20	19,24
		Inf	Sismo 1+	174,55	7,47	2Ø20+1Ø16	8,29
	2 (vão)	Sup	-	0,00	4,13	2Ø25	9,82
		Inf	Sismo 1-	124,10	5,22	2Ø20	6,28
	3	Sup	Sismo 1-	-426,70	20,39	3Ø25+2Ø20	21,01
		Inf	Sismo 1-	213,35	9,26	3Ø20	9,42

Recorreu-se às equações Eq.6.29 e Eq.6.30 para determinação dos momentos resistentes destes elementos:

$$M_{Rd} = A_S \times f_{yd} \times (d_w - 0,4 \times x) \quad (6.29)$$

$$x = \frac{A_S \times f_{yd}}{0,8 \times b_w \times f_{cd}} \quad (6.30)$$

Em que:

$A_S$	Área de armadura longitudinal de tração;
$d_w$	Distância entre o centro de gravidade da armadura e fibra mais comprimida;
$x$	Posição da linha neutra;
$b_w$	Largura da secção transversal.

Com a pormenorização adotada, e recorrendo às equações Eq.6.29 e Eq.6.30, obtiveram-se os seguintes valores de momentos resistentes para a viga Vb3.3 (Quadro 6.13).

*Quadro 6.13 - Momentos resistentes Viga Vb3.2*

Viga	Secção	M <sub>ed</sub> [KN]	A <sub>S,viga,adt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	b <sub>w</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	x [m]	M <sub>Rd</sub> <sup>-</sup> [KN.m]	M <sub>Rd</sub> <sup>+</sup> [KN.m]	
Vb3.3	1	-349,10	2Ø25+3Ø20	19,24	0,250	0,600	0,209	407,009	-
		174,55	2Ø20+1Ø16	8,29	0,250	0,600	0,090	-	192,546
	2 (vão)	0,00	2Ø25	9,82	0,250	0,600	0,107	225,239	-
		124,10	2Ø20	6,28	0,250	0,600	0,068	-	148,250
	3	-426,70	3Ø25+2Ø20	21,01	0,250	0,600	0,228	437,415	-
		213,35	3Ø20	9,42	0,250	0,600	0,102	-	216,778

Verifica-se que a segurança é garantida para as armaduras especificadas, bem como, os valores máximos e mínimos de armaduras regulamentares definidas no Quadro 6.9.

No caso das vigas sísmicas primárias, segundo o EC8, devem ser aplicadas as regras de cálculo pela capacidade real. Estas visam impedir a formação de mecanismos de rotura frágil, ou outros mecanismos de rotura indesejáveis, como por exemplo, rotura por esforço transversal dos elementos estruturais e rotura dos nós de ligação viga/pilar (EC8-1, 2010).

Por isso, na determinação do momento resistente de vigas sísmicas primárias é importante que se tenha em consideração a participação das armaduras da laje existentes na zona tracionada e contidas no interior da largura efetiva.

De acordo com o EC8, a largura efetiva é determinada em função do tipo de pilar (interior ou exterior) que suporta a viga e a existência ou não de vigas transversais concorrente no nó de ligação pilar-viga, como mostra a Figura 6.6.

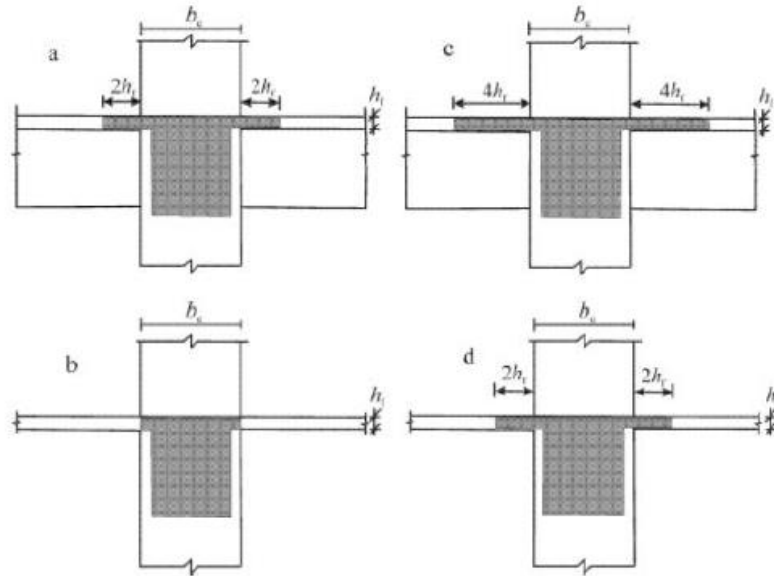


Figura 6.6 - Largura efetiva do banzo, (EC8-1, 2010)

Em que:

- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, com viga transversal, em que a largura deve ser aumentada de  $2h_f$  para cada lado da viga.
- Vigas sísmicas primárias ligada a pilares exteriores, sem viga transversal, em que a largura é igual à largura  $b_c$  do pilar.
- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, com viga transversal, em que a largura deve ser aumentada  $4h_f$  para cada lado da viga.
- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, sem viga transversal, em que a largura deve ser aumentada de  $2h_f$  para cada lado da viga.

Para as vigas sísmicas primárias foi então adotada uma expressão de cálculo simplificada, tendo em consideração a contribuição das armaduras da laje, na determinação do momento resistente, dada pela Eq.6.31:

$$M_{Rd} = (A_{s,sup,laje} + A_{s,sup,viga}) \times f_{yd} \times z_1 + A_{s,inf,laje} \times f_{yd} \times z_2 \quad (6.31)$$

Em que:

$A_{s,sup,laje}$	Área de armadura superior da laje;
$A_{s,inf,laje}$	Área de armadura inferior da laje;
$A_{s,sup,viga}$	Área de armadura longitudinal de tração;
$z_1 = 0,90 \times (h_w - rec)$	Distâncias dos centros de gravidade das armaduras e fibra mais comprimida.
$z_2 = 0,90 \times (h_w - e_{laje} + rec)$	

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

No caso da viga sísmica primária Vb6.6, obtiveram-se os seguintes valores de momentos atuantes e adotaram-se as seguintes armaduras (Quadro 6.14):

*Quadro 6.14 - Momentos atuantes e armaduras de flexão adotadas, Viga Vb6.6*

Viga	Secção	Face	Combinação	M <sub>ed</sub> [KN]	A <sub>S,viga</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S,viga,adt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
Vb6.6	1	Sup	Sismo 1+	-42,45	2,73	2Ø16	4,02
		Inf	Sismo 1+	21,22	2,68	2Ø16	4,02
	2 (vão)	Sup	Sismo 1+	-3,89	2,68	2Ø16	4,02
		Inf	Sismo 1+	10,93	2,68	2Ø16	4,02
	3	Sup	Sismo 1+	-5,78	2,68	2Ø16	4,02
		Inf	Sismo 1+	12,05	2,68	2Ø16	4,02

Com a pormenorização adotada e recorrendo à Eq.6.31, obtiveram-se os seguintes valores de momentos resistentes, com a devida contribuição das armaduras da laje (Quadro 6.15):

*Quadro 6.15 - Momentos resistentes Viga Vb6.6*

Viga	Secção	Face	A <sub>S,viga,adt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	b <sub>w</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	b <sub>ef</sub> [m]	A <sub>S,inf,laje</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S,sup,laje</sub> [cm <sup>2</sup> ]	z1 [m]	z2 [m]	M <sub>Rd</sub> <sup>-</sup> [KN.m]	M <sub>Rd</sub> <sup>+</sup> [KN.m]
Vb6.6	1	Sup	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	70,768	-
		Inf	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	-	58,232
	2 (vão)	Sup	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	70,768	-
		Inf	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	-	58,232
	3	Sup	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	70,768	-
		Inf	2Ø16 4,02	0,250	0,400	0,400	3,012	0,784	0,333	0,009	-	58,232

Relativamente às disposições construtivas para as armaduras longitudinais destes elementos (Eq.6.23, Eq.6.24 e Eq.6.26), consta-se que as taxas de armadura obtidas com esta pormenorização, verificam os valores regulamentares (Quadro 6.16):

*Quadro 6.16 - Taxas de armadura regulamentares, Viga Vb6.6*

Viga	Secção	Face	A <sub>S,total,sup</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S,total,inf</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ'	ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ' > 0,5.ρ
Vb6.6	1	Sup	7,816	-	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica
		Inf	-	4,020	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica
	2 (vão)	Sup	7,816	-	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica
		Inf	-	4,020	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica
	3	Sup	7,816	-	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica
		Inf	-	4,020	0,0040	0,0078	0,0029	0,021	Verifica

Verifica-se desta forma que é garantida a segurança das vigas sísmicas primárias, e o cumprimento das disposições construtivas para estes elementos, incluindo o diâmetro máximo recomendado para os varões longitudinais, constantes no Quadro 6.11.

### 6.4.3 ARMADURAS TRANSVERSAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

De acordo com o EC2, a quantidade de armadura transversal mínima e a taxa de armadura de esforço transversal são dadas pelas seguintes expressões (Eq.6.32 e Eq.6.33):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.32)$$

$$\rho_w = \frac{A_{Sw}}{S \times b_w \times \sin \alpha} \quad (6.33)$$

Em que:

$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura mínima de esforço transversal;
$\rho_w$	Taxa de armadura de esforço transversal;
$A_{Sw}$	Área de armadura de esforço transversal;
$\alpha$	Ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal ( $\alpha = 90^\circ$ );
$S$	Espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

Tendo em conta que todas as vigas têm uma largura de 0,25 m, o valor obtido para armadura mínima é (Quadro 6.17):

*Quadro 6.17 - Taxa de armadura e armadura mínima de esforço transversal para as vigas, EC2*

$f_{ck}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$\rho_{w,min}$	$\alpha$ [°]	$b_w$ [m]	$A_{sw,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]
30	500	0,0009	90	0,25	2,19

O EC2 restringe ainda o espaçamento máximo longitudinal entre armaduras de esforço transversal ( $S_{l,max}$ ) e espaçamento máximo transversal entre ramos de estribos ( $S_{t,max}$ ), dados por (Eq.6.34 e Eq.6.35):

$$S_{l,max} = 0,75 \times d_w \times (1 + \cot \alpha) \quad (6.34)$$

$$S_{t,max} = 0,75 \times d_w \leq 600 \text{ mm} \quad (6.35)$$

Dadas as diferentes alturas úteis das vigas existentes, os valores máximos obtidos de espaçamento longitudinal e transversal das armaduras são (Quadro 6.18):

*Quadro 6.18 - Espaçamentos máximos das armaduras transversais das vigas, EC2*

$d_w$ [m]	$S_{l,max} = S_{t,max}$ [m]
0,37	0,28
0,57	0,43
0,67	0,50
0,72	0,54
1,31	0,60
2,99	0,60



Relativamente ao EC8, existe uma maior exigência quanto à pormenorização das armaduras, nomeadamente, nas zonas consideradas críticas de vigas sísmicas primárias. Devem considerar-se como zonas críticas, as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão de  $l_{cr} = h_w$  a partir de uma seção transversal de extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga/pilar, ou, a partir de ambos os lados de qualquer outra seção transversal com possibilidade de plastificação (EC8-1, 2010).

Nas zonas críticas devem ser colocadas armaduras de confinamento que satisfaçam as seguintes condições:

- O diâmetro  $d_{bw}$  das armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm;
- O espaçamento,  $S$ , das armaduras de confinamento não deve ser superior a (Eq.6.36):

$$S = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \times d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \times d_{bL} \right\} \quad (6.36)$$

Em que:

- $h_w$                       Altura da viga;
- $d_{bw}$                       Diâmetro dos estribos;
- $d_{bL}$                       Diâmetro dos varões longitudinais.

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da seção de extremidade da viga.

Para as três vigas sísmicas primárias do edifício, o valor que condiciona o espaçamento máximo das armaduras de confinamento nas zonas críticas está associado ao diâmetro dos varões longitudinais. Como se constata no Quadro 6.19, os valores obtidos de espaçamento máximo, de acordo com o EC8, são (Quadro 6.19):

*Quadro 6.19 - Espaçamentos máximos das armaduras de confinamento das vigas primárias, EC8*

Viga	$h_w$ [m]	$d_{bw}$ [mm]	$d_{bL}$ [mm]	$S_{max,EC8}$ [m]
Vb1	0,75	8,00	16,00	0,13
	0,60	8,00	16,00	0,13
Vb2	0,75	8,00	16,00	0,13
	0,60	8,00	16,00	0,13
Vb6	0,70	8,00	12,00	0,10
	0,40	8,00	12,00	0,10

#### 6.4.4 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com o EC2, o esforço transversal resistente é dado pelo menor dos valores obtidos através da aplicação das seguintes expressões Eq.6.37 e Eq.6.38:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} \times z \times f_{yd} \times \cot \theta \quad (6.37)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.38)$$

Em que:

$z = 0,9 \times d_w$	Braço interno entre as resultantes de tensões axiais de flexão e tração;
$\theta$	Angulo entre o eixo da peça e a direção das bielas comprimidas (45°);
$\alpha_{cw}$	Igual a 1,00 para elementos não pré-esforçados;
$v = 0,60 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

A expressão  $V_{Rd,s}$  está associada ao modo de rotura por tração diagonal da alma, quando a tensão no conjunto dos estribos, na zona em que ocorre a rotura, iguala ou excede a resistência de cálculo dos estribos, enquanto que a expressão  $V_{Rd,max}$  está associada ao esgotamento da capacidade resistente das bielas comprimidas de betão (M. Lopes, 2008).

Para as vigas secundárias recorreu-se ao modelo de cálculo para obtenção dos valores atuantes máximos de esforço transverso a uma distância igual a  $d$  dos apoios e, através das expressões Eq.6.37 e Eq.6.38, procedeu-se à sua pormenorização.

No caso da viga exemplo, viga Vb3, os valores obtidos de armadura transversal, para todos os pisos foram (Quadro 6.20):

*Quadro 6.20 - Armaduras transversais viga secundária, Vb3*

Viga	Combinação	$V_{Ed}$ [KN]	$b_w$ [m]	$h_w$ [m]	$V_{Rd,max}$ [KN]	$(A_s/S)_{Ramo}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,adot}$ [cm <sup>2</sup> /m]
<b>Vb3.3</b>	Sismo 1-	217,27	0,25	0,60	1359,45	4,87	Ø10//0,150 5,65
<b>Vb4.3</b>	Sismo 1-	267,07	0,25	0,60	1359,45	5,98	Ø10//0,125 6,46
<b>Vb5.3</b>	Sismo 1-	267,87	0,25	0,60	1359,45	6,00	Ø10//0,125 6,46

Quanto ao dimensionamento das armaduras das vigas sísmicas primárias, o mesmo tem de ser feito, de acordo com o EC8, pelo método da capacidade real.

Devido ao comportamento ao corte frágil dos elementos de betão, deve-se evitar que o esforço transverso atuante atinja o esforço transverso resistente, antes do desenvolvimento das rótulas plásticas por flexão (M. Lopes, 2008).

Devido ao momento resistente das vigas ser superior ao momento atuante existe a possibilidade de a viga entrar primeiro em rotura devido ao corte.

Deve-se, por isso, determinar o esforço transverso máximo e mínimo em cada extremidade da viga, correspondentes aos momentos máximos e mínimos que se podem desenvolver nestas seções (EC8-1, 2010).

De acordo com o EC8, os momentos nas extremidades da viga poderão ser determinados da seguinte forma (Eq.6.39):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} , \min \left( 1; \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6.39)$$

Em que:

$\gamma_{Rd}$	Coefficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço. Para a classe DCM $\gamma_{Rd} = 1,0$ ;
$M_{Rd,i}$	Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i;
$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$	Soma dos momentos resistentes das colunas e a soma dos momentos resistentes das vigas no nó de interseção destes elementos;

De forma simplificada, e admitindo o princípio de viga fraca/pilar forte, ou seja,  $\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$ , pode-se assumir que  $M_{Rd,i} = M_{Rb}$  de forma conservativa.

De acordo com o EC8, deve-se calcular o esforço transverso mobilizado devido aos momentos resistentes calculados nas extremidades da viga e sob o efeito da combinação de ações quase-permanente.

Adotou-se por isso a seguinte expressão de cálculo para o esforço transverso mobilizado (Eq.6.40):

$$V_{Ed,mob} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm V_{g+\psi_2 \times q} \quad (6.40)$$

Em que:

$l_{cl}$	Comprimento livre da viga.
----------	----------------------------

Para a viga sísmica primária Vb6.6, do exemplo anterior, recorrendo aos momentos resistentes constantes no Quadro 6.15, e à metodologia de cálculo acima descrita, obtiveram-se os seguintes valores de esforço transverso e respetivas armaduras necessárias (Quadro 6.21):

*Quadro 6.21 - Armaduras transversais viga primária, zona crítica, Vb6.6*

Viga	Troço	$l_{cl}$ [m]	Secção	Face	$M_{Rd}^-$ [KN.m]	$M_{Rd}^+$ [KN.m]	$V_{q,p}$ [KN]	$V_{Ed,mob}$ [KN]	$V_{Ed}$ [KN]	$V_{Rd,max}$ [KN]	( $A_s/S$ ) [cm <sup>2</sup> /m]
Vb6.6	1	4.15	1	Sup	70,77	-	12,94	44,02	44,02	882,45	3,039
				Inf	-	58,23					
			3	Sup	70,77	-		-44,02			
				Inf	-	58,23					

Com base nos valores obtidos fez-se a seguinte pormenorização para as zonas críticas e zonas correntes da viga Vb6.6 (Quadro 6.22).

*Quadro 6.22 - Pormenorização Viga Vb6.6, zona crítica e zona corrente*

Viga	Troço	Zona Crítica					Zona Corrente				
		$l_{cr}$ [m]	$V_{Ed}$ [KN]	( $A_s/S$ ) <sub>Ramo</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	$S_{max,EC8}$ [m]	$A_{s,adot}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Ed}$ [KN]	( $A_s/S$ ) <sub>Ramo</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	$S_{max,EC2}$ [m]	$A_{s,adot}$ [cm <sup>2</sup> /m]	
Vb6.6	1	0,40	44,02	1,52	0,10	Ø8//0,10 5,00	35,54	1,23	0,28	Ø8//0,20 2,50	

Desta forma, é garantida a segurança e resistência das vigas aos esforços de flexão e esforço transversos, bem como os requisitos e disposições construtivas para a ductilidade local, de acordo com as prescrições do EC2 e EC8.

## 6.5 Pilares

Estes cálculos podem ser consultados nos Anexos 11.4 e 11.5, juntamente com os desenhos PRJT.FM – 09/22 - 22.

### 6.5.1 ARMADURAS LONGITUDINAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Relativamente ao diâmetro dos varões, segundo o EC2, estes devem ser de um diâmetro não inferior a 8 mm.

Segundo o EC2, a área total de armadura longitudinal não deve ser inferior à armadura mínima (Eq.6.41), nem superior à armadura máxima (Eq.6.42), dadas por:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \times A_c \quad (6.41)$$

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0,04 \times A_c - \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08 \times A_c - \text{zona de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (6.42)$$

Em que:

$A_c$	Área da seção transversal de betão;
$f_{yd}$	Valor de cálculo de tensão de cedência das armaduras;
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão.

O EC2 refere ainda que nos pilares com seção transversal poligonal, deverá colocar-se, pelo menos, um varão em cada ângulo e em pilares de seção circular devem existir, pelo menos, quatro varões.

Relativamente às regras prescritas no EC8, complementares às do EC2, e que devem ser aplicadas a todos os pilares sísmicos primários, para garantir condições de ductilidade local, em cada face do pilar, deve ainda existir pelo menos um varão vertical intermédio entre os varões de canto.

O EC8 refere ainda que a taxa de armadura longitudinal dos pilares deve situar-se entre 1% e 4% e seções simétricas deverão ter a armadura distribuída simetricamente.

### 6.5.2 ARMADURAS TRANSVERSAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Relativamente ao diâmetro das armaduras transversais, o EC2 refere que estes não devem ser inferiores a 6 mm, ou um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

Segundo o EC2, o espaçamento das armaduras ao longo do pilar não deve ser superior a (Eq.6.43):

$$S_{cl,max} = \min\{20 \times d_{bl}; b; 400 \text{ mm}\} \quad (6.43)$$

Em que:

$d_{bl}$	Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);
$b$	Menor dimensão do pilar.

Na zona crítica que, de acordo com o EC2, o comprimento não deve ser inferior à maior dimensão transversal do pilar, o espaçamento máximo deve ser reduzido por um fator igual a 0,6.

De acordo com o EC2, os varões longitudinais, ou agrupamentos de varões colocados num canto, devem ser travados com armaduras transversais e nas zonas de compressão, nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado.

Já no que se refere ao EC8, e de forma a garantir um mínimo de ductilidade e evitar a encurvadura local dos varões longitudinais, nas zonas críticas a distância entre varões consecutivos abraçados, não deve ser superior a 200 mm e o espaçamento máximo entre cintas não superior a (Eq.6.44):

$$S = \min\left\{b_0/2; 175\text{mm}; 8 \times d_{bl}\right\} \quad (6.44)$$

Em que:

$d_{bl}$	Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);
$b_0$	Dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas.

O comprimento das zonas críticas de pilares sísmicos primários, situadas nas duas seções de extremidade do pilar, é dado por (Eq.6.45):

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; l_{cl}/6; 0,45 \text{ m}\right\} \quad (6.45)$$

Em que:

$h_c$	Maior dimensão da seção transversal do pilar;
$l_{cl}$	Comprimento livre do pilar.

Se a razão entre o comprimento livre do pilar e a maior dimensão da seção transversal for maior que três, toda a altura do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal.

Para os pilares que servirão de exemplo dos cálculos efetuados, pilar primário P5 (Quadro 6.23) e pilar secundário P23 (Quadro 6.24), obtiveram-se os seguintes espaçamentos e comprimentos críticos:

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

Quadro 6.23 - Espaçamentos máximos da armadura transversal, pilar primário P5

Piso	Pilar	Dimensões		$l_{cl}$ [m]	$l_{cl}/h_c$	$l_{cr}$ [m]	$d_{bl,min}$ [m]	$S_{cl,max}$ EC2 [m]	$S_{cl,max}$ EC8 [m]
		x	y						
3	5	0,40	0,60	3,46	5,77	0,60	0,016	0,40	0,17

Quadro 6.24 - Espaçamentos máximos da armadura transversal, pilar secundário P23

Piso	Pilar	Dimensões		$l_{cl}$ [m]	$l_{cl}/h_c$	$l_{cr}$ [m]	$d_{bl,min}$ [m]	$S_{cl,max}$ EC2 [m]	$S_{cl,max}$ EC8 [m]
		x	y						
3	23	0,40	0,80	3,46	4,33	0,80	0,020	0,40	0,16

Por fim, e para que estes elementos cumpram com os requisitos de ductilidade local, se for atingido em qualquer ponto da seção transversal uma extensão no betão superior a 0,0035, a perda de resistência devida ao destacamento do betão deve ser compensada através do confinamento adequado do núcleo de betão. Sendo por isso necessário garantir, de acordo com o EC8 que (Eq.6.46):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.46)$$

Em que:

$\alpha$	Coefficiente de eficácia do confinamento;
$\omega_{wd}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas;
$\mu_{\varphi}$	Fator de ductilidade em curvatura;
$\nu_d$	Esforço normal reduzido;
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
$b_c$	Largura da seção transversal;
$b_0$	Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas).

A taxa mecânica volumétrica de cintas é dada por (Eq.6.47):

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume de cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08 \quad (6.47)$$

E o coeficiente de eficácia, para seções retangulares é obtido através das seguintes expressões (Eq.6.48, Eq.6.49 e Eq.6.50):

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s \quad (6.48)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_i^n b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} \quad (6.49)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right) \quad (6.50)$$

Em que:

$b_i$	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos;
$n$	Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;
$h_0$	Comprimento da zona de betão cintado medida a eixo das cintas externas.

Este requisito permite determinar as armaduras de confinamento.

### 6.5.3 PILARES PRIMÁRIOS

No dimensionamento dos pilares sísmicos primários foi utilizado o modelo de cálculo desenvolvido sem a contribuição dos pilares secundários para a resistência global da estrutura, considerando o espectro de cálculo da ação sísmica, rotulando as extremidades destes elementos.

As resistências em flexão e ao esforço transversal, devem ser calculadas, de acordo com o EC2, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projeto sísmica (EC8-1, 2010).

Após a análise dos valores obtidos e de acordo com o EC8, o esforço axial reduzido em pilares primários deve ser inferior a 0,65 de forma a garantir que estes elementos apresentam a ductilidade necessária.

Esta verificação foi efetuada tendo em consideração o esforço axial máximo registado nos pilares. A título de exemplo, demonstra-se os valores obtidos do pilar P5, piso três (Quadro 6.25):

*Quadro 6.25 - Esforço Normal Reduzido, Pilar Primário P5*

Piso	Pilar	Dimensões		$N_{Ed,max}$ [KN]	$v_d$	Verificação
		x	y			
3	5	0,40	0,60	-1516,88	0,32	OK

Relativamente ao dimensionamento da seção, as armaduras foram obtidas recorrendo aos ábacos para a flexão composta desviada, tendo-se obtido a seguinte pormenorização de armaduras (Quadro 6.26):

*Quadro 6.26 - Dimensionamento Armaduras Pilar Primário P5*

Piso	Pilar	$N_{Ed,max}$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]	$A_{sx}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sy}$ [cm <sup>2</sup> ]
3	5	-1516,88	179,99	-59,90	3Ø20 9,42	2Ø20+2Ø16 10,30

Seguidamente, foi verificada a resistência à flexão desviada que, de acordo com o EC8, pode ser tratada de forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com a resistência à flexão reduzida de 30%, ou seja (Eq.6.51):

$$M_{Ed} \leq 0,7 \times M_{Rd} \quad (6.51)$$

Em que:

- $M_{Ed}$  Momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo momento de 2ª ordem;
- $M_{Rd}$  Momento resistente na direção considerada.

Esta condição é mais conservativa, que leva ao aumento das armaduras longitudinais dos pilares, tendo-se admitido que a segurança à flexão desviada é garantida se a condição prescrita pelo EC2, para esse efeito (Eq.6.52), for verificada:

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1,0 \quad (6.52)$$

Em que:

- $a$  Expoente, que para seções circulares e elípticas é igual a 2,0, para seções retangulares:

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a$	1,0	1,5	2,0

O cálculo dos momentos resistentes fez-se através da aplicação das seguintes expressões para a determinação da posição da linha neutra (Eq.6.53) e momento fletor resistente (Eq.6.54):

$$x = \frac{N_{Ed} + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (6.53)$$

$$M_{Rd} = \left[ A_{s1} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) \quad (6.54)$$

Em que:

- $N_{Ed}$  Esforço axial de cálculo;
- $M_{Rd}$  Momento resistente na direção considerada.

Deste modo, verificou-se a segurança à flexão desviada para o pilar P5 do piso três através da Eq.6.52, tendo em conta os momentos associados ao esforço normal mínimo registado, para a combinação sísmica (Quadro 6.27), e tendo em conta os momentos associados ao esforço normal máximo registado, também para a mesma combinação (Quadro 6.28):

*Quadro 6.27 - Flexão desviada,  $N_{min}$ , pilar primário P5*

Piso	Pilar	$N_{min}$ [KN]	$M_{x,min}$ [KN.m]	$M_{y,min}$ [KN.m]	$x_{x,red.}$ [m]	$M_{Rdx,red.}$ [KN.m]	$x_{y,red.}$ [m]	$M_{Rdy,red.}$ [KN.m]	Flexão Desviada	
									EC8	EC2
3	5	-940,07	-150,98	58,15	0,15	448,06	0,10	303,53	OK	OK



**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

Quadro 6.28 - Flexão desviada,  $N_{máx}$ , pilar primário P5

Piso	Pilar	$N_{max}$ [KN]	$M_{Ed,x}$ [KN.m]	$M_{Ed,y}$ [KN.m]	$x_x$ [m]	$M_{Rd,x}$ [KN.m]	$x_y$ [m]	$M_{Rd,y}$ [KN.m]	Flexão Desviada	
									EC8	EC2
3	5	-1516,88	179,99	-59,90	0,24	532,53	0,16	359,84	OK	OK

De acordo com o EC8, os esforços de cálculo relativos ao esforço transversal para pilares sísmicos primários devem ser determinados de acordo com as regras de cálculo pela capacidade real, como já realizado anteriormente para o dimensionamento das vigas primárias. Ou seja, deve-se determinar o esforço transversal máximo e mínimo nas extremidades do pilar, mobilizável face aos momentos resistentes máximos e mínimos que se podem desenvolver nessas seções, associados à formação de rótulas plásticas. Esses momentos, segundo o EC8, são determinados a partir da seguinte expressão (Eq.6.55):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,i} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}} \right) \quad (6.55)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço, e o confinamento do betão da zona de compressão da seção, considerado igual a 1,1;
- $M_{RC,i}$  Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i;

De igual modo, como foi efetuado nas vigas primárias, de forma conservativa pode-se assumir que  $M_{Rd,i} = M_{RC}$ .

Desta forma, o valor do esforço transversal mobilizável face aos momentos resistentes nas extremidades do pilar, podem ser obtidos através da expressão (Eq.6.56):

$$V_{Ed,mob} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{RC,2} + M_{RC,1}}{l_{cl}} \quad (6.56)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  Igual a 1,1;
- $l_{cl}$  Comprimento livre do pilar.

Para o pilar primário P5 do exemplo, recorrendo aos momentos resistentes constantes no Quadro 6.28, e à metodologia de cálculo descrita, obtiveram-se os seguintes valores de esforço transversal mobilizado (Quadro 6.29):

Quadro 6.29 - Esforço transversal mobilizado, pilar primário P5

Piso	Pilar	$l_{cl}$ [m]	$M_{Rd,x}$ [KN.m]	$V_{Edx,mob}$ [KN]	$V_{Edx,Sap}$ [KN]	$M_{Rd,y}$ [KN.m]	$V_{Edy,mob}$ [KN]	$V_{Edy,Sap}$ [KN]
3	5	3,46	532,53	338,60	-28,11	359,84	228,80	78,56

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

As armaduras de confinamento foram obtidas para o maior valor de esforço transversal, entre o mobilizado e o obtido através do modelo de cálculo, tendo-se adotado as seguintes armaduras e obtido as seguintes resistências, aplicando a expressão de cálculo Eq.6.37, (Quadro 6.30 e Quadro 6.31):

*Quadro 6.30 - Armaduras de confinamento nas zonas críticas, pilar primário P5, segundo x*

Piso	Pilar	$V_{Ed,x}$ [KN]	$z_y$ [m]	$A_{sw,x}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,x}$ [KN]	
3	5	338,60	0,51	15,17	Ø8//0,10	25,00	557,89

*Quadro 6.31 - Armaduras de confinamento nas zonas críticas, pilar primário P5, segundo y*

Piso	Pilar	$V_{Ed,y}$ [KN]	$z_x$ [m]	$A_{sw,y}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,y}$ [KN]	
3	5	228,80	0,33	15,80	Ø8//0,10	25,00	362,14

A capacidade resistente das bielas de betão comprimidas foi verificada com recurso à Eq.6.38 do presente capítulo e verifica-se também que esse valor é maior que a resistência de cálculo dos estribos (Quadro 6.32):

*Quadro 6.32 – Verificação do esmagamento das bielas de betão, pilar primário P5*

Piso	Pilar	Dimensões		$z_y$ [m]	$V_{Rd,max,x}$ [KN]	$V_{Ed,x} < V_{Rd,max,x}$	$z_x$ [m]	$V_{Rd,max,y}$ [KN]	$V_{Ed,y} < V_{Rd,max,x}$
		x	y						
3	5	0,40	0,60	0,51	1083,46	OK	0,33	1054,94	OK

Os espaçamentos máximos entre cintas, entre varões travados e o comprimento das zonas críticas respeitam os valores que constam no Quadro 6.23. Sendo que nas zonas correntes obtiveram-se os seguintes valores de esforço transversal e adotaram-se as seguintes armaduras (Quadro 6.33 e Quadro 6.34):

*Quadro 6.33 - Armaduras de confinamento na zona corrente, pilar primário P5, segundo x*

Piso	Pilar	Zona Crítica	Zona Corrente	$z_y$ [m]	$A_{sw,x}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,x}$ [KN]	
		$V_{Ed,x}$ [KN]	$V_{Ed,x}$ [KN]					
3	5	338,60	221,17	0,51	9,91	Ø8//0,15	13,32	297,24

*Quadro 6.34 - Armaduras de confinamento na zona corrente, pilar primário P5, segundo y*

Piso	Pilar	Zona Crítica	Zona Corrente	$z_x$ [m]	$A_{sw,y}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,y}$ [KN]	
		$V_{Ed,y}$ [KN]	$V_{Ed,y}$ [KN]					
3	5	228,80	149,45	0,33	10,32	Ø8//0,15	13,32	192,95

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

As pormenorizações adotadas na zona crítica do pilar primário P5 cumprem todas as disposições construtivas para a ductilidade local, incluindo o requisito dado pela Eq.6.46, que assegura a compensação da perda de resistência do elemento devido ao destacamento do betão através da colocação de armaduras de confinamento (Quadro 6.35 a Quadro 6.37):

*Quadro 6.35 - Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento, pilar primário P5*

Piso	Pilar	Dimensões				Varões x	Varões y	$b_{i,x}$ [m]	$b_{i,y}$ [m]	s [m]	$\Sigma b_i^2$	$\alpha_m$	$\alpha_s$	$\alpha$
		x	y	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]									
3	5	0,40	0,60	0,34	0,54	3,00	4,00	0,17	0,18	0,10	0,16	0,86	0,77	0,67

*Quadro 6.36 - Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas, pilar primário P5*

Piso	Pilar	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	Cintas,x						
			Ext,x	$\emptyset$ [cm2]	Int,x	$\emptyset$ [cm2]			
3	5	$\emptyset 8//0,10$	25,00	2,00	$\emptyset 8$	0,50	4	$\emptyset 8$	0,50

Piso	Pilar	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	Cintas,y						
			Ext,y	$\emptyset$ [cm2]	Int,y	$\emptyset$ [cm2]			
3	5	$\emptyset 8//0,10$	25,00	2,00	$\emptyset 8$	0,50	2,00	$\emptyset 8$	0,50

Piso	Pilar	Taxa Mecânica Volumétrica		
		$V_{betão}$ [m <sup>3</sup> ]	$V_{cintas}$ [m <sup>3</sup> ]	$w_{wd}$
3	5	0,018	0,00014	0,17

*Quadro 6.37 - Verificação do confinamento na zona crítica, pilar primário P5*

Piso	Pilar	$\alpha \cdot w_{wd}$	$\mu_\phi$	$v_d$	$\epsilon_{sy,d}$	$30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0.035$	Verificação
3	5	0,11122	2,2	0,32	0,002175	0,018	OK

Desta forma, verifica-se a segurança e resistência dos pilares primários aos esforços de flexão e esforço transversal, bem como os requisitos de ductilidade local, de acordo com as prescrições do EC2 e EC8.

#### 6.5.4 PILARES SECUNDÁRIOS

Estes elementos devem ser projetados e pormenorizados de forma a manterem a sua capacidade resistente às cargas gravíticas quando sujeitos às deformações máximas correspondentes, na situação de projeto sísmica (EC8-1, 2010).

As deformações máximas devem ser calculadas recorrendo ao modelo de cálculo desenvolvido onde a contribuição dos pilares secundários para a rigidez lateral da estrutura é

desprezada e considerando a rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal dos pilares primários, de acordo com o prescrito no EC8.

Devem ser tidos em consideração os efeitos P-Δ, mas como já referido anteriormente no capítulo 5.5, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados.

Uma vez que não é necessário conferir ductilidade aos elementos secundários, e dado que os mesmos contribuem com menos de 15% para a rigidez global da estrutura, optou-se por realizar o dimensionamento destes elementos de forma a permanecerem em fase elástica sob a ação sísmica, ou seja, para a deformação máxima. E uma vez que a sua contribuição para a rigidez da estrutura é reduzida, é espetável que os esforços elásticos sejam pouco elevados.

Desta forma procedeu-se ao dimensionamento destes elementos, para os esforços elásticos e deformações máximas induzidas devido à ação sísmica, recorrendo ao modelo de cálculo global da estrutura e multiplicando os valores dos esforços obtidos pelo coeficiente de comportamento da estrutura ( $q=1,60$ ).

A título de exemplo descreve-se de seguida os cálculos e verificações efetuados para o dimensionamento do pilar P23 do piso três, onde os esforços obtidos do modelo global foram (Quadro 6.38):

*Quadro 6.38 - Esforços do espectro de cálculo, pilar secundário P23*

Pilar	Dimensões		Piso	N <sub>Ed,max</sub> [KN]	N <sub>min</sub> [KN]	M <sub>x</sub> [KN.m]	M <sub>x,min</sub> [KN.m]	V <sub>y</sub> [KN]	M <sub>y</sub> [KN.m]	M <sub>y,min</sub> [KN.m]	V <sub>x</sub> [KN]
	x	y									
23	0,50	0,80	3,00	-1669,86	-501,70	287,07	-275,60	119,93	-153,65	136,48	69,05

É necessário multiplicar estes valores pelo coeficiente de comportamento, por forma a obterem-se os esforços associados às deformações máximas induzidas pela ação sísmica. Os valores obtidos e a pormenorização de armaduras adotadas foram (Quadro 6.39):

*Quadro 6.39 – Dimensionamento armaduras pilar secundário P23*

Pilar	Piso	N <sub>Ed,max</sub> [KN]	M <sub>x</sub> [KN.m]	M <sub>y</sub> [KN.m]	A <sub>sx</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sy</sub> [cm <sup>2</sup> ]
23	3.00	-2671,78	459,31	-245,83	4Ø25	19,64
						2Ø25+3Ø20
						19,64

De acordo com o EC2, recorreu-se à Eq.6.52 para a verificação da flexão desviada, sendo que a determinação do momento resistente do pilar foi feita da mesma forma que os pilares primários, recorrendo às Eq.6.53 e Eq.6.54. No Quadro 6.40 constam os valores obtidos tendo em conta o esforço normal mínimo e no Quadro 6.41, tendo em conta o esforço normal máximo:

*Quadro 6.40 - Flexão desviada, N<sub>min</sub>, pilar secundário P23*

Piso	Pilar	N <sub>min</sub> [KN]	M <sub>x,min</sub> [KN.m]	M <sub>y,min</sub> [KN.m]	x <sub>x,red.</sub> [m]	M <sub>Rdx,red.</sub> [KN.m]	x <sub>y,red.</sub> [m]	M <sub>Rdy,red.</sub> [KN.m]	EC2
3	23	-802,72	-440,95	219,37	0,125	913,03	0,063	430,88	0,99(OK)

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

Quadro 6.41 - Flexão desviada,  $N_{máx}$  pilar secundário P23

Piso	Pilar	$N_{max}$ [KN]	$M_{Ed,x}$ [KN.m]	$M_{Ed,y}$ [KN.m]	$x_x$ [m]	$M_{Rd,x}$ [KN.m]	$x_y$ [m]	$M_{Rd,y}$ [KN.m]	EC2
3	23	-2671,78	459,31	-245,83	0,417	1254,77	0,209	601,76	0,78(OK)

Relativamente ao esforço transversal foram verificadas todas as disposições prescritas no EC2, tendo-se adotado a seguinte pormenorização de armaduras, aplicando a expressão de cálculo Eq.6.37, como se pode observar no Quadro 6.42 e Quadro 6.43:

Quadro 6.42 - Armaduras transversais nas zonas críticas, pilar secundário P23, segundo x

Piso	Pilar	$V_{Ed,x}$ [KN]	$z_x$ [m]	$A_{sw,x}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,x}$ [KN]
3	23	110.48	0.33	7.63	Ø8//0.15	192.95

Quadro 6.43 - Armaduras transversais nas zonas críticas, pilar secundário P23, segundo y

Piso	Pilar	$V_{Ed,y}$ [KN]	$z_y$ [m]	$A_{sw,y}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,y}$ [KN]
3	23	-191.89	0.69	6.37	Ø8//0.15	401.54

A capacidade resistente das bielas de betão comprimidas foi verificada com recurso à Eq.6.38 do presente capítulo, e verifica-se também que esse valor é maior que a resistência de cálculo dos estribos (Quadro 6.45):

Quadro 6.44 - Verificação do esmagamento das bielas de betão, pilar secundário P23

Piso	Pilar	Dimensões		$z_x$ [m]	$V_{Rd,max,x}$ [KN]	$V_{Ed,x} < V_{Rd,max,x}$	$z_y$ [m]	$V_{Rd,max,y}$ [KN]	$V_{Ed,y} < V_{Rd,max,y}$
		x	y						
3	23	0.40	0.80	0.33	1406.59	OK	0.69	1463.62	OK

Sendo que nas zonas correntes as armaduras adotadas foram (Quadro 6.45 e Quadro 6.46):

Quadro 6.45 - Armaduras transversais na zona corrente, pilar secundário P23, segundo x

Piso	Pilar	Zona Crítica	Zona Corrente	$z_x$ [m]	$A_{sw,x}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,x}$ [KN]
		$V_{Ed,x}$ [KN]	$V_{Ed,x}$ [KN]				
3	23	110,48	59,39	0,33	4,10	Ø8//0,30	96,76

Quadro 6.46 - Armaduras transversais na zona corrente, pilar secundário P23, segundo y

Piso	Pilar	Zona Crítica	Zona Corrente	$Z_y$ [m]	$A_{sw,y}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s,y}$ [kN]	
		$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]					
3	23	-191,89	-103,16	0,69	3,42	Ø8//0,30	6,68	201,37

Desta forma, verifica-se a segurança e resistência do pilar secundário aos esforços de flexão e esforço transversal, de acordo com o prescrito no EC8 e EC2.

## 6.6 Paredes e núcleos de escadas

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.6, juntamente com o desenho PRJT.FM – 09/22 - 23.

### 6.6.1 MÉTODO DOS PILARES FICTÍCIOS

O dimensionamento das paredes e núcleos de escadas foi realizado recorrendo ao método prescrito no EC8, o método dos pilares fictícios. Este método baseia-se em concentrar a maior parte da armadura junto às extremidades das paredes, onde se admite que se concentra a maioria dos esforços, e nas quais se vai efetuar um melhor confinamento do betão, evitando o destacamento do mesmo nestas zonas.

Dado que os elementos de parede são mobilizados para ações horizontais essencialmente numa direção, devido às suas características geométricas, o seu dimensionamento deve ser feito tendo em conta os esforços axiais e de flexão. Dado que a ação sísmica pode provocar alternância de esforços, a força de tração máxima a que o elemento está sujeito é igual em ambos os pilares fictícios, e é obtida reduzindo o momento fletor a um binário de forças, à qual se soma a parcela de compressão a que este elemento está sujeito, como se exemplifica na Figura 6.7:

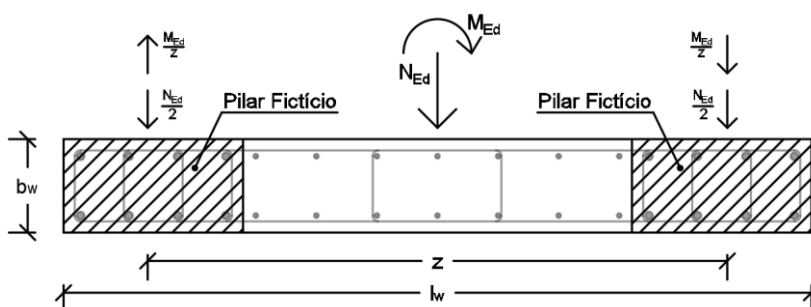


Figura 6.7 - Esquema representativo do método dos pilares fictícios

Em que:

- $b_w$  Menor dimensão da parede em planta;
- $l_w$  Maior dimensão da parede em planta;

$z$	Braço do binário das forças interiores;
$M_{Ed}$	Momento fletor em torno do eixo perpendicular à orientação da parede;
$N_{Ed}$	Esforço axial da parede.

Para a combinação de esforços axial e de flexão mais desfavoráveis, a força de tração e a armadura necessário na zona dos pilares fictícios determinam-se pelas seguintes equações (Eq.6.57 e Eq.6.58):

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad (6.57)$$

$$A_{s,v} = \frac{F_t}{f_{syd}} \quad (6.58)$$

Em que:

$F_t$	Força de tração na armadura;
$A_{s,v}$	Armadura vertical do pilar fictício.

### 6.6.2 ARMADURAS VERTICAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Segundo o EC2, a área das armaduras verticais deverá estar compreendida entre  $A_{s,vmin}$  e  $A_{s,vmax}$  e os valores recomendados são  $0,002 \cdot A_c$  e  $0,04 \cdot A_c$ , respetivamente.

A distância entre dois varões verticais adjacentes não deverá ser superior ao menor dos valores: 3 vezes a espessura da parede ou 400 mm.

De acordo com o EC8, a taxa de armadura vertical nos elementos de extremidade não deverá ser inferior a 0,005.

### 6.6.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Segundo o EC8, nas paredes sísmicas primárias, o esforço normal reduzido ( $\nu_d$ ) deve ser inferior a 0,4.

No caso de paredes esbeltas (com uma relação altura-comprimento  $h_w/l_w$  superior a 2,0), segundo o EC8, devem ainda ser tidas em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura da parede, podendo neste caso ser aplicado um procedimento simplificado que consiste no deslocamento vertical da envolvente do diagrama de momentos flectores obtido da análise.

Para o cálculo da resistência à flexão, e segundo o EC8, a espessura ( $b_w$ ) das paredes não deve ser inferior a 200 mm e maior que (Eq.6.59):

$$b_w \geq b_{w0} = \max\{0,15; h_s/20\} \quad (6.59)$$

Em que:

$h_s$	Altura livre entre pisos.
-------	---------------------------

De acordo com o EC8, o valor máximo e mínimo do comprimento dos pilares fictícios ( $l_c$ ) pode ser determinado tendo em consideração as expressões (Eq.6.60):

$$\begin{cases} l_{c,min} = \text{máx} \{0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w\}, \text{ se } l_c \leq l_{c,max} \text{ então } b_w > h_s/15 \\ l_{c,max} = \text{máx} \{2,0 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, \text{ se } l_c > l_{c,max} \text{ então } b_w > h_s/10 \end{cases} \quad (6.60)$$

Os valores obtidos para a parede Pa4 foram (Quadro 6.47):

*Quadro 6.47 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios, parede Pa4*

Parede	Piso	$l_w$ [m]	$b_w$ [m]	$h_s$ [m]	$b_w > b_{w0}$ [EC8]	Pilar Fictício		$b_w > h_s/15$	$l_c$ adotado [m]
						$l_{min}$ [m]	$l_{max}$ [m]		
Pa4	-1	2,00	0,25	3,00	OK	0,40	0,50	OK	0,45
	1 a 5	2,00	0,25	3,80	OK	0,40	0,50	OK	0,45

Com os esforços obtidos da análise e recorrendo às Eq.6.57 e Eq.6.58, obtiveram-se as armaduras verticais necessárias para resistir aos esforços de tração máximos, que ocorrem no piso 4 (Quadro 6.48):

*Quadro 6.48 - Esforços e armaduras verticais, parede Pa4, piso 4*

Parede	Piso	N [KN]	$v_d$	$M_x$ [KN]	$z$ [m]	$F_{c,max}$ [KN]	$F_{t,max}$ [KN]	$A_{s,v,d}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,v,adot}$ [cm <sup>2</sup> ]
Pa4	4	-676,76	0,07 OK	2182,41	1,55	-1700,40	1069,63	24,59	8Ø20 25,12

A armadura vertical por metro de parede, colocada na alma, tem por base a armadura mínima exigida pelo EC2, que para a parede Pa4 corresponde a (Eq.6.61):

$$A_{Sv,min}/m = 0,002 \times b_w = 5,00 \text{ cm}^2/m \quad (6.61)$$

Tendo sido adotada uma armadura um pouco superior, de Ø12//0,30 [3,77 cm<sup>2</sup>/m] por ramo.

Constata-se também que as armaduras adotadas ficam compreendidas entre o mínimo e máximo estabelecidos pelo EC2 e EC8 (Quadro 6.49), bem como o espaçamento máximo entre varões que corresponde a 400 mm, calculado como mencionado no capítulo 6.6.2.

*Quadro 6.49 - Verificação armaduras máximas e mínimas verticais, parede Pa4*

Parede	Piso	$A_{s,v,adot}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_v > 0.005$	$A_{s,v,min, alma}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,v,tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_v < 0.04$
Pa4	4	8Ø20 25,12	0,02 OK	5,00 Ø12//0,30 3,77	58,52	0,01 OK

Desta forma ficam definidas as armaduras que garantem a segurança do elemento à flexão.



**6.6.4 ARMADURAS HORIZONTAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS**

Segundo o EC2, devem dispor-se armaduras horizontais, paralelas aos paramentos da parede, em cada face, não devendo ser inferior a  $A_{s,hmin}$ . O valor mínimo recomendado para esta armadura horizontal é 25% da armadura vertical ou  $0,001 \cdot A_c$  se esse valor for maior.

A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm.

De acordo com o EC8, adotou-se uma taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade não inferior a 0,005.

**6.6.5 ARMADURAS TRANSVERSAIS – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS**

Segundo o EC2, em qualquer parte da parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a  $0,02 \cdot A_c$ , deverão dispor-se armaduras transversais, de acordo com os requisitos relativos aos pilares, nomeadamente, utilização de diâmetro não inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões verticais e o espaçamento entre armaduras transversais não deverá exceder  $S_{cl,tmax}$  (Eq.6.43). Pelo EC8, o espaçamento máximo não deve ser superior a  $S$  (Eq.6.44).

De acordo com o EC8, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser aumentados de 50% em relação aos esforços obtidos da análise, considerando-se desta forma a possibilidade de um aumento desses esforços após plastificação na base da parede sísmica primária.

Para que se verifiquem os requisitos de ductilidade local é definida a altura crítica, onde deve ser mantida a armadura de confinamento, que segundo o EC8 é dada por (Eq.6.62 e Eq.6.63):

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\} \tag{6.62}$$

Mas:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \tag{6.63}$$

Da aplicação da Eq.6.62 e Eq.6.63, resulta uma altura crítica de 2,0 m, como se constata no Quadro 6.50:

*Quadro 6.50 - Altura crítica, parede Pa4*

Parede	Piso	$l_w$ [m]	$h_w$ [m]	$h_s$ [m]	$h_{cr}$ [m]
<b>Pa4</b>	-1	2,00	3,86	3,00	2,00
	1 a 5	2,00	4,16	3,80	2,00

De acordo com o EC8, e de forma similar aos pilares, para a verificação da ductilidade local a armadura de confinamento deve respeitar a seguinte expressão, de forma a compensar a perda de resistência devido ao destacamento do betão (Eq.6.64 e Eq.6.65):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \tag{6.64}$$

Em que:

$\omega_v$  Taxa mecânica das armaduras verticais da alma, dada por:

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{l_w \cdot b_w} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (6.65)$$

De acordo com o EC8, o confinamento deverá não só ser prolongado verticalmente na zona crítica ao longo da sua altura  $h_{cr}$ , mas também horizontalmente ao longo do comprimento  $l_c$ , medido desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se devido a grandes extensões de compressão, ou seja, o comprimento adotado para o pilar fictício deve ser maior que  $l_c$ .

Como demonstra a Figura 6.8, o comprimento  $l_c$  pode ser calculado admitindo uma extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento, igual a 0,0035 ( $\epsilon_{cu2}$ ) e a extensão última do betão confinado ( $\epsilon_{cu2,c}$ ) estimada de acordo com o EC2, como sendo igual à Eq.6.66.

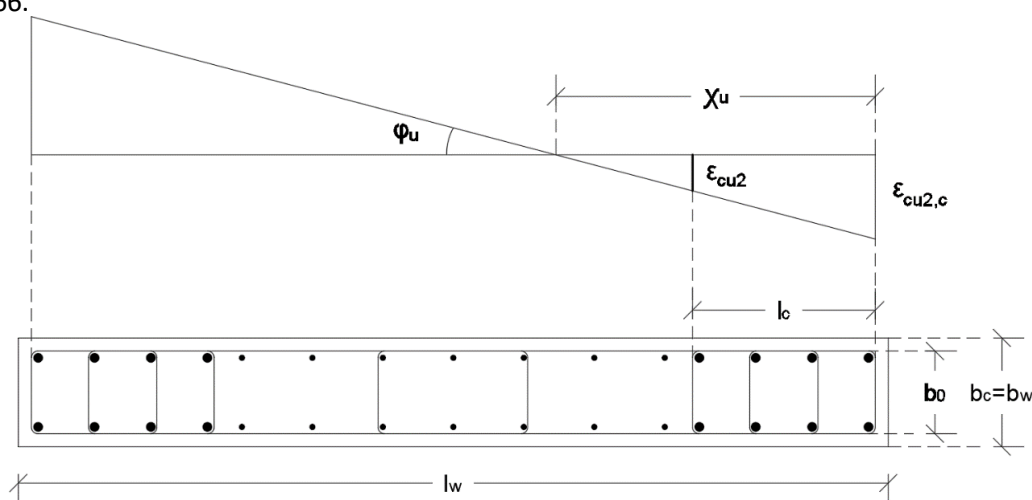


Figura 6.8 - Extensões na curvatura última de uma parede com elemento de extremidade confinado

Aplicando as seguintes expressões consegue-se calcular o comprimento  $l_c$  a partir do qual o betão não necessita de estar confinado (Eq.6.66, Eq.6.67 e Eq.6.68):

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (6.66)$$

$$\chi_u = (v_d + \omega_v) \cdot l_w \cdot \frac{b_c}{b_0} \quad (6.67)$$

$$l_c = \chi_u \cdot \left( 1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.68)$$

Em que:

- $\epsilon_{cu2,c}$  Extensão última do betão confinado;
- $\epsilon_{cu2}$  Extensão última do betão não confinado;
- $\chi_u$  Posição do eixo neutro [m].

6.6.6 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Com os valores obtidos do modelo de cálculo, e com recurso à expressão Eq.6.37, obtiveram-se as seguintes armaduras transversais para a parede Pa4 (Quadro 6.51), verificando-se também a armadura mínima admissível e o esmagamento das bielas de betão (Eq.6.38), para o piso 4, onde se registam os esforços mais condicionantes:

Quadro 6.51 – Esforços e armaduras transversais, parede Pa4, piso 4

Parede	Piso	$V_{Ed}$ [KN]	$1,5xV_{Ed}$ [KN]	d [m]	z [m]	$A_{sw}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$(A_{sw}/s)/Ramo_{adot.}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$(A_{sw}/s)_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s}$ [KN]	$V_{Rd,max}$ [KN]
Pa4	4	731,10	1096,65	1,94	1,75	14,44	Ø10//0,10 7,90	5,00 OK	1200,03 OK	2304,72 OK

O espaçamento máximo das armaduras obtido, recorrendo à expressão Eq.6.44, é de 9,50 cm, tendo-se desta forma adotado a pormenorização que consta no Quadro 6.51.

Com os cálculos até agora efetuados e com as armaduras adotadas, a pormenorização da parede Pa4 é a apresentada na Figura 6.9:

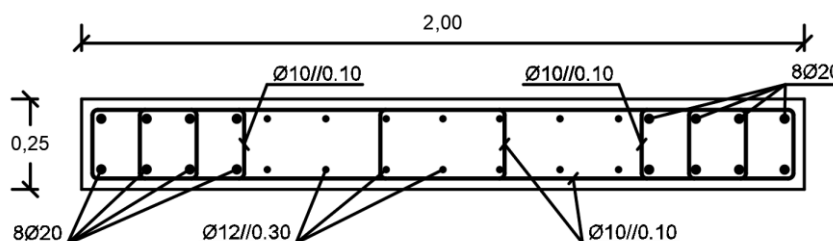


Figura 6.9 - Pormenorização da parede Pa4

De forma a verificar a ductilidade local do elemento é ainda necessário calcular o coeficiente de eficácia do confinamento (Quadro 6.52), e a taxa mecânica volumétrica de cintas (Quadro 6.53), verificando a Eq.6.64, tendo-se obtido os seguintes valores:

Quadro 6.52 - Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento, parede Pa4

Parede	Dimensões				Varões x	Varões y	$b_{i,x}$ [m]	$b_{i,y}$ [m]	s [m]	$\Sigma b_i^2$	$\alpha_m$	$\alpha_s$	$\alpha$
	x	y	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]									
Pa4	0,25	0,45	0,19	0,39	2,00	4,00	0,190	0,130	0,10	0,174	0,610	0,642	0,39

Quadro 6.53 - Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas, parede Pa4

Parede	$A_{sw,x}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	Cintas,x				
		Ext, <sub>x</sub>	Ø [cm2]	Int, <sub>x</sub>	Esp.	Ø [cm2]
Pa4	Ø10//0,10 10,53	2,00	Ø10 0,79	2,00	0,13	Ø10 0,79

Parede	$A_{sw,y}/s$ Adotado [cm <sup>2</sup> /m]	Cintas,y				
		Ext, <sub>y</sub>	Ø [cm2]	Int, <sub>y</sub>	Esp.	Ø [cm2]
Pa4	Ø10//0,10 10,53	2,00	Ø10 0,79	2,00	0,19	Ø10 0,79

Parede	Taxa Mecânica Volumétrica		
	$V_{\text{betão}} [m^3]$	$V_{\text{cintas}} [m^3]$	$w_{wd}$
<b>Pa4</b>	0,00741	0,000142	0,41739

Com todos os parâmetros necessários calculados no Quadro 6.54 demonstram-se a verificação da Eq.6.64:

*Quadro 6.54 - Verificação do confinamento na zona crítica, parede Pa4*

Parede	$\alpha \cdot w_{wd}$	$\mu_{\phi}$	$v_d$	$\epsilon_{sy,d}$	$30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d \cdot w_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0.035$	Verificação
<b>Pa4</b>	0,1634	2,2	0,07	0,002175	-0,00811	OK

Por último, verifica-se também que o comprimento  $l_c$  adotado (Quadro 6.47) é o suficiente para que não haja esmagamento do betão em zonas não confinadas através das Eq.6.66, Eq.6.67 e Eq.6.68 (Quadro 6.55):

*Quadro 6.55 - Verificação do comprimento do pilar fictício, parede Pa4*

Parede	$\alpha$	$w_{wd}$	$\epsilon_{cu2,c}$	$v_d$	$w_v$	$l_w [m]$	$b_c [m]$	$b_0 [m]$	$\chi_u [m]$	$l_c [m]$	Verificação $l_{c,adot} > l_c$
Pa4	0,3915	0,4174	0,0198	0,070	0,072	2,00	0,25	0,19	0,3738	0,31	Ok

Desta forma verifica-se a segurança e resistência da parede aos esforços de flexão e esforço transversal, bem como os requisitos de ductilidade local, de acordo com as prescrições do EC2 e EC8.

### 6.6.7 NÚCLEOS DE ESCADAS

Relativamente aos núcleos de escadas o processo de cálculo é similar ao já exemplificado para a parede Pa4.

Mas, de acordo com o EC8, as seções de parede em L, U, T, I ou semelhantes, devem ser consideradas como seções únicas, constituídas por uma ou mais almas paralelas à direção do esforço transversal sísmico atuante e por um ou mais banzos perpendiculares a ele.

Por isso, a única diferença no cálculo está na determinação das armaduras verticais nos nós de ligação das paredes. É necessário avaliar em que nó ocorre a força de tração máxima tendo em conta a direção dos momentos atuantes, ou se por outro lado a compatibilização desses momentos favorece o dimensionamento do nó.

Como exemplo procede-se à análise do núcleo constituído pelas paredes Pa1, Pa2 e Pa3, em que os esforços obtidos através do programa de cálculo automático, associados às forças de tração máxima que correm, foram (Quadro 6.56):

*Quadro 6.56 - Esforços atuantes nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3*

Parede	Piso	$N_{Ed}$ [KN]	$M_{Ed}$ [KN.m]
Pa1	3	-1682.41	5692.52
Pa2	3	-2317.66	4923.21
Pa3	3	-4860.42	-13065.41

O comprimento dos pilares fictícios das paredes Pa1 e Pa2 é igual a 0,70 m, que corresponde ao valor intermédio entre o máximo e o mínimo admissível, e para a Pa3 o comprimento dos pilares fictícios é igual a 0,75 m.

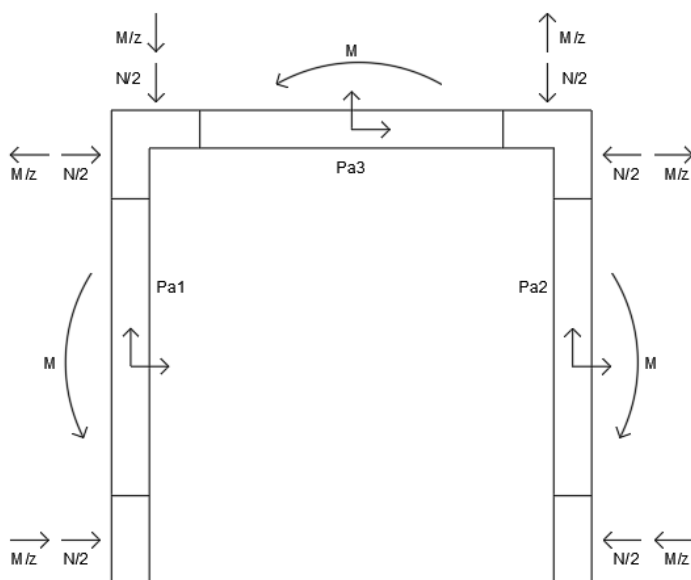
Assim, e recorrendo à Eq.6.57, obtiveram-se os seguintes valores das forças de tração (Quadro 6.57):

*Quadro 6.57 - Forças de tração e compressão nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3*

Parede	$N$ [KN]	$v_d$		$M$ [KN]	$z$ [m]	$F_{c,max}$ [KN]	$F_{t,max}$ [KN]
Pa1	-1682,41	0,07	OK	5692,52	3,05	-2707,61	1025,20
Pa2	-2317,66	0,10	OK	4923,21	3,05	-2773,00	455,34
Pa3	-4860,42	0,21	OK	-13065,41	3,10	-6644,86	1784,44

As extremidades do núcleo foram dimensionadas tendo em conta a força máxima de tração, que neste caso ocorre na extremidade da parede Pa1, com um valor igual a 1025,20 KN.

Analisando a direção dos momentos fletores das 3 paredes e os valores obtidos das forças constata-se que existe tração no nó de ligação entre a parede Pa2 e Pa3 e compressão no nó de ligação entre a Pa1 e Pa2, como se pode observar na (Figura 6.10).



*Figura 6.10 - Representação esquemática dos esforços nas paredes Pa1, Pa2 e Pa3*

Assim, os nós de ligação das paredes foram dimensionados tendo em conta a força de tração máxima, igual a  $1784,44 + 455,34 = 2239,79$  KN.

O dimensionamento das armaduras verticais, horizontais e transversais, bem como os requisitos de ductilidade local foram realizados da mesma forma como exemplificado para a parede Pa4.

## 6.7 Fundações

As fundações visam assegurar a ligação e a transmissão de cargas entre a estrutura e o terreno. Para esse efeito, e tendo em conta as características dos materiais das camadas de assentamento das sapatas, optou-se pela utilização de fundações superficiais, constituídas por sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação.

O solo de fundação é uma camada de “areias grosseiras muito compactadas e conglomerados” com uma tensão admissível considerada de 500 KN/m<sup>2</sup>, com valores de STP ≥ 60 pancadas (ver Quadro 6.58).

*Quadro 6.58 - Características do solo*

$\sigma_{adm}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$k_0$	$k_a$	$k_p$	$\phi'$ [°]
500,00	21,00	0,30	0,17	5,83	45,00

A utilização de vigas de fundação permite melhorar o comportamento sísmico, e minimizar os assentamentos da estrutura devido às ligações existentes entre os elementos.

Segundo o EC8, as fundações devem assegurar uma excitação uniforme de toda a estrutura e os esforços para a verificação da segurança devem ser obtidos tendo em conta os princípios de cálculo pela capacidade real, considerando eventuais sobrerresistências.

A determinação do valor dos esforços ( $E_{Fd}$ ) segundo o EC8, obtêm-se recorrendo à seguinte expressão (Eq.6.69):

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (6.69)$$

Em que:

$E_{F,G}$	Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
$\gamma_{Rd}$	Coefficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;
$E_{F,E}$	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
$\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$	Cociente entre o valor de cálculo da resistência da zona ou elemento $i$ ( $R_{di}$ ) e o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento $i$ ( $E_{di}$ ) para a situação de projeto sísmico (da zona dissipativa ou do elemento $i$ da estrutura que tem a maior influencia no efeito $E_F$ considerado).

De forma conservativa, para o dimensionamento das sapatas adotou-se um valor unitário para o coeficiente  $\Omega$ , igualando desta forma o valor dos esforços atuantes e esforços resistentes, convertendo a Eq.6.69 na combinação sísmica de cálculo.

Assumiu-se, de igual modo, para as vigas de fundação um valor unitário para o coeficiente  $\Omega$ . Mas, neste caso, de acordo com o EC8, o coeficiente de sobrerresistência ( $\gamma_{Rd}$ ) deve ser aumentado para 1,4.

Desta forma, o sistema de fundações adotado permite que as sapatas suportem os esforços normais que resultam dos carregamentos verticais e que as vigas de fundação distribuam horizontalmente os carregamentos e absorvam os esforços de flexão.

### 6.7.1 SAPATAS

Com base no esforço normal condicionante foram adotadas as dimensões das sapatas, de forma que não seja excedida a tensão admissível do solo (Eq.6.70):

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad (6.70)$$

Em que:

$\sigma_{solo}$	Tensão no solo;
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível do solo.

Para a obtenção das dimensões das sapatas, recorreu-se à seguinte expressão de pré-dimensionamento (Eq.6.71):

$$A_{Sapata} \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma}{\sigma_{adm}} \quad (6.71)$$

Em que:

$A_{Sapata}$	Área da sapata [m <sup>2</sup> ];
$N_{Ed}$	Esforço normal condicionante [KN];
$\gamma$	Coeficiente de majoração, $\gamma = 1,25$ para sapatas com excentricidades e $\gamma = 1,10$ para sapatas sem excentricidades.

Quando a ação sísmica é condicionante, a tensão admissível do solo pode ser considerada como o dobro, considerando o carácter instantâneo desta ação, para que as dimensões das sapatas obtidas não sejam exageradamente grandes.

Para garantir um comportamento rígido das sapatas adotaram-se duas altura uniforme para as sapatas, de 0,60 m e 0,90 m, com base no seguinte princípio (Eq.6.72):

$$H > \begin{cases} \frac{a - a_0}{4} \\ \frac{b - b_0}{4} \end{cases} \quad (6.72)$$

Em que:

$a$	Dimensão em x da sapata [m];
$a_0$	Dimensão em x do pilar [m];
$b$	Dimensão em y da sapata [m];

$b_0$  Dimensão em y do pilar [m].

Recorreu-se ao método das bielas para obtenção das armaduras das sapatas isoladas, como se exemplifica na Figura 6.11, e que ilustra o funcionamento interno da sapata através do modelo de escoras de betão e tirantes de aço para absorção das cargas aplicadas (Gorgulho):

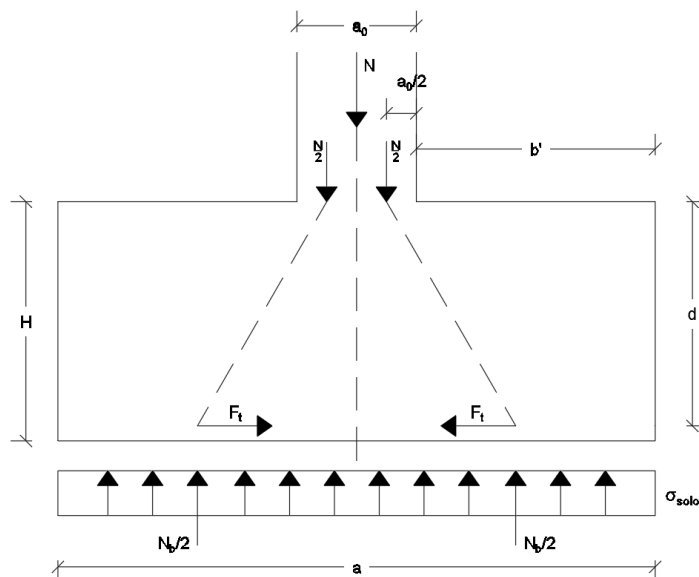


Figura 6.11 - Representação esquemática do método das bielas para cálculo das armaduras das sapatas, totalmente comprimidas

Dividindo a força no tirante ( $F_t$ ) pela tensão de cedência do betão obtêm-se as armaduras necessárias, para cada uma das direções das sapatas (Eq.6.73 e Eq.6.74):

$$A_{s,x} = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot b} \quad (6.73)$$

$$A_{s,y} = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (b - b_0)}{8 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot a} \quad (6.74)$$

Em que:

$N_b$  Esforço Axial na base da sapata [KN] (ver Eq.6.76);

$A_{sx}$  Armadura necessária na direção x [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ];

$A_{sy}$  Armadura necessária na direção y [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ].

Devido à proximidade das sapatas dos pilares P24 e P25, optou-se por utilizar nesta situação uma única sapata para ambos os pilares. Neste caso, utilizou-se o método das consolas para determinação das armaduras segundo a direção x e o método das bielas para a direção y, pois, nessa direção, os pilares estão centrados e o momento dos pilares é absorvido pela viga de fundação.

O método das consolas simula o comportamento da sapata sujeita ao diagrama de tensões do solo, a partir de consolas laterais invertidas, encastradas no elemento vertical, como se exemplifica para este caso na Figura 6.12 (Gorgulho):



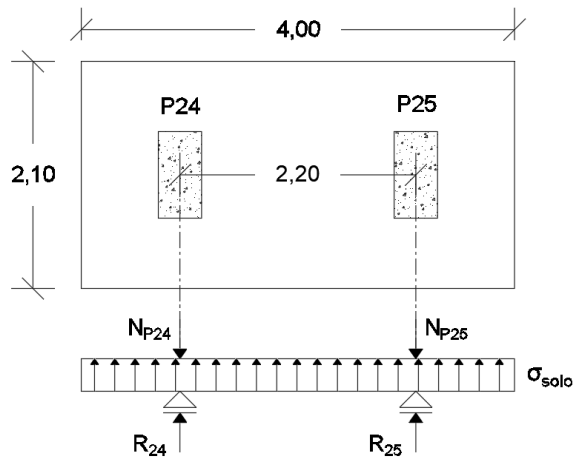


Figura 6.12 - Representação esquemática do método das consolas, para cálculo da sapata dos pilares P24 e P25

É tido em consideração ambos os esforços axiais dos pilares para efeitos de pré-dimensionamento das dimensões da sapata, e verificada a tensão admissível do solo. Posteriormente as armaduras segundo a direção em análise são obtidas recorrendo à seguinte expressão (Eq.6.75):

$$A_s = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd}} \quad (6.75)$$

Em que:

- $M_{Ed}$  Momento fletor condicionante na base do pilar [KN.m];
- $A_s$  Armadura necessária na direção em análise [cm<sup>2</sup>/m].

Relativamente à sapata da parede Pa4, que não se encontra travada na direção x, teve-se em consideração as excentricidades que o momento fletor da parede provoca na sapata nessa direção.

Nesta situação, devido a excentricidade provocada pelo momento fletor, a sapata encontra-se parcialmente comprimida, como mostra a Figura 6.13:

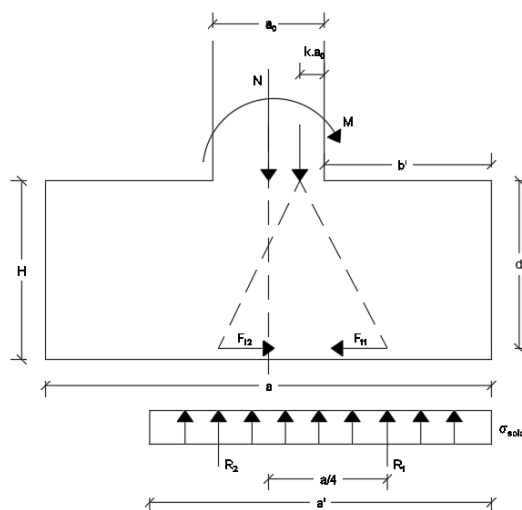


Figura 6.13 – Representação esquemática do método das bielas, para cálculo das armaduras das sapatas, parcialmente comprimidas

É necessário avaliar os esforços na base da sapata, que são obtidos recorrendo às seguintes expressões (Eq.6.76, Eq.6.77 e Eq.6.78):

$$N_b = N + P \cdot P_{\text{sapata}} \quad (6.76)$$

$$M_{xb} = M_x \pm V_y \cdot H \quad (6.77)$$

$$M_{yb} = M_y \pm V_x \cdot H \quad (6.78)$$

Em que:

$N_b, M_{xb}$  e  $M_{yb}$  Esforços na base da sapata;

$N, M_x, M_y, V_x$  e  $V_y$  Esforços da parede/pilar.

Para obtenção das armaduras é ainda necessário calcular a excentricidade, as reações  $R_1$  e  $R_2$  e a força de tração, recorrendo às seguintes expressões (Eq.6.79, Eq.6.80, Eq.6.81 e Eq.6.82):

$$e = M_b / N_b \quad (6.79)$$

$$R_1 = \frac{a}{2} \cdot \sigma_{\text{solo}} \quad (6.80)$$

$$F_{t1} = \frac{R_1 \cdot \left( \frac{a}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k) \right)}{d} \quad (6.81)$$

$$A_{s/m} = \frac{R \cdot \gamma_F}{f_{syd} \cdot a'} \quad (6.82)$$

Em que:

$e$  Excentricidade, se  $e \leq a/4$  existe compressão nos dois lados da sapata;

$R$  Reações verticais no solo;

$\gamma_F$  Fator de majoração, igual a 1,5;  
Obtido em função de  $e/a_0$ :

$k$	$e/a_0$	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50
	$k$	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Para a outra direção,  $y$ , uma vez que existe viga de fundação nessa direção, as armaduras foram obtidas recorrendo ao método das bielas e às Eq.6.73 e Eq.6.74.

Por último, as sapatas dos muros, por se tratar de sapatas excêntricas, foi também utilizado o método das bielas para o cálculo das armaduras, como representado na Figura 6.14:

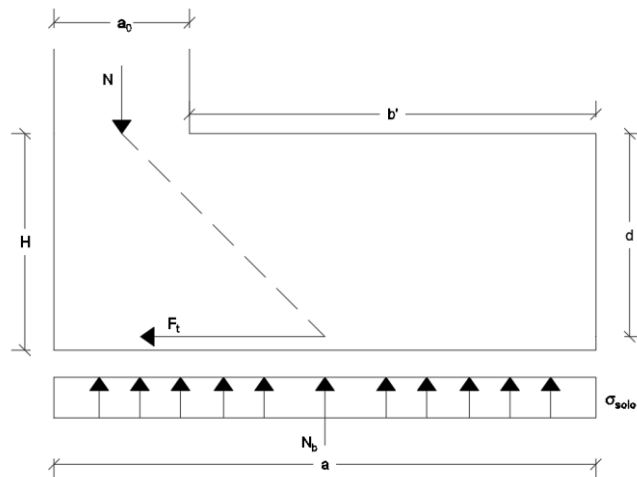


Figura 6.14 - Representação esquemática do método das bielas, para cálculo das armaduras das sapatas dos muros

A força de tração e a armadura necessária para esta situação, obtêm-se recorrendo às seguintes expressões (Eq.6.83 e Eq.6.84):

$$F_t = \frac{N_b \cdot \gamma_F \cdot \left(\frac{a - a_0}{2}\right)}{d} \quad (6.83)$$

$$A_{s/m} = \frac{F_t}{f_{syd} \cdot b} \quad (6.84)$$

O critério para se obter um comportamento de sapata rígida, tem por base a altura da sapata, 0,60 m, e a espessura do muro, sendo verificada a seguinte condição (Eq.6.85):

$$a - E \leq H \quad (6.85)$$

Em que:

$a$	Largura da sapata;
$E$	Espessura do muro;
$H$	Altura da sapata.

A verificação ao deslizamento/derrubamento do muro não se coloca, uma vez que as sapatas estão ligadas por vigas de fundação, estabilizando as forças verticais e horizontais.

Relativamente à verificação das tensões admissíveis do solo utilizou-se, como no caso dos pilares, a Eq.6.71.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.7.1 juntamente com o Desenho PRJT.FM – 09/22 - 01.

## 6.7.2 VIGAS DE FUNDAÇÃO

O EC8 define uma largura mínima para a seção transversal deste elementos igual a  $b_{w,min} = 0,25$  m e uma altura igual a pelo menos  $h_{w,min} = 0,40$  m para edifícios até três pisos ou  $h_{w,min} = 0,50$  m para edifícios com mais de três pisos.

Neste caso adotou-se para a seção transversal das vigas de fundação uma largura e altura de 0,25 m por 0,50 m.

De acordo com o EC8, é necessário também garantir, ao longo de todo o comprimento das vigas, uma taxa de armadura longitudinal mínima de  $\rho_{b,min} = 0,4\%$ , nas faces superior e inferior.

As armaduras, de igual forma às vigas primárias, foram obtidas diretamente do programa de cálculo automático, através do qual se procedeu à pormenorização dos elementos.

Relativamente à resistência ao esforço transversal, as armaduras foram obtidas tendo em conta o maior esforço transversal atuante, e calculadas através da Eq.6.37.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.7.2, juntamente com o desenho PRJT.FM – 09/22 - 22.

## 6.8 Muros

Os muros foram dimensionados tendo em consideração os impulsos que sobre ele atuam. No muro M1, para além do impulso provocado pelas terras, atua sobre o mesmo uma sobrecarga rodoviária. Esses impulsos são obtidos recorrendo às seguintes expressões (Eq.6.86 e Eq.6.87):

$$I_{Terras} = \gamma_{solo} \cdot h \cdot k_0 \cdot \gamma_G \quad (6.86)$$

$$I_{SC} = SC \cdot k_0 \cdot \gamma_Q \quad (6.87)$$

Em que:

$I_{Terras}$	Impulso provocado pelo terreno;
$\gamma_{solo}$	Peso volúmico do solo;
$h$	Altura da camada;
$k_0$	Coeficiente de impulso em repouso;
$\gamma_G$	Coeficiente parcial de segurança para ações permanentes, igual a 1,35;
$SC$	Sobrecarga, neste caso igual a 10 kN/m <sup>2</sup> ;
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial de segurança para ações variáveis, igual a 1,5.

Com o recurso a estas expressões e às características do terreno, que constam no Quadro 6.58, obtiveram-se os impulsos que atuam sobre os muros M1 e M2 (Figura 6.15):

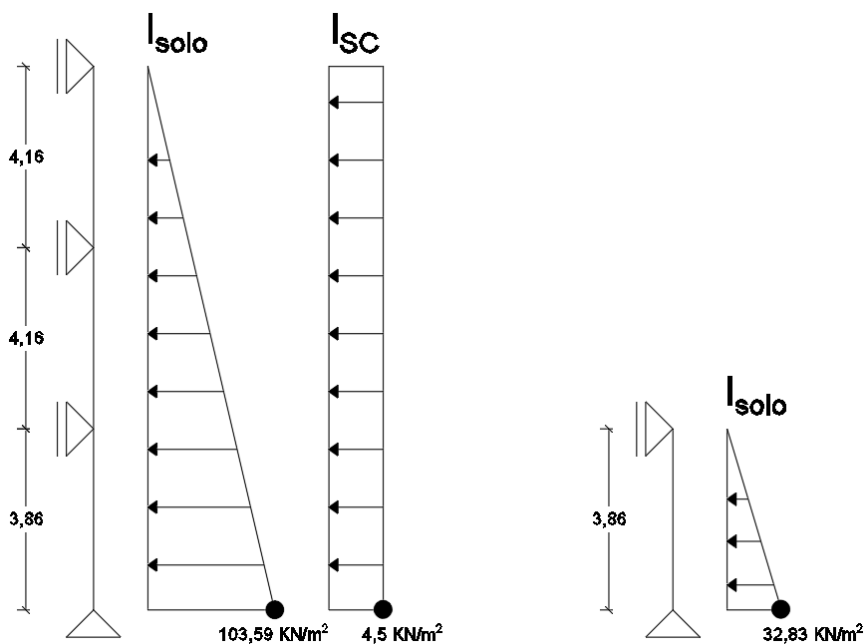


Figura 6.15 - Impulsos sobre os muros (Muro M1 à esquerda e muro M2 à direita)

Com o auxílio de um modelo de cálculo, simulou-se o efeito destas ações sobre o muro, através de um modelo simplificado de barras. Com os momentos obtidos, de forma similar às lajes, as armaduras de flexão foram obtidas recorrendo às expressões Eq.6.17, Eq.6.18 e Eq.6.19.

A necessidade de armadura de esforço transversal foi avaliada recorrendo às expressões Eq.(6.11 e Eq.(6.12. Verificou-se que para o muro M2, com 3,86 m de altura e uma espessura de 0,25 m, não necessita de armaduras específicas de esforço transversal. Mas o muro M1 com 12,18 m, houve a necessidade de aumentar a espessura da base do muro para 0,60 m, para fazer face a esses esforços, diminuindo apenas aos 8,02 m para uma espessura de 0,30 m.

Estes cálculos podem ser consultados no Anexo 11.8, juntamente com o desenho PRJT.FM – 09/22 - 24.

## 6.9 Barras e Montantes em Betão Armado

O dimensionamento destes elementos, devido à existência de esforço axial nas barras, foi feito à flexão composta desviada.

Relativamente aos montantes, verificou-se que o elemento mais solicitado era o adjacente ao pilar P1, onde se verificaram os seguintes esforços (Quadro 6.59):

Quadro 6.59 - Esforços de flexão e normais condicionantes no montante do passadiço

$N_{Ed}$ [KN]	$M_{xd}$ [KN.m]	$M_{yd}$ [KN.m]
-8,391	128,71	181,21

Tendo em consideração os esforços atuantes, de forma a ser verificada a condição de segurança para a flexão composta desviada, conforme as expressões Eq.6.52 Eq.6.53 Eq.6.54,

obteve-se a seguinte pormenorização de armaduras. Os resultados obtidos foram (Quadro 6.60 e Quadro 6.61):

*Quadro 6.60 - Pormenorização dos montantes do passadiço*

<b>A<sub>sx</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>		<b>A<sub>sy</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	
2Ø25+3Ø20	19,22	4Ø25	19,64

*Quadro 6.61 - Verificação à flexão desviada dos montantes*

<b>x<sub>x</sub> [m]</b>	<b>M<sub>Rd,x</sub> [KN.m]</b>	<b>x<sub>y</sub> [m]</b>	<b>M<sub>Rd,y</sub> [KN.m]</b>	<b>Verificação EC2</b>	
0,010	212,891	0,017	396,300	1,062	OK

Relativamente às barras, a seção mais solicitada pertence à barra interior e inferior de ligação à consola, onde se observam os seguintes esforços (Quadro 6.62):

*Quadro 6.62 - Esforços de flexão e normais condicionantes na barra do passadiço*

<b>N<sub>Ed</sub> [KN]</b>	<b>M<sub>xd</sub> [KN.m]</b>	<b>M<sub>yd</sub> [KN.m]</b>
-61,72	-188,91	-5,88

Tendo em consideração os esforços atuantes, de forma a ser verificada a condição de segurança para a flexão composta desviada, obteve-se a seguinte pormenorização de armaduras (Quadro 6.63 e Quadro 6.64):

Quadro 6.64):

*Quadro 6.63 - Pormenorização das barras do passadiço*

<b>A<sub>sx</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>		<b>A<sub>sy</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	
4Ø20	12,56	2Ø20+2Ø16	10,30

*Quadro 6.64 - Verificação à flexão desviada das barras*

<b>x<sub>x</sub> [m]</b>	<b>M<sub>Rd,x</sub> [KN.m]</b>	<b>x<sub>y</sub> [m]</b>	<b>M<sub>Rd,y</sub> [KN.m]</b>	<b>Verificação EC2</b>	
0,013	255,512	0,008	116,600	0,790	OK

Por último, dimensionou-se os estribos por forma às seções resistirem aos esforços transversais, utilizando as expressões de cálculo Eq.6.37 e Eq.6.38, tendo-se obtido os seguintes resultado e pormenorização (Quadro 6.65 e Quadro 6.66):

*Quadro 6.65 - Resistência das bielas de betão comprimidas, barras e montantes*

<b>d [m]</b>	<b>v</b>	<b>V<sub>Rd,max</sub> [KN]</b>
0,50	0,528	670,03

Quadro 6.66 - Armaduras transversais adotadas, barras e montantes

<b><math>V_{Rd,s}</math> [KN]</b>	<b><math>(A_{sw}/s)/Ramo</math> [cm<sup>2</sup>/m]</b>	
191,59	5,21	Ø10//0,15 (5,27)





## 7 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Para se garantir um bom funcionamento e durabilidade da estrutura durante a sua utilização em condições normais, o conforto das pessoas e a estética da construção, foram verificados os seguintes estados, de acordo com o EC2 e EC8:

- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação;
- Limitação de danos

### 7.1 Controlo da Fendilhação

Para se evitar a fendilhação excessiva dos elementos de betão foram adotadas armaduras uniformemente distribuídas ao longo das zonas tracionadas, nas almas das vigas com altura maior que 1,0 m, muros e lajes.

Limitou-se a aberturas das fendas destes elementos, recorrendo às tabelas do EC2, que delimitam a largura das fendas de acordo com o diâmetro máximo dos varões (Quadro 7.1) ou espaçamento máximo dos varões (Quadro 7.2):

*Quadro 7.1 - Diâmetro máximo dos varões para controlo da fendilhação*

Tensão no Aço [Mpa]	Diâmetros Máximos dos Varões [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

*Quadro 7.2 - Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação*

Tensão no Aço [Mpa]	Diâmetros Máximos dos Varões [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerou-se admissível, para os diferentes elementos, uma abertura de fendas ( $\omega_k$ ) de 0,3 mm. No caso das vigas e lajes adotou-se um espaçamento máximo dos varões igual e 150 mm e para os muros, um diâmetro máximo dos varões igual a 12 mm.

Teve-se por base uma tensão no aço igual a 280 MPa, no instante da fendilhação, que se obteve de forma aproximada através da seguinte expressão (Eq.7.1) (Gorgulho):

$$\sigma_s = f_{yd}/1,50 \quad (7.1)$$

## 7.2 Controlo da Deformação

A deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto (EC2, 2004).

Para tal, e de acordo com o EC2, o controlo da deformação foi realizado verificando as flechas que ocorrem a longo prazo e tendo em conta o deslocamento ou a deformação máxima admissível para as seguintes situações:

- Para que o aspeto e as condições de utilização da estrutura não sejam alterados (Eq.7.2):

$$l_{vão}/250 \quad (7.2)$$

- Para deformações suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, depois da construção (Eq.7.3):

$$l_{vão}/500 \quad (7.3)$$

As deformações são calculadas em relação aos apoios, e poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações, mas em geral, qualquer contra-flecha não deverá ser superior a  $l_{vão}/250$ .

O cálculo do parâmetro de deformação, de acordo com o EC2, é obtido recorrendo à seguinte expressão (Eq.7.4):

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (7.4)$$

Em que:

- $\alpha$  Parâmetro de deformação considerado;
- $\alpha_I, \alpha_{II}$  Valores do parâmetro calculado para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado, respetivamente;
- $\zeta$  Coeficiente de distribuição, obtido pela expressão (Eq.7.5):

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 \quad (7.5)$$

Em que:

- $\zeta = 0$  Para seções não fendilhadas;
- $\beta$  Coeficiente que considera a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma o valor de 1,0 para carregamentos de curta duração e o valor de 0,5 para carregamentos de longa duração ou repetidos carregamentos.;
- $M_{QP}$  Momento resultante da combinação quase-permanente de ações;
- $M_{CR}$  Momento de fendilhação ou crítico dado por (Eq.7.6):

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot I_I / y \quad (7.6)$$

Em que:

- $I_I$  Momento de inércia da seção não fendilhada.

Recorrendo ao programa de cálculo e analisando as lajes, retirou-se os valores da flecha máxima e os deslocamentos nos apoios que, nesta estrutura, ocorrem na laje de cobertura como mostra a Figura 7.1:

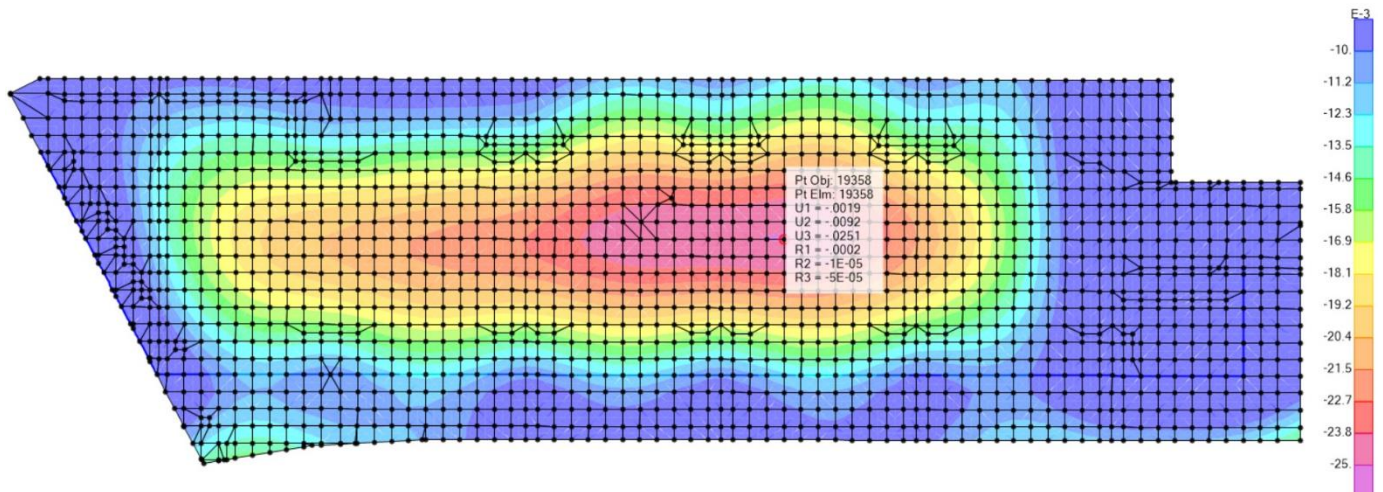


Figura 7.1 - Deslocamento máximo da estrutura: Cobertura

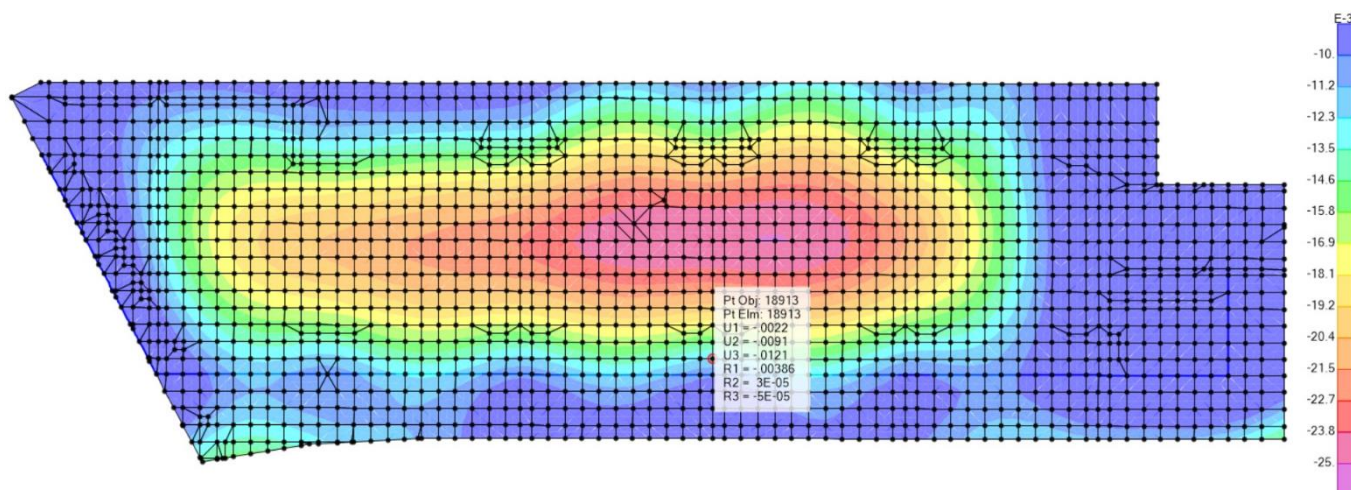


Figura 7.2 - Deslocamento máximo no apoio: Pilar P21

O valor da flecha máxima, na fase elástica, foi então obtido em relação aos deslocamentos nos apoios (Figura 7.2). Os valores obtidos do programa de cálculo foram (Quadro 7.3):

Quadro 7.3 - Flecha elástica e momento quase-permanente na cobertura

Flecha [mm]	Deslocamento no apoio [mm]	Flecha elástica [mm]	M <sub>QP</sub> [KN.m/m]	l <sub>vão</sub> [m]	A <sub>s,sup</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>s,inf</sub> [cm <sup>2</sup> /m]
12,55	6,05	6,50	23,57	9,75	1,96	12,80
					Malha AQ50 Ø10//0,15+Ø12//0,15	

Procede-se então ao cálculo do momento de fendilhação, para verificar se a seção em questão está no estado não fendilhado ou fendilhado (Quadro 7.4):

Quadro 7.4 - Cálculo do momento de fendilhação

f <sub>ctm</sub> [Gpa]	I <sub>i</sub> [m <sup>4</sup> ]	y [m]	M <sub>CR</sub> [KN.m/m]
2,90	0,0032	0,1801	51,53

Constata-se que a seção não se encontra fendilha, tendo-se procedido aos restantes cálculos apenas tendo em conta o estado não fendilhado e considerando um coeficiente de distribuição igual a zero.

Para a obtenção do valor da flecha em estado não fendilhado, utilizou-se o método dos coeficientes globais, tendo-se obtido os seguintes valores para os diversos parâmetros de cálculo, para obtenção da relação  $I_l/I_c$ , através da interpolação da tabela que pode ser consultada no Anexo 12.2:

- Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2,50$
- Módulo de elasticidade do betão:  $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$
- Módulo de elasticidade efetivo:  $E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1+\varphi)} = 9,9 \text{ GPa}$
- Coeficiente de homogeneização:  $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,9} = 20,202$
- Taxa de armadura de tração:  $\rho = \frac{A_{s,inf}}{b \cdot d} = \frac{(5,27+7,53) \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,33} = 0,00388$

$$\alpha \cdot \rho = 20,202 \cdot 0,00388 = 0,07839$$

$$\beta = \frac{A_{s,sup}}{A_{s,inf}} = \frac{1,96}{5,27 + 7,53} = 0,15313 \rightarrow I_1/I_C = 1,1642$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{0,33}{0,36} \cong 0,9 \end{array} \right.$$

A flecha para o estado não fendilhado é então obtida através (Ep.7.7):

$$\alpha_{I,\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{\alpha_c}{I_1/I_C} \quad (7.7)$$

Em que:

$\alpha_c$  Valor da flecha elástica (obtida pelo programa de cálculo).

Como o coeficiente de distribuição é igual a zero, uma vez que a seção não se encontra fendilhada, a flecha obtida para o estado não fendilhado ( $\alpha_{I,\infty}$ ) é igual à flecha a longo prazo.

Verifica-se, por isso, que as flechas que ocorrem na estrutura são inferiores aos limites máximos admissíveis, que constam no EC2, como se pode constatar no Quadro 7.5:

*Quadro 7.5 - Verificação do controlo da deformação*

$\alpha_c$ [mm]	$\alpha_\infty = \alpha_1$ [mm]	$l_{vão}/250$ [mm]	$l_{vão}/500$ [mm]
6,5	19,5	39,0	19,5

### 7.3 Limitação de Danos

De acordo com o EC8, o requisito da limitação de danos visa garantir a não ocorrência de danos e de limitações de utilização, para uma ação sísmica com probabilidade de ocorrência maior do que ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de não ocorrência de colapso.

cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os da própria estrutura.

Esta verificação é satisfeita se os deslocamentos entre pisos forem limitados de acordo com as seguintes expressões (Eq.7.8, Eq.7.9 e Eq.7.10):

- Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (7.8)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (7.9)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (7.10)$$

Em que:

$d_r$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado com a diferença entre os deslocamentos laterais $d_s$ no topo e na base do piso considerado;
$h$	Altura entre pisos;
$v = \begin{cases} 0,40 & \text{para AS Tipo 1} \\ 0,55 & \text{para AS Tipo 2} \end{cases}$	Coefficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

De acordo com o EC8, para uma análise elástica linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo podem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural, através da seguinte expressão simplificada (Eq.7.11):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (7.11)$$

Em que:

$d_s$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
$q_d$	Coefficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a $q$ , salvo indicação em contrário;
$d_e$	Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Na determinação dos deslocamentos,  $d_e$ , devem ter-se em conta os efeitos da torção devidos à ação sísmica.

Os deslocamentos obtidos para o modelo global da estrutura foram os constantes no Quadro 7.6:

*Quadro 7.6 - Verificação da limitação de danos do modelo global*

AS Tipo 1 - Direção x						AS Tipo 1 - Direção y					
Piso	$d_e$ [mm]	$d_s$ [mm]	$d_r$ [mm]	$h$ [m]	$v d_r / h$	Piso	$d_e$ [mm]	$d_s$ [mm]	$d_r$ [mm]	$h$ [m]	$v d_r / h$
1	0,003	0,005	0,005	4,30	0,0000005	1	5,00	8,00	8,00	4,30	0,0007
2	0,400	0,640	0,635	8,50	0,0000299	2	12,00	19,20	11,20	8,50	0,0005
3	1,100	1,760	1,120	12,70	0,0000353	3	21,10	33,76	14,56	12,70	0,0005
4	2,700	4,320	2,560	16,90	0,0000606	4	31,80	50,88	17,12	16,90	0,0004
5	4,500	7,200	2,880	21,10	0,0000546	5	42,60	68,16	17,28	21,10	0,0003
<b>Cob</b>	6,000	9,600	2,400	25,30	0,0000379	<b>Cob</b>	50,40	80,64	12,48	25,30	0,0002

AS Tipo 2 - Direção x						AS Tipo 2 - Direção y					
Piso	$d_e$ [mm]	$d_s$ [mm]	$d_r$ [mm]	$h$ [m]	$v d_r / h$	Piso	$d_e$ [mm]	$d_s$ [mm]	$d_r$ [mm]	$h$ [m]	$v d_r / h$
1	0,002	0,003	0,003	4,30	0,0000004	1	2,70	4,32	4,32	4,30	0,0006
2	0,300	0,480	0,477	8,50	0,0000309	2	6,30	10,08	5,76	8,50	0,0004
3	0,800	1,280	0,800	12,70	0,0000346	3	10,90	17,44	7,36	12,70	0,0003
4	2,200	3,520	2,240	16,90	0,0000729	4	16,20	25,92	8,48	16,90	0,0003
5	4,200	6,720	3,200	21,10	0,0000834	5	21,70	34,72	8,80	21,10	0,0002
<b>Cob</b>	5,700	9,120	2,400	25,30	0,0000522	<b>Cob</b>	25,80	41,28	6,56	25,30	0,0001

Os deslocamentos obtidos para o modelo parcial da estrutura foram (Quadro 7.7):

**PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS COM GRANDES VÃOS**

*Quadro 7.7 - Verificação da limitação de danos do modelo parcial*

AS Tipo 1 - Direção x						AS Tipo 1 - Direção y					
Piso	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	h (m)	$v d_r/h$	Piso	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	h (m)	$v d_r/h$
1	0,003	0,005	0,005	4,30	0,0000004	1	5,00	8,00	8,00	4,30	0,0007
2	0,400	0,640	0,635	8,50	0,0000299	2	12,30	19,68	11,68	8,50	0,0005
3	1,100	1,760	1,120	12,70	0,0000353	3	22,30	35,68	16,00	12,70	0,0005
4	2,900	4,640	2,880	16,90	0,0000682	4	34,20	54,72	19,04	16,90	0,0005
5	4,800	7,680	3,040	21,10	0,0000576	5	46,60	74,56	19,84	21,10	0,0004
<b>Cob</b>	6,400	10,240	2,560	25,30	0,0000405	<b>Cob</b>	55,90	89,44	14,88	25,30	0,0002

AS Tipo 2 - Direção x						AS Tipo 2 - Direção y					
Piso	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	h (m)	$v d_r/h$	Piso	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	h (m)	$v d_r/h$
1	0,002	0,003	0,003	4,30	0,0000004	1	2,80	4,48	4,48	4,30	0,0006
2	0,300	0,480	0,477	8,50	0,0000309	2	6,50	10,40	5,92	8,50	0,0004
3	0,800	1,280	0,800	12,70	0,0000346	3	11,40	18,24	7,84	12,70	0,0003
4	2,300	3,680	2,400	16,90	0,0000781	4	17,40	27,84	9,60	16,90	0,0003
5	4,200	6,720	3,040	21,10	0,0000792	5	23,60	37,76	9,92	21,10	0,0003
<b>Cob</b>	5,800	9,280	2,560	25,30	0,0000557	<b>Cob</b>	28,50	45,60	7,84	25,30	0,0002

Verifica-se que em nenhum dos modelos são excedidos os limites da Eq.7.8.





## 8 CONCLUSÕES-CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento deste trabalho de projeto teve como principal finalidade a implementação e o aprofundamento do conhecimento na aplicação das normas europeias, analisando os principais condicionalismos e singularidades. De seguida salientam-se os aspetos mais relevantes do caso em estudo.

A estrutura foi modelada recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000, que permitiu simular o comportamento estrutural face às ações impostas. A solução estrutural adotada compreende pavimentos em lajes fungiformes aligeiradas. Esta solução apresenta um comportamento similar ao de uma laje maciça de espessura constante, havendo neste caso uma economia de materiais e conseqüente redução de peso, comparativamente com uma laje maciça. No entanto, este sistema apresenta ao corte uma redução substancial de resistência. A modelação destes elementos foi conseguida através de elementos de casca de espessura constante, que assumem comportamento de membrana e de laje. De forma a simular corretamente a zona aligeirada, foi necessário determinar uma espessura equivalente a atribuir ao comportamento de membrana, associada a esforços axiais, e outra, correspondente ao comportamento de laje, associada a esforços de flexão. Tendo sido necessário avaliar as áreas e inércias da solução aligeirada adotada.

Contudo o comportamento de estruturas com lajes fungiformes face à ação do sismo ainda não está totalmente esclarecido, pelo que segundo o EC8 preconiza um critério de segurança mais restrito e conservador na sua análise.

Optou-se assim por definir elementos sísmicos primários e secundários, uma metodologia interessante em termos de análise estrutural, que permitiu aos pilares com ligações fungiformes serem definidos como elementos secundários, não contribuindo para o sistema resistente às ações sísmicas. Em todo o caso, estes elementos são dimensionados e pormenorizados de modo a manter a sua função de suporte das forças gravíticas, quando sujeitos aos deslocamentos devidos à ação sísmica. Para melhorar o comportamento estrutural do conjunto também se associou a laje fungiforme a paredes e pórticos (no maior número possível, não comprometendo a estética pretendida pela arquitetura).

Contudo a estrutura não apresentou uma rigidez mínima de torção, tendo esta sido classificada como torsionalmente flexível, devido às suas irregularidades e assimetrias. Tendo-se obtido um coeficiente de comportamento igual a 1.6. Por essa razão, o nível de ductilidade a explorar foi limitado. No entanto optou-se, e respeitando a regulamentação, atribuir a esta estrutura uma capacidade média de ductilidade. Permitindo assim explorar, e sendo este um trabalho académico, os requisitos e particularidades do dimensionamento nestas situações. O

dimensionamento e os requisitos regulamentares para estruturas de ductilidade média, apresentam uma maior complexidade, sendo assim possível cimentar e compreender melhor como se obtém este comportamento estrutural.

Foi então possível explorar outros aspetos, que não seriam possíveis atribuindo uma classe de ductilidade baixa, como o dimensionamento pela capacidade real e o confinamento das seções.

Relativamente ao dimensionamento pela capacidade real, e especificamente para os pilares secundários, uma vez que o EC8 indica apenas que estes elementos têm de resistir às cargas gravíticas na situação de projeto sísmica, quando sujeitos às deformações máximas, não está implícito que estes elementos têm de ser dimensionados para os esforços elásticos, como foi realizado no trabalho.

Os pilares secundários poderiam ter sido dimensionados em ductilidade mas, neste caso, seria necessário garantir, devido às ligações fungiformes, que as rotulas plásticas se formariam nos pilares assegurando que  $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{R,laje}$ . Desta forma evita-se a rotura da laje e mecanismos frágeis de rotura (punçoamento), que levaria o sistema a perder a sua capacidade de suporte de cargas verticais, levando ao colapso da estrutura. Assim, ao garantir que as rótulas plásticas se formam nos pilares, a estrutura matem a sua capacidade de suportar as cargas gravíticas, sendo que a resistência às ações horizontais é assegurada pelos elementos primários (Pinhal, 2015).

No entanto, este procedimento alternativo não foi realizado pelo facto dos momentos resistentes dos pilares primários serem em alguns casos na ordem dos 700/1000 KN.m, bastante superiores aos da laje, que no máximo é igual a 410 KN.m. Sendo assim necessário aumentar consideravelmente o momento resistente das lajes, tornando o dimensionamento destes elementos menos vantajoso.

Por último, conclui-se que os objetivos para a realização deste trabalho foram atingidos, nomeadamente na aplicação regulamentar dos Eurocódios, e mais concretamente na aplicação do EC8, onde foi possível realizar o dimensionamento de vigas e pilares pelo método da capacidade real e cumprir com os requisitos de ductilidade local que estes elementos precisam, para garantir um comportamento adequado face à classe de ductilidade atribuída à estrutura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, L. F. (2014). *Projecto de um Edifício de Escritórios com Grandes Vãos em Zona Sísmica. Dissertação de Mestrado*. Instituto Superior Técnico.
- Appleton, J., & Marchão, C. (2007). *Betão Armado e Pré-Esforçado II - Módulo 2 - Lajes de Betão Armado*. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil, IST.
- Carvalho, N. R. (2008). *Metodologias de Análises de Lajes Fungiformes: Aplicação no Projecto de Edifícios. Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ECO. (2009). *NP EN 1990:2009 Eurocódigo 0 - Bases para o Projecto de Estruturas*,. CEN, Comité Europeu de Normalização.
- EC1. (2009). *NP EN 1991-1-1:2009 Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas; Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. CEN, Comité Europeu de Normalização.
- EC2. (2004). *NP EN 1992-1-1:2004 Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Comité Europeu de Normalização.
- EC8-1. (2010). *NP EN 1998-1:2010 Eurocódigo 8- Projecto de Estruturas para Resistência a Sismos; Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Comité Europeu de Normalização.
- Ferca. (2011). *Manual Técnico Cobiax - v.01/2011*.
- Gorgulho, A. (s.d.). *Betão Estrutural II*. Departamento de Engenharia Civil, ISEL.
- M Fardis, E. C. (2005). *Designers Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures*. Thomas Telford.
- M. Lopes, R. D. (2008). *Sismos e Edifícios*. Lisboa: Orion.
- Mendes, P. (2011). *Dimensionamento de Estruturas: Quantificação de Ações em Edifícios de Acordo com o Eurocódigo 1*. Instituto Superior Técnico.
- Pinhal, F. P. (2015). *Dimensionamento de um Edifício Destinado a Centro de Dia para Idosos e Creche. Trabalho Final de Mestrado de Projecto*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

