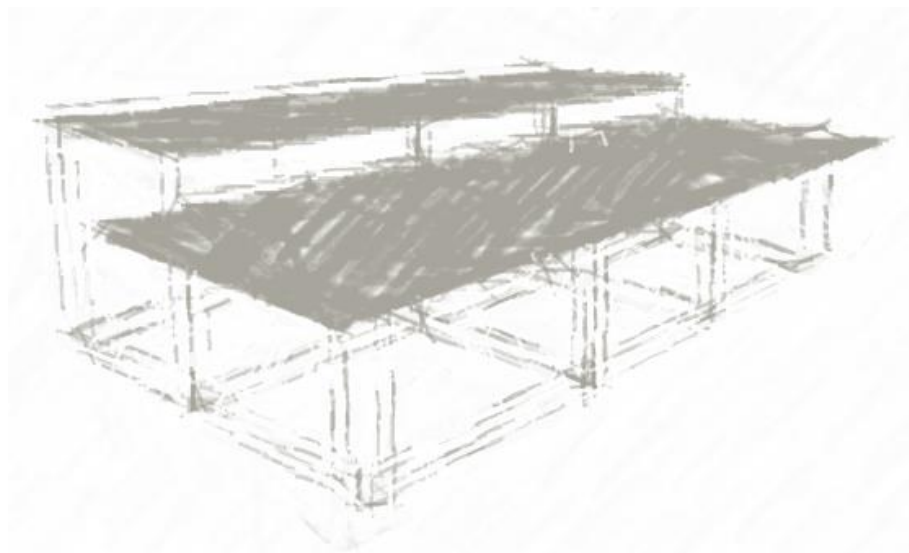




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento Sísmico de um Edifício de Betão Armado segundo os Eurocódigos. Verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3

NUNO EDGAR CABRAL AMARO

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Doutora Ana Rita F. C. de Sousa Gião Gamito Reis, Equiparada a Assistente 2º Triénio (ISEL)

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Dezembro de 2014

Em memória ao meu pai Joaquim Amaro

AGRADECIMENTOS

Antes de mais, queria agradecer aos meus orientadores Engenheiro António Gorgulho e Engenheira Ana Rita Reis pelos conhecimentos transmitidos, orientação, compreensão, disponibilidade e pela enorme paciência.

Gostaria de agradecer à minha mãe por confiar sempre em mim e ao meu pai porque, apesar de já ter partido, está sempre presente e a torcer por mim. Agradeço ao meu irmão por me aturar e por gostar tanto de mim, à minha irmãzinha Daynara e à Lucy por ser mais do que uma cunhada, ser uma amiga e companheira.

Agradeço aos meus amigos de infância Victor, Valdirene, Adalberto e Eric por continuarem a ser os mesmos e pela força que me dão até hoje, aos meus amigos Yesmary , Pessoa, Bruno, Ana do Pico, Cátia, Petra, Ricardo, Sara, Maria, Mário, João Vasco, Marilyne, aos grupo do Lounge, do sushi e aos meus mais recentes amigos Marisa, Diana, Primos Balas e Lisa.

Queria agradecer aos amigos dos meus pais pela força e companheirismo, à minha família do Porto por tudo e a família Beto/Graça pela disponibilidade.

Por fim gostaria de agradecer ao Engenheiro Armando Martins pelo acompanhamento e amizade que transmite aos seus alunos.

RESUMO

O primeiro regulamento a ter em conta o efeito da ação sísmica foi o Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS, 1958). Apenas na última década do século passado é que foram criados os Eurocódigos, que correspondem a um conjunto de normas para projetos de obras de engenharia civil, comuns aos países pertencentes ao CEN (Comité Européu da Normalização).

O dimensionamento de estruturas em Portugal encontra-se atualmente numa fase de transição da regulamentação antiga (nomeadamente, o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)) para a nova (Eurocódigos), prevendo-se que num futuro próximo os Eurocódigos entrem em vigor em território nacional.

Na presente dissertação aplica-se o EC8-Parte 3, que se refere à Avaliação e Reforço de Edifícios, na verificação da segurança de um edifício dimensionado segundo Eurocódigos. Este estudo é dividido em duas partes, na primeira parte é feito o dimensionamento do edifício segundo os Eurocódigos EC0, EC1, EC2 e EC8-Parte 1, verificando-se os estados limites preconizados nestas normas para pilares, vigas e lajes da estrutura. Na segunda parte verificam-se os critérios de segurança presentes no EC8-Parte 3, analisando as capacidades e as exigências do edifício dimensionado na primeira parte.

Para o dimensionamento do edifício utiliza-se um programa de cálculo automático tridimensional de estruturas, visto atualmente constituírem uma ferramenta fundamental para a análise e dimensionamento de estruturas. O programa de cálculo automático utilizado foi o SAP2000, versão 15.2.1.

ABSTRACT

The first regulation to take into account the effect of seismic load was the “Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos” (RSCCS, 1958). Only in the last decade of the past century were created the Eurocodes, which correspond to a set of standards for of civil engineering projects, common to the countries belonging to the CEN (European Committee for Standardization).

The structural design in Portugal is currently in a transition phase from the old regulation (such as the “Regulamento de Segurança e Acções” (RSA) and the “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”)(REBAP)) to the new ones (Eurocodes), being expected that in the near future Eurocodes take effect nationally.

In this dissertation, EC8-Part 3, which addresses to the Assessment and Retrofitting of Buildings, is applied to the safety verification of a building designed with Eurocodes. This study is divided in two parts, in the first part the building design is accomplish according to the Eurocodes EC0, EC1, EC2 and EC8-Part 1, verifying the recommended Limit States for columns, beams and slabs of the structure. In the second part the safety criteria’s presented in EC8- Part 3 are verified, analyzing the capacities and the demand of the building designed in the first part.

A 3D software is used for the building design, as the use of this type of software currently constitutes a fundamental tool for the analysis and design of structures. The structures software used was SAP2000, version 15.2.1.

PALAVRAS-CHAVE

Eurocódigo

Ação sísmica

Edifícios

Capacidades

Exigências

KEY WORDS

Eurocode

Seismic action

Buildings

Capacities

Demands

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivos e organização da dissertação	2
1.3	Organização da dissertação.....	2
2	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	3
2.1	Introdução	3
2.2	Bases arquitetônicas e solução estrutural do edifício em estudo	3
2.3	Ações	5
2.3.1	Cargas Permanentes e sobrecargas.....	5
2.3.2	Ação Sísmica.....	6
2.3.2.1	Zonas Sísmicas	6
2.3.2.2	Tipos de Terreno.....	7
2.3.2.3	Classes de Importância	8
2.3.2.4	Representação da Ação Sísmica.....	8
2.3.2.5	Combinações de Ações.....	12
2.4	Modelação.....	15
2.5	Análise Sísmica.....	20
2.5.1	Análise modal.....	20
2.5.2	Regularidade estrutural	23
2.5.2.1	Regularidade em planta	23
2.5.2.2	Regularidade em altura.....	28
2.5.3	Elementos Sísmicos Primários e Secundários.....	30
2.5.4	Coefficiente de Comportamento.....	31
2.5.5	Espectros de resposta de cálculo	33
2.5.6	Efeitos acidentais de torção.....	34
2.5.7	Efeitos de Segunda Ordem.....	36

2.6	Verificação dos estados limites.....	37
2.6.1	Estados Limites Últimos	38
2.6.1.1	Vigas.....	39
2.6.1.1.1	Armadura Longitudinal.....	40
2.6.1.1.2	Armadura transversal.....	42
2.6.1.1.3	“Capacity Design” nas vigas.....	45
2.6.1.2	Pilares	50
a)	Armadura longitudinal.....	50
2.6.1.2.1	Armadura transversal.....	51
2.6.1.2.2	Armadura de confinamento	53
2.6.1.2.3	“Capacity Design” nos pilares	55
2.6.2	Estados Limites de Utilização	63
2.6.2.1	Controlo de deformações.....	63
2.6.2.2	Limitação de danos.....	68
3	VERIFICAÇÃO SEGUNDO EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3.....	69
3.1	Requisitos de desempenho estrutural.....	69
3.2	Informação para a avaliação estrutural	70
3.3	Verificação da segurança de acordo com o EC8-Parte 3.....	72
3.3.1	Avaliação da capacidade de deformação dos pilares e vigas.....	74
3.3.1.1	Avaliação da capacidade nos pilares	77
3.3.1.2	Avaliação da capacidade nas vigas.....	80
3.3.2	Avaliação da capacidade resistente dos pilares ao corte	84
4	CONCLUSÕES	89
	BIBLIOGRAFIA.....	90
	Anexo 1 – Cálculos justificativos do dimensionamento do edifício	94
	Anexo 2 - Cálculos justificativos da verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3	124
	Anexo 3 – Peças desenhadas	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Zonamento sísmico de Portugal para os dois tipos de Ação Sísmica	7
Figura 2.2 – Espectros de resposta para Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5 %	9
Figura 2.3 – Vista 3D do edifício em SAP2000	15
Figura 2.4 – Materiais estruturais a) betão; b) aço	16
Figura 2.5 – Características de elementos. a) Pilar b) Viga	17
Figura 2.6 – Definição da laje do edifício	18
Figura 2.7 – Bloqueio dos nós da laje	19
Figura 2.8 – Combinação dos modos de vibração	22
Figura 2.9 – Posição do gravidade e do centro de rigidez da estrutura	27
Figura 2.10 – Critérios de regularidade em altura para os casos a) e b).....	29
Figura 2.11 – Critérios de regularidade em altura para o caso c).....	29
Figura 2.12 – Critérios de regularidade em altura para recuos não simétricos	30
Figura 2.13 – Espectros de resposta para ação sísmica do tipo 1 e 2	33
Figura 2.14 – Rotura do piso flexível.....	39
Figura 2.15 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores	42
Figura 2.16 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas	45
Figura 2.17 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas	46
Figura 2.18 – Localização da viga V4.....	47
Figura 2.19 – Verificação da segunda das vigas ao esforço transverso.....	50
Figura 2.20 – Rotura por esmagamento do betão - falta de cintagem.....	53
Figura 2.21 – Confinamento do núcleo de betão dos pilares.....	54
Figura 2.22 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares	56
Figura 2.23 – Disposição dos esforços na secção transversal	57
Figura 2.24 – Rotura frágil por esforço transverso.....	58
Figura 2.25 – Localização dos pilares P6 e P9	58
Figura 2.26 – Verificação da segunda dos pilares ao esforço transversos	62
Figura 2.27 – Deslocamentos da laje para a Combinação Quase-Permanente de Ações	64

Figura 3.1 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELCE	79
Figura 3.2 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS	80
Figura 3.3 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS	82
Figura 3.4 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE	83
Figura 3.5 – Gráfico de exigência/capacidade.....	83
Figura 3.6 - Verificação da segurança ao esforço transversal para o ELCE dos pilares do edifício	87
Figura 3.7 – Comparação do $V_{Rd-EC8-3}$ com $V_{Rd-EC8-3,max}$	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dimensões das vigas do edifício.....	3
Tabela 2.2 – Classes de importância e respectivos coeficientes de importância	8
Tabela 2.3 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais.....	11
Tabela 2.4 – Determinação do parâmetro a_{vg}	12
Tabela 2.5 – Alteração das dimensões dos pilares	20
Tabela 2.6 – Frequências e períodos da estrutura.....	21
Tabela 2.7 – Fatores de participação de massa por modo de vibração.....	22
Tabela 2.8 – Esbelteza (λ) do edifício	26
Tabela 2.9 – Raio de giração do piso, coordenadas do centro de massa (C.M) e do centro de rigidez (C.R), valor da excentricidade estrutural do edifício.....	27
Tabela 2.10 – Determinação dos deslocamentos e rotação impostos à estrutura	28
Tabela 2.11 – Determinação da rigidez de translação e rotação	28
Tabela 2.12 – Determinação do coeficiente de comportamento	32
Tabela 2.13 – Parâmetros que definem o espectro de resposta de cálculo	33
Tabela 2.14 – Determinação da força horizontal atuante no piso	35
Tabela 2.15 – Determinação do momento torsor accidental	35
Tabela 2.16 – Determinação dos deslocamentos relativos do edifício.....	37
Tabela 2.17 – Cálculo do valor de θ do edifício.....	37
Tabela 2.18 – Determinação do fator de ductilidade em curvatura.....	41
Tabela 2.19 – Áreas de armadura longitudinal da viga V4	48
Tabela 2.20 – Posição da linha neutra e momento resistente na viga V4.....	48
Tabela 2.21 – Determinação dos esforços transversos condicionantes na viga V4	49
Tabela 2.22 – Determinação do esforço transversal resistente máximo da viga V4.....	49
Tabela 2.23 – Determinação do esforço transversal resistente da viga V4	49
Tabela 2.24 – Áreas de armadura longitudinal dos pilares P6 e P9	59
Tabela 2.25 – Áreas de armadura transversal dos pilares P6 e P9	59
Tabela 2.26 – Posição da linha neutra dos pilares P6 e P9.....	60
Tabela 2.27 – Determinação dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares P6 e P9	60
Tabela 2.28 – Determinação do esforço transversal condicionante dos pilares P6 e P9. 61	
Tabela 2.29 – Determinação do esforço resistente dos pilares P6 e P9.....	61

Tabela 2.30 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nos pilares P6 e P9.....	61
Tabela 2.31 – Dados gerais e características do pilar P9	62
Tabela 2.32 – Momentos para a Combinação Quase-Permanente de Ações	65
Tabela 2.33 – Determinação do coeficiente de homogeneização.....	66
Tabela 2.34 – Momento de Inércia da Secção não Fendilhada das três zonas	66
Tabela 2.35 – Determinação dos momentos de fendilhação	66
Tabela 2.36 – Deformada a longo prazo.....	67
Tabela 2.37 – Verificação da deformação	67
Tabela 2.38 – Deslocamentos relativos condicionantes do edifício	68
Tabela 3.1 – Níveis de conhecimento, correspondentes métodos de análise e fator de confiança.....	72
Tabela 3.2 – Critérios de verificação dos estados limites segundo o EC8 - Parte 3.....	73
Tabela 3.3 – Taxa mecânica de armadura de tração e compressão do Pilar P9	77
Tabela 3.4 – Determinação da capacidade de deformação do Pilar P9.....	78
Tabela 3.5 – Exigências e capacidades de deformação do pilar P9 para o ELDS.....	78
Tabela 3.6 – Determinação do coeficiente de importância γ_I	79
Tabela 3.7 – Exigências e capacidades de deformação do pilar P9 para o ELCE.....	79
Tabela 3.8 – Taxa mecânica de armadura de tração da Viga V4	80
Tabela 3.9 – Taxa mecânica de armadura de compressão da Viga V4	81
Tabela 3.10 – Determinação da capacidade de deformação da Viga V4	81
Tabela 3.11 – Exigências e capacidades de deformação da viga V4 para o ELDS.....	81
Tabela 3.12 – Exigências e capacidades de deformação do viga V4 para o ELCE	82
Tabela 3.13 – Esforço transversal resistente $V_{R,c}$ do Pilar P9	85
Tabela 3.14 – Deformações de cedência do Pilar P9	85
Tabela 3.15 - Exigência de ductilidade em deslocamento do Pilar P9.....	86
Tabela 3.16 – Esforço transversal resistente cíclico $V_{R-EC8-3}$ do pilar P9.....	86
Tabela 3.17 – Verificação da segurança ao ELCE do pilar P9.....	86
Tabela 3.18 – Esforço transversal devido ao esmagamento do betão ($V_{Rd-EC8-3,max}$) do pilar P9.....	87

ÍNDICE DE SIGLAS E ABREVIACÕES

Letras maiúsculas latinas

A_c	Área da secção de um elemento de betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_s	Área da secção transversal de uma armadura
A_{sw}	Área de armadura de esforço transversal ao longo do comprimento s
A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência;
A_{sismo1}	Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 1
A_{sismo2}	Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 2
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
$E_{c,m}$	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
F_i	Força horizontal atuante no piso i
F_b	Força de corte sísmica na base
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I_I	Momento de inércia da secção não fendilhada
I_p	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K_x	Rigidez de translação em relação ao eixo x
K_y	Rigidez de translação em relação ao eixo y

K_{θ}	Rigidez de rotação.
K_w	Coeficiente 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
$L_{máx}$ e L_{min}	Maior e menor dimensão do edifício em planta, respetivamente, medidas em direções ortogonais
L_v	Razão momento/esforço transverso da extremidade do elemento
M_1 e M_2	Momentos resistentes nas extremidades de uma viga ou pilar
M_{ai}	Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i
$M_{Rb,i}$	Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido da ação sísmica
$M_{Rc,i}$	Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido da ação sísmica
N_{Ed}	Esforço normal atuante
P	Valor da ação do pré-esforço
PP	Peso próprio
P_{tot}	Valor total da carga gravítica acima do piso considerado, incluindo este
Q	Sobrecarga
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
RCP	Restantes cargas permanentes
S	Coeficiente do solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$S_d(T_1)$	Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1

<i>REBA</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
<i>REBAP</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
<i>RGEU</i>	Regulamento Geral das Edificações Urbanas
<i>RSA</i>	Regulamento de Segurança e Acções
<i>RSCCS</i>	Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos
<i>T</i>	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
<i>T₁</i>	Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada
<i>T_B</i>	Limite inferior do período no patamar de aceleração constante
<i>T_C</i>	Limite superior do período no patamar de aceleração constante
<i>T_D</i>	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
<i>TA</i>	Efeitos acidentais de torção
<i>V_{Ed,CD}</i>	Esforço transversal resistente atuante obtido pela análise segundo o “Capacity Design”
<i>V_{Rd EC8-3}</i>	Resistência ao corte do elemento de um elemento com carregamento cíclico e após a cedência por flexão ser atingida.
<i>V_W</i>	Contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transversal

Letras minúsculas latinas

<i>a_g</i>	Valor de calculo da aceleração a superfície para um terreno do tipo A
<i>a_{gR}</i>	Valor de referência da aceleração mínima na base de um terreno do tipo A
<i>a_v</i>	Variação de tensão no diagrama de momento fletor

a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
b	Menor dimensão do pilar
b_c	Largura da secção transversal do pilar
b_i	Distância entre varões consecutivos
b_o	Dimensão mínima do núcleo confinado
b_t	Largura média da zona comprimida
b_w	Largura da alma da viga
d	Altura útil da secção relativamente a armadura de tração
d'	Altura útil da secção relativamente a armadura de compressão
d_1	Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida
d_b	Diâmetro da armadura longitudinal
d_{bL}	Diâmetro mínimo dos varões longitudinais
d_e	Deslocamento de um mesmo ponto da estrutura, determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, avaliando a diferença entre os deslocamentos laterais médios (d_s) no topo e na base do piso considerado, tendo em conta os efeitos acidentais de torção
e_{ai}	Excentricidade acidental
e_{ox}	Distância entre centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada
e_{oy}	Distância entre centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção y , perpendicular à direção de cálculo considerada
f_c	Tensão de rotura do betão afetado pelo coeficiente de confiança

f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura de betão à compressão
f_{ctm}	Tensão média de resistência à tração do betão
f_y	Tensão de cedência do aço afetado pelo coeficiente de confiança
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal
h	Altura entre pisos
h_c	Largura do pilar na direção paralela aos varões
k_D	Coefficiente que reflete a classe de ductilidade, igual a 2/3 para a classe DCM
l_{cl}	Comprimento livre do pilar
l_s	Raio de giração da massa do piso em planta
m	Massa do piso
m_i	Massas dos pisos
n	Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos
r_x	Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y
r_y	Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção x
q	Coefficiente de comportamento

q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento, estabelecido em função do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura.
s	Espaçamento da armadura transversal
s_h	Espaçamento entre estribos
q_{cqp}	Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações
q_d	Coeficiente de comportamento em deslocamento o qual admite o valor de q
z	Braço interno da viga, que pode ser calculado por $z = 0,9 \times d$, em que d corresponde à distância entre o centro de gravidade das armaduras tracionadas e a fibra mais comprimida da secção
z_i, z_j	Altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida)

Letras minúsculas gregas

α	Ângulo entre as armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal da viga.
α	Coeficiente de eficácia
α	Coeficiente de homogeneização
α_1	Valor que se multiplica à ação sísmica horizontal para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constante as outras ações de cálculo
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do betão comprimido
α_n	Quociente entre a área efetiva confinada e a área no interior das cintas no plano horizontal que contem as cintas
α_s	Quociente a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas

α_u	Valor pelo qual se multiplica à ação sísmica horizontal para que se formem rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo as outras ações de cálculo constantes
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ_1	Coefficiente de importância
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo do betão
γ_{el}	Fator de redução
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_P	Coefficiente parcial relativo às ações de pré-esforço
γ_s	Coefficiente parcial de segurança relativo do aço
γ_{Rd}	Coefficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, considerado igual a 1,0 para as estruturas da classe DCM
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,0 para a classe DCM
γ_{Rd}	Coefficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão na zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1 para as estruturas da classe DCM
δ_1	Flecha instantânea, considerando as características da secção não fendilhada
δ_∞	Flecha a longo prazo, considerando as características da secção não fendilhada
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço

η	Coeficiente de correção do amortecimento com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras
θ_E	Valor das exigências em deformação retirados da análise
θ_y	Valor da deformação de cedência
θ_{um}	Valor das capacidades em deformações últimas
λ	Fator de correção
μ_ϕ	Fator de ductilidade em curvatura
μ_Δ^{pl}	Exigência de ductilidade em deslocamento
ν	Coeficiente de redução da ação sísmica, que segundo EC8-1 toma o valor de 0,4 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e o valor de 0,55 para a Ação Sísmica do Tipo 2
ν	Coeficiente de Poisson
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por transverso
ν_d	Esforço normal reduzido de cálculo para a situação de projeto sísmica
ρ'	Taxa de armadura da zona comprimida
ρ_d	Percentagem de armadura transversal de reforço, caso exista, em cada direção diagonal
ρ_{sx}	Percentagem de armadura transversal paralela à direção x
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transverso
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal
ϕ_y	Curvatura de cedência na extremidade do elemento
Ψ_0	Coeficiente de combinação para as ações variáveis

Ψ_2	Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis
ω	Taxa mecânica de armadura de tração
ω'	Taxa mecânica de armadura de compressão
$\omega_{\omega d}$	Taxa volumétrica de cintas nas zonas críticas

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A ocorrência de um sismo tem impacto não só ao nível das estruturas, mas também no que concerne à segurança das populações. Por este motivo existe uma crescente preocupação na construção de estruturas sísmo-resistentes.

Até 1958 as normas portuguesas para projetos de engenharia civil não tinham em conta o efeito do sismo, tendo sido criado nesse ano o Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS), que em conjunto com o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU), tornaram-se nas primeiras orientações regulamentares para construção de estruturas face a ação sísmica. Em 1961, o RSCCS foi revogado, sendo aprovado em 18 de Novembro do mesmo ano o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [1][2].

Passados cinco anos, em 1966 foi aprovado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) com algumas disposições descritas no RSCCS. Mesmo depois do aparecimento destes regulamentos não se dava tanta importância aos efeitos da ação sísmica. Apenas a partir de 1983, com a aprovação do Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) é que os efeitos da ação sísmica foram considerados de forma próxima às exigências reais [3].

Apenas na última década do século passado (anos 90) é que foram criados os Eurocódigos, que correspondem a um conjunto de normas para projetos de obras de engenharia civil, comuns aos países pertencentes ao CEN (Comité Europeu da Normalização). Entre estas normas encontram-se os seguintes Eurocódigos: Eurocódigo 0 – Bases para o Projecto de Estruturas (EC0), Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas (EC1), Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas em Betão (EC2) e o Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos.

O EC0 estabelece as combinações de ações e bases de verificação de segurança, enquanto o EC1 define as ações, exceto a ação sísmica [4][5]. O EC2 determina as verificações de segurança e pormenorização dos elementos [6]. Já o EC8 define a ação sísmica e os aspetos para o dimensionamento e pormenorização dos elementos para estruturas resistentes aos sismos [7].

Uma vez que nem todas as regiões dos Estados-membros da União Europeia possuem as mesmas características, os Eurocódigos reservam uma secção em aberto para que cada país possa definir os parâmetros correspondentes a cada região.

Em Portugal os projetos de estruturas de betão armado estão ainda regulamentados pelo RSA e pelo REBAP, mas prevê-se que num futuro próximo os Eurocódigos entrem em vigor visto que representam o futuro do dimensionamento estrutural [8][9].

1.2 Objetivos e organização da dissertação

Na presente dissertação pretende-se dimensionar um edifício de acordo com os pressupostos do Eurocódigo 8 – Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios, e potencialmente avaliar a segurança deste edifício de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3. Desta forma pretende-se analisar os pressupostos da avaliação da segurança de edifícios projetados à luz da nova regulamentação.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação é constituída por quatro capítulos, apresentando-se no primeiro capítulo a organização e objetivos do trabalho.

O segundo capítulo está dividido em três partes. A primeira parte corresponde à modelação da estrutura. Na segunda parte faz-se a análise sísmica do edifício de acordo e por fim na terceira parte procede-se ao dimensionamento e verificação da segurança dos elementos estruturais de acordo com os princípios presentes nos EC0, EC1, EC2 e EC8 - Parte 1.

No terceiro capítulo apresenta-se a avaliação da segurança do edifício em questão de acordo com os pressupostos do Eurocódigo 8 – Parte 3, tendo em conta o dimensionamento feito no capítulo anterior.

No quarto capítulo apresentam-se as conclusões e considerações finais.

2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

2.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo o dimensionamento da estrutura seguindo os EC0, EC1, EC2 e EC8-1. Em primeiro lugar faz-se uma análise dos desenhos de arquitetura, define-se a solução estrutural e avaliam-se as ações a que o edifício está submetido, tendo em atenção os princípios presentes na regulamentação que entrará em vigor brevemente (Eurocódigos).

Posteriormente apresenta-se a descrição das opções tomadas na modelação da estrutura. Por último realiza-se a análise sísmica do edifício e verificam-se os estados limites de acordo com os Eurocódigos 2 e 8.

2.2 Bases arquitetónicas e solução estrutural do edifício em estudo

A estrutura em estudo corresponde a um edifício destinado ao armazenamento de peixe, localizado em Setúbal com uma área de aproximadamente 200m². A cobertura apresenta um degrau sendo que o nível mais baixo encontra-se a Nascente e o mais alto a Poente, estando a laje com menor cota em parte em consola, como se pode observar nas plantas e cortes de arquitetura.

O edifício é constituído por uma estrutura reticulada de pilares e vigas em ambas as direções. Dois dos pilares são interiores e centrais, inicialmente todos com uma secção de 0,30x0,30m², sendo as dimensões das vigas apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Dimensões das vigas do edifício

Viga	a (m)	h (m)
V1	0,30	0,75
V2	0,30	0,60
V3	0,30	0,40
V4	0,30	0,75
V5	0,30	0,40
V6	0,30	0,40
V7	0,30	0,40
V8	0,30	0,40
V9	0,30	0,40
V10	0,30	0,40
V11	0,30	0,40
V12	0,30	0,40

Para a definição dos materiais estruturais tiveram-se em conta as especificações presentes nos Eurocódigos 2 e 8 - Parte 1.

A cláusula 5.3.2 do EC8-1 estipula a utilização de armadura de aço da classe B ou C, nas zonas críticas¹ dos elementos resistentes à ação sísmica, prescrita no o Anexo C do EC2.

Por sua vez, a cláusula 5.4.1.1(1)P do EC8-1 institui que não deve ser utilizado betão de classe inferior a C16/20 nesses elementos. Por fim a cláusula 5.4.1.1(2)P do EC8-1 define que se devem usar apenas varões nervurados nas armaduras nas zonas críticas dos elementos resistentes à ação sísmica das estruturas de classe DCM.

Uma vez avaliadas as condições impostas pelas normas caracterizam-se os materiais adotados:

➤ **Betão**

As características do betão a utilizar basearam-se na Norma NP EN 206-1. Segundo a mesma, as condições de durabilidade deste material dependem das classes de exposição ambiental a que a estrutura está submetida. Analisando de forma sucinta os elementos estruturais em estudo, concluiu-se que as classes de exposição que mais se adaptam ao projeto são a classe XC1(Pt) para os elementos estruturais, sujeitos a ambientes secos ou puramente húmidos. Por sua vez foi utilizada a classe XC2(Pt) em fundações, dado que estão em contacto com o terreno, ambiente húmido raramente seco.

Uma vez escolhida a classe de exposição do betão recorreu-se à Especificação LNEC 464 para determinar a classe de resistência mínima do betão C25/30, com as seguintes características:

$$✓ f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{Quadro 3.1 do EC2})$$

$$✓ f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \quad (\text{Quadro 3.1 do EC2})$$

$$✓ f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa} \quad (\text{Quadro 3.1 do EC2})$$

$$✓ f_{ctk_{0,05}} = 2,0 \text{ MPa} \quad (\text{Quadro 3.1 do EC2})$$

$$✓ f_{ctk_{0,95}} = 3,3 \text{ Mpa} \quad (\text{Quadro 3.1 do EC2})$$

¹ Entende-se por zona crítica a parte do elemento onde se localiza a capacidade dissipativa, ou seja, região onde existe a probabilidade de formação de rótulas plásticas.

- ✓ $E_{cm} = 30,5 \text{ GPa}$ (Quadro 3.1 do EC2)
- ✓ $\nu_c = 0,2$ (Quadro 3.1 do EC2)
- ✓ $\gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3$ (Quadro 3.1 do EC2)

➤ Aço

Visto que poderá ocorrer a plastificação das armaduras nas zonas críticas dos elementos estruturais, utilizou-se um aço da Classe C, que corresponde a um aço com ductilidade alta, mais concretamente o aço A400NR SD, com as seguintes características:

- ✓ $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ (Anexo C do EC2)
- ✓ $E_s = 200 \text{ Gpa}$ (Cláusula 3.2.7 (2) do EC2)
- ✓ $\varepsilon_{uk} \geq 7,5\%$ (Anexo C do EC2)
- ✓ $\gamma_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$ (Artigo 3.2.7 (3) do EC2)
- ✓ $f_{yd} = 348 \text{ Mpa}$

2.3 Ações

Nesta secção foram tidos em conta os pressupostos presentes nos EC0 e EC1 para definição das ações e combinações de ações.

2.3.1 Cargas Permanentes e sobrecargas

As cargas permanentes resultam de dois conjuntos de ações, sendo o primeiro composto unicamente pelo peso próprio da estrutura. Por sua vez, o segundo conjunto designado por restante carga permanente (RCP) engloba o peso dos materiais não estruturais, neste caso, o peso próprio do revestimento. O revestimento da estrutura em estudo é constituído por uma camada de forma com um peso de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Os valores das sobrecargas da estrutura foram definidos a partir da Tabela 6.10 do EC1, que estabelece $0,4 \text{ kN/m}^2$ para coberturas da categoria H (não acessíveis). Foi também tida em conta a cláusula 9.8.3 (2) do EC2, que define uma carga de 10 kN/m para as vigas de fundação.

2.3.2 Ação Sísmica

Para a definição da ação sísmica, usada na análise e dimensionamento estrutural, foram considerados os princípios nos quais se fundamenta o EC8-1. Segundo a cláusula 1.1.1(1)P do EC8-1, as estruturas sujeitas a ações sísmicas devem garantir os seguintes requisitos:

- ✓ Proteção das vidas humanas;
- ✓ Limitação dos danos;
- ✓ Garantir operacionalidade das estruturas importantes para a proteção civil.

De acordo com a cláusula 2.1(1)P do EC8-1 é necessário garantir, com certo grau de fiabilidade, o não colapso da estrutura e a limitação de danos. Apenas desta maneira se poderá assegurar o cumprimento dos requisitos supracitados.

O primeiro requisito, não ocorrência de colapso, está relacionado com o Estado Limite Último e tem como finalidade a precaução da ocorrência de um colapso global ou local da estrutura quando sujeita à ação sísmica, assegurando simultaneamente a integridade estrutural e a capacidade resistente residual. Por sua vez, o segundo requisito, limitação de danos, está associado ao Estado Limite de Utilização e tem como objetivo garantir que a estrutura resista à ação sísmica sem que ocorram danos e limitação da utilização.

2.3.2.1 Zonas Sísmicas

No EC8-1 são designados dois tipos distintos de ação sísmica com distâncias focais, magnitudes e durações diferentes: a Ação do Tipo 1 e a Ação do Tipo 2. Estas Ações Sísmicas são definidas de forma probabilística com base nas zonas sismogênicas [10].

A Ação Sísmica do Tipo 1 está associada a sismos com epicentro na falha que separa as placas tectónicas africana e europeia, com elevada magnitude, maior duração, grande distância focal e frequências baixas. Por outro lado, a Ação Sísmica do Tipo 2 está associada a sismos com magnitude moderada, menor duração, pequena distancia focal, elevadas frequências, e com epicentro em território nacional [10].

Para ambos os tipos de ação sísmica são definidas cinco zonas, associadas a valores de aceleração máxima de referência (a_{gR}) diferentes. O EC8-1 estabelece que para Portugal Continental é necessário considerar os dois tipos de Ações Sísmicas, estando

Setúbal, onde se localiza o edifício em estudo, na Zona 1.3 para a Ação Sísmica do Tipo 1, e na Zona 2.3 para a Ação Sísmica do Tipo 2. Quanto às Regiões Autónomas, o regulamento define que seja considerada apenas a Ação Sísmica do Tipo 1 para o Arquipélago da Madeira, e a Ação Sísmica do Tipo 2 para o Arquipélago dos Açores, como se pode observar na Figura 2.1 [10].

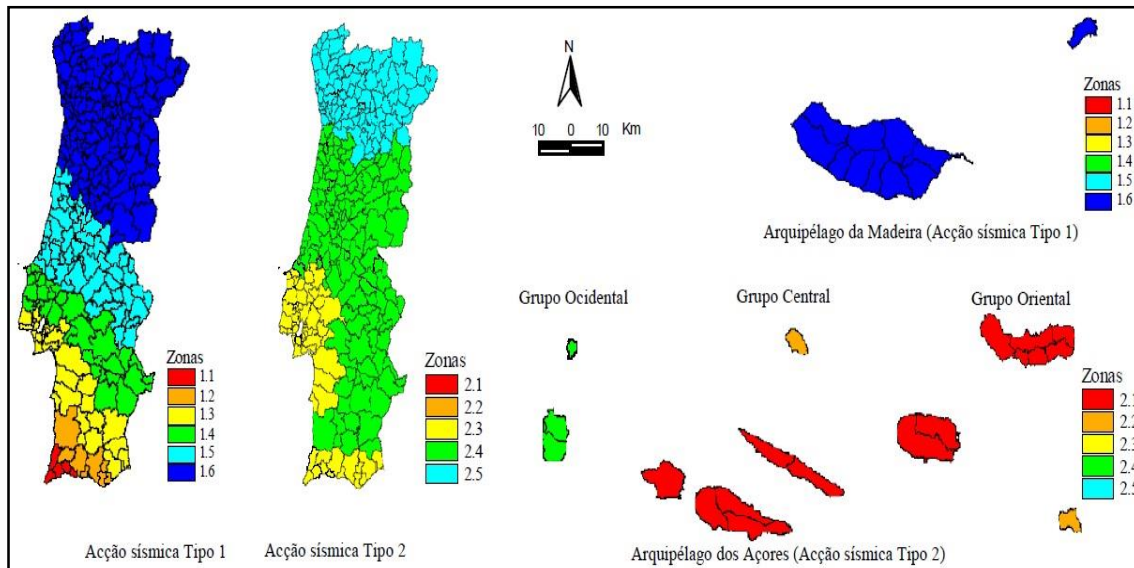


Figura 2.1 – Zonamento sísmico de Portugal para os dois tipos de Ação Sísmica (7)

2.3.2.2 Tipos de Terreno

Um dos fatores a ter em conta no dimensionamento sísmico é o tipo de terreno, uma vez que a resistência sísmica de um edifício depende também das condições do terreno onde está construído. Sendo assim, a cláusula 3.1.2 do EC8-1 define sete tipos de terreno (A, B, C, D, E, S₁ e S₂) que são classificados segundo os seguintes parâmetros:

- ✓ Velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$);
- ✓ Valores obtidos no ensaio N_{spt} ;
- ✓ Resistência não drenada do solo (C_u).

Após a análise destes aspetos concluiu-se que o terreno do edifício em estudo é do tipo C.

2.3.2.3 Classes de Importância

Segundo a cláusula 4.2.5(1)P do EC8-1 os edifícios podem ser classificados em quatro classes de importância, distintas entre si pelas consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil após um evento sísmico. As classes de importância e seus respectivos coeficientes de importância são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classes de importância e respectivos coeficientes de importância [7]

Classes de importância	Edifícios	Coefficiente de importância
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como edifícios agrícolas	0,8
II	Edifícios correntes que não pertencem às outras categorias	1,0
III	Edifícios onde a resistência sísmica é importante tendo em conta as consequências associadas ao colapso, como escolas	1,2
IV	Edifícios com importância vital para a proteção civil e para a segurança pública, como hospitais e quartéis de bombeiros	1,4

Uma vez que o edifício em estudo é um edifício corrente, de acordo com a Tabela 2.2 é possível concluir que pertence à classe de importância II apresentando um coeficiente de importância de 1,0.

2.3.2.4 Representação da Ação Sísmica

O movimento sísmico num determinado ponto da superfície do terreno, segundo a cláusula 3.2.2.1(1)P do EC8-1, pode ser representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por “*espectro de resposta*”.

De acordo com a cláusula 3.2.2.2 do EC8-1 a ação sísmica em território nacional pode ser representada através de espectros de resposta do tipo 1 e espectro de resposta do tipo

2, como se pode ver na Figura 2.2, onde se pode verificar que os terrenos mais brandos estão sujeitos a acelerações mais elevadas.

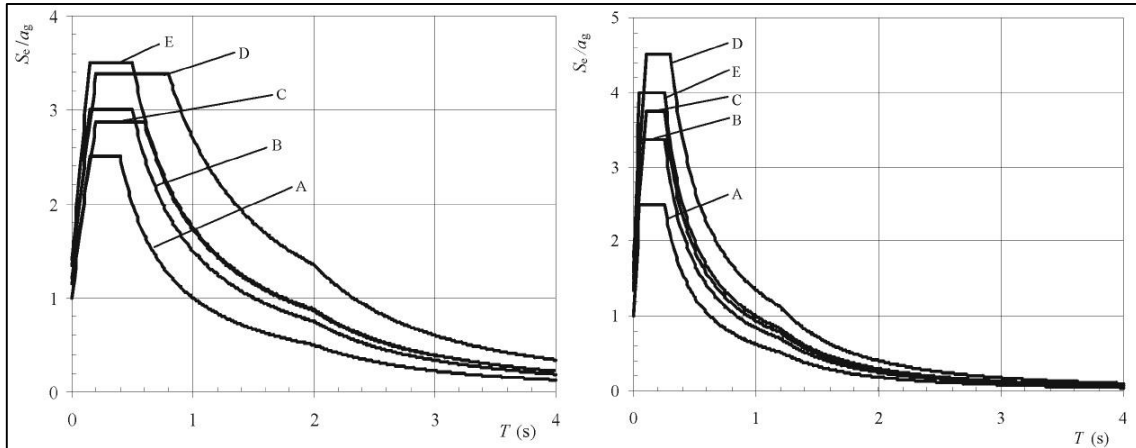


Figura 2.2 – Espectros de resposta para Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5 % [7]

➤ **Resposta elástica horizontal.**

Segundo a cláusula 3.2.2.2 do EC8-1, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$, para as componentes horizontais, para um coeficiente de amortecimento igual a 5% é definido através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

Sendo:

- ✓ $S_e(T)$ – Espectro de resposta elástica;
- ✓ T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- ✓ T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração constante;
- ✓ T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração constante;
- ✓ T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- ✓ S – Coeficiente do solo;
- ✓ q – Coeficiente de comportamento ²;
- ✓ β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado de 0,2);
- ✓ a_g – Valor de cálculo da aceleração a superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);
 - a_{gR} – Valor de referência da aceleração mínima na à superfície para um terreno do tipo A;
 - γ_1 – Coeficiente de importância.

O valor do coeficiente de solo (S), em Portugal, pode ser calculado segundo as seguintes expressões (Anexo Nacional-3.2.2.2(2)P do EC8 – Parte 1):

$$\text{se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad \Rightarrow \quad S = S_{max} \quad (2.5)$$

$$\text{se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \quad \Rightarrow \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (2.6)$$

$$\text{se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad \Rightarrow \quad S = 1,0 \quad (2.7)$$

➤ Resposta elástica vertical

De acordo com a cláusula 3.2.2.3(1)P do EC8-1 as expressões que permitem determinar a componente vertical da ação sísmica $S_{ve}(T)$ são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_{vg} \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3 - 1) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \quad (2.9)$$

² Os aspetos relacionados com o coeficiente de comportamento q são abordados no ponto 2.5.4.

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (2.11)$$

Sendo:

- ✓ a_{vg} – Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical;
- ✓ η – Coeficiente de correção do amortecimento com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais podem observar-se na Tabela 2.3 (referente ao NA do EC8-1).

Tabela 2.3 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais [7]

Ação sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,00

A cláusula 4.3.3.5.2(1)P do EC8-1 estabelece que se o valor de a_{vg} for superior a $2,5\text{m/s}^2$, deve ser considerada a componente vertical da ação sísmica para os seguintes casos:

- ✓ Elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com 20m ou mais;
- ✓ Elementos horizontais ou quase horizontais em consola com um comprimento superior a 5m;
- ✓ Vigas que suportam pilares;
- ✓ Estruturas com isolamento base.

Para o edifício em análise os valores da aceleração à superfície do terreno na direção vertical são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Determinação do parâmetro a_{vg}

Ação Sísmica	γ_1	a_{gr} (m/s ²)	a_g (m/s ²)	a_{vg} (m/s ²)
Tipo 1	1,0	1,5	1,5	1,125
Tipo 2	1,0	1,7	1,7	1,615

Analisando os parágrafos anteriores chega-se à conclusão que no caso em estudo não é necessário considerar a componente vertical da ação sísmica uma vez que os valores de a_{vg} são inferiores a 2,5 m/s².

2.3.2.5 Combinações de Ações

De modo a verificar os Estados Limites tiveram-se em conta os pressupostos relativos às combinações de ações presentes no EC0. Para o dimensionamento do edifício em estudo foram consideradas as seguintes combinações:

- ✓ Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental (Cláusula 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.12)$$

- ✓ Estados Limites Últimos - Ação Sísmica (Cláusula 6.4.3.4 do EC0);

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.13)$$

- ✓ Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente (Cláusula 6.5.3 (c) do EC0);

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j} G_{k,j} + \sum_{j > 1} \gamma_P P + \sum_{i > 1} \gamma_Q \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Onde:

- “+” – Significa “a combinar com”;
- Σ – Significa “o efeito combinado de”;
- γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
- γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
- γ_P – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço;
- Ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- Ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;
- G_k – Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;
- P – Valor da ação do pré-esforço;
- A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$);
 - A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência;
 - γ_1 – Coeficiente de importância.

Os coeficientes parciais encontram-se definidos no Quadro A1.2(B) do EC0, os quais tomam os valores de 1,35 para as ações permanentes e 1,5 para as ações variáveis.

Uma vez analisados os requisitos anteriormente mencionados, e tendo em conta os pressupostos presentes no EC8-1 relativos aos efeitos de torção acidental (TA) referidos no ponto 2.5.6, as combinações de ações e os seus respetivos coeficientes parciais utilizados no dimensionamento do projeto em estudo são:

- ✓ Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental:

$$1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times Q \quad (2.15)$$

- ✓ Estados Limites Últimos – Ação Sísmica ± Efeitos Acidentais de Torção:

$$\text{Combinação 1: } (PP + RCP) + A_{sismo1} \quad (2.16)$$

$$\text{Combinação 2: } (PP + RCP) + A_{sismo2} \quad (2.17)$$

$$\text{Combinação 3: } (PP + RCP) + A_{sismo1} + TA \quad (2.18)$$

$$\text{Combinação 4: } (PP + RCP) + A_{sismo1} - TA \quad (2.19)$$

$$\text{Combinação 5: } (PP + RCP) + A_{sismo2} + TA \quad (2.20)$$

$$\text{Combinação 6: } (PP + RCP) + A_{sismo2} - TA \quad (2.21)$$

- ✓ Estados Limites de Utilização: Combinação Quase-Permanente:

$$(PP + RCP) \quad (2.22)$$

Sendo:

- PP – Peso próprio;
- RCP – Restantes cargas permanentes;
- Q – Sobrecarga;
- A_{sismo1} – Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 1;
- A_{sismo2} – Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 2;
- TA – Efeitos acidentais de torção.

Para as combinações dos Estados Limites de Utilização e dos Estados Limites Últimos relativos à ação sísmica, não foram considerados os valores das cargas variáveis uma vez que a sobrecarga do edifício em estudo é do tipo H e segundo o Quadro A1. 1 do ECO apresentam o valor de Ψ_2 nulo.

2.4 Modelação

O modelo do edifício foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000 [11], considerando-se apenas os elementos estruturais como mostra a Figura 2.3.

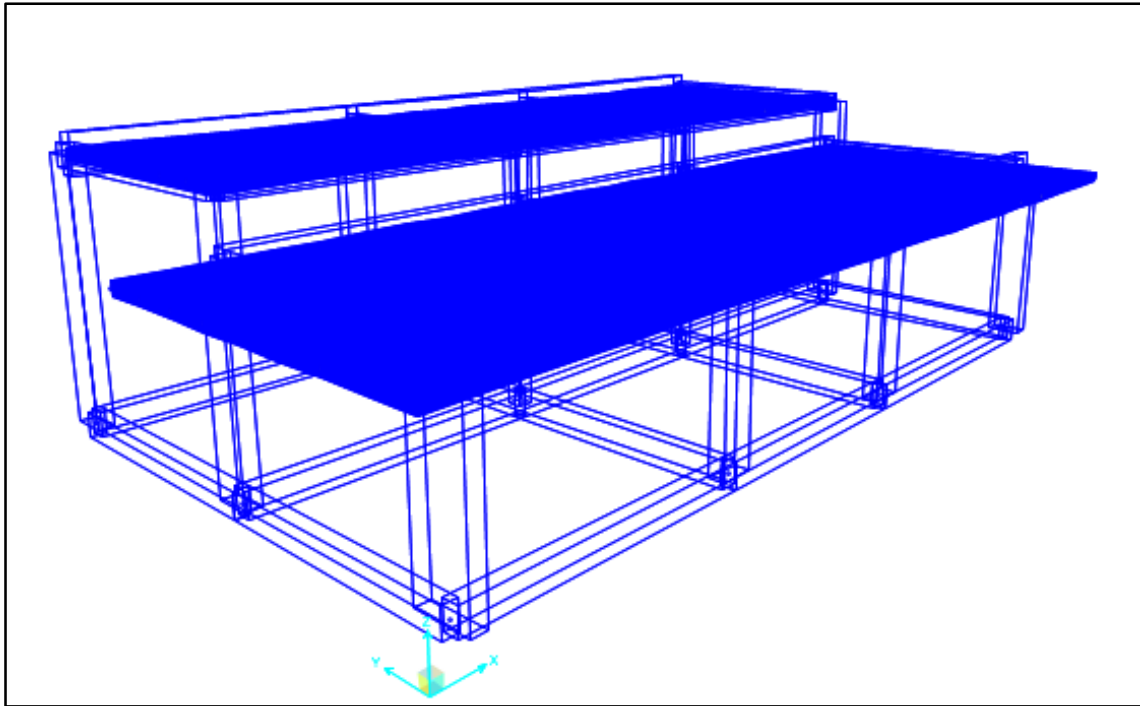


Figura 2.3 – Vista 3D do edifício em SAP2000

Em primeiro lugar teve-se em atenção a definição das unidades usadas no modelo, adotando-se as unidades do Sistema Internacional, m para as distâncias, kN para as forças e kN.m para os momentos.

Para a modelação da estrutura foi criada uma malha com as distâncias em XY correspondentes ao limite do edifício e as distâncias entre os eixos dos pilares. Para o eixo Z teve-se em atenção a altura de cada nível de laje, considerando-se que o topo das sapatas de fundação se encontram 50cm abaixo do piso térreo. Uma vez definidas estas distâncias a malha passou a ter uma dimensão de 18,62 m segundo a direção X, 11,65 m segundo Y e 4,99 m segundo Z.

Em seguida foram definidos os materiais constituintes da estrutura: betão e aço, como se pode observar na Figura 2.4, cujas características foram abordadas na secção 2.2

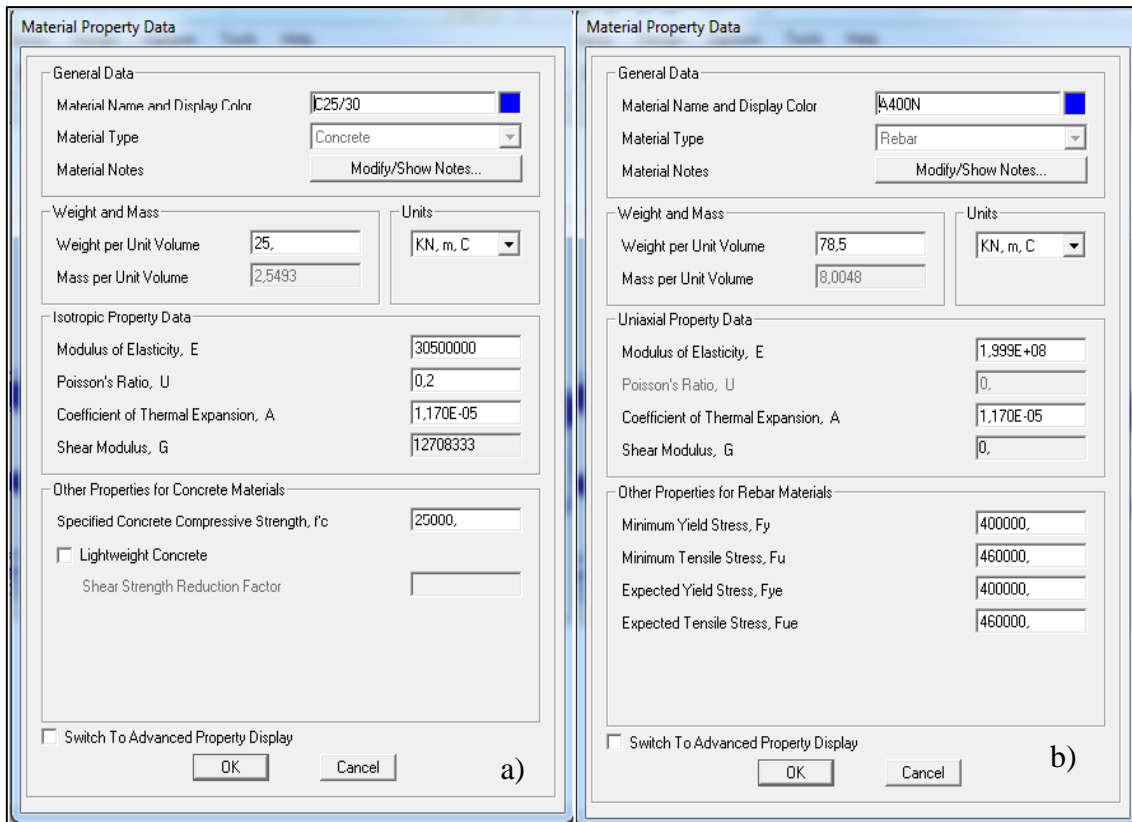


Figura 2.4 – Materiais estruturais a) betão; b) aço

Uma vez estabelecidos os materiais estruturais prosseguiu-se à modelação dos elementos estruturais. Para a definição dos pilares foram usados elementos barra (*frame*) do tipo “*column*”, onde se teve em conta as dimensões e tipo de material, como se pode observar na Figura 2.5.

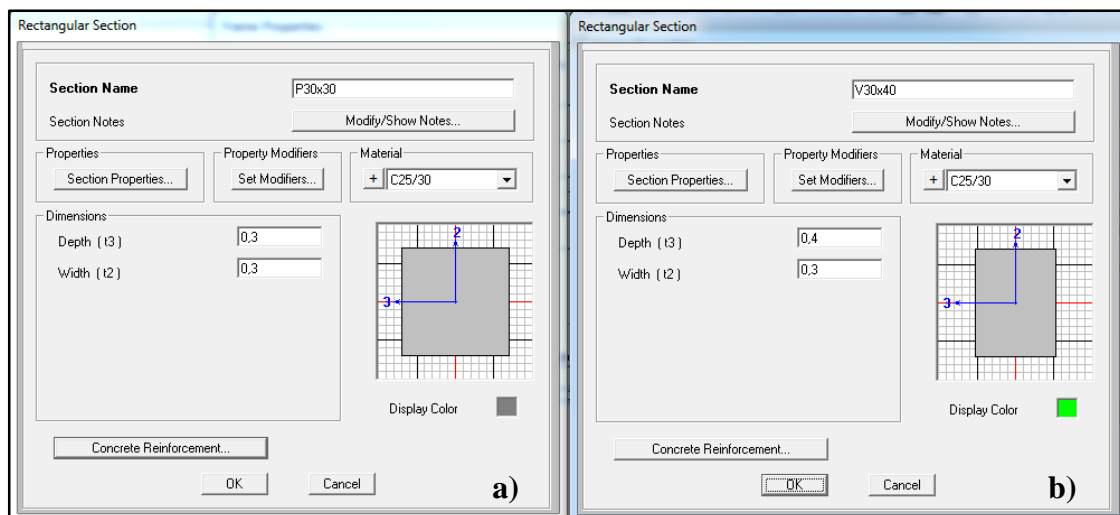


Figura 2.5 – Características de elementos. a) Pilar b) Viga

As dimensões dos pilares foram atribuídas atendendo aos eixos locais definidos pelo programa, estando os eixos locais 2 e 3 no plano XY, e o eixo local 1 perpendicular a este plano. De notar que os eixos locais 1, 2 e 3 são paralelos aos eixos Z, X e Y, respetivamente. Ainda foram também considerados os aspetos relacionados com as armaduras tais como: tipo de aço, configuração das armaduras e recobrimento.

A modelação das vigas foi realizada de modo similar à dos pilares, sendo que para a modelação destes elementos usaram-se elementos “frame” do tipo “beam”, e os eixos locais tomam outra orientação. O eixo local 3 é paralelo ao eixo Z, como se pode verificar na Figura 2.5 b), e o eixos locais 1 e 2 paralelos a X ou Y dependendo da disposição espacial da viga. Atendendo à cláusula 4.3.1 (7)³ do EC8-1, os momentos de inércia das secções dos pilares e vigas foram diminuídos para metade do seu valor original.

As lajes foram tidas em consideração na modelação da estrutura, de modo a garantir o comportamento de diafragma rígido do piso, ou seja, de modo que a deformação do piso no seu plano fosse desprezável e provocasse um efeito reduzido na distribuição das forças entre elementos verticais [7].

³ De acordo com a cláusula 4.3.1(7) do EC8-1, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão armado e de alvenaria são iguais a metade da rigidez correspondentes dos elementos não fendilhados, a não ser que seja realizada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados.

Para definir a laje do edifício foram considerados elementos de área do tipo “*Shell-Thick*”, como mostra a Figura 2.6. Este tipo de modelação da laje é aconselhável, a não ser que existam distorções notáveis na mesma, má qualidade dos elementos e se as deformações por esforço transversal forem mínimas [11].

Tal como nos elementos sísmicos primários, também se teve em atenção a dimensão e o tipo de material da laje.

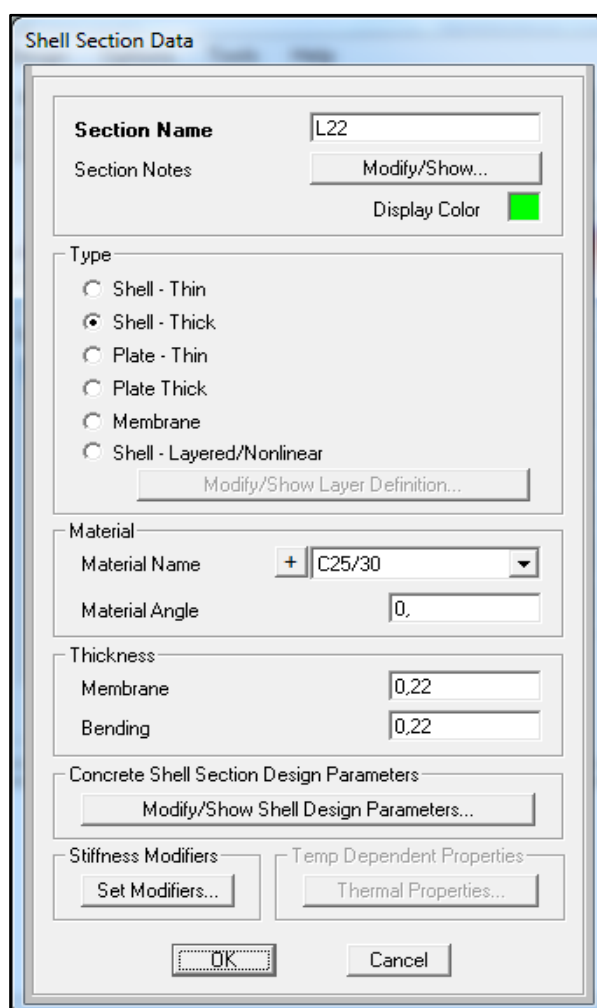


Figura 2.6 – Definição da laje do edifício

Uma vez concluída a caracterização dos elementos estruturais passou-se à introdução do espectro de resposta calculado de acordo com o ponto 2.5.5, prosseguindo-se assim para a definição das ações e combinações de ações abordadas anteriormente no ponto 2.3.

Para que a laje mantivesse o comportamento de diafragma rígido na análise do modelo do edifício e dimensionamento estrutural, bloquearam-se todos os nós da daquela com a opção “*diaphragm*” do tipo “*auto*”, como se pode observar na Figura 2.7, para que a cobertura tivesse o comportamento de diafragma rígido.



Figura 2.7 – Bloqueio dos nós da laje

Após a conclusão da modelação e análise da estrutura constatou-se que os pilares com as dimensões iniciais apresentavam armadura superior à armadura máxima (4%), tendo-se assim de alterar a dimensão dos pilares. Como se pode verificar na Tabela 2.5 apenas os pilares centrais permaneceram com as mesmas dimensões.

Tabela 2.5 – Alteração das dimensões dos pilares

Pilar	Dimensões iniciais		Dimensões finais	
	a (m)	b (m)	a (m)	b (m)
P1	0,30	0,30	0,30	1,10
P2	0,30	0,30	0,70	0,30
P3	0,30	0,30	0,70	0,30
P4	0,30	0,30	0,30	0,70
P5.1	0,30	0,30	0,30	0,70
P5.2	0,30	0,30	0,30	0,70
P6.1	0,30	0,30	0,30	0,30
P6.2	0,30	0,30	0,30	0,30
P7.1	0,30	0,30	0,30	0,30
P7.2	0,30	0,30	0,30	0,30
P8.1	0,30	0,30	0,30	0,70
P8.2	0,30	0,30	0,30	0,70
P9	0,30	0,30	0,30	0,70
P10	0,30	0,30	0,70	0,30
P11	0,30	0,30	0,70	0,30
P12	0,30	0,30	0,30	0,70

Após estas alterações foi necessário recalcular a estrutura, sendo que nos próximos capítulos todos os valores e análises são efetuados com as novas dimensões.

2.5 Análise Sísmica

Quando um sismo ocorre há uma propagação de ondas pelos solos, que são transmitidas à estrutura através das fundações [10].

2.5.1 Análise modal

De acordo com a cláusula 4.3.3.3.1(3) do EC8-1, devem considerar-se as respostas dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta global de uma estrutura. Este requisito pode ser satisfeito se puder ser demonstrada uma das seguintes condições:

- ✓ A soma das massas totais efetivas tidas em conta na análise modal representa mais de 90% da massa total da estrutura;
- ✓ Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são tidos em conta.

Neste sentido, optou-se por considerar os 12 modos de vibração que o programa de cálculo automático apresenta por defeito para a análise da estrutura, tendo-se obtido o período e a frequência para cada modo de vibração, apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Frequências e períodos da estrutura

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	0,552	1,81
2	0,514	1,95
3	0,394	2,54
4	0,124	8,08
5	0,121	8,26
6	0,114	8,78
7	0,112	8,95
8	0,108	9,23
9	0,106	9,47
10	0,099	10,09
11	0,095	10,49
12	0,094	10,60

A cláusula 4.3.3.3.2 do EC8-1 define que as respostas de dois modos de vibração, T_i e T_j , podem ser considerados independentes entre si se $T_j \leq 0,9T_i$. Caso não se verifique esta condição, a mesma cláusula prevê que se devem adotar métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a “Combinação Quadrática Completa”. Esta combinação foi utilizada na modelação estrutural do edifício, como se pode observar na Figura 2.8.

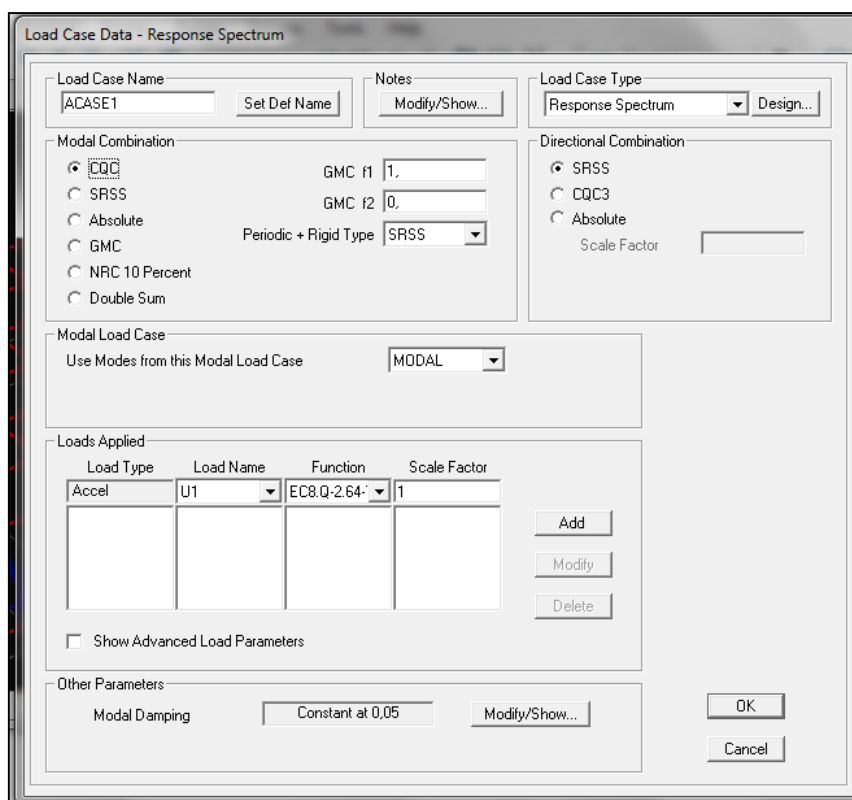


Figura 2.8 – Combinação dos modos de vibração

Relativamente aos fatores de participação de massa dos diferentes modos de vibração, obtiveram-se os seguintes valores (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 – Fatores de participação de massa por modo de vibração

Modo	U_x	$\Sigma(U_x)$	U_y	$\Sigma(U_y)$	R_z	$\Sigma(U_z)$
1	0,0009	0,0009	0,9889	0,9889	0,0550	0,0025
2	0,9621	0,9631	0,0017	0,9906	0,0001	0,0302
3	0,0359	0,9990	0,0027	0,9932	0,0000	0,9921
4	0,0002	0,9992	0,0016	0,9949	0,0736	0,9921
5	0,0002	0,9994	0,0006	0,9954	0,0390	0,9924
6	0,0000	0,9994	0,0000	0,9954	0,0519	0,9924
7	0,0001	0,9995	0,0000	0,9955	0,0018	0,9924
8	0,0003	0,9998	0,0000	0,9955	0,0001	0,9924
9	0,0000	0,9998	0,0013	0,9968	0,0004	0,9925
10	0,0000	0,9998	0,0000	0,9968	0,0006	0,9925
11	0,0000	0,9998	0,0003	0,9971	0,0410	0,9926
12	0,0000	0,9998	0,0002	0,9973	0,0468	0,9926

Como se pode verificar na Tabela 2.7, os dois primeiros modos apresentam mais de 95% da massa total da estrutura, cumprindo assim o critério supracitado, enquanto que nos outros modos movimenta-se menos de 5% da massa total.

Os períodos correspondentes ao primeiro e ao segundo modo de vibração representam os períodos fundamentais de vibração⁴, para as direções y e x, respetivamente.

2.5.2 Regularidade estrutural

Para efeitos de dimensionamento, os edifícios podem ser classificados em regulares ou não regulares. Tanto as características geométricas da estrutura, como a disposição espacial dos elementos estruturais influenciam na distribuição das massas, que por sua vez afetam o comportamento sísmico de um edifício.

A verificação dos critérios associados à regularidade em planta e em altura tem implicações no modelo estrutural, no método de análise e no coeficiente de comportamento.

2.5.2.1 Regularidade em planta

A regularidade em planta está associada à geometria da planta do edifício e à organização dos elementos resistentes [13]. A cláusula 4.2.3.2 do EC8-1 estabelece que, para que um edifício seja classificado como regular em planta tem de satisfazer todas as seguintes condições:

- a) A estrutura do edifício, em planta, deve apresentar uma rigidez lateral e distribuição de massas aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- b) O edifício deve apresentar uma configuração compacta, ou seja, cada piso deve ser delimitado por uma poligonal convexa. Se existirem ângulos reentrantes,

⁴ O conceito de período fundamental de vibração (T_1) é utilizado no cálculo da força de corte sísmica na base e do fator de ductilidade em curvatura, abordados nos pontos 2.5.6 e 2.6.1.1 2.6.1.1.1 a) respetivamente.

caso a rigidez do piso em planta não seja afetada por esses recuos, e se a área existente entre o contorno de cada piso e a linha poligonal envolvente não ultrapasse os 5% da área do piso, poderá ser considerada a regularidade em planta;

- c) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande quando comparada com a rigidez lateral dos elementos verticais, de modo que a distribuição das forças entre os elementos seja pouco afetada pela deformação do piso.
- d) A esbelteza λ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde:

$$\lambda = \frac{L_{m\acute{a}x}}{L_{m\acute{i}n}} \quad (2.23)$$

Em que, $L_{m\acute{a}x}$ e $L_{m\acute{i}n}$ representam a maior e a menor dimensão do edifício em planta, respetivamente, medidas em direções ortogonais.

- e) Em cada nível e para cada direção ortogonal de cálculo (x e y), a excentricidade estrutural (e_0) e o raio de torção r devem verificar as seguintes condições:

$$\begin{cases} e_{ox} \leq 0.30 \times r_x \\ e_{oy} \leq 0.30 \times r_y \end{cases} \quad (2.24)$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad (2.25)$$

Onde:

- ✓ e_{ox} – Distância entre centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;
- ✓ e_{oy} – Distância entre centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção y , perpendicular à direção de cálculo considerada;
- ✓ r_x – Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y ;

- ✓ r_y – Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção x ;
- ✓ l_s – Raio de giração da massa do piso em planta.

f) O centro de rigidez nos edifícios com apenas um piso é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. O raio de torção r é determinado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez global e a rigidez lateral numa direção, atendendo a todos os elementos sísmicos primários na direção considerada, ou seja:

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_Y}} \\ r_Y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_X}} \end{cases} \quad (2.26)$$

Sendo:

- K_X – Rigidez de translação segundo o eixo x ;
- K_Y – Rigidez de translação segundo o eixo y ;
- K_θ – Rigidez de torção.

A rigidez de torção e a rigidez global podem ser calculadas tendo em atenção a equação de equilíbrio que é dada pelas seguintes expressões:

$$\begin{cases} F = K \times U \\ M = K \times \theta \end{cases} \quad (2.27)$$

No que concerne ao raio de giração foi considerada a seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (2.28)$$

Em que:

- ✓ I_p – Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso;
- ✓ m – Massa do piso.

Caso a planta do piso seja aproximadamente retangular e admitindo que as massas estão distribuídas uniformemente pelo piso, o parâmetro l_s pode ser determinado através da seguinte expressão [9]:

$$l_s = \sqrt{\frac{(a^2 + b^2)}{12}} \quad (2.29)$$

Considerou-se o edifício dividido em duas frações: Poente e Nascente, atendendo ao desnível entre as respetivas lajes de cobertura. Uma vez analisados os aspetos relativos à regularidade em planta anteriormente referidos, chegou-se aos resultados apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Esbelteza (λ) do edifício

Fração	L_{\max} (m)	L_{\min} (m)	λ
Poente	16,96	4,98	3,41
Nascente	16,96	5,00	3,39

Sendo assim, o edifício em estudo cumpre a condição d) do ponto 2.5.2.1, uma vez que a esbelteza (λ) é inferior a 4. Para a determinação das excentricidades de cada fração do edifício, foram calculadas as coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez representados na Tabela 2.9 e na Figura 2.9.

Tabela 2.9 – Raio de giração do piso, coordenadas do centro de massa (C.M) e do centro de rigidez (C.R), valor da excentricidade estrutural do edifício

Fração	l_s (m)	C.M.		C.R.		e_{ox} (m)	e_{oy} (m)
		x (m)	y (m)	x (m)	y (m)		
Poente	5,68	9,31	3,07	6,84	2,53	2,47	0,54
Nascente	5,10	10,14	8,64	10,14	10,73	0,00	2,09

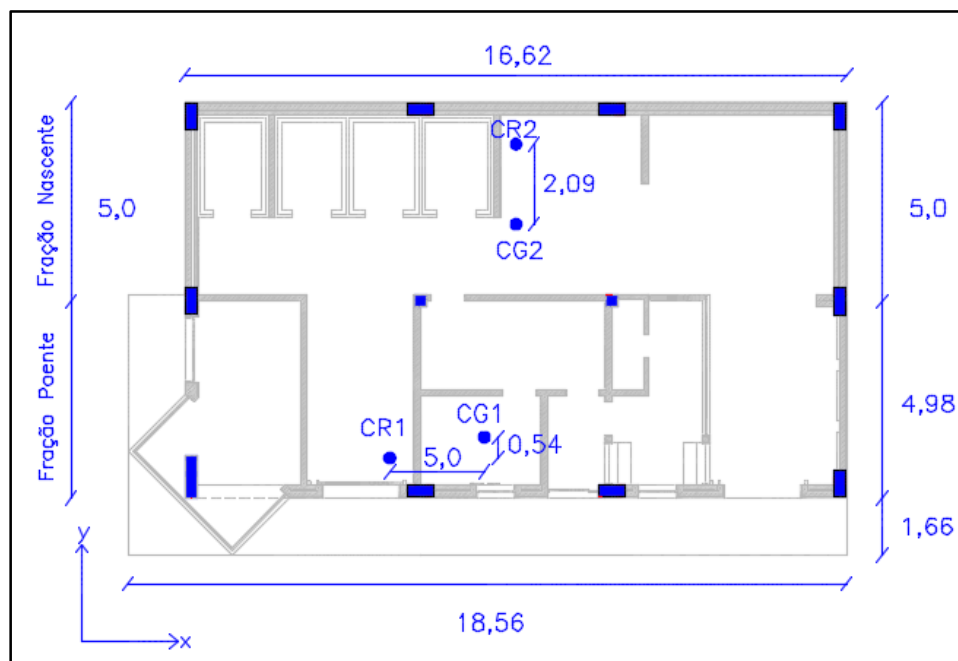


Figura 2.9 – Posição do gravidade e do centro de rigidez da estrutura

Na Figura 2.9, os pontos CG_i e CR_i correspondem respetivamente ao centro de gravidade e ao centro de rigidez, de cada fração i , em que i representa a fração a nascente ou a poente. O cálculo do centro de rigidez de cada fração encontra-se no Anexo 5.2.

De modo a calcular a rigidez de translação e rotação, foram aplicadas forças e momentos ao modelo no centro de rigidez de cada fração, permitindo obter o deslocamento provocado por cada força e a rotação provocada pelo momento. Deste modo foi possível determinar o raio de giração através da expressão (2.26) do presente documento, e obter os resultados presentes na Tabela 2.10 e na Figura 2.11.

Tabela 2.10 – Determinação dos deslocamentos e rotação impostos à estrutura

Fração	F_x (kN)	U_x (m)	F_y (kN)	U_y (m)	M_z (kN.m)	θ_z (rad)
Poente	1000	1,58E-02	1000	1,68E-02	1000	2,20E-04
Nascente	1000	1,86E-02	1000	2,27E-02	1000	3,20E-04

Tabela 2.11 – Determinação da rigidez de translação e rotação

Fração	l_s (m)	K_x (k/m)	K_y (kN/m)	K_θ (kN/m)	r_x (m)	r_y (m)	$0,3.r_x$ (m)	$0,3.r_y$ (m)
Poente	5,68	6,29E+04	5,92E+04	4,55E+06	8,76	8,50	2,63	2,55
Nascente	5,10	5,35E+04	4,39E+04	3,13E+06	8,44	7,64	2,53	2,29

Uma vez analisadas a Tabela 2.10 e a Tabela 2.11 e tendo em conta a condição e) do ponto 2.4.2.1, chegou-se a conclusão que o edifício é regular em planta.

2.5.2.2 Regularidade em altura

De acordo com a cláusula 4.2.3.2 do EC8-1 um edifício é considerado regular em altura se cumprir os seguintes requisitos:

- a) Em cada piso a massa e a rigidez manterem-se constantes, ou se apresentarem variações que sejam variações graduais, desde a base até o topo do edifício.
- b) Quando o edifício apresenta recuos aplicam-se os seguintes requisitos adicionais:
 - ✓ Se os recuos forem sucessivos e mantiverem uma simetria axial, em qualquer piso o recuo não deve exceder os 20% da dimensão em planta no nível inferior na direção do recuo. Nesta situação podem existir dois casos, que se distinguem entre si pela localização do recuo, como se pode observar na Figura 2.10.

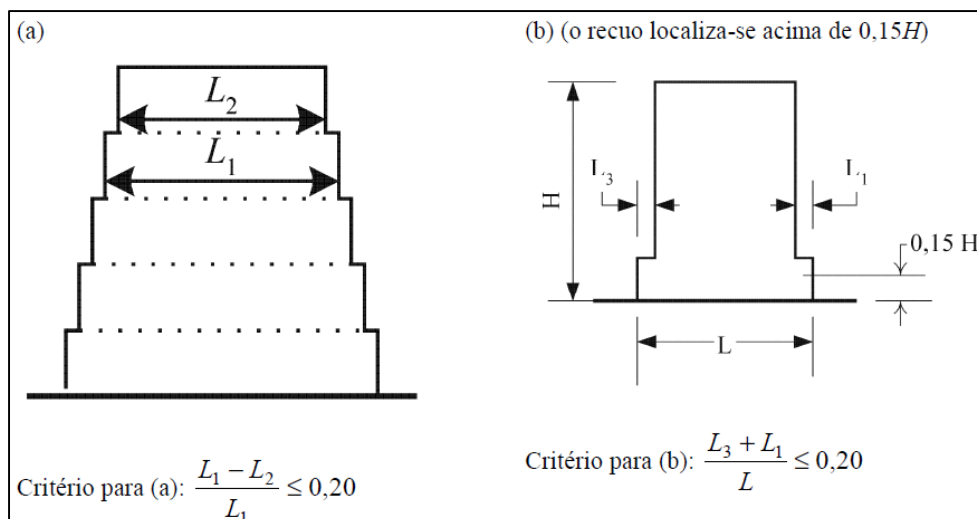


Figura 2.10 – Critérios de regularidade em altura para os casos a) e b) [7]

- ✓ Caso exista apenas um recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, como se pode ver na Figura 2.11, o recuo não deve exceder os 50 % da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso a estrutura da zona da base localizada no interior da projecção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir no mínimo a 75% da força horizontal que se desenvolve nesta zona de um edifício semelhante sem alargamento da base.

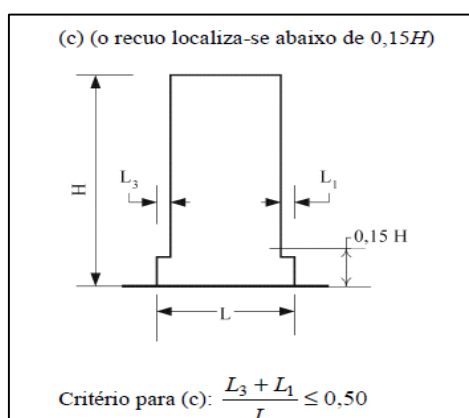


Figura 2.11 – Critérios de regularidade em altura para o caso c) [7]

- ✓ Se os recuos não forem simétricos, a soma dos recuos em cada face não deve exceder os 30% da dimensão em planta ao nível do primeiro piso, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior, como se pode observar na seguinte figura (Figura 2.12).

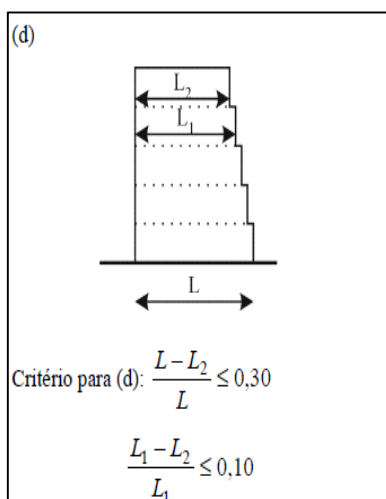


Figura 2.12 – Critérios de regularidade em altura para recuos não simétricos [7]

Uma vez que o edifício em questão apresenta um recuo com aproximadamente metade da dimensão em planta na direcção y, não é verificada a regularidade em altura.

2.5.3 Elementos Sísmicos Primários e Secundários

A cláusula 4.2.2 do EC8-1 estabelece que os elementos estruturais podem ser classificados em dois tipos, que se distinguem entre si pela capacidade de resistir à ação sísmica. O primeiro tipo corresponde aos elementos sísmicos primários, que consistem em elementos projectados para resistir à ação sísmica, tendo em conta as regras específicas do EC8-1. Já o segundo tipo diz respeito aos elementos sísmicos secundários, que são elementos que não fazem parte do sistema resistente as ações sísmicas.

Na prática, é vantajoso considerar todos os elementos estruturais com capacidade de dissipação de energia como sendo primários, mobilizando assim toda a estrutura para

resistir à ação sísmica [9]. Por este facto, no edifício em estudo todos os elementos sísmicos foram considerados como primários.

2.5.4 Coeficiente de Comportamento

O EC8-1 define o coeficiente de comportamento como sendo o fator que se utiliza para efeitos de cálculo, com o objetivo de reduzir as forças obtidas numa análise linear, de forma a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura. Está associado o material e ao sistema estrutural.

Segundo a cláusula 5.2.2.2(1)P do EC8-1 o coeficiente de comportamento é obtido tendo em conta a seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.30)$$

Sendo:

- ✓ q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento, estabelecido em função do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura.
- ✓ K_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, que segundo a cláusula 5.2.2.2(11)P assume o valor unitário para sistemas porticados.

O valor básico do coeficiente de comportamento depende da classe de ductilidade do sistema. Na cláusula 5.2.1 do EC8-1 estabelecem-se três tipos de classes de ductilidade: Classe de Ductilidade Baixa (DCL – Ductility Class Low), Classe de Ductilidade Média (DCM - Ductility Class Medium) e Classe de Ductilidade Alta (DCH - Ductility Class High).

As estruturas com Classe de Ductilidade Baixa apresentam uma baixa capacidade de dissipação de energia e a sua conceção deve fundamentar-se apenas nas exigências de dimensionamento e pormenorização presentes no EC2 (Cláusula 5.2.1(2)P do EC8-1). Para este tipo de estruturas o coeficiente de comportamento varia entre os 1,5 e 2, sendo este último valor aplicado a estruturas metálicas [10].

As Classes de Ductilidade Média e Classe de Ductilidade Alta são caracterizadas por uma alta capacidade de dissipação de energia, sendo esta capacidade superior nas estruturas DCH. Deste modo as estruturas DCH permitem adotar um coeficiente de comportamento maior que nas estruturas com DCM.

No edifício em estudo considerou-se a DCM, uma vez que a zona em que se encontra localizado o edifício não é de baixa sismicidade, e visto ainda a DCH ser menos utilizada que a DCM [10].

Para sistemas porticados de classe DCM, a cláusula 5.2.2.2(2)P do EC8-1 estabelece que o valor base do coeficiente de comportamento pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (2.31)$$

Sendo:

- ✓ α_u – Valor pelo qual se multiplica a ação sísmica horizontal para que se formem rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo as outras ações de cálculo constantes.
- ✓ α_1 – Valor pelo qual se multiplica a ação sísmica horizontal para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes as outras ações de cálculo.

Por sua vez, a cláusula 5.2.2.2(5)P a) do EC8-1 estabelece que no estudo de edifícios com apenas um piso pode-se considerar o coeficiente $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$.

Tendo em conta os requisitos supracitados foi possível calcular o coeficiente de comportamento, apresentado na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Determinação do coeficiente de comportamento

α_u / α_1	q_0	$0,8 \cdot q_0^5$	k_w	q
1,1	3,3	2,64	1,00	2,64

⁵ O valor básico do coeficiente de comportamento foi reduzido a 80% pelo facto do edifício não ser regular em altura, tal como estipula a cláusula 5.2.2.2(3)P do EC8-1.

2.5.5 Espectros de resposta de cálculo

Após a determinação do coeficiente de comportamento e os restantes valores necessários para a determinação do espectro de resposta de cálculo, definidos na Tabela 2.13, procede-se à determinação dos espectros de resposta para ambos os tipos de ação, cuja representação se encontra na Figura 2.13.

Tabela 2.13 – Parâmetros que definem o espectro de resposta de cálculo

Ação Sísmica	Zona Sísmica	a_{gr} (m/s^2)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1,3	1,50	1,50	0,10	0,60	2,00
Tipo 2	2,3	1,70	1,46	0,10	0,25	2,00

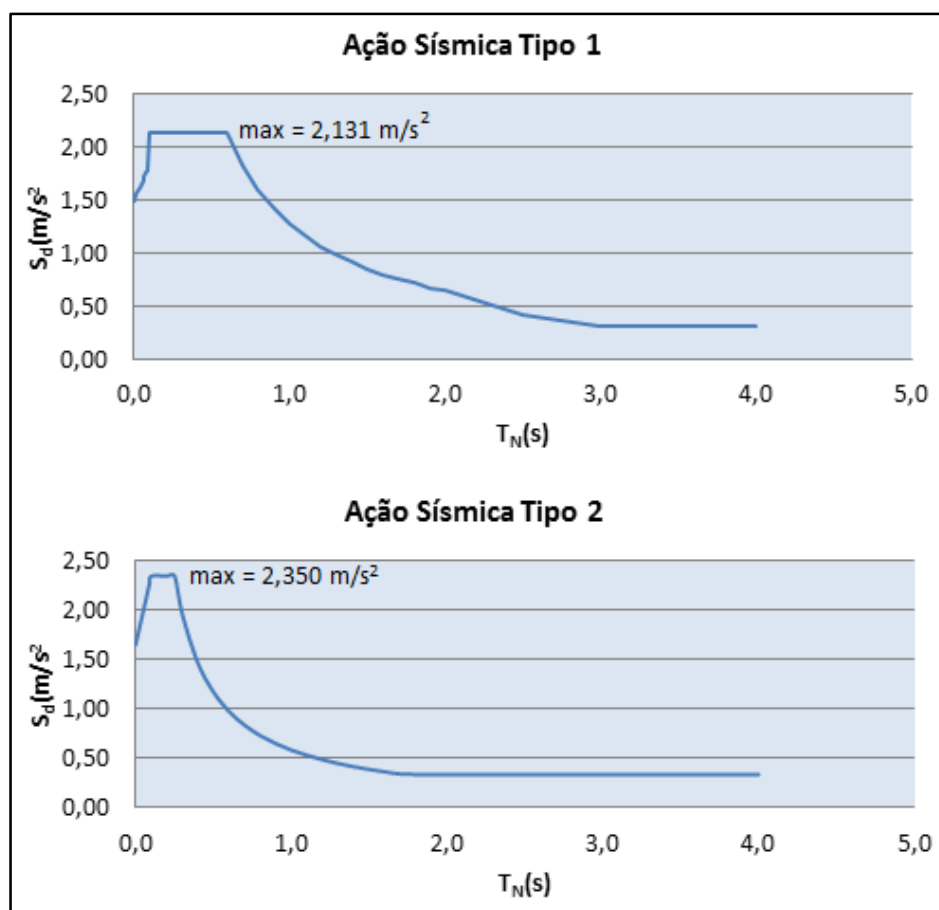


Figura 2.13 – Espectros de resposta para ação sísmica do tipo 1 e 2

Os valores das acelerações representadas na Figura 2.13 encontram-se de forma detalhada no Anexo 5.3, para ambas as ações sísmicas.

2.5.6 Efeitos acidentais de torção

Visto que existe uma incerteza relativa à localização das massas e à variação espacial do movimento sísmico, a cláusula 4.3.2(1)P do EC8-1 prevê que o centro de massa calculado em cada piso i , deve ser deslocado em cada direção com uma extremidade acidental e_{ai} , determinada através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (2.32)$$

Sendo L_i a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Estes efeitos acidentais de torção são aplicados em cada piso com o mesmo sentido, de acordo com a cláusula 4.3.3.3.3(1) do EC8-1 a partir das seguintes expressões:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (2.33)$$

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i m_i} \quad (2.34)$$

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (2.35)$$

Onde:

- ✓ M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;
- ✓ e_{ai} – Excentricidade acidental;
- ✓ F_i – Força horizontal atuante no piso i ,
 - F_b – Força de corte sísmica na base;
 - z_i, z_j – Altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);
 - m_i – Massas dos pisos (ton).
 - $S_d(T_1)$ – 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.
- λ – Fator de correção cujo valor é igual a $\lambda = 1$ caso o edifício tenha apenas um piso, de acordo com a cláusula 4.3.3.2.2(1)P.

Uma vez analisadas as condições anteriormente referidas, foi possível chegar aos seguintes resultados apresentados na Tabela 2.14 e na Tabela 2.15 para cada tipo de ação sísmica.

Tabela 2.14 – Determinação da força horizontal atuante no piso

Ação sísmica	Direção	T_1 (s)	S_d (m/s ²)	m (ton)	λ	F_b (kN)	F_i (kN)
Tipo 1	x	0,514	2,131	231,280	1,00	492,783	492,783
	y	0,552	2,131			492,783	492,783
Tipo 2	x	0,514	1,148			265,455	265,455
	y	0,552	1,073			248,242	248,242

Tabela 2.15 – Determinação do momento torsor accidental

Ação sísmica	Direção	L_i (m)	$\pm e_{ai}$ (m)	$F_i \cdot e_{ai}$	M_{max} (kN.m)
Tipo 1	x	4,980	0,249	122,703	417,880
	y	16,960	0,848	417,880	
Tipo 2	x	4,980	0,249	66,098	210,509
	y	16,960	0,848	210,509	

Pelo facto do edifício ter apenas um piso é possível verificar, na Tabela 2.14 e na Tabela 2.15, que o valor da força horizontal atuante no piso é igual ao valor da força de corte sísmica na base. Os momentos torsores accidentais são iguais para ambas as frações, uma vez que estas apresentam dimensões aproximadamente iguais.

Após o cálculo dos momentos torsores accidentais, foi feita a aplicação no modelo, dos mesmos momentos no centro de rigidez de cada fração.

2.5.7 Efeitos de Segunda Ordem

As estruturas de betão armado podem estar sujeitas a efeitos adicionais de ações resultantes da deformação da estrutura (cláusula 5.8.1 do EC2). A cláusula 4.4.2.2 do EC8-1 prevê que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados caso se verifique a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0,10 \quad (2.36)$$

Onde:

- ✓ θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- ✓ P_{tot} – Valor total da carga gravítica acima do piso considerado (incluindo este);
- ✓ d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, avaliando a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo (d_s) no topo e na base do piso considerado (tendo em conta os efeitos acidentais de torção), calculados de acordo com a seguinte expressão (cláusula 4.3.4 do EC8-1):

$$d_s = q_d \times d_e \quad (2.37)$$

Onde:

- q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a q ;
- d_e – Deslocamento de um mesmo ponto da estrutura, determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Por sua vez, o EC8-1 na cláusula 4.4.2.2 define que caso $0,1 < \theta \leq 0,2$ os esforços sísmicos devem ser multiplicados por um fator igual a $\frac{1}{(1-\theta)}$, e que o valor do coeficiente θ não deve ser superior a 0,3.

Visto que os valores dos deslocamentos entre os dois níveis de laje são aproximadamente iguais, o cálculo do parâmetro θ foi efetuado tendo apenas em

consideração o nível mais elevado. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 2.16 e na Tabela 2.17.

Tabela 2.16 – Determinação dos deslocamentos relativos do edifício

Ação sísmica tipo	q_d	d_{ex}	d_{ey}	d_{sx}	d_{sy}
1	2,64	0,015207	0,018	0,040	0,047
2	2,64	0,008	0,009	0,022	0,024

Tabela 2.17 – Cálculo do valor de θ do edifício

Ação sísmica tipo	P_{tot}	$V_{tot\ x}$	$V_{tot\ y}$	d_{rx}	d_{ry}	h	θ_x	θ_y
1	3332,090	492,783	492,783	0,040	0,047	4,990	0,054	0,063
2	2939,150	265,455	248,242	0,022	0,024	4,990	0,049	0,056

Como se pode verificar na Tabela 2.16 e da Tabela 2.17, os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados, uma vez que em cada direção de ambas as ações sísmicas verifica-se a condição (2.36) do presente documento.

2.6 Verificação dos estados limites

O EC8-1 na cláusula 2.2.1 estabelece que para que sejam satisfeitas as condições fundamentais de desempenho, abordadas no ponto 2.3.2, devem ser verificados os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização.

Um dos aspetos fulcrais do dimensionamento de estruturas do EC8-1 é o “Capacity Design”. Este método também conhecido por cálculo pela capacidade real, segundo a cláusula 1.5.1(1) do EC8-1, corresponde a uma filosofia de dimensionamento que tem como objetivo garantir que os pilares e as vigas tenham capacidade de dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações, evitando mecanismos de rotura por esforço transversal, do tipo frágil.

2.6.1 Estados Limites Últimos

De acordo com a cláusula 4.4.2 do EC8-1, para que sejam verificados os Estados Limites Últimos é necessário ter em consideração as seguintes condições:

✓ **Condição de resistência**

Para todos os elementos estruturais os esforços atuantes devem ser inferiores aos esforços resistentes, não esquecendo, caso necessário, os efeitos de segunda ordem.

✓ **Condição de ductilidade global e local**

Em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários, deve satisfazer-se a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.38)$$

Onde:

- $\sum M_{Rc}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;
- $\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Esta última condição também é conhecida por princípio do pilar forte – viga fraca, que consiste em obrigar a formação das rótulas nas vigas, evitando assim a chamada rotura do piso flexível, fenómeno que pode ser observado na Figura 2.14 [14].

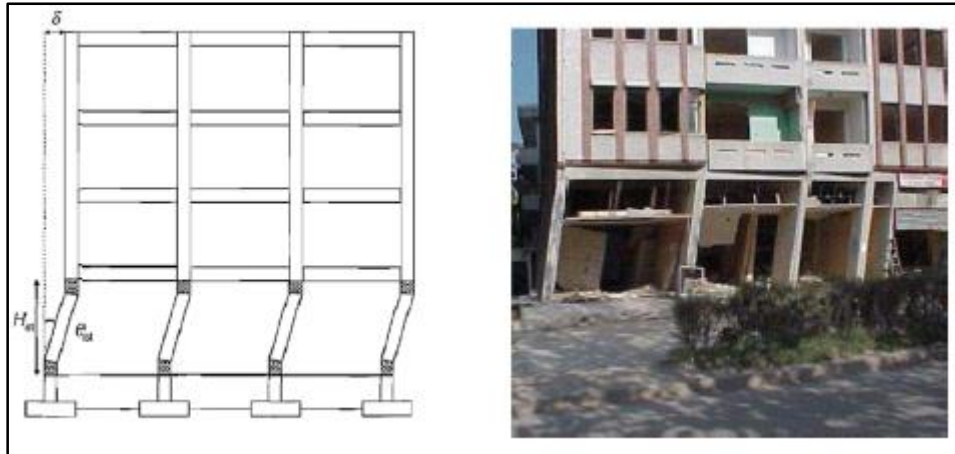


Figura 2.14 – Rotura do piso flexível [14]

Segundo o EC8, este critério é dispensado nas seguintes situações:

- ✓ Edifícios com apenas um piso (cláusula 4.4.2.3(4));
- ✓ Último piso dos edifícios (cláusula 4.4.2.3(6));
- ✓ No piso inferior dos edifícios de dois pisos, se em qualquer pilar o esforço normal reduzido v_d for inferior a 0,3 (cláusula 5.2.3.3(2)).

O edifício em estudo dispensa a verificação do critério do pilar forte – viga fraca, visto que a edifício tem apenas um piso.

2.6.1.1 Vigas

Um elemento estrutural pode ser classificado como viga, caso esteja sujeito principalmente a cargas transversais [15], sendo que o esforço normal reduzido de compressão, $v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$, não deve ser superior a 0,1.

Onde:

- ✓ N_{Ed} – Esforço normal atuante;
- ✓ A_c – Área da secção de um elemento de betão;

✓ f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Seguidamente, apresentam-se as disposições construtivas previstas nas normas (EC2 e EC8-1) mais relevantes.

2.6.1.1.1 Armadura Longitudinal

De acordo com a cláusula 9.2.1.1 do EC2, a área de armadura longitudinal nas vigas deve ser inferior a 4% da área da secção transversal (A_c), que por sua vez deve ser superior à área obtida através da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (2.39)$$

Onde:

- ✓ f_{ctm} – Tensão média de resistência à tração do betão;
- ✓ f_{yk} – Tensão característica do aço;
- ✓ b_t – Largura média da zona comprimida.

O EC8-1 na cláusula 5.4.3.1.2 preconiza que nas zonas críticas da viga a taxa de armadura na zona tracionada (ρ) deve ser superior ao valor de ρ_{min} dado pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.40)$$

Por outro lado a mesma cláusula prevê que o valor da taxa ρ seja inferior ao valor de ρ_{max} igual a:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.41)$$

Onde:

- ✓ ρ' – Taxa de armadura da zona comprimida;
- ✓ μ_ϕ – Fator de ductilidade em curvatura.

O valor do fator μ_ϕ , segundo a cláusula 5.2.3.4(3) não deve ser inferior às seguintes expressões:

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad (2.42)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \times (q_o - 1) \times \frac{T_c}{T_1} \quad (2.43)$$

Para a estrutura em análise, o cálculo do fator μ_ϕ apresenta-se na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Determinação do fator de ductilidade em curvatura

Direção	T_1 (s)	T_c (s)	q_o	μ_ϕ
x	0,51	0,60	2,64	4,83
y	0,55	0,60	2,64	4,57

De modo a evitar roturas por aderência, a cláusula 5.6.2.2(2)P institui limites para os diâmetros dos varões da armadura longitudinal das vigas que atravessam os nós pilar-viga d_{bL} , em que estes limites são dados através das seguintes expressões:

✓ Para nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0,8 \times v_d}{1 + 0,75 \times k_D \times \rho' / \rho_{max}} \quad (2.44)$$

✓ Para nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \quad (2.45)$$

Em que:

- h_c – Largura do pilar na direção paralela aos varões;
- k_D – Coeficiente que reflete a classe de ductilidade, igual a 2/3 para a classe DCM;

- γ_{Rd} – Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,0 para a classe DCM.

Caso não seja possível verificar as condições anteriores, o EC8-1 na cláusula 5.6.2.1(3) estabelece que possam ser usadas as disposições complementares para que se garanta a amarração das armaduras longitudinais ilustradas na Figura 2.15.

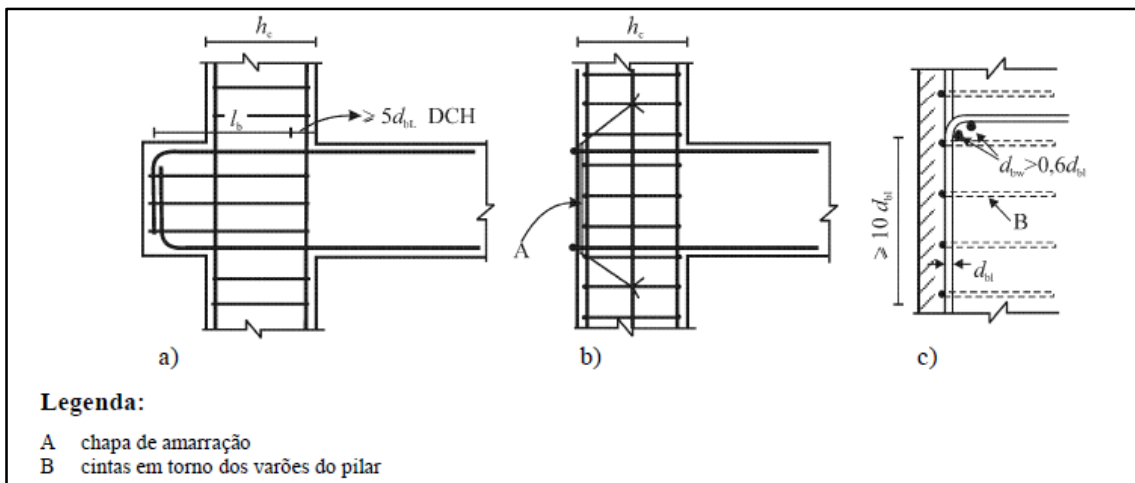


Figura 2.15 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores [7]

O cálculo dos diâmetros d_{bL} das armaduras das vigas da estrutura encontram-se no Anexo 5.6 do presente documento.

2.6.1.1.2 Armadura transversal

A armadura transversal é limitada, segundo a cláusula 9.2.3(5) do EC2, pelos valores mínimos dados pelas seguintes expressões:

$$\rho_{min} = \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (2.46)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin(\alpha)} \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin(\alpha) \quad (2.47)$$

Em que:

- ✓ ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;
- ✓ A_{sw} – Área de armadura de esforço transverso ao longo do comprimento s ;
- ✓ s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal da viga;
- ✓ b_w – Largura da alma da viga;
- ✓ α – Ângulo entre as armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal da viga.

No que diz respeito aos espaçamentos das armaduras transversais, o EC2 institui nas cláusulas 9.2.2(6) e 9.2.2(8) valores máximos de espaçamentos dos estribos ao longo do eixo da viga ($s_{l,max}$), e de espaçamentos transversais entre ramos de estribos ($s_{t,max}$), dados pelas seguintes expressões:

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) \quad (2.48)$$

$$s_{t,max} = 0,75 \times d \leq 600 \text{ mm} \quad (2.49)$$

O EC2 na cláusula 6.2.3(3) define que nos elementos com armaduras de esforço transverso por estribos verticais, o valor do esforço transverso resistente é dado pelo menor dos valores obtidos através das seguintes expressões:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \quad (2.50)$$

$$V_{Rd.max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot(\theta) + \tg(\theta)} \quad (2.51)$$

Onde:

- ✓ A_{sw} – Área de armadura de esforço transverso ao longo do comprimento s ;
- ✓ s – Espaçamento da armadura de esforço transverso;

- ✓ z – Braço interno da secção da viga, que pode ser calculado por $z = 0,9 \times d$, em que d corresponde à distância entre o centro de gravidade das armaduras tracionadas e a fibra mais comprimida da secção;
- ✓ f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- ✓ θ – Ângulo que define a inclinação das escoras, $1 \cot(\theta) \leq 2,5$, admitindo-se $\theta = 45^\circ$;
- ✓ α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do betão comprimido, que toma o valor de $\alpha_{cw} = 1$ para estruturas sem pré-esforço.
- ✓ ν_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por transversal.

O valor de ν_1 , de acordo com a cláusula 6.2.2(6) do EC2 pode ser obtido por:

$$\nu_1 = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.52)$$

De modo a que haja um confinamento adequado, o EC8-1 na cláusula 5.4.3.1.2 estabelece as seguintes condições para as zonas críticas das armaduras transversais:

- a) O diâmetro das cintas (d_{bw}) que contribuem as armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm;
- b) O espaçamento, em milímetros, das armaduras de confinamento não deve exceder o valor dado pela seguinte expressão:

$$s = \min\{h_w/4 ; 24 \times d_{bw} ; 225 ; 8 \times d_{bL}\} \quad (2.53)$$

- c) A primeira armadura transversal não deve ser colocada a mais de 50 mm da secção de extremidade da viga, como ilustra a Figura 2.16.

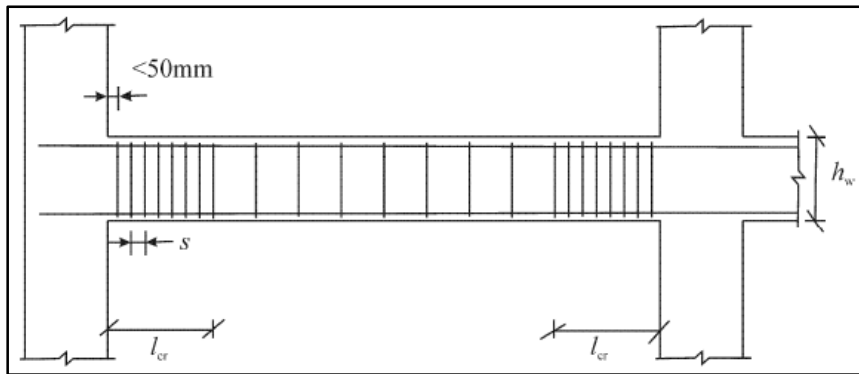


Figura 2.16 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas [7]

2.6.1.1.3 “Capacity Design” nas vigas

No que diz respeito aos esforços transversos nas vigas, a cláusula 5.4.2.2 do EC8-1 estabelece que estes devem ser calculados com base na filosofia de cálculo baseada na capacidade real, já abordada no capítulo 2.6, tendo como base o equilíbrio da viga sob ação de:

- A carga transversal atuante na viga para a situação de projeto sísmica;
- O cálculo dos momentos resistentes nas extremidades da viga ($M_{i,d}$), associados a formação de rótulas plásticas, podem ser calculados tendo em conta a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.54)$$

Sendo:

- ✓ γ_{Rd} – Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, considerado igual a 1,0 para as estruturas da classe DCM;
- ✓ $M_{Rb,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido da ação sísmica;
- ✓ $\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e vigas respetivamente, no nó em estudo. O valor de $\sum M_{Rc}$ deverá corresponder aos esforços axiais do pilar para a situação de projeto sísmica para o sentido considerado da ação sísmica.

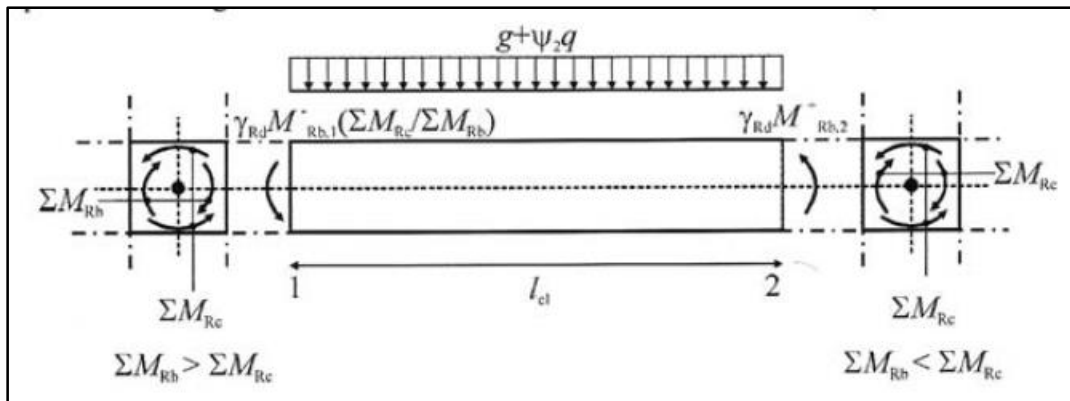


Figura 2.17 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [7]

Segundo [9] pode-se considerar conservativamente que os momentos nas extremidades são iguais aos momentos resistentes nas vigas, ou seja:

$$M_{i,d} = M_{Rb} \quad (2.55)$$

Tendo em conta a Figura 2.17 e a expressão (2.55), o cálculo do esforço transversal máximo nas secções das extremidades das vigas pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + \frac{q_{cqp} \times L}{2} \quad (2.56)$$

Em que:

- ✓ M_1 e M_2 – Momentos resistentes nas extremidades das vigas;
- ✓ q_{cqp} – Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações;
- ✓ l_{cl} – Comprimento livre da viga.

Admitindo que as armaduras da viga encontram-se em cedência, o momento resistente pode ser calculado através das seguintes expressões:

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (2.57)$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4 \times x) \quad (2.58)$$

As armaduras longitudinais e transversais das vigas são apresentadas no Anexo 5.4 e no Anexo 5.8. A título de exemplo, efetua-se a análise detalhada apenas da viga V4, que corresponde a uma viga exterior, como se pode observar na Figura 2.18.

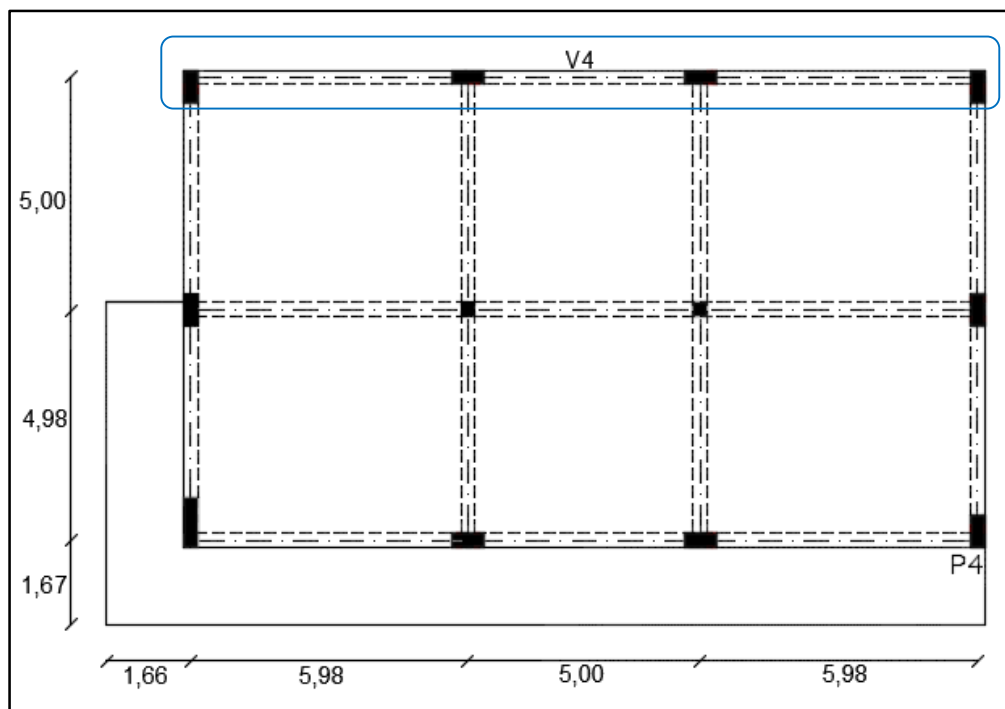


Figura 2.18 – Localização da viga V4

Tendo em conta a armadura longitudinal obtida através do programa de cálculo automático adotou-se, para a viga V4, as seguintes áreas de armadura (Tabela 2.19).

Tabela 2.19 – Áreas de armadura longitudinal da viga V4

Troço	Zona	Área de armadura-Modelo (cm ²)			Área de armadura adotada (cm ²)		
		Esq.	Vão	Dta.	Esq.	Vão	Dta.
P9-P10	superior	6,83	6,83	7,8	8,04	8,04	12,06
	inferior	6,83	6,83	6,83	8,04	8,04	8,04
P10-P11	superior	10,18	6,83	10,19	12,06	8,04	12,06
	inferior	6,83	6,83	6,83	8,04	8,04	8,04
P11-P12	superior	7,72	6,83	6,83	12,06	8,04	8,04
	inferior	6,83	6,83	6,83	8,04	8,04	8,04

Uma vez determinadas as armaduras longitudinais, e admitindo que estas se encontram em cedência, procedeu-se ao cálculo da posição da linha neutra e do momento resistente das secções da viga em estudo (Tabela 2.20), de acordo com as expressões (2.57) e (2.58) do presente documento.

Tabela 2.20 – Posição da linha neutra e momento resistente na viga V4

Viga	Troço	Zona	Posição da linha neutra (m)			Momento Resistente (kN.m)		
			Esq.	Vão	Dta.	Esq.	Vão	Dta.
V4	P9-P10	superior	0,09	0,07	0,12	232,37	188,03	318,57
		inferior	0,07	0,07	0,07	188,03	188,03	188,03
	P10-P11	superior	0,12	0,07	0,12	318,57	188,03	318,57
		inferior	0,07	0,07	0,07	188,03	188,03	188,03
	P11-P12	superior	0,12	0,07	0,07	318,57	188,03	188,03
		inferior	0,07	0,07	0,07	188,03	188,03	188,03

Analisando a Figura 2.17, tendo em conta os momentos resistentes nas extremidades das vigas e o esforço transversal provocado apenas pela combinação quase-permanente de ações, na Tabela 2.21, efetuou-se o cálculo do esforço transversal máximo nas secções das extremidades das vigas de acordo com a expressão (2.56).

Tabela 2.21 – Determinação dos esforços transversos condicionantes na viga V4

Viga	Troço	Zona	l_{cl} (m)	M_{Rd} (k.m)		$V_{comb.gp}$ (kN)		$V_{Ed.cálculo}$ (kN)	
				Esq.	Dta.	Esq.	Dta.	Esq.	Dta.
V4	P9-P10	superior	5,98	232,37	318,57	42,18	60,64	112,48	145,35
		inferior		188,03	188,03				
	P10-P11	superior	5,00	318,57	318,57	44,60	44,05	145,92	145,37
		inferior		188,03	188,03				
	P11-P12	superior	5,98	318,57	188,03	60,69	42,43	145,40	105,32
		inferior		188,03	188,03				

Uma vez obtidos os valores dos esforços transversos condicionantes, nas Tabelas Tabela 2.22 e Tabela 2.23 determinou-se o esforço transversal resistente nas zonas críticas na viga V4, através da aplicação das expressões (2.57) e (2.58), tendo em conta o espaçamento máximo s , cujos valores são apresentados no Anexo 5.7.

Tabela 2.22 – Determinação do esforço transversal resistente máximo da viga V4

Viga	α_{cw}	b_w (m)	d (m)	z (m)	v_l (m)	f_{cd} (Mpa)	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
V4	1	0,3	0,7	0,63	0,54	16,67	45	850,67

Tabela 2.23 – Determinação do esforço transversal resistente da viga V4

Viga	Troço	A_{sw}/s (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (Mpa)	θ (°)	$V_{Rd,s}$ (kN)
V4	P9-P10	8,04	0,63	348	45	176,27
	P10-P11	8,04	0,63	348	45	176,27
	P11-P12	8,04	0,63	348	45	176,27

O valor do espaçamento s , foi calculado com base na expressão (2.53). Analisando a Tabela 2.22 e a Tabela 2.23 é possível observar que o esforço transversal resistente é inferior ao seu valor máximo ($V_{Rd,max}$), e por sua vez maior que o esforço transversal atuante, verificando assim a segurança ao esforço transversal da viga.

O cálculo da capacidade real foi efetuado igualmente para as restantes vigas. Como se pode observar na Figura 2.19, o esforço transversal resistente é superior ao esforço transversal atuante em todas as vigas, verificando assim a segurança das mesmas ao

esforço transverso. Os valores exatos dos esforços transversos actuante e resistente de cada viga encontram-se, respetivamente, no Anexo 5.10 e no Anexo 5.13.

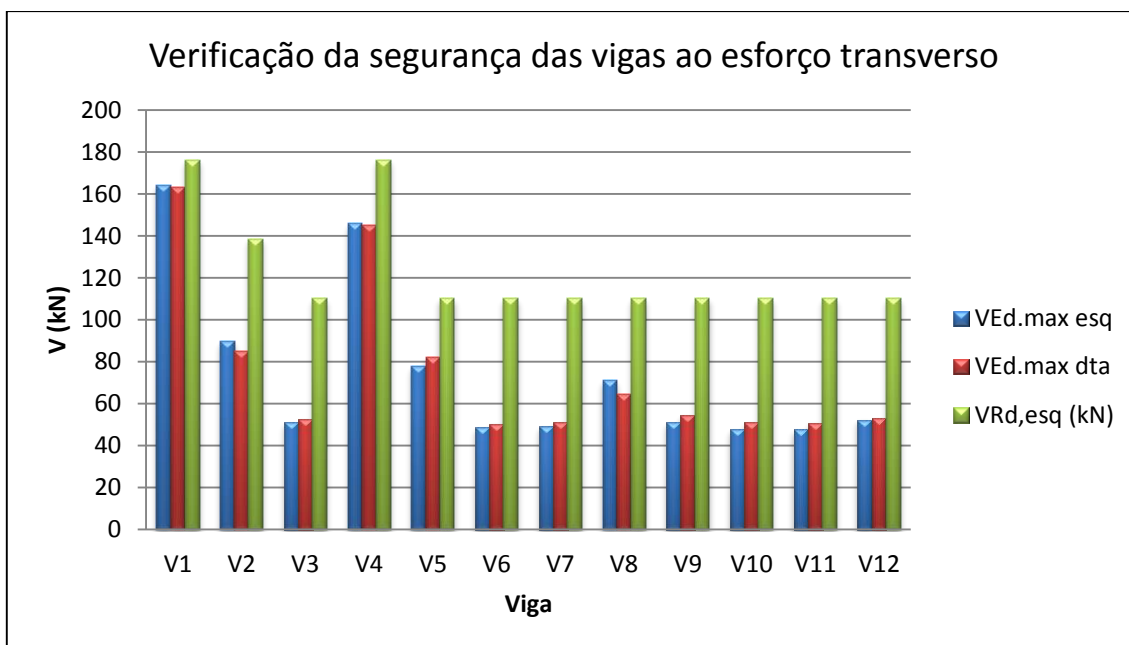


Figura 2.19 – Verificação da segurança das vigas ao esforço transverso

2.6.1.2 Pilares

De acordo com as cláusulas 5.1.2 e 5.4.3.2.1 do EC8-1, é considerado um pilar sísmico primário o elemento estrutural que suporta outros elementos, com relação comprimento/espessura não superior a 4, e com o valor do esforço normal reduzido inferior ou igual a 0,65 e superior a 0,1.

a) Armadura longitudinal

Segundo as cláusulas 9.5.2(1) e 9.5.2(2) do EC2, os varões da armadura longitudinal dos pilares devem apresentar um diâmetro superior a 8 mm, cuja área total deve ser superior à área obtida através da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \times A_c \quad (2.59)$$

Relativamente à armadura longitudinal máxima, o EC2 na cláusula 9.5.2(3) estabelece o limite de $0,04 \times A_c$ para fora das zonas sobreposição de armaduras e $0,08 \times A_c$ para as zonas de emenda por sobreposição. A cláusula 5.4.3.2.2(1)P do EC8-1 limita ainda mais esta armadura máxima, estabelecendo que deva estar entre 1% e 4% da área da secção transversal.

2.6.1.2.1 Armadura transversal

As armaduras transversais de acordo com a cláusula 9.5.3(1) do EC2, não deve possuir um diâmetro inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais.

Segundo a cláusula 9.5.3(6) do EC2 cada varão ou conjunto de varões longitudinal colocado num canto do pilar deve ser travado através de armaduras transversais, sendo que nas zonas comprimidas nenhum varão deverá situar-se a mais de 150 mm de um varão travado.

No que concerne ao espaçamento das armaduras transversais, o EC2 na cláusula 9.5.3(3) estabelece um valor máximo de espaçamento ($s_{cl,max}$) dado pela seguinte expressão:

$$s_{cl,max} = \min \{20 \times d_{bL}; b; 400mm\} \quad (2.60)$$

Sendo:

- ✓ d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- ✓ b – Menor dimensão do pilar.

Relativamente às zonas críticas dos pilares, o EC8-1 na cláusula 5.4.3.2.2(4) institui que o comprimento de mesmas zonas (l_{cr}) deve ser determinado recorrendo a seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45m \right\} \quad (2.61)$$

Em que:

- ✓ h_c – Maior dimensão da secção do pilar (em metros);
- ✓ l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

A cláusula 5.4.3.2.2(5) da mesma norma define que será necessário considerar toda a altura do pilar como zona crítica caso se verifique a seguinte condição:

$$\frac{l_{cl}}{h_c} < 3 \quad (2.62)$$

Por sua vez a cláusula 5.9(3) do EC8-1 define que para os pilares travados por alvenaria de um único lado (por exemplo, os pilares de canto), a altura total do pilar deverá ser considerada como zona crítica.

Nas zonas críticas, a cláusula 5.4.3.2.2(10)P do EC8-1 estabelece que o espaçamento máximo entre cintas deve respeitar a seguinte expressão:

$$s \leq \min \left\{ \frac{b_o}{2} ; 175 \text{ mm} ; 8 \times d_{bL} \right\} \quad (2.63)$$

Onde:

- ✓ b_o – Dimensão mínima do núcleo confinado;
- ✓ d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

A conceção adequada da armadura transversal é fundamental no comportamento dos pilares. A falta de cintagem nos pilares pode ter graves consequências, indicada pelo mecanismo que se pode observar na Figura 2.20, caracterizado pela rotura por esmagamento do betão por falta de cintagem.



Figura 2.20 – Rotura por esmagamento do betão - falta de cintagem [16]

2.6.1.2.2 Armadura de confinamento

Caso seja atingida uma extensão no betão superior a 0,0035 em qualquer ponto da secção transversal, a cláusula 5.4.3.2.2(7) do EC8-1 enuncia que a perda de resistência devida ao destacamento do betão deve ser compensada através do confinamento do núcleo de betão. Para que este requisito seja satisfeito, a cláusula 9.4.3.2.2(8) da mesma norma estabelece que a armadura de confinamento nas zonas críticas dos pilares deve satisfazer a seguinte condição:

$$\alpha \times \omega_{\omega d} \geq 30 \times \mu_{\varphi} \times \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (2.64)$$

Sendo:

- ✓ $\omega_{\omega d}$ – Taxa volumétrica de cintas nas zonas críticas;

$$\omega_{\omega d} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.65)$$

- ✓ μ_{φ} – Valor necessário do fator de ductilidade;
- ✓ ν_d – Esforço normal reduzido de cálculo para a situação de projeto sísmica;
- ✓ $\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

- ✓ b_c – Largura da secção transversal do pilar;
- ✓ b_o – Largura do núcleo confinado;
- ✓ α – Coeficiente de eficácia, sendo $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$ com:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \times b_o \times h_o} \quad (2.66)$$

$$\alpha_s = \frac{1 - s/2b_o}{1 - s/2h_o} \quad (2.67)$$

Em que:

- α_n – Quociente entre a área efetiva confinada e a área no interior das cintas no plano horizontal que contem as cintas;
- α_s – Quociente entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas;
- n – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;
- b_i – Distância entre varões consecutivos;
- s – Espaçamento entre cintas.
- Os restantes parâmetros podem ser observados na Figura 2.21.

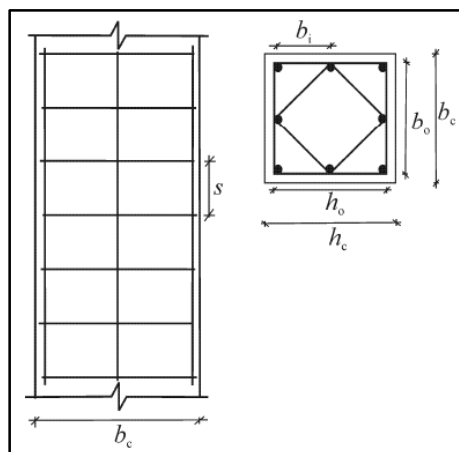


Figura 2.21 – Confinamento do núcleo de betão dos pilares [7]

A cláusula 5.4.3.2.2(9) do EC8-1 estabelece que o valor de $\omega_{\omega d}$ deve ser superior a 0,08 na zona crítica dos pilares. Por outro lado, a cláusula 5.4.3.2.2(12)P da mesma norma define que a armadura da secção transversal nas zonas críticas pode ser determinada de acordo com o EC2, caso o valor do esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica seja inferior a 0,2, e se o valor do coeficiente de comportamento (q) for inferior a 2.

2.6.1.2.3 “Capacity Design” nos pilares

De acordo com a cláusula 5.4.2.3(1)P do EC8-1, os valores de cálculo do esforço transversal nos pilares sísmicos primários podem ser determinados segundo a regra de cálculo do “Capacity Design”, abordada no capítulo 2.6. Deve ser considerado o equilíbrio do pilar sujeito a momentos nas extremidades $M_{i,d}$, associados a formação de rótulas plásticas, que podem ser obtidos através da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{RC,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.68)$$

Sendo:

- ✓ $i = 1$ ou 2 , correspondentes às secções de extremidade do pilar, que se podem observar na Figura 2.22
- ✓ γ_{Rd} - Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão na zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1 para as estruturas da classe DCM.
- ✓ $M_{RC,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido da ação sísmica;

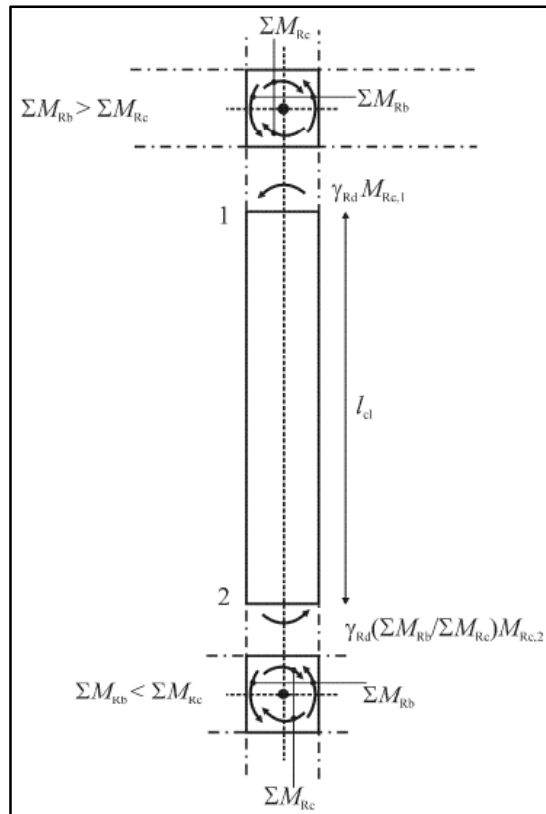


Figura 2.22 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares [7]

Tal como acontece nas vigas, a expressão anterior conservativamente pode ser calculada de uma forma simplificada [9], ou seja:

$$M_{i,d} = \gamma_{RD} \times M_{Rb} \quad (2.69)$$

Assim sendo, a força de corte no pilar pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (2.70)$$

Em que:

- ✓ M_1 e M_2 - Momentos nas secções de extremidade do pilar associados a formação de rótulas plásticas.

A determinação da linha neutra e dos momentos resistentes pode ser efetuada através das seguintes expressões (tendo em atenção a Figura 2.23) [17]:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (2.71)$$

$$F_c + F_s = N + F \quad (2.72)$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d_1 - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \times x \right) \quad (2.73)$$

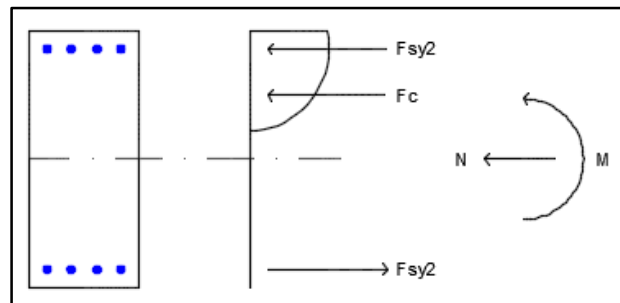


Figura 2.23 – Disposição dos esforços na secção transversal

Onde:

- ✓ x – Altura comprimida da secção;
- ✓ N – Esforço axial na secção;
- ✓ A_{s1} – Armadura tracionada;
- ✓ A_{s2} – Armadura comprimida;
- ✓ d_1 – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;
- ✓ d_2 – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida.

Um dos aspetos importantes do cálculo pela capacidade real é evitar a rotura por esforço transversal antes da formação das rótulas plásticas, como ilustra a Figura 2.24.



Figura 2.24 – Rotura frágil por esforço transverso [14]

As armaduras longitudinais e transversais dos pilares são indicadas no Anexo 5.14 e no Anexo 5.18. A título de exemplo, efetuou-se apenas a análise detalhada dos pilares P6 e P9, sendo o P6 um pilar interior e P9 um pilar de canto, como se pode observar na Figura 2.25.

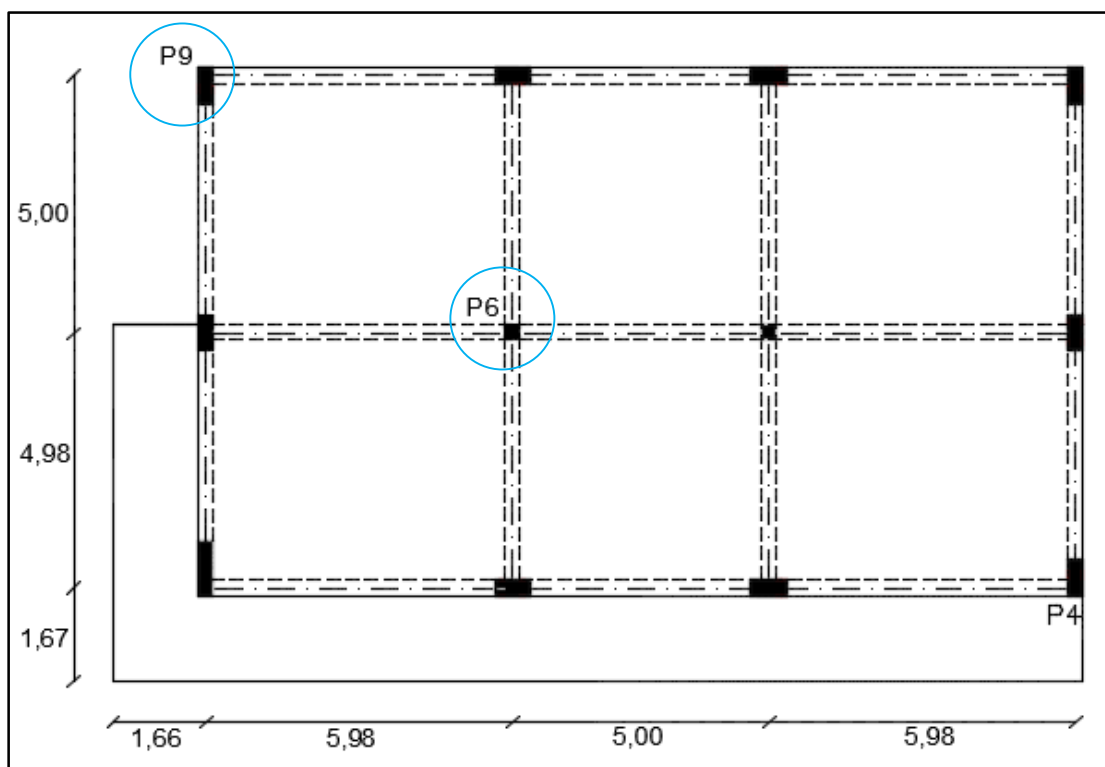


Figura 2.25 – Localização dos pilares P6 e P9

Em primeiro lugar determinou-se com recurso ao programa de cálculo automático a área da armadura longitudinal. De seguida procedeu-se a disposição das armaduras (Tabela 2.24) de acordo com as condições de espaçamentos e armaduras máximas abordadas no ponto 2.6.1.2 a).

Tabela 2.24 – Áreas de armadura longitudinal dos pilares P6 e P9

Pilar	A _s Modelo (cm ² /m)	A _s Adotado (cm ² /m)	
P6.1	34,13	4Ø25 + 8Ø16	35,72
P6.2	28,18	4Ø25 + 8Ø16	35,72
P9	32,90	12Ø16 + 4Ø20	36,68

Tal como a armadura longitudinal, os valores das armaduras transversais foram igualmente retirados do programa de cálculo automático. Em seguida, na Tabela 2.25 adotaram-se novos valores respeitando as regras presentes no ponto 2.6.1.2 2.6.1.2.1.

Tabela 2.25 – Áreas de armadura transversal dos pilares P6 e P9

Pilar	A _s /s Modelo (cm ² /m)		Direção X		Direção Y	
			A _s /s Adotado (cm ² /m)		A _s /s Adotado (cm ² /m)	
	Direção X	Direção Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P6.1	1,80	0,00	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P6.2	14,21	19,21	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P9	0,00	0,00	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,2r	Ø10 // 0,10,2r	-

Uma vez obtidos os valores das armaduras longitudinais do programa de cálculo automático, determinou-se a posição da linha neutra dos pilares em estudo (Tabela 2.26) de acordo com a expressão (2.71).

Tabela 2.26 – Posição da linha neutra dos pilares P6 e P9

Pilar	Direção	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	b (m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	x_1 (m)	x^2 (m)
P6.1	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,074	0,076
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,074	0,076
P6.2	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,043	0,044
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,043	0,044
P9	x	8,29	8,29	0,30	348	16,67	0,032	0,038
	y	16,33	16,33	0,70	348	16,67	0,014	0,016

Analisando a Figura 2.22 e a expressão (2.73) e tendo em conta a posição da linha neutra, foram calculados os momentos resistentes nas extremidades dos respetivos pilares (Tabela 2.27).

Tabela 2.27 – Determinação dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares P6 e P9

Pilar	Direção	h (m)	d (m)	d_1 (m)	$M_{Rc,1}$ (kN.m)	$M_{Rc,2}$ (kN.m)	γ_{Rd}	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)
P6.1	x	0,30	0,25	0,05	131,911	132,679	1,1	145,102	145,946
	y	0,30	0,25	0,05	131,911	132,679	1,1	145,102	145,946
P6.2	x	0,30	0,25	0,05	119,111	119,422	1,1	131,022	131,365
	y	0,30	0,25	0,05	119,111	119,422	1,1	131,022	131,365
P9	x	0,70	0,65	0,05	216,124	224,554	1,1	237,737	247,009
	y	0,30	0,25	0,05	132,098	135,711	1,1	145,308	149,282

Tendo em conta os momentos resistentes nas extremidades dos pilares, e conhecendo o comprimento livre dos pilares e os valores dos momentos resistentes M_i , calculou-se então o esforço transversal condicionante nos pilares (Tabela 2.28) consoante a expressão (2.70).

Tabela 2.28 – Determinação do esforço transversal condicionante dos pilares P6 e P9

Pilar	Direção	l_{cl} (m)	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	V_{Ed} (kN)
P6.1	x	3,59	131,911	145,946	77,398
	y	3,59	131,911	145,946	77,398
P6.2	x	1,40	119,111	131,365	178,911
	y	1,40	119,111	131,365	178,911
P9	x	4,99	216,124	247,009	92,812
	y	4,99	132,098	149,282	56,389

Após o cálculo do espaçamento máximo das armaduras transversais dos pilares, apresentados no Anexo 5.17, calculou-se, na Tabela 2.29 e na Tabela 2.30, os valores do esforço transversal resistente nos pilares e seus valores máximos.

Tabela 2.29 – Determinação do esforço resistente dos pilares P6 e P9

Pilar	Direção	A_{sw} (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	V_{Rd} (kN)
P6.1	x	34,28	0,23	348	45	268,412
	y	34,28	0,23	348	45	268,412
P6.2	x	34,28	0,23	348	45	268,412
	y	34,28	0,23	348	45	268,412
P9	x	25,76	0,59	348	45	524,422
	y	15,70	0,23	348	45	122,931

Tabela 2.30 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nos pilares P6 e P9

Pilar	Direção	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_l (m)	f_{cd} (Mpa)	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
P6.1	x	1,00	0,30	0,23	0,54	16,67	45	303,81
	y	1,00	0,30	0,23	0,54	16,67	45	303,81
P6.2	x	1,00	0,30	0,23	0,54	16,67	45	303,81
	y	1,00	0,30	0,23	0,54	16,67	45	303,81
P9	x	1,00	0,30	0,59	0,54	16,67	45	789,91
	y	1,00	0,70	0,23	0,54	16,67	45	708,89

Analisando a Tabela 2.29 e a Tabela 2.30, pode-se constatar que o esforço transversal resistente é inferior ao seu valor máximo ($V_{Rd,max}$), e por sua vez maior que o esforço transversal atuante, verificando assim a segurança dos pilares ao esforço transversal.

Tal como nas vigas, o cálculo da capacidade real foi efetuado igualmente para os restantes pilares. Como se pode observar na Figura 2.26, o esforço transversal resistente é superior ao esforço transversal atuante em todos os pilares, verificando assim a segurança dos mesmos ao esforço transversal.

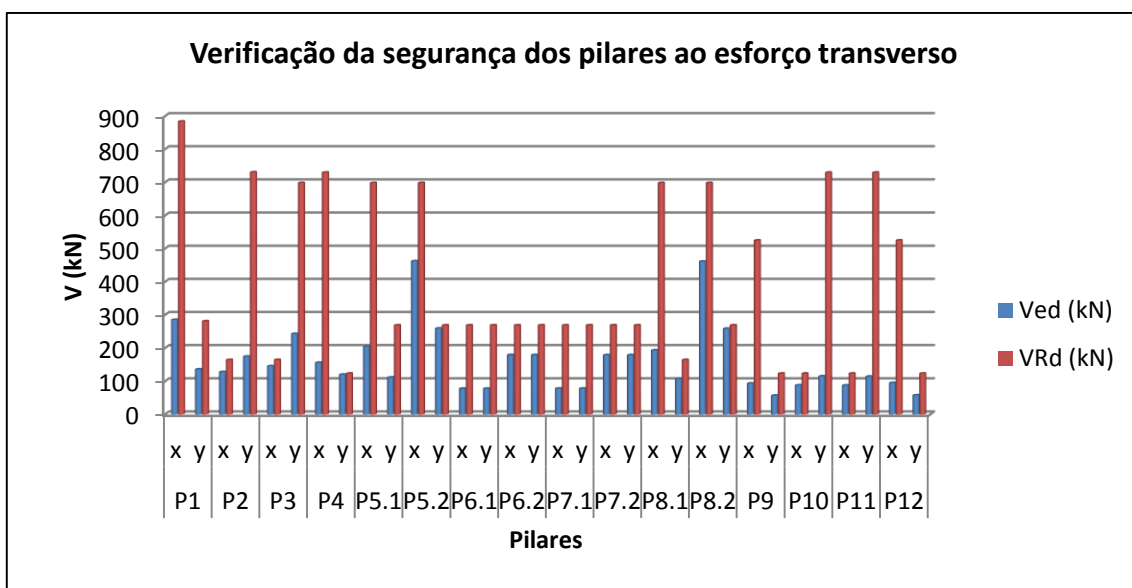


Figura 2.26 – Verificação da segurança dos pilares ao esforço transversal

No que diz respeito às armaduras de confinamento das zonas críticas dos pilares, foi verificada a condição (2.64) para o pilar P9, que apresenta as seguintes características (Tabela 2.31).

Tabela 2.31 – Dados gerais e características do pilar P9

v_d	s (m)	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	$\epsilon_{sy,d}$
0,04	0,10	0,70	0,62	0,30	0,22	348	16,67	0,00174

$$\alpha_n = \left(1 - \frac{10 \times 0,2^2}{6 \times 0,62 \times 0,22} \right) = 0,609$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0,10}{2 \times 0,62} \right) \times \left(1 - \frac{0,10}{2 \times 0,22} \right) = 1,190$$

$$\alpha = 0,609 \times 1,190 = 0,725$$

$$30 \times \mu_\varphi \times \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 = -0,022^6$$

$$\omega_{\omega d} = \frac{1,68 * 0,79 \times 10^{-4} + 0,88 \times 0,51 \times 10^{-4}}{0,22 \times 0,62 \times 0,1} \times \frac{348 \times 10^3}{16,67 \times 10^3} = 0,272 \geq -0,022$$

Como se pode verificar, é cumprida a condição (2.64). O mesmo acontece com os outros pilares, cujas verificações se encontram no Anexo 5.24.

2.6.2 Estados Limites de Utilização

No que diz respeito aos estados limites de utilização, também conhecidos como estados limites de serviço, o EC2 define que deve ser verificado o controlo da deformação. Por outro lado, o EC8-1 exige a verificação da condição de limitação de danos.

2.6.2.1 Controlo de deformações

O requisito de controlo de deformação tem como objetivo limitar as deformações que ocorrem nos pisos das estruturas ao nível das lajes, de maneira a assegurar o correto funcionamento. De acordo com a cláusula 7.4.1(3) do EC2, este requisito visa também garantir a integridade dos elementos não estruturais.

⁶ O valor deste produto é negativo pelo fato do esforço normal reduzido ser muito baixo.

A cláusula 7.4.1(4) do EC2, define que a deformação de um piso está limitada a $L/250$ para a Combinação Quase-Permanente de Ações, onde L corresponde ao comprimento do vão da laje. Por outro lado a cláusula 7.4.1(5) do da mesma norma limita a deformação para $L/500$. A primeira verificação tem como objetivo evitar uma deformabilidade elevada e garantir um aspeto adequado. Por sua vez, a segunda verificação permite assegurar que após a fase construtiva, os deslocamentos não provocam a fendilhação dos materiais não estruturais [17].

As condições supracitadas foram verificadas para as zonas com maiores deslocamentos em ambos os níveis de laje. Estas zonas estão representadas na Figura 2.27 pelos pontos 1, 2 e 3, cujos deslocamentos foram retirados do programa de cálculo automático.

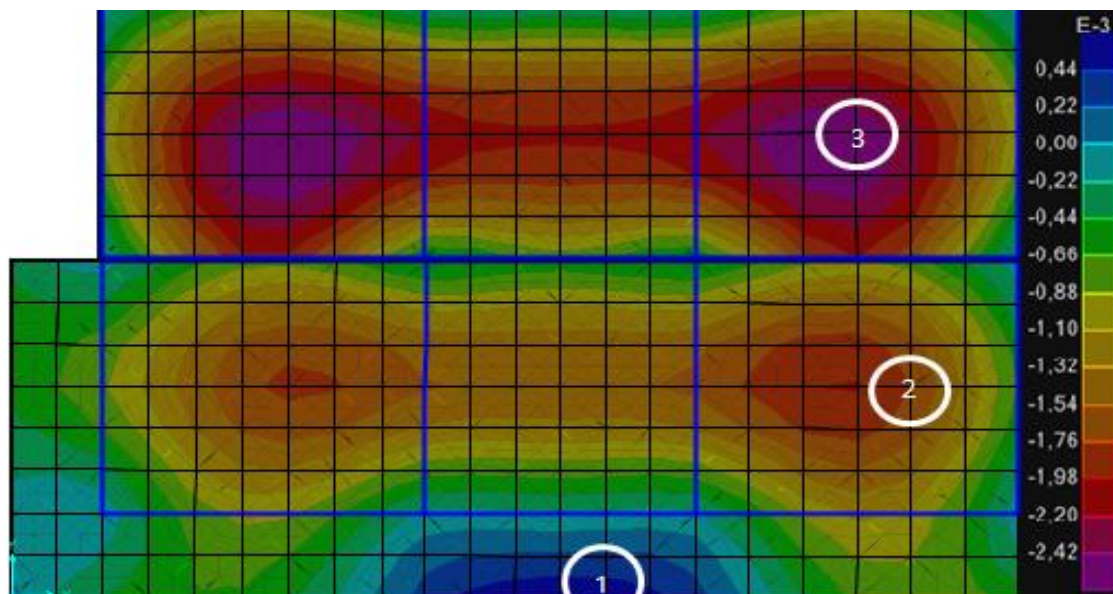


Figura 2.27 – Deslocamentos da laje para a Combinação Quase-Permanente de Ações

Em primeiro lugar foram retirados os momentos resultantes da Combinação Quase-Permanente, que são apresentados na Tabela 2.32. A zona correspondente ao ponto nº1 situa-se na consola do nível mais baixo da laje, pelo que o momento em causa foi analisado na secção de encastramento.

Tabela 2.32 – Momentos para a Combinação Quase-Permanente de Ações

Ponto	M_{qp} (kN.m)
1	8,63
2	13,25
3	15,90

O momento de fendilhação (M_{cr}) pode ser calculado tendo em conta as seguintes expressões [9]:

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{I_I}{x} \quad (2.74)$$

$$I_I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha \times A_s \times (d - x)^2 + A'_s \times (x - a)^2 \quad (2.75)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (2.76)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} \quad (2.77)$$

Sendo:

- ✓ I_I – Momento de inércia da secção não fendilhada;
- ✓ b – Largura da secção;
- ✓ h – Altura da secção;
- ✓ x – Posição da linha neutra;
- ✓ d – Altura útil;
- ✓ α – Coeficiente de homogeneização;
- ✓ A_s – Armadura de tração;
- ✓ A'_s – Armadura de compressão;
- ✓ E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço em cedência;
- ✓ $E_{c,eff}$ – Módulo de elasticidade efetivo do betão;
- ✓ $E_{c,m}$ – Módulo de elasticidade secante do betão.

Tendo em conta as expressões (2.76) e (2.77) calculou-se o coeficiente de homogeneização, apresentado na Tabela 2.33.

Tabela 2.33 – Determinação do coeficiente de homogeneização

$E_{c,m}$ (Gpa)	ϕ	E_s (Gpa)	$E_{c,eff}$ (Gpa)	α (m)
30,5	2,5	200	8,71	22,95

Uma vez determinado o coeficiente α calculou-se então o valor do momento de inércia da secção não fendilhada (Tabela 2.34).

Tabela 2.34 – Momento de Inércia da Secção não Fendilhada das três zonas

Caraterísticas secção da laje por metro	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
b (m)	1	1	1
h (m)	0,22	0,22	0,22
x (m)	0,11	0,11	0,11
α (m)	8,71	22,95	22,95
A_s (cm ²)	8,04	5,00	5,00
A_s' (cm ²)	8,04	5,00	5,00
a (m)	0,03	0,03	0,03
d (m)	0,19	0,19	0,19
I_I (m ⁴)	0,001	0,001	0,001

Após a obtenção do momento de inércia da secção não fendilhada e da posição da linha neutra, determinou-se o valor do momento de fendilhação de acordo com a expressão (2.74) (Tabela 2.35).

Tabela 2.35 – Determinação dos momentos de fendilhação

Zona n°	f_{ctm} (Mpa)	I_I (m ⁴)	x (m)	M_{cr} (k.m)
1	2,6	0,001	0,11	23,093053
2	2,6	0,001	0,11	24,445166
3	2,6	0,001	0,11	24,445166

Visto que o momento de fendilhação é superior ao momento quase-permanente nas três zonas, conclui-se que não existe fendilhação na laje. Por este motivo é apenas tido em consideração o estado 1.

Quanto ao deslocamento em longo prazo (Tabela 2.36), este foi determinado tendo em conta a seguinte expressão:

$$\delta_{\infty} = \delta_1 \times \frac{E_c}{E_{c,eff}} \quad (2.78)$$

Onde:

- ✓ δ_{∞} - Flecha a longo prazo, considerando as características da secção não fendilhada;
- ✓ δ_1 - Flecha instantânea, considerando as características da secção não fendilhada.

Tabela 2.36 – Deformada a longo prazo

Ponto	δ_I (m)	$E_{c,m}$ (Gpa)	$E_{c,eff}$ (Gpa)	$\delta_{\infty,qp}$ (m)
1	0,0006	30,5	8,71	0,0021
2	0,0020	30,5	8,71	0,0070
3	0,0026	30,5	8,71	0,0091

Assim sendo verificou-se o requisito presente na cláusula 7.4.1(4) do EC2 anteriormente descrito, calculando a relação L/250 na Tabela 2.37.

Tabela 2.37 – Verificação da deformação

L (m)	L/250
6,65	0,0266
6,65	0,0266
5,00	0,0200

A limitação da deformação final a L/500 do vão não se aplica, uma vez que não há elementos não estruturais sobre a laje (como por exemplo: paredes de alvenaria). Uma vez que o valor das flechas de L/250, segundo a Tabela 2.37, é superior ao valor da flecha em longo prazo, verifica-se então o Estado Limite de Utilização.

2.6.2.2 Limitação de danos

O EC8-1 na cláusula 4.3.3 estabelece o requisito de limitação de danos que, por sua vez, se encontra relacionado com as verificações relativas ao Estado Limite de Serviço. Este requisito tem como objetivo limitar os deslocamentos relativos entre pisos, assegurando a integridade dos elementos estruturais e não estruturais de um edifício durante a ocorrência de um sismo [9].

O material de preenchimento mais utilizado em Portugal é o tijolo, que corresponde a um material frágil (16). Uma vez que o edifício em questão apresenta paredes alvenaria, a cláusula 4.3.3(1) do EC8-1 estabelece que os deslocamentos relativos entre pisos devem cumprir com a seguinte condição:

$$d_r v \leq 0,005 \times h \quad (2.79)$$

Sendo:

- ✓ d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos (determinado com base no ponto 2.5.7);
- ✓ h – Altura entre pisos;
- ✓ v – Coeficiente de redução da ação sísmica, que segundo EC8-1 toma o valor de 0,4 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e o valor de 0,55 para a Ação Sísmica do Tipo 2.

Uma vez analisados os conceitos acima enunciados, e como já referido no ponto 2.5.7 os dois níveis de laje têm pouca diferença nos deslocamentos. Assim sendo, os valores de d_r foram calculados apenas para o nível de laje mais elevado e são apresentados na Tabela 2.38.

Tabela 2.38 – Deslocamentos relativos condicionantes do edifício

Ação Sísmica	h (m)	$d_{r,x}$ (m)	$d_{r,y}$ (m)	v	$d_{r,x} * v$	$d_{r,y} * v$	$0,005 * h$
Tipo 1	4,99	0,040	0,047	0,40	0,0161	0,0187	0,0250
Tipo 2	4,99	0,022	0,024	0,55	0,0121	0,0131	0,0250

Tendo em conta a Tabela 2.38 e a condição (2.79) pode-se verificar que a estrutura em análise cumpre com o requisito de limitação de danos.

3 VERIFICAÇÃO SEGUNDO EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3

Neste capítulo verifica-se a segurança do edifício em questão de acordo com os pressupostos do EC8-3, tendo em conta o dimensionamento feito no capítulo anterior.

3.1 Requisitos de desempenho estrutural

Os requisitos fundamentais de desempenho estrutural referem-se ao estado de dano da estrutura, definidos na cláusula 2.1 do EC8-3 através da verificação dos seguintes estados limites:

✓ Estado Limite de Colapso Eminente (ELCE):

No ELCE, a estrutura encontra-se extremamente danificada, com pouca resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais ainda apresentam capacidade de suportar cargas verticais, mas os elementos não estruturais já atingiram o colapso. A estrutura está próxima do colapso e provavelmente não resistiria a outro sismo, mesmo que se tratasse de um sismo com intensidade moderada.

✓ Estado Limite de Danos Significativos (ELDS):

No ELDS, a estrutura apresenta-se severamente danificada, com alguma resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais apresentam capacidade de suportar cargas verticais e os elementos não estruturais encontram-se danificados. A estrutura é ainda capaz de suportar um sismo de intensidade reduzida. A reparação neste tipo de estruturas é pouco viável economicamente.

✓ Estado Limite de Limitação de Danos (ELLD):

No ELLD, a estrutura encontra-se ligeiramente danificada. Os elementos estruturais também pouco danificados, mas mantêm as suas características de rigidez e resistência. Os elementos não estruturais apresentam fendilhação dispersa, com uma reparação económica. A estrutura não necessita de quaisquer medidas de reparação.

De acordo com a cláusula 2.1 (2) do EC8-3, o ELCE está mais próximo do colapso real do que o Estado Limite de Não Colapso definido pelo EC8-1, pelo que corresponde a exploração total da capacidade de deformação dos elementos estruturais. O Estado Limite de Não Colapso do EC8-1 é similar ao ELDS definido pelo EC8-3.

Os níveis de proteção adequados são alcançados selecionando um período de retorno para a ação sísmica, para cada um dos Estados Limites. Os períodos de retornos são definidos no Anexo Nacional de cada país, mas o EC8- Parte 3 indica na cláusula 2.1(3)P que para edifícios novos em geral podem considerar-se os seguintes períodos de retorno para cada um dos Estados Limites:

- ✓ Estado Limite de Colapso Eminente: 2475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos;
- ✓ Estado Limite de Danos Significativos: 475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- ✓ Estado limite de Limitação de Danos: 225 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 20 % em 50 anos.

Para o dimensionamento da estrutura em estudo foi considerado um período de retorno de 475 anos com uma probabilidade de excedência de 10 % para o Estado Limite Último.

3.2 Informação para a avaliação estrutural

De acordo com a cláusula 3.1 do EC8-3 na avaliação da resistência sísmica de edifícios existentes, os dados da estrutura em estudo devem ser recolhidos a partir de documentação específica da estrutura em questão, normas utilizadas no projeto, investigações de campo e na maior parte dos casos ensaios in situ e/ou laboratoriais. A avaliação destes dados deve basear-se em diferentes fontes de modo a minimizar as incertezas.

A informação para a avaliação estrutural deve envolver os seguintes pontos:

- ✓ Regularidade estrutural de acordo com o EC8-1, abordada no ponto 2.5.2 do presente documento;
- ✓ Tipo de fundações da estrutura e tipo de solo de acordo com o EC8-1;
- ✓ Dimensões e características dos elementos estruturais;
- ✓ Propriedades e estado de conservação dos materiais que constituem a estrutura;
- ✓ Identificação de defeitos nos materiais e pormenorização inadequada;
- ✓ Critérios de dimensionamento sísmico utilizado no projeto original;
- ✓ Identificação da classe de importância de acordo com a cláusula 4.2.5 do EC8-1;
- ✓ Reavaliação das ações impostas tendo em conta a utilização do edifício;
- ✓ Informação sobre a extensão e tipo de danos na estrutura, caso haja, incluindo as medidas de reparação anteriores.

A Tabela 3.1 apresenta os diferentes fatores de confiança (CF- “*Confidance Fator*”) a utilizar, que dependem da quantidade e qualidade da informação adquirida através dos pontos anteriores. Quanto maior for o nível de conhecimento menor é o fator de confiança.

Tabela 3.1 – Níveis de conhecimento, correspondentes métodos de análise e fator de confiança[18][3]

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análise	FC
KL1 <i>(Knowlde Limited)</i> Conhecimento Limitado	Desenhos originais, inspeção visual limitada ou completa	Projecto estrutural e inspeção in-situ limitada	Valores de defeito de acordo com as normas em vigor e ensaios in-situ limitados	Linear	1,35
KL2 <i>(“Normal Knowlde”)</i> Conhecimento Normal		Desenhos originais incompletos e inspeção in-situ limitada ou mais extensa	Especificações de dimensionamento do projeto original e ensaios in-situ limitados ou mais extensos	Todas	1,2
KL3 <i>(“Full Knowlde”)</i> Conhecimento Completo		Desenhos originais completos e inspeção in-situ limitada ou mais extensa	Relatórios dos testes originais e ensaios in-situ limitados ou mais extensos	Todas	1,0

A avaliação do edifício baseia-se no dimensionamento efetuado anteriormente, portanto o nível de conhecimento é completo, adotando-se assim um fator de confiança igual a 1.

3.3 Verificação da segurança de acordo com o EC8-Parte 3

A verificação da segurança dos elementos sísmicos de acordo com o EC8-3 consiste em comparar as capacidades dos elementos (C_i – “Capacity”) e as exigências impostas pela combinação sísmica (D_i – “Demand”).

Tanto as capacidades como as exigências são determinadas de forma diferente, caso o elemento seja frágil ou dúctil. No que diz respeito às capacidades, os elementos dúcteis devem ser quantificados, para os estados limites, em termos de deformação e os elementos frágeis em termos de resistência, tendo sempre em conta o fator de confiança apropriado [18][3].

Quanto às exigências, os elementos dúcteis são verificados em termos de deformações, nos extremos dos pilares e vigas, obtidas diretamente da análise. Por sua vez, nos elementos frágeis, as exigências são determinadas por meio de equações de equilíbrio, tendo também em consideração o fator de confiança apropriado [18].

Além das verificações aos Estados Limites de Utilização e Últimos presentes no EC8-1, para os métodos de análise linear, a Parte 3 do EC8 acrescenta o cálculo da relação $\rho_i = D_i/C_i$. Para todos os elementos cuja razão ρ_i seja superior a 1, deve verificar-se se a relação ρ_{max}/ρ_{min} está compreendida no intervalo entre 2 e 3. Em que ρ_{max} e ρ_{min} representam, respetivamente, o valor máximo e o valor mínimo da razão entre a exigência e a capacidade dos elementos sísmicos primários [19][20].

Esta última condição encontra-se na cláusula 4.4.2 (1) do EC8-3, e tem como objetivo garantir que todos os elementos dúcteis têm comportamentos semelhantes e que se encontrem a funcionar em regime plástico, com formação de rótulas plásticas em períodos de tempo não muito afastados [19]. Caso a condição 4.4.2(1) não se verifique, deve-se recorrer a outro método de análise. Na Tabela 3.2 apresentam-se os critérios de verificação dos Estados Limites em função das exigências de desempenho.

Tabela 3.2 – Critérios de verificação dos estados limites segundo o EC8 - Parte 3 [18][3]

Elementos		ELLD	ELDS	ELCE
Dúcteis	Primários	$\theta_E \leq \theta_y$	$\theta_E \leq 0,75\theta_{um}$	$\theta_E \leq \theta_{um}$
Frágil	Primários	Verificar apenas se os Estados Limites de Limitação de Danos e de Danos significativos forem os únicos a serem verificados.		$V_{E,CD} \leq V_{Rd-EC8-3}$

Sendo:

- ✓ θ_E – Valor das exigências em deformação (retirados da análise);
- ✓ θ_y – Valor das deformações de cedência;
- ✓ θ_{um} – Valor das capacidades em deformações últimas;
- ✓ $V_{E,CD}$ – Valor de esforço transversal obtido pela análise segundo o “Capacity Design”;
- ✓ $V_{Rd-EC8-3}$ – Resistência ao esforço transversal do elemento de um elemento com carregamento cíclico e após a cedência por flexão ser atingida.

Para a verificação da segurança ao ELCE, teve de se calcular o coeficiente de importância (γ_I), que multiplica a ação sísmica, uma vez que o ELCE tem um período de retorno diferente ao da ação sísmica utilizada no dimensionamento do edifício. De acordo com a cláusula 2.1 do EC8-1, o coeficiente de importância é dado pela seguinte expressão [19]:

$$\gamma_I = \left(\frac{P_L}{P_{LR}} \right)^{-1/k} \quad (3.1)$$

Em que:

- ✓ P_L – Probabilidade de excedência da ação sísmica;
- ✓ P_{LR} – Probabilidade de excedência de referência da ação sísmica;
- ✓ k – Constante que depende da sismicidade e pode ser considerada igual a 3.

3.3.1 Avaliação da capacidade de deformação dos pilares e vigas

Para os elementos sujeitos a flexão, a capacidade resistente pode ser avaliada comparando deformações de cedência (θ_y) ou deformações últimas (θ_{um}). As deformações θ_y estão relacionadas com o Estado Limite de Limitação de Danos, para dois tipos de sismos diferentes (abordados no ponto 3.1), enquanto que as deformações θ_{um} estão relacionadas com o Estado Limite de Colapso Eminente.

➤ Deformações de cedência (θ_y)

De acordo com a cláusula A.3.2.4(2) do EC8 – Parte 3, para os pilares e vigas o valor de θ_y é dado pela seguinte expressão:

$$\theta_y = \phi_y \times \frac{L_v + a_v \times z}{3} + 0,00135 \times \left(1 + 1,15 \times \frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \times \frac{d_b \times f_y}{6 \times \sqrt{f_c}} \quad (3.2)$$

Sendo:

- ✓ ϕ_y – Curvatura de cedência na extremidade do elemento;
- ✓ L_v – Razão momento/esforço transversal da extremidade do elemento;
- ✓ z – Braço interno da secção dado por $z = 0,9 \times d$;
- ✓ h – Altura da secção transversal;
- ✓ ε_y – Deformação de cedência dada por $\varepsilon_y = f_y/E_s$;
- ✓ d – Distância à armadura de tração;
- ✓ d' – Distância à armadura de compressão;
- ✓ d_b – Diâmetro da armadura longitudinal;
- ✓ f_y – Tensão de cedência do aço, em MPa;
- ✓ f_c – Tensão de cedência do betão, em MPa;
- ✓ a_v – Variação do diagrama de momento fletor, que toma o valor de $a_v = 1$ se o momento M_y for superior ao produto $L_v V_{Rd,c}$, caso contrário assume-se $a_v = 0$.

A curvatura de cedência na extremidade do elemento ϕ_y pode ser obtida de forma aproximada por $\varepsilon_{sy}/0,45d$ ou $\varepsilon_{sy}/0,4h$ no caso dos pilares, e por $1,5\varepsilon_{sy}/d$ para as vigas (15).

No que diz respeito ao valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$, a cláusula 6.2.2(1) do EC2 estipula que este deve ser calculado tendo em conta as seguintes expressões:

$$V_{Rd,c-EC2} = [C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (3.3)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm;} \quad (3.4)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (3.5)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd} \quad (3.6)$$

Sendo:

- ✓ ρ_1 – Taxa de armadura longitudinal;
- ✓ f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
- ✓ σ_{cp} – Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal;
- ✓ b_w – Largura da secção transversal da área tracionada;
- ✓ d – Altura útil da secção transversal;
- ✓ A_{s1} – Área da armadura de tração representada na Figura 6.3 do EC2;
- ✓ N_{Ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas;
- ✓ A_c – Área da secção transversal de betão em mm².

➤ **Deformações últimas (θ_{um})**

As deformações θ_{um} , de acordo com a cláusula A.3.2.2(1) do EC8-3, podem ser determinadas tendo em consideração a seguinte expressão:

$$\theta_{um} = \left[\frac{1}{\gamma_{el}} \times 0,016 \times (0,3^v) \times \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \times f_c \right]^{0,225} \times \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \right. \\ \left. \times 25^{\left(\alpha \times \rho_{sx} \times \frac{f_{yd}}{f_c} \right)} \times (1,25^{100 \times \rho_d}) \right] \quad (3.7)$$

Onde:

- ✓ γ_{el} – Fator de redução, igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e a 1,0 para os elementos sísmicos secundários;
- ✓ v – Esforço normal reduzido;
- ✓ ω – Taxa mecânica de armadura de tração;
- ✓ ω' – Taxa mecânica de armadura de compressão;
- ✓ f_c – Resistência à compressão do betão em MPa, dividido pelo fator de confiança;
- ✓ f_{yd} – Resistência de cedência dos estribos em MPa, dividido pelo fator de confiança;
- ✓ h – Altura da secção transversal;
- ✓ α – Coeficiente de eficácia, em que $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, em que α_n e α_s encontram-se definidos nas Expressões (2.66) e (2.67) do presente documento;
- ✓ ρ_{sx} – Percentagem de armadura transversal paralela à direção x, dada por:

$$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w \times s_h$$

- ✓ s_h – Espaçamento entre estribos;
- ✓ ρ_d – Percentagem de armadura transversal de reforço, caso exista, em cada direção diagonal.

3.3.1.1 Avaliação da capacidade nos pilares

Neste ponto é apresentada apenas a capacidade de deformação do pilar P9. Em primeiro lugar determinaram-se as taxas de armadura mecânica de tração e compressão para o Pilar P9 (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Taxa mecânica de armadura de tração e compressão do Pilar P9

Pilar	Direção	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)	A_c (cm ²)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	ω	ω'
P9	x	8,29	8,29	2100	348	16,67	0,082	0,082
	y	16,33	16,33	2100	348	16,67	0,162	0,162

Os valores de f_c e f_{yd} apresentados na Tabela 3.3 são afetados pelo fator de confiança, que neste caso específico é igual a 1, ou seja, os valores mantêm-se iguais.

Em seguida, na Tabela 3.4 determina-se a capacidade de deformação do Pilar P9 de acordo com a expressão (3.7), tendo em conta o valor da razão momento/esforço transversal da extremidade do pilar.

Tabela 3.4 – Determinação da capacidade de deformação do Pilar P9

Pilar	Direção	γ_{el}	ν	ω	ω'	L_v (m)	h (m)	α	ρ_s	θ_{um}
P9	x	1,5	0,044	0,082	0,082	0,471	0,70	0,72	0,028	0,064
	y	1,5	0,044	0,162	0,162	1,214	0,30	0,72	0,023	0,097

O cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx} são apresentados no Anexo 6.9, e os valores do esforço normal reduzido e do coeficiente α foram calculados no capítulo anterior.

A comparação das exigências de deformações (θ_{sd}) do pilar (retiradas do programa de cálculo automático) com as capacidades de deformação últimas (θ_{um}), para o ELDS é apresentada na Tabela 3.5

Tabela 3.5 – Exigências e capacidades de deformação do pilar P9 para o ELDS

Pilar	Direção	θ_{sd}	$0,75*\theta_{um}$
P9	x	0,004	0,048
	y	0,004	0,073

No que diz respeito ao ELCE foi necessário calcular o coeficiente de importância γ_I de acordo com a expressão (3.1)(Tabela 3.6), podendo assim fazer a comparação das exigências de deformações (θ_{sd}) com as capacidades de deformação últimas (θ_{um}) do pilar, apresentada na Tabela 3.7.

Tabela 3.6 – Determinação do coeficiente de importância γ_I

P_L	P_{LR}	k	γ_I
0,02	0,10	3	1,71

Tabela 3.7 – Exigências e capacidades de deformação do pilar P9 para o ELCE

Pilar	Direção	$\theta_{sd}*\gamma_I$	θ_{um}
P9	x	0,006	0,064
	y	0,007	0,097

Analisando os diferentes valores de deformações apresentados na Tabela 3.5 e na Tabela 3.7, conclui-se que o pilar P9 verifica a segurança ao ELDS e ao ELCE, respectivamente, uma vez que satisfaz os requisitos apresentados na Tabela 3.2.

Os restantes pilares do edifício têm o mesmo comportamento que o pilar P9, como se pode observar na Figura 3.1 e na Figura 3.2, em que todos verificam a segurança aos dois estados limites. Os valores das deformações de ambos os gráficos encontram-se no Anexo 6.11 e no Anexo 6.12.

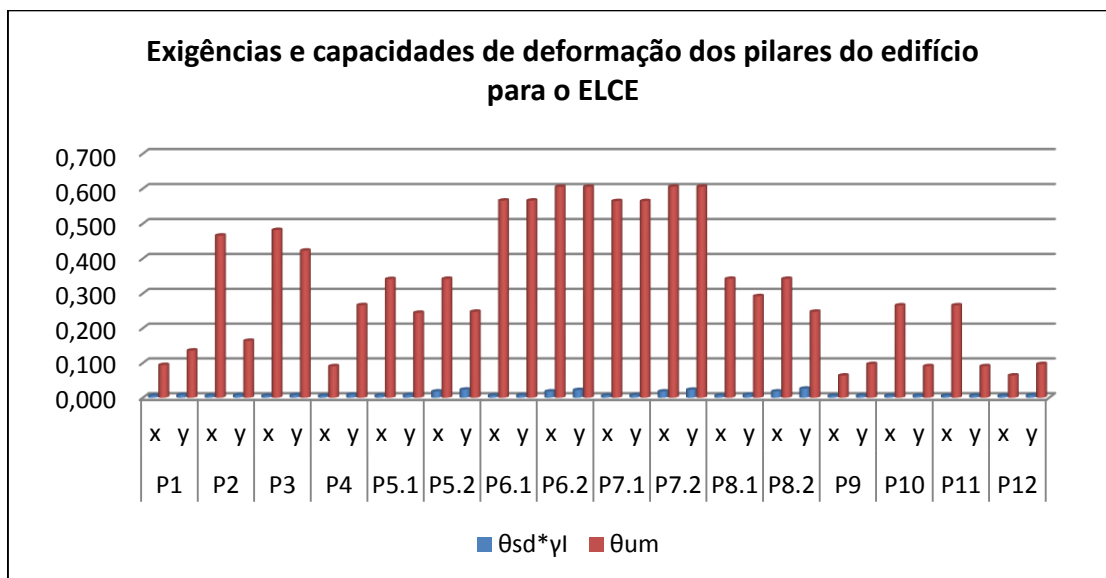


Figura 3.1 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELCE

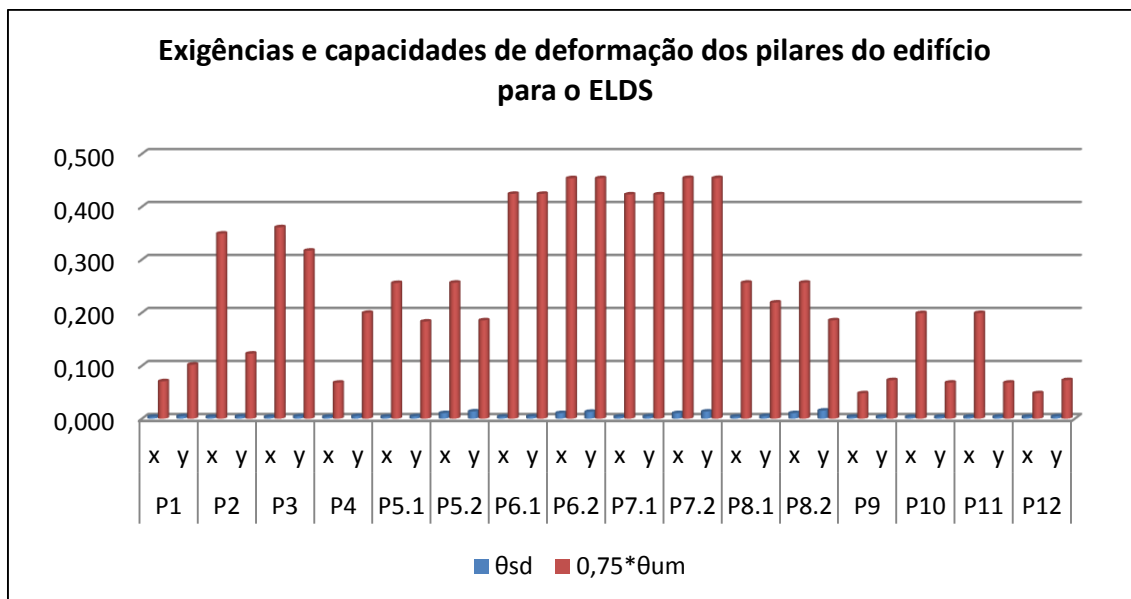


Figura 3.2 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS

3.3.1.2 Avaliação da capacidade nas vigas

Tal como acontece nos pilares, neste ponto é apresentada apenas a capacidade de deformação de apenas uma viga (V4).

Em primeiro lugar determinaram-se as taxas de armadura mecânica de tração e compressão para a viga V4 (Tabela 3.8 e Tabela 3.9).

Tabela 3.8 – Taxa mecânica de armadura de tração da Viga V4

Viga	Troço	A_s (cm ² /m)		A_c (cm ²)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	ω	
		Esq.	Dta.				Esq.	Dta.
V4	P9-P10	8,04	12,06	2250	348	16,67	0,075	0,112
	P10-P11	12,06	12,06	2250	348	16,67	0,112	0,112
	P11-P12	12,06	8,04	2250	348	16,67	0,112	0,075

Tabela 3.9 – Taxa mecânica de armadura de compressão da Viga V4

Viga	Troço	A'_s (cm ² /m)	A'_s (cm ² /m)	A_c (cm ²)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	ω'	
		Esq.	Dta.				Esq.	Dta.
V4	P9-P10	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P10-P11	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P11-P12	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075

Os valores de f_c e f_{yd} apresentados na Tabela 3.8 e na Tabela 3.9 são afetados pelo fator de confiança, que neste caso é igual a 1, então, os valores mantêm-se iguais.

A seguir, na Tabela 3.10 é calculada a capacidade de deformação da viga V4 de acordo com a expressão (3.7).

Tabela 3.10 – Determinação da capacidade de deformação da Viga V4

Viga	Troço	γ_{el}	ν	h (m)	θ_{um}	
					Esq.	Dta.
V4	P9-P10	1,5	0,000	0,75	0,024	0,025
	P10-P11	1,5	0,000	0,75	0,025	0,025
	P11-P12	1,5	0,000	0,75	0,025	0,023

As comparações das exigências de deformações (θ_{sd}) da viga com as capacidades de deformação últimas (θ_{um}), para o ELDS e para o ELCE são apresentadas, na Tabela 3.11 e na Tabela 3.12, respetivamente. O cálculo do coeficiente de importância γ_I foi referido no ponto 3.3.1.1.

Tabela 3.11 – Exigências e capacidades de deformação da viga V4 para o ELDS

Viga	Troço	$\theta_{sd,esq} * \gamma_I$	$\theta_{um,esq}$	$\theta_{sd,dta} * \gamma_I$	$\theta_{um,dta}$
V4	P9-P10	0,010	0,024	0,010	0,025
	P10-P11	0,010	0,025	0,010	0,025
	P11-P12	0,010	0,025	0,010	0,023

Tabela 3.12 – Exigências e capacidades de deformação do viga V4 para o ELCE

Viga	Troço	$\theta_{sd,esq} * \gamma_1$	$\theta_{um,esq}$	$\theta_{sd,dta} * \gamma_1$	$\theta_{um,dta}$
V4	P9-P10	0,010	0,024	0,010	0,025
	P10-P11	0,010	0,025	0,010	0,025
	P11-P12	0,010	0,025	0,010	0,023

Analisando os diferentes valores de deformações apresentados na Tabela 3.11 e na Tabela 3.12, conclui-se que o pilar P9 verifica a segurança ao ELDS e ao ELCE, uma vez que satisfazem os requisitos apresentados na Tabela 3.2.

As restantes vigas do edifício têm o mesmo comportamento que a viga V4, como se pode observar na Figura 3.3 e na Figura 3.4, em que todos verificam a segurança aos dois estados limites. Os valores das deformações de ambos os gráficos encontram-se no Anexo 6.19 e no Anexo 6.20.

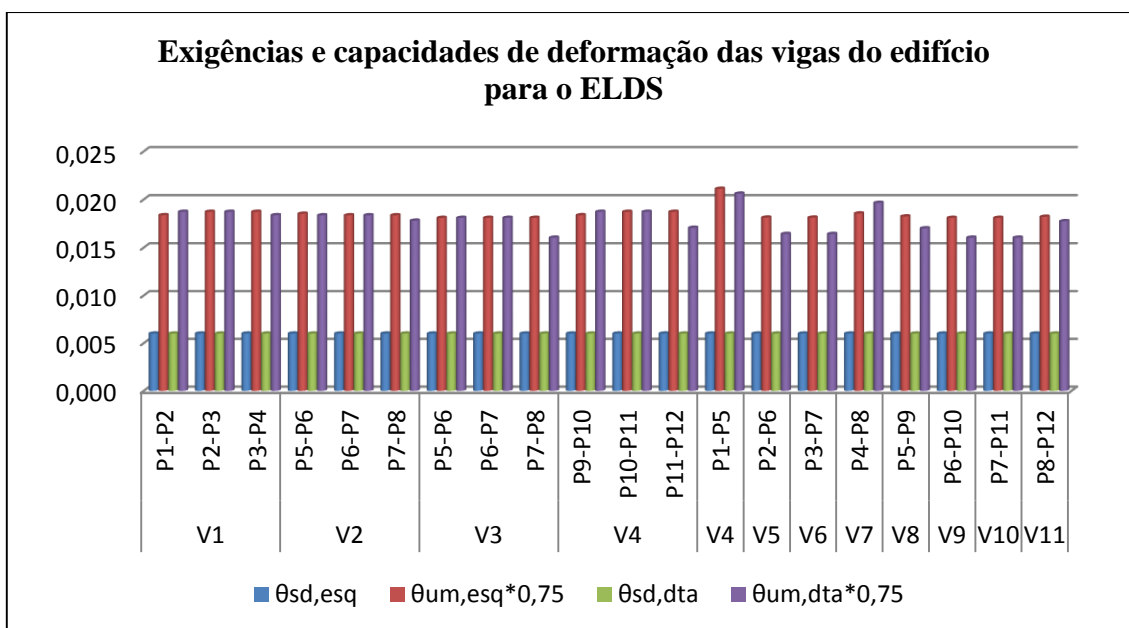


Figura 3.3 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS

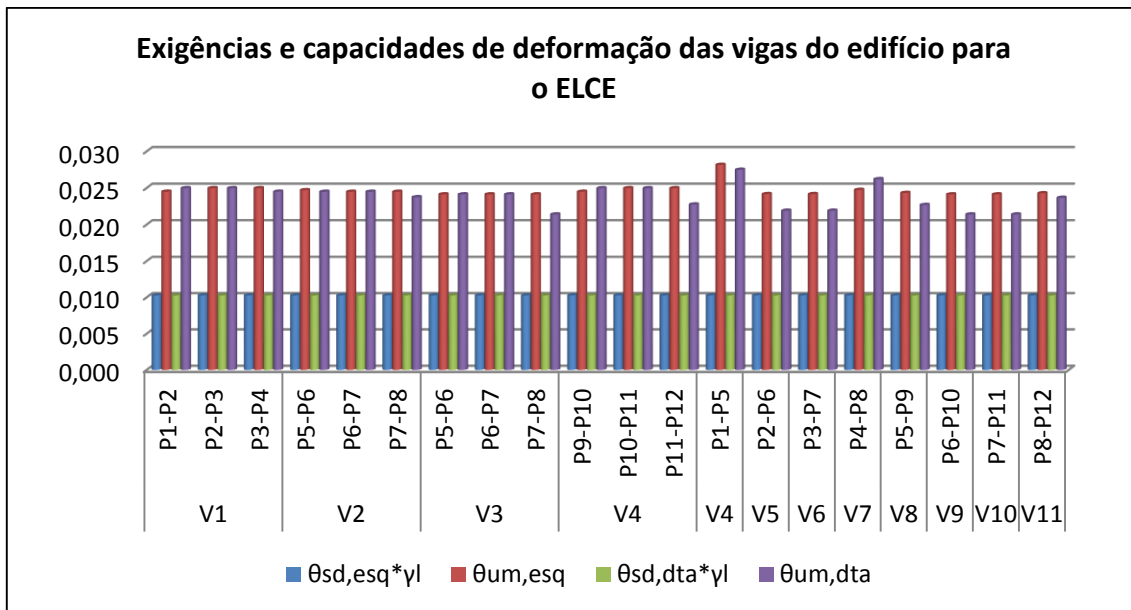


Figura 3.4 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE

Por outro lado foi possível verificar que tanto os pilares como as vigas encontram-se em regime plástico, visto que as exigências de deformações (θ_{sd}) encontram-se entre a deformação de cedência (θ_y) e a deformação últimas (θ_{um}), tal como ilustra a Figura 3.5.

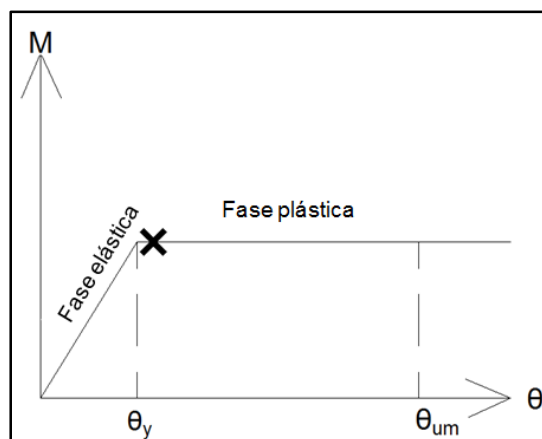


Figura 3.5 – Gráfico de exigência/capacidade

3.3.2 Avaliação da capacidade resistente dos pilares ao corte

Segundo a cláusula A3.3.1(1) do EC8-3, nos elementos de betão armado sujeitos a corte, deve verificar-se o esforço transverso resistente cíclico ($V_{Rd-EC8-3}$), para o Estado Limite de Colapso Eminente através da seguinte expressão:

$$V_{Rd-EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\begin{array}{l} \frac{h-x}{2L_V} \times \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \times \\ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \times \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \times \sqrt{f_c} \times A_c + V_W \end{array} \right] \quad (3.8)$$

Sendo:

- ✓ γ_{el} – Fator de redução, igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os elementos sísmicos secundários;
- ✓ h – Altura da secção transversal;
- ✓ L_V – Razão momento/esforço transverso da extremidade do elemento;
- ✓ N – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas em MN;
- ✓ A_c – Área da secção transversal de betão;
- ✓ f_c – Resistência à compressão do betão em MPa, dividido pelo fator de confiança;
- ✓ μ_{Δ}^{pl} – Exigência de ductilidade em deslocamento que de acordo com (3) é dada por: $\mu_{\Delta}^{pl} = (\theta - \theta_y) / \theta_y$;
- ✓ ρ_{tot} – Taxa de armadura longitudinal;
- ✓ V_W – Contribuição da armadura para resistência ao esforço transverso.

De acordo com a cláusula A3.3.1(3) do EC8-3, na secção de extremidade dos pilares em que a relação L_V/h é inferior a 2, a resistência ao corte $V_{Rd-EC8-3}$ tem de ser inferior ao valor do esforço transverso devido ao esmagamento do betão ($V_{R-EC8-3,max}$) dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,max-EC8-3} = \left[\begin{array}{l} \left[\frac{4/7 \times (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,35 \times \frac{N}{A_c f_c} \right) \right] \\ \left[(1 + 0,45 \times (100 \rho_{tot})) \times \sqrt{\min(40; f_c)} \times b_w \times z \times \sin(2\delta) \right] \end{array} \right] \quad (3.9)$$

O ângulo δ representa o ângulo entre a diagonal e o eixo da coluna sendo $\tan(\delta) = \frac{h}{2L_v}$.

Em primeiro lugar foi determinado o valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ do pilar P9(Tabela 3.13).

Tabela 3.13 – Esforço transversal resistente $V_{R,c}$ do Pilar P9

Pilar	Direção	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	f_{ck} (MPa)	k_1	σ_{cp} (MPa)	b_w (m)	d (m)	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
P9	x	0,12	1,55	0,004	25	0,15	0,73	0,30	0,65	21,499
	y	0,12	1,89	0,009	25	0,15	0,73	0,70	0,25	19,336

O cálculo dos parâmetros k e σ_{cp} apresentados na Tabela 3.13 encontram-se no Anexo 6.2.

Uma vez calculado o esforço transversal resistente $V_{R,c-EC2}$, encontrou-se o valor do parâmetro a_v e em seguida, na Tabela 3.14, apresentam-se as deformações de cedência θ_y para as direções x e y.

Tabela 3.14 – Deformações de cedência do Pilar P9

Pilar	Direção	ϕ_y	L_v (m)	a_v	z (m)	h (m)	d (m)	d' (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P9	x	0,003	0,47	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	1,21	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,005

Na Tabela 3.14, o valor de a_v do pilar P9 é igual a 1 pelo fato do momento M_y ser superior ao produto $L_v V_{R,c}$. O cálculo da curvatura de cedência na extremidade (ϕ_y) de cada pilar encontra-se no Anexo 6.6.

Uma vez encontradas as deformações de cedência do pilar em cada direção, calculou-se então o parâmetro μ_{Δ}^{pl} (Tabela 3.15).

Tabela 3.15 - Exigência de ductilidade em deslocamento do Pilar P9

Pilar	Direção	θ_{sd}	θ_y	μ_{Δ}^{pl}
P9	x	0,004	0,005	0,33
	y	0,004	0,005	0,27

Tendo em conta o valor de μ_{Δ}^{pl} , na Tabela 3.16 determinou-se o valor do esforço transversal resistente cíclico ($V_{R-EC8-3}$) do pilar P9 de acordo com a expressão (3.8).

Tabela 3.16 – Esforço transversal resistente cíclico $V_{R-EC8-3}$ do pilar P9

Pilar	Direção	γ_{el}	h (m)	L_v (m)	x (m)	N (MN)	A_c (m)	f_c (Mpa)	μ_{Δ}^{pl}	ρ_{tot}	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P9	x	1,15	0,70	0,471	0,038	0,15	0,21	16,67	0,33	0,017	276,76
	y	1,15	0,30	1,214	0,016	0,15	0,21	16,67	0,27	0,017	88,05

A Tabela 3.17 apresenta a comparação do esforço transversal atuante obtido na análise segundo o “Capacity Design” ($V_{E,CD}$) com o esforço transversal resistente cíclico ($V_{R-EC8-3}$).

Tabela 3.17 – Verificação da segurança ao ELCE do pilar P9

Pilar	Direção	$V_{ed}*\gamma_I$ (kN)	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P9	x	158,709	276,76
	y	96,425	88,05

Tendo em conta a Tabela 3.2 e a Tabela 3.17, conclui-se que o pilar P9 não verifica a segurança ao ELCE na direção y, visto que o valor de $V_{E,CD}$ é superior ao valor de $V_{R-EC8-3}$. A segurança a este estado limite é apenas verificada em ambas direções nos pilares P5.1 e P7.1 como se pode observar na Figura 3.7.

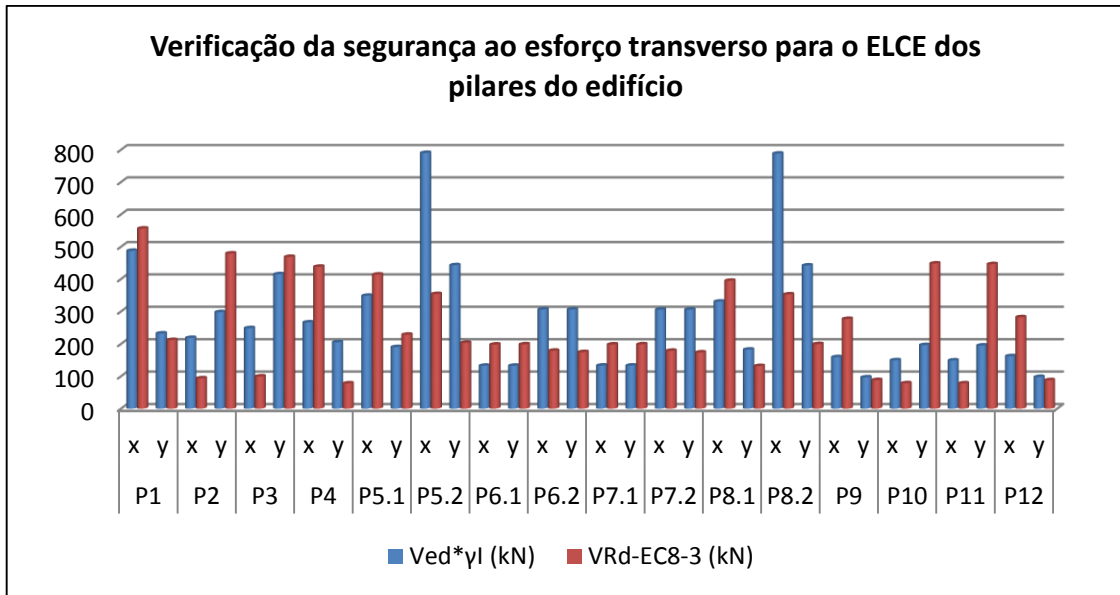


Figura 3.6 - Verificação da segurança ao esforço transversal para o ELCE dos pilares do edifício

Depois de verificar nas extremidade do pilar se relação L_v/h era inferior a 2, na Tabela 3.18 calculou-se o valor de $V_{R-EC8-3,max}$ do pilar P9.

Tabela 3.18 – Esforço transversal devido ao esmagamento do betão ($V_{Rd-EC8-3,max}$) do pilar P9

Pilar	Direção	L_v (m)	h (m)	L_v/h	b_w (m)	z (m)	$V_{Rd-EC8-3,max}$ (kN)
P9	x	0,471	0,70	0,67	0,30	0,59	640,70
	y	1,214	0,30	4,05	-	-	-

Analisando a Tabela 3.17 e a Tabela 3.18 conclui-se que o pilar P9 está de acordo com a condição definida pela A3.3.1(3) do EC8-3, visto que $V_{R-EC8-3} < V_{R-EC8-3,max}$. Os restantes pilares também verificam esta condição, como se pode observar na Figura 3.7

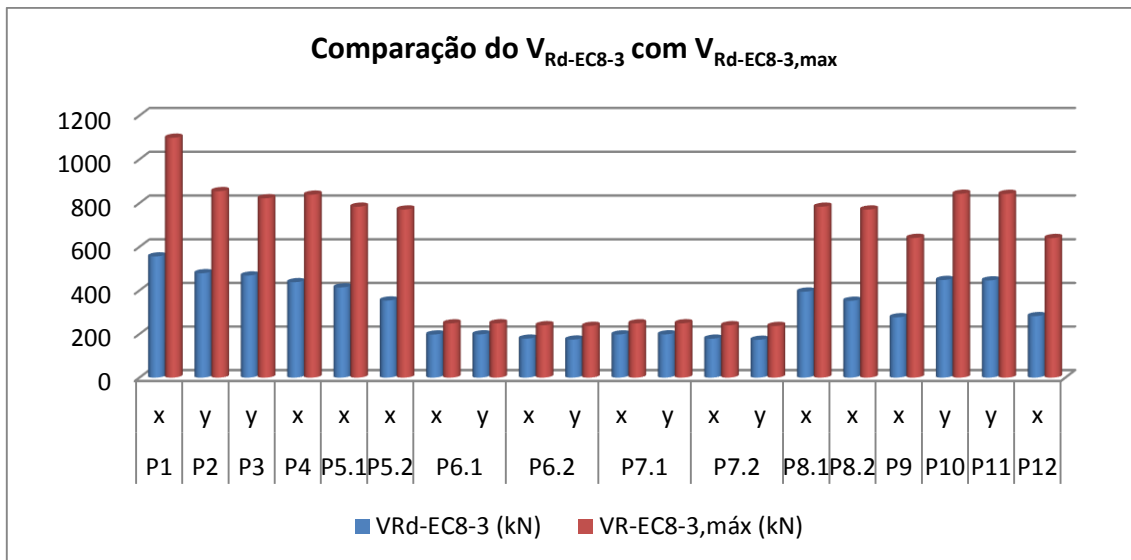


Figura 3.7 – Comparação do $V_{Rd-EC8-3}$ com $V_{Rd-EC8-3,max}$

4 CONCLUSÕES

Como qualquer área do saber, a engenharia civil está em constante evolução, sendo especialmente estimulada pela investigação e experiência humana. Esta evolução refletiu-se nos últimos anos na evolução de normas para projetos de estruturas resistentes aos sismos, desde o RSCCS até aos mais recentes Eurocódigos.

Na primeira parte desta dissertação procedeu-se ao dimensionamento de um edifício de acordo com as normas mais recentes, os Eurocódigos, tendo-se verificado a importância da contabilização da ação sísmica e ainda a relevância e necessidade de contemplar vários aspetos, desde a análise do projeto de arquitetura até à pormenorização das armaduras, para o dimensionamento adequado de uma estrutura.

Uma das particularidades interessantes do edifício em estudo corresponde ao fato de apresentar um desnível na laje de cobertura. Por esta razão, em determinadas situações a estrutura foi analisada como se tivesse dois pisos, visto que cada nível de laje apresenta um comportamento independente do outro.

Depois de efetuadas todas as verificações preconizadas pelo EC8-3, foi possível cumprir o objetivo proposto neste trabalho, ou seja, a aplicação da parte 3 do EC8 na avaliação da segurança ao sismo de um edifício existente e projetado de acordo com a parte 1 do Eurocódigo 8. Desta forma, este trabalho contemplou uma aplicação abrangente do Eurocódigo 8 a uma estrutura de betão armado, quer em termos de dimensionamento estrutural, quer em termos de avaliação da segurança aos sismos da estrutura inicialmente projetada.

No que diz respeito à Parte 3 do EC8, os pilares e vigas do edifício verificaram a segurança aos Estados Limites, exceto a segurança ao esforço transversal. Na aplicação desta parte do EC8, uma das dificuldades foi a inexistência de um anexo nacional com os Estados Limites recomendados e a definição da respetiva intensidade da ação sísmica a considerar.

4.1 Trabalhos futuros

Como trabalho futuro recomenda-se o estudo do edifício sem o degrau na laje e/ou a análise não linear do mesmo edifício.

BIBLIOGRAFIA

1. Costa, S. "Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Parque Edificado da Avenida Dr. Lourenço Peixinho - Aveiro", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, 2008.
2. Silva M.J., Candeias P., Coelho E. "Estudo Comparativo sobre o Dimensionamento de Edifícios de Betão Armado: Uma Análise sobre a Regulamentação Portuguesa em vigor e Novos Eurocódigos", Trabalho no âmbito de um pós-doutoramento, LNEC, 2012.
3. Silva, P. "Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado", Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2007.
4. NP EN 1990 - Eurocódigo 0 ." Bases para o Projecto de Estruturas", CEN, 2009.
5. NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 ." Acções em Estruturas, Parte 1-1 : Acções Gerais - Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios ", CEN, 2009.
6. NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 8 ." Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios", CEN, 2010.
7. NP EN 1998-1-1 - Eurocódigo 8 ." Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1-1 . Regras Gerais, Acções Sísmicas e Requisitos Gerais para as Estruturas", CEN, 2010.
8. Santos, P. S. "Projecto de Estruturas de um Edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8", Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2010.
9. Candeias, M. "Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo", Projecto para obtenção do grau mestre, em Engenharia Civil;. Lisboa, ISEL, 2011.
10. Lopes, M. Sismos e Edifícios. Amadora : Edições Orion, 2008.
11. CSI, SAP2000 V-15, 2013, Integrate Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers an Structures, Inc., Berkeley, California, EUA.

12. Portugal, Computers & Structures Inc. SAP2000, Integrated Solution for Structural Analysis & Design, Formação Base.
13. Bhatt, C. "Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e não Lineares", Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2007.
14. Jacinto, L. "Dimensionamento Sísmico de Edifícios de Betão Segundo o EC8-1";. s.l. : Área Departamental de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2013.
15. Romãozinho, M. "Dimensionamento para a Acção do EC8, Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a um Exemplo prático", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2008.
16. Costa, A. OE - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios. "Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Regras Específicas para Edifícios de Betão". Lisboa : OE, 2011.
17. Santos, P. "Dimensionamento para a Acção do EC8, Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a um Exemplo prático", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2008.
18. EN 1998-3 - "Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3 - Assessment and Retrofitting of Buildings", CEN, 2005.
19. Appleton J., Saraiva J.P. "Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 3", 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
20. Coelho E., Carvalho E.C., Silva M.J. "Reparação e Reforço Sísmico de Estruturas no Eurocódigo 8", 2004.

ANEXOS

Índice de anexos

Anexo 1.1 – Dimensões dos elementos estruturais do edifício	94
Anexo 1.2 – Centro de rigidez do edifício.....	95
Anexo 1.3 – Espectros de resposta	96
Anexo 1.4 – Armaduras longitudinais das vigas	98
Anexo 1.5 – Taxas de armaduras de tração e compressão das vigas.....	99
Anexo 1.6 – Diâmetro das armaduras de reforço	101
Anexo 1.7 – Espaçamentos máximos das armaduras transversais e longitudinais nas vigas.....	102
Anexo 1.8 – Armadura transversal nas vigas	103
Anexo 1.9 – Posição da linha neutra e momento resistente nas vigas.....	104
Anexo 1.10 – Determinação dos esforços transversos condicionantes nas vigas	105
Anexo 1.11 – Espaçamento da armadura de esforço transversal nas vigas.....	106
Anexo 1.12 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nas vigas.....	106
Anexo 1.13 – Determinação do esforço transversal resistente da viga	107
Anexo 1.14 – Armadura longitudinal nos pilares.....	108
Anexo 1.15 – Área da secção mínima de armaduras.....	108
Anexo 1.16 – Extensão da zona crítica dos pilares	109
Anexo 1.17 – Espaçamento da armadura de esforço transversal nos pilares	109
Anexo 1.18 – Armadura transversal nos pilares.....	110
Anexo 1.19 – Posição da linha neutra dos pilares	111
Anexo 1.20 – Determinação dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares	112
Anexo 1.21 – Determinação do esforço transversal condicionante dos pilares	113
Anexo 1.22 – Determinação do esforço resistente dos pilares	114
Anexo 1.23 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nos pilares	115
Anexo 1.24 – Armaduras de confinamento das zonas críticas dos pilares.....	116
Anexo 2.1 – Razão momento/esforço transversal da extremidade dos pilares	124
Anexo 2.2 – Cálculo da constante k e do taxa da armadura longitudinal dos pilares ..	125
Anexo 2.3 – Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{R,c}$	126
Anexo 2.4 – Cálculo de v_{min} nos pilares	127
Anexo 2.5 – Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{R,cmin}$	128
Anexo 2.6 – Cálculo da curvatura de cedência na extremidade dos pilares.....	129

Anexo 2.7 – Cálculo da deformação de cedência nos pilares	130
Anexo 2.8 – Taxa mecânica de armadura de tração e compressão dos pilares	131
Anexo 2.9 – Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx}	132
Anexo 2.10 – Cálculo da capacidade de deformação dos pilares.....	133
Anexo 2.11 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS	134
Anexo 2.12 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELCE	135
Anexo 2.13 – Razão momento/esforço transverso da extremidade dos pilares	136
Anexo 2.14 – Taxa mecânica de armadura de tração das vigas do edifício	137
Anexo 2.15 – Taxa mecânica de armadura de compressão das vigas do edifício.....	138
Anexo 2.16 – Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_s	139
Anexo 2.17 – Cálculo da deformação de cedência das vigas	140
Anexo 2.18 – Cálculo da capacidade de deformação última das vigas.....	141
Anexo 2.19 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS	142
Anexo 2.20 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE	143
Anexo 2.21 – Exigência de ductilidade em deslocamento dos pilares	144
Anexo 2.22 – Esforço transverso resistente cíclico $V_R - EC8 - 3$ dos pilares.....	145
Anexo 2.23 – Esforço tranverso devido ao esmagamento do betão ($V_{Rd-EC8-3,max}$) do pilar P9.....	146
Anexo 2.24 – Projeto de Arquitetura.....	Erro! Marcador não definido.
Anexo 2.25 – Projeto de Estruturas	Erro! Marcador não definido.

5 Anexo 1 – Cálculos justificativos do dimensionamento do edifício

Anexo 5.1 – Dimensões dos elementos estruturais do edifício

Dimensão dos pilares

Pilar	a (m)	b (m)	h (m)
P1	0,30	1,10	3,59
P2	0,70	0,30	3,59
P3	0,70	0,30	3,59
P4	0,30	0,70	3,59
P5.1	0,30	0,70	3,59
P5.2	0,30	0,70	1,40
P6.1	0,30	0,30	3,59
P6.2	0,30	0,30	1,40
P7.1	0,30	0,30	3,59
P7.2	0,30	0,30	1,40
P8.1	0,30	0,70	3,59
P8.2	0,30	0,70	1,40
P9	0,30	0,70	4,99
P10	0,70	0,30	4,99
P11	0,70	0,30	4,99
P12	0,30	0,70	4,99

Dimensão das vigas

Viga	a (m)	h (m)	L (m)
V1	0,30	0,75	16,96
V2	0,30	0,60	16,96
V3	0,30	0,40	16,96
V4	0,30	0,75	16,96
V5	0,30	0,40	4,98
V6	0,30	0,40	4,98
V7	0,30	0,40	4,98
V8	0,30	0,40	4,98
V9	0,30	0,40	5,00
V10	0,30	0,40	5,00
V11	0,30	0,40	5,00
V12	0,30	0,40	5,00

Anexo 5.2 – Centro de rigidez do edifício

Fração poente

Pilar	a(m)	b(m)	$I_x(m^4)$	$x_i(m)$	$I_x \cdot x_i$	$I_y(m^4)$	$y_i(m)$	$I_y \cdot y_i$
P5	0,30	0,70	0,00858	0	0	0,00158	4,98	0,007844
P6	0,30	0,30	0,00068	5,98	0,00404	0,00068	4,98	0,003362
P7	0,30	0,30	0,00068	10,98	0,00741	0,00068	4,98	0,003362
P8	0,30	0,70	0,00858	16,96	0,14543	0,00158	4,98	0,007844
P9	0,30	0,70	0,00858	0	0	0,00158	9,98	0,015719
P10	0,70	0,30	0,00158	5,98	0,00942	0,00858	9,98	0,085579
P11	0,70	0,30	0,00158	10,98	0,01729	0,00858	9,98	0,085579
P12	0,30	0,70	0,00858	16,96	0,14543	0,00158	9,98	0,015719
$\Sigma=$	-	-	0,03880	-	0,32902	0,02480	-	0,225004
	$X_{cr} =$	8,48				$X_{CG} =$	10,14	
	$Y_{cr} =$	9,073				$Y_{CG} =$	8,64	

Fração nascente

Pilar	a(m)	b(m)	$I_x(m^4)$	$x_i(m)$	$I_x \cdot x_i$	$I_y(m^4)$	$y_i(m)$	$I_y \cdot y_i$
P1	0,30	1,10	0,033275	0	0	0,00248	0	0
P2	0,70	0,30	0,001575	5,98	0,00942	0,00858	0	0
P3	0,70	0,30	0,001575	10,98	0,01729	0,00858	0	0
P4	0,30	0,70	0,008575	16,96	0,14543	0,00158	0	0
P5	0,30	0,70	0,008575	0	0	0,00158	4,98	0,0078435
P6	0,30	0,30	0,000675	5,98	0,00404	0,00068	4,98	0,0033615
P7	0,30	0,30	0,000675	10,98	0,00741	0,00068	4,98	0,0033615
P8	0,30	0,70	0,008575	16,96	0,14543	0,00158	4,98	0,0078435
$\Sigma=$	-	-	0,0635	-	0,32902	0,0257	-	0,02241
	$X_{cr} =$	5,181				$X_{CG} =$	9,31	
	$Y_{cr} =$	0,872				$Y_{CG} =$	3,07	

Anexo 5.3 – Espectros de resposta

Ação sísmica tipo 1

Ação Sísmica Tipo 1	
$a_g=$	1,5
$S_{max}=$	1,6
$S=$	1,5
$T_B=$	0,2
$T_C=$	0,6
$T_D=$	2
$q=$	2,64

T	S_d
0,00	1,50
0,02	1,56
0,04	1,63
0,05	1,66
0,06	1,69
0,07	1,72
0,08	1,75
0,09	1,78
0,10	2,13
0,20	2,13
0,25	2,13
0,30	2,13
0,40	2,13
0,50	2,13
0,60	2,13
0,70	1,83
0,80	1,60
0,90	1,42
1,00	1,28
1,10	1,16
1,20	1,07
1,30	0,98
1,40	0,91
1,50	0,85
1,60	0,80
1,70	0,75
1,80	0,71
1,90	0,67
2,00	0,64
2,50	0,41
3,00	0,30
3,50	0,30
4,00	0,30

Ação sísmica tipo 2

Ação Sísmica Tipo 2	
$a_g=$	1,7
$S_{max}=$	1,5
$S=$	1,46
$T_B=$	0,1
$T_C=$	0,25
$T_D=$	2
$q=$	2,64

T	S_d
0,000	1,655
0,020	1,794
0,040	1,933
0,050	2,003
0,060	2,072
0,070	2,142
0,080	2,211
0,090	2,281
0,100	2,350
0,200	2,350
0,250	2,350
0,300	1,959
0,400	1,469
0,500	1,175
0,600	0,979
0,700	0,839
0,800	0,734
0,900	0,653
1,000	0,588
1,100	0,534
1,200	0,490
1,300	0,452
1,400	0,420
1,500	0,392
1,600	0,367
1,700	0,346
1,800	0,340
1,900	0,340
2,000	0,340
2,500	0,340
3,000	0,340
3,500	0,340
4,000	0,340

Anexo 5.4 – Armaduras longitudinais das vigas

Viga	Troço	Zona	Esquerda			Vão			Direita		
			A _s (cm ²)	A _s adotado (cm ²)		A _s (cm ²)	A _s adotado (cm ²)		A _s (cm ²)	A _s adotado (cm ²)	
V1	P1-P2	superior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	9,55	6Ø16	12,06
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
	P2-P3	superior	11,03	6Ø16	12,06	6,83	4Ø16	8,04	11,53	6Ø16	12,06
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
	P3-P4	superior	9,50	6Ø16	12,06	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
V2	P5-P6	superior	6,20	4Ø16	8,04	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03
		inferior	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03
	P6-P7	superior	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03
		inferior	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03
	P7-P8	superior	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03	6,09	3Ø16	6,03
		inferior	5,39	3Ø16	6,03	5,39	3Ø16	6,03	5,39	4Ø16	8,04
V3	P5-P6	superior	3,85	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	4,05	4Ø12	4,52
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
	P6-P7	superior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
	P7-P8	superior	3,87	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,69	4Ø12	4,52
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
V4	P9-P10	superior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	7,80	6Ø16	12,06
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
	P10-P11	superior	10,18	6Ø16	12,06	6,83	4Ø16	8,04	10,19	6Ø16	12,06
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
	P11-P12	superior	7,72	6Ø16	12,06	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
		inferior	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04	6,83	4Ø16	8,04
V5	P1-P5	superior	14,96	5Ø20	15,70	5,63	3Ø20	9,42	16,54	6Ø20	18,84
		inferior	7,17	4Ø16	8,04	3,46	3Ø16	6,03	7,17	4Ø16	8,04
V6	P2-P6	superior	4,96	5Ø12	5,65	3,46	4Ø12	4,52	4,93	5Ø12	5,65
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
2<<<<z V7	P3-P7	superior	5,28	5Ø12	5,65	3,46	4Ø12	4,52	5,09	5Ø12	5,65
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
V8	P4-P8	superior	15,21	5Ø20	15,70	5,78	3Ø20	9,42	14,98	5Ø20	15,70
		inferior	4,09	4Ø12	4,52	4,33	4Ø12	4,52	6,28	4Ø12	6,78
V9	P5-P9	superior	10,38	4Ø16	8,04	3,46	3Ø16	6,03	6,59	4Ø16	8,04
		inferior	4,34	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	4,34	4Ø12	4,52
V10	P6-P10	superior	3,56	4Ø12	4,52	3,56	4Ø12	4,52	3,56	4Ø12	4,52
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52

Viga	Troço	Zona	Esquerda			Vão			Direita		
			A_s (cm ²)	A_s adotado (cm ²)		A_s (cm ²)	A_s adotado (cm ²)		A_s (cm ²)	A_s adotado (cm ²)	
V11	P7-P11	superior	3,56	4Ø12	4,52	3,56	4Ø12	4,52	3,56	4Ø12	4,52
		inferior	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52
V12	P8-P12	superior	5,93	3Ø12 + 2Ø16	7,41	3,56	1Ø12 + 2Ø16	5,15	6,83	3Ø12 + 2Ø16	7,41
		inferior	4,28	4Ø12	4,52	3,46	4Ø12	4,52	4,66	5Ø12	5,65

Anexo 5.5 – Taxas de armaduras de tração e compressão das vigas

Viga	Troço	Zona	A_s adoptado (cm ²)			ρ		
			Esquerda	Meio	Direita	Esquerda	Meio	Direita
V1	P1-P2	superior	8,04	8,04	12,06	0,0036	0,0036	0,0054
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036
	P2-P3	superior	12,06	8,04	12,06	0,0054	0,0036	0,0054
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036
	P3-P4	superior	12,06	8,04	8,04	0,0054	0,0036	0,0036
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036
V2	P5-P6	superior	8,04	6,03	6,03	0,0045	0,0034	0,0034
		inferior	6,03	6,03	6,03	0,0034	0,0034	0,0034
	P6-P7	superior	6,03	6,03	6,03	0,0034	0,0034	0,0034
		inferior	6,03	6,03	6,03	0,0034	0,0034	0,0034
	P7-P8	superior	6,03	6,03	6,03	0,0034	0,0034	0,0034
		inferior	6,03	6,03	8,04	0,0034	0,0034	0,0045
V3	P5-P6	superior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
	P6-P7	superior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
	P7-P8	superior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V4	P9-P10	superior	8,04	8,04	12,06	0,0036	0,0036	0,0054
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036
	P10-P11	superior	12,06	8,04	12,06	0,0054	0,0036	0,0054
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036
	P11-P12	superior	12,06	8,04	8,04	0,0054	0,0036	0,0036
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,0036	0,0036	0,0036

Viga	Troço	Zona	A _s adoptado (cm ²)			ρ		
			Esquerda	Meio	Direita	Esquerda	Meio	Direita
V5	P1-P5	superior	15,7	9,42	18,84	0,0131	0,0079	0,0157
		inferior	8,04	6,03	8,04	0,0067	0,0050	0,0067
V6	P2-P6	superior	5,65	4,52	5,65	0,0047	0,0038	0,0047
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V7	P3-P7	superior	5,65	4,52	5,65	0,0047	0,0038	0,0047
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V8	P4-P8	superior	15,7	9,42	15,7	0,0131	0,0079	0,0131
		inferior	4,52	4,52	6,78	0,0038	0,0038	0,0057
V9	P5-P9	superior	8,04	6,03	8,04	0,0067	0,0050	0,0067
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V10	P6-P10	superior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V11	P7-P11	superior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,0038	0,0038	0,0038
V12	P8-P12	superior	7,41	5,15	7,41	0,0062	0,0043	0,0062
		inferior	4,52	4,52	5,65	0,0038	0,0038	0,0047

Anexo 5.6 – Diâmetro das armaduras de reforço

Viga	Nós Exteriores						Nós interiores			
	Pilar	v_d	h_c	ρ'	ρ_{max}	$d_{bL}(mm)$	Pilar	ρ'	ρ_{max}	$d_{bL}(mm)$
V1	P1	0,059	0,3	0,004	0,014	15	-	-	-	-
	P2	0,088	0,7	0,004	0,014	35	-	-	-	-
	P3	0,094	0,7	0,004	0,014	35	-	-	-	-
	P4	0,057	0,3	0,004	0,014	15	-	-	-	-
V2	P5.1	0,079	0,3	0,003	0,014	15	P6 ₁	0,003	0,0136	18
	P8.1	0,062	0,3	0,003	0,014	15	P7 ₁	0,003	0,0136	18
V3	P5.2	0,040	0,3	0,004	0,014	14	P6 ₂	0,004	0,0140	17
	P8.2	0,039	0,3	0,004	0,014	14	P7 ₂	0,004	0,0140	17
V4	P9	0,036	0,3	0,004	0,014	14	-	-	-	-
	P10	0,062	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-
	P11	0,061	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-
	P12	0,040	0,3	0,004	0,014	15	-	-	-	-
V5	P1	0,059	1,1	0,007	0,017	50	-	-	-	-
	P5.2	0,079	0,7	0,007	0,017	32	-	-	-	-
V6	P2	0,088	0,3	0,004	0,014	15	P6 ₁	0,004	0,0140	18
V7	P3	0,094	0,3	0,004	0,014	15	P7 ₁	0,004	0,0140	18
V8	P4	0,057	0,7	0,006	0,016	32	-	-	-	-
	P8.1	0,062	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-
V9	P5.2	0,040	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-
	P9	0,036	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-
V10	P10	0,062	0,3	0,004	0,014	15	P6 ₂	0,004	0,0140	18
V11	P11	0,061	0,3	0,004	0,014	15	P7 ₂	0,004	0,0140	18
V12	P8.2	0,039	0,7	0,005	0,015	33	-	-	-	-
	P12	0,040	0,7	0,004	0,014	34	-	-	-	-

Anexo 5.7 – Espaçamentos máximos das armaduras transversais e longitudinais nas vigas

Viga	h_w (m)	d (m)	$S_{l,max}$ (m)	$S_{t,max}$ (m)
V1	0,750	0,700	0,525	0,525
V2	0,600	0,550	0,413	0,413
V3	0,400	0,350	0,263	0,263
V4	0,750	0,700	0,525	0,525
V5	0,400	0,350	0,263	0,263
V6	0,400	0,350	0,263	0,263
V7	0,400	0,350	0,263	0,263
V8	0,400	0,350	0,263	0,263
V9	0,400	0,350	0,263	0,263
V10	0,400	0,350	0,263	0,263
V11	0,400	0,350	0,263	0,263
V12	0,400	0,350	0,263	0,263

Anexo 5.8 – Armadura transversal nas vigas

Viga	Troço	Zona Crítica		Esquerda			Vão			Direita			Zona Crítica	
		A _s adoptado (cm ² /m)		A _s (cm ² /m)	A _s adoptado (cm ² /m)		A _s (cm ² /m)	A _s adoptado (cm ² /m)		A _s (cm ² /m)	A _s adoptado (cm ² /m)		A _s adoptado (cm ² /m)	
V1	P1-P2	Ø8//0,125,2r	8,04	5,85	Ø8//0,15,2r	6,67	4,94	Ø8//0,15,2r	6,67	6,33	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,125,2r	8,04
	P2-P3	Ø8//0,125,2r	8,04	6,60	Ø8//0,15,2r	6,67	5,45	Ø8//0,15,2r	6,67	6,74	Ø8//0,125,2r	8,04	Ø8//0,125,2r	8,04
	P3-P4	Ø8//0,125,2r	8,04	6,53	Ø8//0,15,2r	6,67	4,24	Ø8//0,15,2r	6,67	4,42	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,125,2r	8,04
V2	P5-P6	Ø8//0,125,2r	8,04	4,55	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,36	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,125,2r	8,04
	P6-P7	Ø8//0,125,2r	8,04	4,23	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,29	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,125,2r	8,04
	P7-P8	Ø8//0,125,2r	8,04	4,41	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,22	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,125,2r	8,04
V3	P5-P6	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
	P6-P7	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
	P7-P8	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
V4	P9-P10	Ø8//0,15,2r	8,04	5,52	Ø8//0,15,2r	6,67	4,38	Ø8//0,20,2r	5,02	5,39	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,15,2r	6,67
	P10-P11	Ø8//0,15,2r	8,04	5,76	Ø8//0,15,2r	6,67	4,84	Ø8//0,20,2r	5,02	5,73	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,15,2r	6,67
	P11-P12	Ø8//0,15,2r	8,04	5,38	Ø8//0,15,2r	6,67	4,31	Ø8//0,20,2r	5,02	4,53	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,15,2r	6,67
V5	P1-P5	Ø8//0,10,2r	10,06	7,61	Ø8//0,125,2r	8,04	6,54	Ø8//0,20,2r	5,02	7,77	Ø8//0,125,2r	8,04	Ø8//0,10,2r	10,06
V6	P2-P6	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,24	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
V7	P3-P7	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,18	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
V8	P4-P8	Ø8//0,10,2r	10,06	7,09	Ø8//0,125,2r	8,04	6,30	Ø8//0,15,2r	6,67	7,17	Ø8//0,125,2r	8,04	Ø8//0,10,2r	10,06
V9	P5-P9	Ø8//0,10,2r	10,06	5,19	Ø8//0,15,2r	6,67	4,76	Ø8//0,20,2r	5,02	5,9	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,10,2r	10,06
V10	P6-P10	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,16	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
V11	P7-P11	Ø8//0,10,2r	10,06	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	0,00	Ø8//0,20,2r	5,02	4,18	Ø8//0,20,2r	5,02	Ø8//0,10,2r	10,06
V12	P8-P12	Ø8//0,10,2r	10,06	5,76	Ø8//0,15,2r	6,67	5,35	Ø8//0,15,2r	6,67	6,45	Ø8//0,15,2r	6,67	Ø8//0,10,2r	10,06

Anexo 5.9 – Posição da linha neutra e momento resistente nas vigas

Viga	Troço	Zona	ρ			Posição da linha neutra (m)			Momento Resistente (kN.m)		
			Esq.	Vão	Dta.	Esq.	Vão	Dta.	Esq.	Vão	Dta.
V1	P1-P2	superior	10,04	8,04	14,06	0,09	0,07	0,12	232,369	188,028	318,566
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
	P2-P3	superior	14,06	8,04	14,06	0,12	0,07	0,12	318,566	188,028	318,566
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
	P3-P4	superior	14,06	8,04	10,04	0,12	0,07	0,09	318,566	188,028	232,369
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
V2	P5-P6	superior	10,04	6,03	8,03	0,09	0,05	0,07	179,961	111,012	145,887
		inferior	6,03	6,03	6,03	0,05	0,05	0,05	111,012	111,012	111,012
	P6-P7	superior	8,03	6,03	8,03	0,07	0,05	0,07	145,887	111,012	145,887
		inferior	6,03	6,03	6,03	0,05	0,05	0,05	111,012	111,012	111,012
	P7-P8	superior	8,03	6,03	6,03	0,07	0,05	0,05	145,887	111,012	111,012
		inferior	6,03	6,03	8,04	0,05	0,05	0,07	111,012	111,012	146,059
V3	P5-P6	superior	6,52	4,52	6,52	0,06	0,04	0,06	74,266	52,580	74,266
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
	P6-P7	superior	6,52	4,52	6,52	0,06	0,04	0,06	74,266	52,580	74,266
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
	P7-P8	superior	6,52	4,52	4,52	0,06	0,04	0,04	74,266	52,580	52,580
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V4	P9-P10	superior	10,04	8,04	14,06	0,09	0,07	0,12	232,369	188,028	318,566
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
	P10-P11	superior	14,06	8,04	14,06	0,12	0,07	0,12	318,566	188,028	318,566
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
	P11-P12	superior	14,06	8,04	8,04	0,12	0,07	0,07	318,566	188,028	188,028
		inferior	8,04	8,04	8,04	0,07	0,07	0,07	188,028	188,028	188,028
V5	P1-P5	superior	17,70	9,42	18,84	0,15	0,08	0,16	177,653	103,991	186,494
		inferior	8,04	6,03	8,04	0,07	0,05	0,07	90,100	69,043	90,100
V6	P2-P6	superior	7,65	4,52	5,65	0,07	0,04	0,05	86,091	52,580	64,952
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V7	P3-P7	superior	7,65	4,52	5,65	0,07	0,04	0,05	86,091	52,580	64,952
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V8	P4-P8	superior	17,70	9,42	15,70	0,15	0,08	0,14	177,653	103,991	161,381
		inferior	4,52	4,52	6,78	0,04	0,04	0,06	52,580	52,580	77,015
V9	P5-P9	superior	10,04	6,03	8,04	0,09	0,05	0,07	110,082	69,043	90,100
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V10	P6-P10	superior	6,52	4,52	4,52	0,06	0,04	0,04	74,266	52,580	52,580
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V11	P7-P11	superior	6,52	4,52	4,52	0,06	0,04	0,04	74,266	52,580	52,580
		inferior	4,52	4,52	4,52	0,04	0,04	0,04	52,580	52,580	52,580
V12	P8-P12	superior	9,41	5,15	7,41	0,08	0,04	0,06	103,892	59,516	83,606
		inferior	4,52	4,52	5,65	0,04	0,04	0,05	52,580	52,580	64,952

Anexo 5.10 – Determinação dos esforços transversos condicionantes nas vigas

Viga	Troço	Zona	l _{cl} (m)	M _{Rd} (kN.m)		V _{comb.qp} (kN)		V _{Ed.cálculo} (kN)	
				Esq.	Dta.	Esq.	Dta.	Esq.	Dta.
V1	P1-P2	superior	5,98	232,37	318,57	63,45	74,88	133,75	159,59
		inferior		188,03	188,03				
	P2-P3	superior	5,00	318,57	318,57	58,55	61,67	159,87	162,99
		inferior		188,03	188,03				
	P3-P4	superior	5,98	318,57	232,37	79,42	54,25	164,13	124,55
		inferior		188,03	188,03				
V2	P5-P6	superior	5,98	179,96	145,89	39,77	39,23	88,43	82,19
		inferior		111,01	111,01				
	P6-P7	superior	5,00	145,89	145,89	32,48	33,44	83,86	84,82
		inferior		111,01	111,01				
	P7-P8	superior	5,98	145,89	111,01	40,74	35,35	89,56	72,48
		inferior		111,01	146,06				
V3	P5-P6	superior	5,98	74,27	74,27	25,84	31,24	47,05	52,45
		inferior		52,58	52,58				
	P6-P7	superior	5,00	74,27	74,27	25,67	25,90	51,04	51,27
		inferior		52,58	52,58				
	P7-P8	superior	5,98	74,27	52,58	28,19	24,12	49,40	41,71
		inferior		52,58	52,58				
V4	P9-P10	superior	5,98	232,37	318,57	42,18	60,64	112,48	145,35
		inferior		188,03	188,03				
	P10-P11	superior	5,00	318,57	318,57	44,60	44,05	145,92	145,37
		inferior		188,03	188,03				
	P11-P12	superior	5,98	318,57	188,03	60,69	42,43	145,40	105,32
		inferior		188,03	188,03				
V5	P1-P5	superior	4,98	177,65	186,49	24,00	26,51	77,77	82,05
		inferior		90,10	90,10				
V6	P2-P6	superior	4,98	86,09	64,95	20,85	26,73	48,70	50,33
		inferior		52,58	52,58				
V7	P3-P7	superior	4,98	86,09	64,95	21,22	27,48	49,07	51,08
		inferior		52,58	52,58				
V8	P4-P8	superior	4,98	177,65	161,38	20,07	21,40	71,21	64,36
		inferior		52,58	77,01				
V9	P5-P9	superior	5,00	110,08	90,10	18,48	25,84	51,01	54,38
		inferior		52,58	52,58				
V10	P6-P10	superior	5,00	74,27	52,58	22,42	29,81	47,79	50,84
		inferior		52,58	52,58				
V11	P7-P11	superior	5,00	74,27	52,58	22,09	29,58	47,46	50,61
		inferior		52,58	52,58				
V12	P8-P12	superior	5,00	103,89	83,61	18,38	25,61	52,15	52,85
		inferior		52,58	64,95				

Anexo 5.11 – Espaçamento da armadura de esforço transversal nas vigas

Viga	h_w (mm)	d_{bw} (mm)	225mm	d_{bL} (mm)	s(m)
V1	750	8	225m	16	0,13
V2	600	8	225m	16	0,13
V3	400	8	225m	12	0,10
V4	750	8	225m	20	0,16
V5	400	8	225m	20	0,10
V6	400	8	225m	12	0,10
V7	400	8	225m	12	0,10
V8	400	8	225m	16	0,10
V9	400	8	225m	16	0,10
V10	400	8	225m	12	0,10
V11	400	8	225m	12	0,10
V12	400	8	225m	16	0,10

Anexo 5.12 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nas vigas

Viga	α_{cw}	b_w (m)	d (m)	z (m)	v_1 (m)	f_{cd} (Mpa)	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
V1	1	0,30	0,70	0,63	0,54	16,67	45	850,67
V2	1	0,30	0,55	0,495	0,54	16,67	45	668,38
V3	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V4	1	0,30	0,70	0,63	0,54	16,67	45	850,67
V5	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V6	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V7	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V8	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V9	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V10	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V11	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34
V12	1	0,30	0,35	0,315	0,54	16,67	45	425,34

Anexo 5.13 – Determinação do esforço transversal resistente da viga

Viga	Troço	A_{sw}/s (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (Mpa)	θ (°)	$V_{Rd,s}$ (kN)
V1	P1-P2	8,04	0,63	348	45	176,27
	P2-P3	8,04	0,63	348	45	176,27
	P3-P4	8,04	0,63	348	45	176,27
V2	P5-P6	8,04	0,50	348	45	138,50
	P6-P7	8,04	0,50	348	45	138,50
	P7-P8	8,04	0,50	348	45	138,50
V3	P5-P6	10,06	0,32	348	45	110,28
	P6-P7	10,06	0,32	348	45	110,28
	P7-P8	10,06	0,32	348	45	110,28
V4	P9-P10	8,04	0,63	348	45	176,27
	P10-P11	8,04	0,63	348	45	176,27
	P11-P12	8,04	0,63	348	45	176,27
V5	P1-P5	10,06	0,32	348	45	110,28
V6	P2-P6	10,06	0,32	348	45	110,28
V7	P3-P7	10,06	0,32	348	45	110,28
V8	P4-P8	10,06	0,32	348	45	110,28
V9	P5-P9	10,06	0,32	348	45	110,28
V10	P6-P10	10,06	0,32	348	45	110,28
V11	P7-P11	10,06	0,32	348	45	110,28
V12	P8-P12	10,06	0,32	348	45	110,28

Anexo 5.14 – Armadura longitudinal nos pilares

	A _s Modelo (cm ² /m)	A _s Adotado (cm ² /m)		ρ
P1	53,61	22Ø16 + 4Ø20	56,78	0,017
P2	55,26	18Ø20	56,52	0,027
P3	66,12	6Ø20 + 10Ø25	67,94	0,032
P4	43,16	18Ø20	56,52	0,027
P5.1	51,81	18Ø20	56,52	0,027
P5.2	21,00	18Ø20	56,52	0,027
P6.1	34,13	4Ø25 + 8Ø16	35,72	0,040
P6.2	28,18	4Ø25 + 8Ø16	35,72	0,040
P7.1	34,91	4Ø25 + 8Ø16	35,72	0,040
P7.2	31,39	4Ø25 + 8Ø16	35,72	0,040
P8.1	53,36	18Ø20	56,52	0,027
P8.2	24,02	18Ø20	56,52	0,027
P9	32,90	12Ø16 + 4Ø20	36,68	0,017
P10	52,40	18Ø20	56,52	0,027
P11	53,41	18Ø20	56,52	0,027
P12	33,97	12Ø16 + 4Ø20	36,68	0,017

Anexo 5.15 – Área da secção mínima de armaduras

Pilar	N _{Ed} (kN)	0,1*N _{Ed} /f _{yd}	0,002*A _c	A _{s,min} (cm ² /m)
P1	357,66	1,028	6,60	6,60
P2	326,33	0,938	4,20	4,20
P3	348,55	1,002	4,20	4,20
P4	220,18	0,633	4,20	4,20
P5.1	275,06	0,790	4,20	4,20
P5.2	138,89	0,399	4,20	4,20
P6.1	303,91	0,873	1,80	1,80
P6.2	174,20	0,501	1,80	1,80
P7.1	308,52	0,887	1,80	1,80
P7.2	172,60	0,496	1,80	1,80
P8.1	215,53	0,619	4,20	4,20
P8.2	136,38	0,392	4,20	4,20
P9	153,78	0,442	4,20	4,20
P10	243,99	0,701	4,20	4,20
P11	237,96	0,684	4,20	4,20
P12	166,90	0,480	4,20	4,20

Anexo 5.16 – Extensão da zona crítica dos pilares

Pilar	h_c (m)	$l_c/6$ (m)	0,45 m	l_c/h_c	Extensão da zona crítica	l_{cr} (m)
P1	1,10	0,60	0,45	3,26	Total	3,59
P2	0,70	0,60	0,45	5,13	Parcial	0,70
P3	0,70	0,60	0,45	5,13	Parcial	0,70
P4	0,70	0,60	0,45	5,13	Total	3,59
P5.1	0,70	0,60	0,45	5,13	Total	3,59
P5.2	0,70	0,23	0,45	2,00	Total	1,40
P6.1	0,30	0,60	0,45	11,97	Parcial	0,60
P6.2	0,30	0,23	0,45	4,67	Parcial	0,45
P7.1	0,30	0,60	0,45	11,97	Parcial	0,60
P7.2	0,30	0,23	0,45	4,67	Parcial	0,45
P8.1	0,70	0,60	0,45	5,13	Total	3,59
P8.2	0,70	0,23	0,45	2,00	Total	1,40
P9	0,70	0,83	0,45	7,13	Total	4,99
P10	0,70	0,83	0,45	7,13	Parcial	0,83
P11	0,70	0,83	0,45	7,13	Parcial	0,83
P12	0,70	0,83	0,45	7,13	Parcial	4,99

Anexo 5.17 – Espaçamento da armadura de esforço transverso nos pilares

Pilar	$b_o/2$ (mm)	175 mm	$8*d_{bL}$ (mm)	s (m)
P1	110	175	128	0,11
P2	110	175	160	0,11
P3	110	175	160	0,11
P4	110	175	160	0,11
P5.1	110	175	160	0,11
P5.2	110	175	160	0,11
P6.1	110	175	160	0,11
P6.2	110	175	160	0,11
P7.1	110	175	160	0,11
P7.2	110	175	160	0,11
P8.1	110	175	160	0,11
P8.2	110	175	160	0,11
P9	110	175	128	0,11
P10	110	175	160	0,11
P11	110	175	160	0,11
P12	110	175	160	0,11

Anexo 5.18 – Armadura transversal nos pilares

Pilar	A _s /s Modelo (cm ² /m)		Direção X		Direção Y	
			A _s /s Adotado (cm ² /m)		A _s /s Adotado (cm ² /m)	
	Direção X	Direção Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1	4,98	0,00	Ø8 // 0,10,2r	Ø6 // 0,10,4r	Ø8 // 0,10,2r	-
P2	9,03	0,00	Ø10 // 0,075,2r	-	Ø10 // 0,075,2r	Ø6 // 0,075,4r
P3	8,86	0,00	Ø10 // 0,075,2r	-	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P4	0,00	5,89	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,4r	Ø10 // 0,10,2r	-
P5.1	8,96	0,00	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P5.2	6,67	0,00	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P6.1	1,80	0,00	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P6.2	14,21	19,21	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P7.1	1,80	0,00	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P7.2	19,08	15,27	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P8.1	0,00	8,81	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P8.2	0,00	7,11	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r	Ø10 // 0,075,2r	Ø8 // 0,075,2r
P9	0,00	0,00	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,2r	Ø10 // 0,10,2r	-
P10	0,00	0,00	Ø10 // 0,10,2r	-	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,4r
P11	0,00	0,00	Ø10 // 0,10,2r	-	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,4r
P12	0,00	0,00	Ø10 // 0,10,2r	Ø8 // 0,10,2r	Ø10 // 0,10,2r	-

Pilar	Direção X				Direção Y			
	A _s /s Adotado (cm ² /m)				A _s /s Adotado (cm ² /m)			
	Cintas Exteriores		Cintas Interiores		Cintas Exteriores		Cintas Interiores	
P1	Ø8 // 0,10,2r	10,06	Ø6 // 0,10,4r	16,8	Ø8 // 0,10,2r	10,06	-	-
P2	Ø10 // 0,075,2r	20,94	-	-	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø6 // 0,075,4r	14,92
P3	Ø10 // 0,075,2r	20,94	-	-	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P4	Ø10 // 0,10,2r	15,70	Ø8 // 0,10,4r	20,12	Ø10 // 0,10,2r	15,70	-	-
P5.1	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P5.2	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P6.1	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P6.2	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P7.1	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P7.2	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P8.1	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P8.2	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34	Ø10 // 0,075,2r	20,94	Ø8 // 0,075,2r	13,34
P9	Ø10 // 0,10,2r	15,70	Ø8 // 0,10,2r	10,06	Ø10 // 0,10,2r	15,70	-	-
P10	Ø10 // 0,10,2r	15,70	-	-	Ø10 // 0,10,2r	15,70	Ø8 // 0,10,4r	20,12
P11	Ø10 // 0,10,2r	15,70	-	-	Ø10 // 0,10,2r	15,70	Ø8 // 0,10,4r	20,12
P12	Ø10 // 0,10,2r	15,70	Ø8 // 0,10,2r	10,06	Ø10 // 0,10,2r	15,70	-	-

Anexo 5.19 – Posição da linha neutra dos pilares

Pilar	Direção	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	b (m)	f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	x ₁ (m)	x ₂ (m)
P1	x	8,29	8,29	0,30	348	16,67	0,082	0,089
	y	26,38	26,38	1,10	348	16,67	0,022	0,024
P2	x	25,12	25,12	0,70	348	16,67	0,033	0,035
	y	9,42	9,42	0,30	348	16,67	0,077	0,082
P3	x	29,06	29,06	0,70	348	16,67	0,035	0,037
	y	14,73	14,73	0,30	348	16,67	0,082	0,087
P4	x	9,42	9,42	0,30	348	16,67	0,050	0,055
	y	25,12	25,12	0,70	348	16,67	0,021	0,024
P5.1	x	12,56	12,56	0,30	348	16,67	0,064	0,069
	y	21,98	21,98	0,70	348	16,67	0,027	0,029
P5.2	x	12,56	12,56	0,30	348	16,67	0,033	0,035
	y	21,98	21,98	0,70	348	16,67	0,014	0,015
P6.1	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,074	0,076
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,074	0,076
P6.2	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,043	0,044
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,043	0,044
P7.1	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,075	0,077
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,075	0,077
P7.2	x	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,042	0,043
	y	13,84	13,84	0,30	348	16,67	0,042	0,043
P8.1	x	12,56	12,56	0,30	348	16,67	0,049	0,054
	y	21,98	21,98	0,70	348	16,67	0,021	0,023
P8.2	x	12,56	12,56	0,30	348	16,67	0,033	0,034
	y	21,98	21,98	0,70	348	16,67	0,014	0,015
P9	x	8,29	8,29	0,30	348	16,67	0,032	0,038
	y	16,33	16,33	0,70	348	16,67	0,014	0,016
P10	x	25,12	25,12	0,70	348	16,67	0,023	0,026
	y	9,42	9,42	0,30	348	16,67	0,054	0,061
P11	x	25,12	25,12	0,70	348	16,67	0,023	0,025
	y	9,42	9,42	0,30	348	16,67	0,053	0,059
P12	x	8,29	8,29	0,30	348	16,67	0,035	0,042
	y	16,33	16,33	0,70	348	16,67	0,015	0,018

Anexo 5.20 – Determinação dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares

Pilar	Direção	h (m)	d (m)	d ₁ (m)	M _{Rc,1} (kN.m)	M _{Rc,2} (kN.m)	γ _{Rd}	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
P1	x	1,10	1,05	0,05	457,356	472,415	1,1	503,091	519,657
	y	0,30	0,25	0,05	229,659	233,766	1,1	252,624	257,142
P2	x	0,30	0,25	0,05	216,777	219,222	1,1	238,455	241,144
	y	0,70	0,65	0,05	294,555	300,258	1,1	324,010	330,284
P3	x	0,30	0,25	0,05	246,927	249,335	1,1	271,620	274,268
	y	0,70	0,65	0,05	411,791	417,409	1,1	452,970	459,149
P4	x	0,70	0,65	0,05	262,777	268,906	1,1	289,055	295,796
	y	0,30	0,25	0,05	203,158	205,785	1,1	223,474	226,363
P5.1	x	0,70	0,65	0,05	345,049	350,960	1,1	379,554	386,055
	y	0,30	0,25	0,05	188,465	190,998	1,1	207,312	210,098
P5.2	x	0,70	0,65	0,05	306,902	308,936	1,1	337,592	339,829
	y	0,30	0,25	0,05	172,116	172,988	1,1	189,328	190,287
P6.1	x	0,30	0,25	0,05	131,911	132,679	1,1	145,102	145,946
	y	0,30	0,25	0,05	131,911	132,679	1,1	145,102	145,946
P6.2	x	0,30	0,25	0,05	119,111	119,422	1,1	131,022	131,365
	y	0,30	0,25	0,05	119,111	119,422	1,1	131,022	131,365
P7.1	x	0,30	0,25	0,05	132,327	133,088	1,1	145,560	146,397
	y	0,30	0,25	0,05	132,327	133,088	1,1	145,560	146,397
P7.2	x	0,30	0,25	0,05	118,925	119,238	1,1	130,818	131,162
	y	0,30	0,25	0,05	118,925	119,238	1,1	130,818	131,162
P8.1	x	0,70	0,65	0,05	326,897	333,044	1,1	359,587	366,348
	y	0,30	0,25	0,05	180,685	183,320	1,1	198,754	201,652
P8.2	x	0,70	0,65	0,05	306,089	308,126	1,1	336,698	338,939
	y	0,30	0,25	0,05	171,768	172,641	1,1	188,945	189,905
P9	x	0,70	0,65	0,05	216,124	224,554	1,1	237,737	247,009
	y	0,30	0,25	0,05	132,098	135,711	1,1	145,308	149,282
P10	x	0,30	0,25	0,05	205,471	208,883	1,1	226,018	229,771
	y	0,70	0,65	0,05	268,174	276,134	1,1	294,991	303,748
P11	x	0,30	0,25	0,05	204,678	208,103	1,1	225,146	228,913
	y	0,70	0,65	0,05	266,322	274,314	1,1	292,954	301,746
P12	x	0,70	0,65	0,05	220,361	228,725	1,1	242,397	251,598
	y	0,30	0,25	0,05	133,914	137,498	1,1	147,305	151,248

Anexo 5.21 – Determinação do esforço transversal condicionante dos pilares

Pilar	Direção	l_{cl} (m)	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	V_{Ed} (kN)
P1	x	3,59	503,091	519,657	284,888
	y	3,59	229,659	257,142	135,599
P2	x	3,59	216,777	241,144	127,555
	y	3,59	294,555	330,284	174,050
P3	x	3,59	246,927	274,268	145,180
	y	3,59	411,791	459,149	242,602
P4	x	3,59	262,777	295,796	155,591
	y	3,59	203,158	226,363	119,644
P5.1	x	3,59	345,049	386,055	203,650
	y	3,59	188,465	210,098	111,020
P5.2	x	1,40	306,902	339,829	461,951
	y	1,40	172,116	190,287	258,859
P6.1	x	3,59	131,911	145,946	77,398
	y	3,59	131,911	145,946	77,398
P6.2	x	1,40	119,111	131,365	178,911
	y	1,40	119,111	131,365	178,911
P7.1	x	3,59	132,327	146,397	77,639
	y	3,59	132,327	146,397	77,639
P7.2	x	1,40	118,925	131,162	178,634
	y	1,40	118,925	131,162	178,634
P8.1	x	3,59	326,897	366,348	193,105
	y	3,59	180,685	201,652	106,501
P8.2	x	1,40	306,089	338,939	460,734
	y	1,40	171,768	189,905	258,338
P9	x	4,99	216,124	247,009	92,812
	y	4,99	132,098	149,282	56,389
P10	x	4,99	205,471	229,771	87,223
	y	4,99	268,174	303,748	114,614
P11	x	4,99	204,678	228,913	86,892
	y	4,99	266,322	301,746	113,841
P12	x	4,99	220,361	251,598	94,581
	y	4,99	133,914	151,248	57,147

Anexo 5.22 – Determinação do esforço resistente dos pilares

Pilar	Direção	A_{sw} (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	V_{Rd} (kN)
P1	x	35,82	0,95	348	45	1177,977
	y	26,54	0,23	348	45	207,808
P2	x	20,94	0,23	348	45	163,960
	y	26,54	0,59	348	45	540,301
P3	x	20,94	0,23	348	45	163,960
	y	31,00	0,59	348	45	631,098
P4	x	35,82	0,59	348	45	729,224
	y	15,70	0,23	348	45	122,931
P5.1	x	26,54	0,59	348	45	540,301
	y	41,06	0,23	348	45	321,500
P5.2	x	26,54	0,59	348	45	540,301
	y	41,06	0,23	348	45	321,500
P6.1	x	31,00	0,23	348	45	242,730
	y	31,00	0,23	348	45	242,730
P6.2	x	31,00	0,23	348	45	242,730
	y	31,00	0,23	348	45	242,730
P7.1	x	31,00	0,23	348	45	242,730
	y	31,00	0,23	348	45	242,730
P7.2	x	31,00	0,23	348	45	242,730
	y	31,00	0,23	348	45	242,730
P8.1	x	26,54	0,59	348	45	540,301
	y	20,94	0,23	348	45	163,960
P8.2	x	26,54	0,59	348	45	540,301
	y	41,06	0,23	348	45	321,500
P9	x	25,76	0,59	348	45	524,422
	y	15,70	0,23	348	45	122,931
P10	x	15,70	0,23	348	45	122,931
	y	35,82	0,59	348	45	729,224
P11	x	15,70	0,23	348	45	122,931
	y	35,82	0,59	348	45	729,224
P12	x	25,76	0,59	348	45	524,422
	y	15,70	0,23	348	45	122,931

Anexo 5.23 – Determinação do esforço transversal resistente máximo nos pilares

Pilar	Direção	A_{sw} (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	V_{Rd} (kN)
P1	x	26,86	0,945	348	45	883,318
	y	35,86	0,225	348	45	280,784
P2	x	20,94	0,225	348	45	163,960
	y	35,86	0,585	348	45	730,038
P3	x	20,94	0,225	348	45	163,960
	y	34,28	0,585	348	45	697,872
P4	x	35,82	0,585	348	45	729,224
	y	15,70	0,225	348	45	122,931
P5.1	x	34,28	0,585	348	45	697,872
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P5.2	x	34,28	0,585	348	45	697,872
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P6.1	x	34,28	0,225	348	45	268,412
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P6.2	x	34,28	0,225	348	45	268,412
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P7.1	x	34,28	0,225	348	45	268,412
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P7.2	x	34,28	0,225	348	45	268,412
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P8.1	x	34,28	0,585	348	45	697,872
	y	20,94	0,225	348	45	163,960
P8.2	x	34,28	0,585	348	45	697,872
	y	34,28	0,225	348	45	268,412
P9	x	25,76	0,585	348	45	524,422
	y	15,70	0,225	348	45	122,931
P10	x	15,70	0,225	348	45	122,931
	y	35,82	0,585	348	45	729,224
P11	x	15,70	0,225	348	45	122,931
	y	35,82	0,585	348	45	729,224
P12	x	25,76	0,585	348	45	524,422
	y	15,70	0,225	348	45	122,931

Anexo 5.24 – Armaduras de confinamento das zonas críticas dos pilares

✓ **Pilar P1**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,26	1,10	1,02	0,30	0,22	0,81	1,23	0,99

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,67	3,10E-04	2,24E-02	0,288

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,07	0,00174	-0,017	0,286

✓ **Pilar P2**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,24	0,70	0,62	0,30	0,22	0,71	1,19	0,84

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,67	2,12E-04	1,36E-02	0,325

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,09	0,00174	-0,008	0,273

✓ **Pilar P3**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,32	0,70	0,62	0,30	0,22	0,61	1,19	0,72

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,78E-04	1,36E-02	0,272

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,10	0,00174	-0,007	0,197

✓ **Pilar P4**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,24	0,70	0,62	0,30	0,22	0,71	1,19	0,84

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	2,12E-04	1,36E-02	0,325

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,06	0,00174	-0,017	0,273

✓ **Pilar P5.1**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,27	0,70	0,62	0,30	0,22	0,67	1,19	0,80

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	3,84E-04	1,36E-02	0,588

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,04	0,00174	-0,024	0,472

✓ **Pilar P5.2**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,27	0,70	0,62	0,30	0,22	0,67	1,19	0,80

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	3,84E-04	1,36E-02	0,588

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,04	0,00174	-0,024	0,472

✓ **Pilar P6.1**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,05	0,30	0,22	0,30	0,22	0,82	1,00	0,82

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,28E-04	4,84E-03	0,552

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,20	0,00174	0,034640434	0,451

✓ **Pilar P6.2**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	h_o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,05	0,30	0,22	0,30	0,22	0,82	1,00	0,82

f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,28E-04	4,84E-03	0,552

μ_ϕ	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,20	0,00174	0,034640434	0,451

✓ **Pilar P7.1**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,05	0,30	0,22	0,30	0,22	0,82	1,00	0,82

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,28E-04	4,84E-03	0,552

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,21	0,00174	0,035696807	0,451

✓ **Pilar P7.2**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,05	0,30	0,22	0,30	0,22	0,82	1,00	0,82

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,28E-04	4,84E-03	0,552

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,21	0,00174	0,035696807	0,451

✓ **Pilar P8.1**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,27	0,70	0,62	0,30	0,22	0,67	1,19	0,80

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	3,84E-04	1,36E-02	0,588

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,06	0,00174	-0,017	0,472

✓ **Pilar P8.2**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,27	0,70	0,62	0,30	0,22	0,67	1,19	0,80

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	3,84E-04	1,36E-02	0,588

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,06	0,00174	-0,017	0,472

✓ **Pilar P9**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,32	0,70	0,62	0,30	0,22	0,609	1,190	0,725

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,78E-04	1,36E-02	0,272

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,04	0,00174	-0,022	0,197

✓ **Pilar P10**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,24	0,70	0,62	0,30	0,22	0,71	1,19	0,84

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	2,12E-04	1,36E-02	0,325

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,07	0,00174	-0,015	0,273

✓ **Pilar P11**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,24	0,70	0,62	0,30	0,22	0,71	1,19	0,84

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	2,12E-04	1,36E-02	0,325

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,07	0,00174	-0,016	0,273

✓ **Pilar P12**

s (m)	$\Sigma(b_i^2)$	b _c (m)	b _o (m)	h _c (m)	h _o (m)	α_n	α_s	α
0,10	0,32	0,70	0,62	0,30	0,22	0,61	1,19	0,72

f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Vol _{cintas}	Vol _{núcleo}	ω_{od}
348	16,66667	1,78E-04	1,36E-02	0,272

μ_ϕ	v _d	$\epsilon_{sy,d}$	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{sy,d}*(b_c/b_o)-0,035$	$\alpha*\omega_{od}$
4,83	0,05	0,00174	-0,021	0,197

6 Anexo 2 - Cálculos justificativos da verificação segundo o Eurocódigo 8

Parte 3

Anexo 6.1 – Razão momento/esforço transversal da extremidade dos pilares

Pilar	Direção	M_{Rd} (kN.m)	V_{Rd} (kN)	L_v (m)
P1	x	519,657	883,318	0,588
	y	257,142	280,784	0,916
P2	x	241,144	163,960	1,471
	y	330,284	730,038	0,452
P3	x	274,268	163,960	1,673
	y	459,149	697,872	0,658
P4	x	295,796	729,224	0,406
	y	226,363	122,931	1,841
P5.1	x	386,055	697,872	0,553
	y	210,098	268,412	0,783
P5.2	x	339,829	697,872	0,487
	y	190,287	268,412	0,709
P6.1	x	145,946	268,412	0,544
	y	145,946	268,412	0,544
P6.2	x	131,365	268,412	0,489
	y	131,365	268,412	0,489
P7.1	x	146,397	268,412	0,545
	y	146,397	268,412	0,545
P7.2	x	131,162	268,412	0,489
	y	131,162	268,412	0,489
P8.1	x	366,348	697,872	0,525
	y	201,652	163,960	1,230
P8.2	x	338,939	697,872	0,486
	y	189,905	268,412	0,708
P9	x	247,009	524,422	0,471
	y	149,282	122,931	1,214
P10	x	229,771	122,931	1,869
	y	303,748	729,224	0,417
P11	x	228,913	122,931	1,862
	y	301,746	729,224	0,414
P12	x	251,598	524,422	0,480
	y	151,248	122,931	1,230

Anexo 6.2 – Cálculo da constante k e do taxa da armadura longitudinal dos pilares

Pilar	Direção	d (m)	b _w (m)	A _{sl} (cm ² /m)	k	ρ _l
P1	x	1,05	0,30	8,29	1,44	0,003
	y	0,25	1,10	26,38	1,89	0,010
P2	x	0,25	0,70	25,12	1,89	0,014
	y	0,65	0,30	9,42	1,55	0,005
P3	x	0,25	0,70	29,06	1,89	0,017
	y	0,65	0,30	14,73	1,55	0,008
P4	x	0,65	0,30	9,42	1,55	0,005
	y	0,25	0,70	25,12	1,89	0,014
P5.1	x	0,65	0,30	12,56	1,55	0,006
	y	0,25	0,70	21,98	1,89	0,013
P5.2	x	0,65	0,30	12,56	1,55	0,006
	y	0,25	0,70	21,98	1,89	0,013
P6.1	x	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
	y	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
P6.2	x	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
	y	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
P7.1	x	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
	y	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
P7.2	x	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
	y	0,25	0,30	13,84	1,89	0,018
P8.1	x	0,65	0,30	12,56	1,55	0,006
	y	0,25	0,70	21,98	1,89	0,013
P8.2	x	0,65	0,30	12,56	1,55	0,006
	y	0,25	0,70	21,98	1,89	0,013
P9	x	0,65	0,30	8,29	1,55	0,004
	y	0,25	0,70	16,33	1,89	0,009
P10	x	0,25	0,70	25,12	1,89	0,014
	y	0,65	0,30	9,42	1,55	0,005
P11	x	0,25	0,70	25,12	1,89	0,014
	y	0,65	0,30	9,42	1,55	0,005
P12	x	0,65	0,30	8,29	1,55	0,004
	y	0,25	0,70	16,33	1,89	0,009

Anexo 6.3 – Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$

Pilar	Direção	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	f_{ck} (MPa)	k_1	σ_{cp} (MPa)	b (m)	d (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)
P1	x	0,12	1,44	0,003	25	0,15	1,08	0,30	1,05	51,312
	y	0,12	1,89	0,010	25	0,15	1,08	1,10	0,25	44,888
P2	x	0,12	1,89	0,014	25	0,15	1,55	0,70	0,25	40,922
	y	0,12	1,55	0,005	25	0,15	1,55	0,30	0,65	45,537
P3	x	0,12	1,89	0,017	25	0,15	1,66	0,70	0,25	43,707
	y	0,12	1,55	0,008	25	0,15	1,66	0,30	0,65	48,645
P4	x	0,12	1,55	0,005	25	0,15	1,05	0,30	0,65	30,751
	y	0,12	1,89	0,014	25	0,15	1,05	0,70	0,25	27,654
P5.1	x	0,12	1,55	0,006	25	0,15	1,31	0,30	0,65	38,404
	y	0,12	1,89	0,013	25	0,15	1,31	0,70	0,25	34,508
P5.2	x	0,12	1,55	0,006	25	0,15	0,66	0,30	0,65	19,437
	y	0,12	1,89	0,013	25	0,15	0,66	0,70	0,25	17,487
P6.1	x	0,12	1,89	0,018	25	0,15	3,38	0,30	0,25	38,050
	y	0,12	1,89	0,018	25	0,15	3,38	0,30	0,25	38,050
P6.2	x	0,12	1,89	0,018	25	0,15	1,94	0,30	0,25	21,836
	y	0,12	1,89	0,018	25	0,15	1,94	0,30	0,25	21,836
P7.1	x	0,12	1,89	0,018	25	0,15	3,43	0,30	0,25	38,626
	y	0,12	1,89	0,018	25	0,15	3,43	0,30	0,25	38,626
P7.2	x	0,12	1,89	0,018	25	0,15	1,92	0,30	0,25	21,636
	y	0,12	1,89	0,018	25	0,15	1,92	0,30	0,25	21,636
P8.1	x	0,12	1,55	0,006	25	0,15	1,03	0,30	0,65	30,112
	y	0,12	1,89	0,013	25	0,15	1,03	0,70	0,25	27,067
P8.2	x	0,12	1,55	0,006	25	0,15	0,65	0,30	0,65	19,088
	y	0,12	1,89	0,013	25	0,15	0,65	0,70	0,25	17,173
P9	x	0,12	1,55	0,004	25	0,15	0,73	0,30	0,65	21,499
	y	0,12	1,89	0,009	25	0,15	0,73	0,70	0,25	19,336
P10	x	0,12	1,89	0,014	25	0,15	1,16	0,70	0,25	30,630
	y	0,12	1,55	0,005	25	0,15	1,16	0,30	0,65	34,068
P11	x	0,12	1,89	0,014	25	0,15	1,13	0,70	0,25	29,876
	y	0,12	1,55	0,005	25	0,15	1,13	0,30	0,65	33,228
P12	x	0,12	1,55	0,004	25	0,15	0,79	0,30	0,65	23,327
	y	0,12	1,89	0,009	25	0,15	0,79	0,70	0,25	20,976

Anexo 6.4 – Cálculo de v_{min} nos pilares

Pilar	Direção	k	f_{ck} (MPa)	v_{min}
P1	x	1,44	16,67	2,855
	y	1,89	16,67	3,279
P2	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,55	16,67	2,970
P3	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,55	16,67	2,970
P4	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P5.1	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P5.2	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P6.1	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,89	16,67	3,279
P6.2	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,89	16,67	3,279
P7.1	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,89	16,67	3,279
P7.2	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,89	16,67	3,279
P8.1	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P8.2	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P9	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279
P10	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,55	16,67	2,970
P11	x	1,89	16,67	3,279
	y	1,55	16,67	2,970
P12	x	1,55	16,67	2,970
	y	1,89	16,67	3,279

Anexo 6.5 – Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,cmin}$

Pilar	Direção	v_{min}	k_1	σ_{cp} (MPa)	b (m)	d (m)	$V_{Rd,c min}$ (kN)
P1	x	2,8551	0,15	1,08	0,30	1,05	2,9063
	y	3,2788	0,15	1,08	1,10	0,25	3,3235
P2	x	3,2788	0,15	1,55	0,70	0,25	3,3196
	y	2,9703	0,15	1,55	0,30	0,65	3,0157
P3	x	3,2788	0,15	1,66	0,70	0,25	3,3223
	y	2,9703	0,15	1,66	0,30	0,65	3,0188
P4	x	2,9703	0,15	1,05	0,30	0,65	3,0009
	y	3,2788	0,15	1,05	0,70	0,25	3,3063
P5.1	x	2,9703	0,15	1,31	0,30	0,65	3,0086
	y	3,2788	0,15	1,31	0,70	0,25	3,3131
P5.2	x	2,9703	0,15	0,66	0,30	0,65	2,9896
	y	3,2788	0,15	0,66	0,70	0,25	3,2961
P6.1	x	3,2788	0,15	3,38	0,30	0,25	3,3168
	y	3,2788	0,15	3,38	0,30	0,25	3,3168
P6.2	x	3,2788	0,15	1,94	0,30	0,25	3,3005
	y	3,2788	0,15	1,94	0,30	0,25	3,3005
P7.1	x	3,2788	0,15	3,43	0,30	0,25	3,3173
	y	3,2788	0,15	3,43	0,30	0,25	3,3173
P7.2	x	3,2788	0,15	1,92	0,30	0,25	3,3003
	y	3,2788	0,15	1,92	0,30	0,25	3,3003
P8.1	x	2,9703	0,15	1,03	0,30	0,65	3,0003
	y	3,2788	0,15	1,03	0,70	0,25	3,3057
P8.2	x	2,9703	0,15	0,65	0,30	0,65	2,9893
	y	3,2788	0,15	0,65	0,70	0,25	3,2958
P9	x	2,9703	0,15	0,73	0,30	0,65	2,9917
	y	3,2788	0,15	0,73	0,70	0,25	3,2980
P10	x	3,2788	0,15	1,16	0,70	0,25	3,3093
	y	2,9703	0,15	1,16	0,30	0,65	3,0042
P11	x	3,2788	0,15	1,13	0,70	0,25	3,3085
	y	2,9703	0,15	1,13	0,30	0,65	3,0034
P12	x	2,9703	0,15	0,79	0,30	0,65	2,9935
	y	3,2788	0,15	0,79	0,70	0,25	3,2996

Anexo 6.6 – Cálculo da curvatura de cedência na extremidade dos pilares

Pilar	Direção	d (m)	\emptyset_y
P1	x	1,05	0,0017
	y	0,25	0,0070
P2	x	0,25	0,0070
	y	0,65	0,0027
P3	x	0,25	0,0070
	y	0,65	0,0027
P4	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P5.1	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P5.2	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P6.1	x	0,25	0,0070
	y	0,25	0,0070
P6.2	x	0,25	0,0070
	y	0,25	0,0070
P7.1	x	0,25	0,0070
	y	0,25	0,0070
P7.2	x	0,25	0,0070
	y	0,25	0,0070
P8.1	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P8.2	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P9	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070
P10	x	0,25	0,0070
	y	0,65	0,0027
P11	x	0,25	0,0070
	y	0,65	0,0027
P12	x	0,65	0,0027
	y	0,25	0,0070

Anexo 6.7 – Cálculo da deformação de cedência nos pilares

Pilar	Direção	φ_y	L_v (m)	a_v	z (m)	h (m)	d (m)	d' (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P1	x	0,002	0,59	1	0,95	1,10	1,05	1,05	20	348	16,67	0,006
	y	0,007	0,92	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,005
P2	x	0,007	1,47	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,006
	y	0,003	0,45	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
P3	x	0,007	1,67	1	0,23	0,30	0,25	0,25	25	348	16,67	0,006
	y	0,003	0,66	1	0,59	0,70	0,65	0,65	25	348	16,67	0,005
P4	x	0,003	0,41	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,006
	y	0,007	1,84	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,006
P5.1	x	0,003	0,55	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	0,78	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,004
P5.2	x	0,003	0,49	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	0,71	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,004
P6.1	x	0,007	0,54	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
	y	0,007	0,54	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
P6.2	x	0,007	0,49	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
	y	0,007	0,49	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
P7.1	x	0,007	0,55	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
	y	0,007	0,55	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
P7.2	x	0,007	0,49	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
	y	0,007	0,49	1	0,23	0,30	0,25	0,25	16	348	16,67	0,004
P8.1	x	0,003	0,52	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	1,23	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,005
P8.2	x	0,003	0,49	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	0,71	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,004
P9	x	0,003	0,47	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	1,21	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,005
P10	x	0,007	1,87	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,007
	y	0,003	0,42	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,006
P11	x	0,007	1,86	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,007
	y	0,003	0,41	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,006
P12	x	0,003	0,48	1	0,59	0,70	0,65	0,65	20	348	16,67	0,005
	y	0,007	1,23	1	0,23	0,30	0,25	0,25	20	348	16,67	0,005

Anexo 6.8 – Taxa mecânica de armadura de tração e compressão dos pilares

Pilar	Direção	A _s (cm ² /m)	A _s ' (cm ² /m)	A _c (cm ²)	f _y (MPa)	f _c (MPa)	ω	ω'	α
P1	x	8,29	8,29	3300	348	16,67	0,052	0,052	0,99
	y	26,38	26,38	3300	348	16,67	0,167	0,167	0,99
P2	x	25,12	25,12	2100	348	16,67	0,250	0,250	0,84
	y	9,42	9,42	2100	348	16,67	0,094	0,094	0,84
P3	x	29,06	29,06	2100	348	16,67	0,289	0,289	0,72
	y	14,73	14,73	2100	348	16,67	0,146	0,146	0,72
P4	x	9,42	9,42	2100	348	16,67	0,094	0,094	0,84
	y	25,12	25,12	2100	348	16,67	0,250	0,250	0,84
P5.1	x	12,56	12,56	2100	348	16,67	0,125	0,125	0,80
	y	21,98	21,98	2100	348	16,67	0,219	0,219	0,80
P5.2	x	12,56	12,56	2100	348	16,67	0,125	0,125	0,80
	y	21,98	21,98	2100	348	16,67	0,219	0,219	0,80
P6.1	x	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
	y	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
P6.2	x	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
	y	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
P7.1	x	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
	y	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
P7.2	x	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
	y	13,84	13,84	900	348	16,67	0,321	0,321	0,82
P8.1	x	12,56	12,56	2100	348	16,67	0,125	0,125	0,80
	y	21,98	21,98	2100	348	16,67	0,219	0,219	0,80
P8.2	x	12,56	12,56	2100	348	16,67	0,125	0,125	0,80
	y	21,98	21,98	2100	348	16,67	0,219	0,219	0,80
P9	x	8,29	8,29	2100	348	16,67	0,082	0,082	0,72
	y	16,33	16,33	2100	348	16,67	0,162	0,162	0,72
P10	x	25,12	25,12	2100	348	16,67	0,250	0,250	0,84
	y	9,42	9,42	2100	348	16,67	0,094	0,094	0,84
P11	x	25,12	25,12	2100	348	16,67	0,250	0,250	0,84
	y	9,42	9,42	2100	348	16,67	0,094	0,094	0,84
P12	x	8,29	8,29	2100	348	16,67	0,082	0,082	0,72
	y	16,33	16,33	2100	348	16,67	0,162	0,162	0,72

Anexo 6.9 – Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_s

Pilar	Direção	A_s (cm ² /m)	b (m)	s_h (m)	ρ_s
P1	x	8,29	0,30	0,100	0,0276
	y	26,38	1,10	0,100	0,0240
P2	x	25,12	0,70	0,075	0,0478
	y	9,42	0,30	0,075	0,0419
P3	x	29,06	0,70	0,075	0,0554
	y	14,73	0,30	0,075	0,0655
P4	x	9,42	0,30	0,100	0,0314
	y	25,12	0,70	0,100	0,0359
P5.1	x	12,56	0,30	0,075	0,0558
	y	21,98	0,70	0,075	0,0419
P5.2	x	12,56	0,30	0,075	0,0558
	y	21,98	0,70	0,075	0,0419
P6.1	x	13,84	0,30	0,075	0,0615
	y	13,84	0,30	0,075	0,0615
P6.2	x	13,84	0,30	0,075	0,0615
	y	13,84	0,30	0,075	0,0615
P7.1	x	13,84	0,30	0,075	0,0615
	y	13,84	0,30	0,075	0,0615
P7.2	x	13,84	0,30	0,075	0,0615
	y	13,84	0,30	0,075	0,0615
P8.1	x	12,56	0,30	0,075	0,0558
	y	21,98	0,70	0,075	0,0419
P8.2	x	12,56	0,30	0,075	0,0558
	y	21,98	0,70	0,075	0,0419
P9	x	8,29	0,30	0,100	0,0276
	y	16,33	0,70	0,100	0,0233
P10	x	25,12	0,70	0,100	0,0359
	y	9,42	0,30	0,100	0,0314
P11	x	25,12	0,70	0,100	0,0359
	y	9,42	0,30	0,100	0,0314
P12	x	8,29	0,30	0,100	0,0276
	y	16,33	0,70	0,100	0,0233

Anexo 6.10 – Cálculo da capacidade de deformação dos pilares

Pilar	Direção	γ_{el}	ν	ω	ω'	L_v (m)	h (m)	α	ρ_s	θ_{um}
P1	x	1,5	0,065	0,052	0,052	0,588	1,10	0,99	0,028	0,094
	y	1,5	0,065	0,167	0,167	0,916	0,30	0,99	0,024	0,136
P2	x	1,5	0,093	0,250	0,250	1,471	0,30	0,84	0,048	0,465
	y	1,5	0,093	0,094	0,094	0,452	0,70	0,84	0,042	0,163
P3	x	1,5	0,100	0,289	0,289	1,673	0,30	0,72	0,055	0,481
	y	1,5	0,100	0,146	0,146	0,658	0,70	0,72	0,065	0,422
P4	x	1,5	0,063	0,094	0,094	0,406	0,70	0,84	0,031	0,090
	y	1,5	0,063	0,250	0,250	1,841	0,30	0,84	0,036	0,266
P5.1	x	1,5	0,079	0,125	0,125	0,553	0,70	0,80	0,056	0,341
	y	1,5	0,079	0,219	0,219	0,783	0,30	0,80	0,042	0,244
P5.2	x	1,5	0,040	0,125	0,125	0,487	0,70	0,80	0,056	0,342
	y	1,5	0,040	0,219	0,219	0,709	0,30	0,80	0,042	0,247
P6.1	x	1,5	0,203	0,321	0,321	0,544	0,30	0,82	0,062	0,566
	y	1,5	0,203	0,321	0,321	0,544	0,30	0,82	0,062	0,566
P6.2	x	1,5	0,116	0,321	0,321	0,489	0,30	0,82	0,062	0,605
	y	1,5	0,116	0,321	0,321	0,489	0,30	0,82	0,062	0,605
P7.1	x	1,5	0,206	0,321	0,321	0,545	0,30	0,82	0,062	0,564
	y	1,5	0,206	0,321	0,321	0,545	0,30	0,82	0,062	0,564
P7.2	x	1,5	0,115	0,321	0,321	0,489	0,30	0,82	0,062	0,605
	y	1,5	0,115	0,321	0,321	0,489	0,30	0,82	0,062	0,605
P8.1	x	1,5	0,062	0,125	0,125	0,525	0,70	0,80	0,056	0,342
	y	1,5	0,062	0,219	0,219	1,230	0,30	0,80	0,042	0,292
P8.2	x	1,5	0,039	0,125	0,125	0,486	0,70	0,80	0,056	0,342
	y	1,5	0,039	0,219	0,219	0,708	0,30	0,80	0,042	0,247
P9	x	1,5	0,044	0,082	0,082	0,471	0,70	0,72	0,028	0,064
	y	1,5	0,044	0,162	0,162	1,214	0,30	0,72	0,023	0,097
P10	x	1,5	0,070	0,250	0,250	1,869	0,30	0,84	0,036	0,265
	y	1,5	0,070	0,094	0,094	0,417	0,70	0,84	0,031	0,091
P11	x	1,5	0,068	0,250	0,250	1,862	0,30	0,84	0,036	0,265
	y	1,5	0,068	0,094	0,094	0,414	0,70	0,84	0,031	0,090
P12	x	1,5	0,048	0,082	0,082	0,480	0,70	0,72	0,028	0,064
	y	1,5	0,048	0,162	0,162	1,230	0,30	0,72	0,023	0,097

Anexo 6.11 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS

Pilar	Direção	$\theta_{sd}*\gamma_I$	θ_{um}
P1	x	0,006	0,094
	y	0,008	0,136
P2	x	0,006	0,465
	y	0,007	0,163
P3	x	0,006	0,481
	y	0,008	0,422
P4	x	0,006	0,090
	y	0,009	0,266
P5.1	x	0,007	0,341
	y	0,008	0,244
P5.2	x	0,018	0,342
	y	0,023	0,247
P6.1	x	0,007	0,566
	y	0,007	0,566
P6.2	x	0,018	0,605
	y	0,022	0,605
P7.1	x	0,007	0,564
	y	0,008	0,564
P7.2	x	0,018	0,605
	y	0,023	0,605
P8.1	x	0,007	0,342
	y	0,009	0,292
P8.2	x	0,018	0,342
	y	0,026	0,247
P9	x	0,006	0,064
	y	0,007	0,097
P10	x	0,006	0,265
	y	0,006	0,091
P11	x	0,006	0,265
	y	0,006	0,090
P12	x	0,006	0,064
	y	0,007	0,097

Anexo 6.12 – Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELCE

Pilar	Direção	θ_{sd}	$0,75*\theta_{um}$
P1	x	0,004	0,070
	y	0,005	0,102
P2	x	0,004	0,349
	y	0,004	0,123
P3	x	0,004	0,361
	y	0,004	0,317
P4	x	0,004	0,068
	y	0,005	0,200
P5.1	x	0,004	0,256
	y	0,005	0,183
P5.2	x	0,010	0,256
	y	0,014	0,185
P6.1	x	0,004	0,424
	y	0,004	0,424
P6.2	x	0,010	0,454
	y	0,013	0,454
P7.1	x	0,004	0,423
	y	0,004	0,423
P7.2	x	0,010	0,454
	y	0,013	0,454
P8.1	x	0,004	0,256
	y	0,005	0,219
P8.2	x	0,010	0,256
	y	0,015	0,185
P9	x	0,004	0,048
	y	0,004	0,073
P10	x	0,004	0,199
	y	0,004	0,068
P11	x	0,004	0,199
	y	0,004	0,068
P12	x	0,004	0,048
	y	0,004	0,073

Anexo 6.13 – Razão momento/esforço transversal da extremidade dos pilares

Viga	Troço	M _{Rd} (kN.m)		V _{Rd,s} (kN)	L _v (m)	
		Esq.	Dta.		Esq.	Dta.
V1	P1-P2	232,369	318,566	176,27	1,32	1,81
	P2-P3	318,566	318,566	176,27	1,81	1,81
	P3-P4	318,566	232,369	176,27	1,81	1,32
V2	P5-P6	179,961	145,887	138,50	1,30	1,05
	P6-P7	145,887	145,887	138,50	1,05	1,05
	P7-P8	145,887	111,012	138,50	1,05	0,80
V3	P5-P6	74,266	74,266	110,28	0,67	0,67
	P6-P7	74,266	74,266	110,28	0,67	0,67
	P7-P8	74,266	52,580	110,28	0,67	0,48
V4	P9-P10	232,369	318,566	176,27	1,32	1,81
	P10-P11	318,566	318,566	176,27	1,81	1,81
	P11-P12	318,566	188,028	176,27	1,81	1,07
V5	P1-P5	177,653	186,494	110,28	1,61	1,69
V6	P2-P6	86,091	64,952	110,28	0,78	0,59
V7	P3-P7	86,091	64,952	110,28	0,78	0,59
V8	P4-P8	177,653	161,381	110,28	1,61	1,46
V9	P5-P9	110,082	90,100	110,28	1,00	0,82
V10	P6-P10	74,266	52,580	110,28	0,67	0,48
V11	P7-P11	74,266	52,580	110,28	0,67	0,48
V12	P8-P12	103,892	83,606	110,28	0,94	0,76

Anexo 6.14 – Taxa mecânica de armadura de tração das vigas do edifício

Viga	Troço	A_s (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	A_c (cm ²)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	ω	
		Esq.	Dta.				Esq.	Dta.
V1	P1-P2	8,04	12,06	2250	348	16,67	0,075	0,112
	P2-P3	12,06	12,06	2250	348	16,67	0,112	0,112
	P3-P4	12,06	8,04	2250	348	16,67	0,112	0,075
V2	P5-P6	8,04	6,03	1800	348	16,67	0,093	0,070
	P6-P7	6,03	6,03	1800	348	16,67	0,070	0,070
	P7-P8	6,03	6,03	1800	348	16,67	0,070	0,070
V3	P5-P6	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
	P6-P7	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
	P7-P8	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V4	P9-P10	8,04	12,06	2250	348	16,67	0,075	0,112
	P10-P11	12,06	12,06	2250	348	16,67	0,112	0,112
	P11-P12	12,06	8,04	2250	348	16,67	0,112	0,075
V5	P1-P5	15,70	18,84	1200	348	16,67	0,273	0,328
V6	P2-P6	5,65	5,65	1200	348	16,67	0,098	0,098
V7	P3-P7	5,65	5,65	1200	348	16,67	0,098	0,098
V8	P4-P8	15,70	15,70	1200	348	16,67	0,273	0,273
V9	P5-P9	8,04	8,04	1200	348	16,67	0,140	0,140
V10	P6-P10	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V11	P7-P11	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V12	P8-P12	7,41	7,41	1200	348	16,67	0,129	0,129

Anexo 6.15 – Taxa mecânica de armadura de compressão das vigas do edifício

Viga	Troço	A_s'	A_s'	A_c	f_y	f_c	ω'	
		(cm ² /m) Esq.	(cm ² /m) Dta.				(cm ²)	(MPa)
V1	P1-P2	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P2-P3	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P3-P4	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
V2	P5-P6	6,03	6,03	1800	348	16,67	0,070	0,070
	P6-P7	6,03	6,03	1800	348	16,67	0,070	0,070
	P7-P8	6,03	8,04	1800	348	16,67	0,070	0,093
V3	P5-P6	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
	P6-P7	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
	P7-P8	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V4	P9-P10	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P10-P11	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
	P11-P12	8,04	8,04	2250	348	16,67	0,075	0,075
V5	P1-P5	8,04	8,04	1200	348	16,67	0,140	0,140
V6	P2-P6	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V7	P3-P7	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V8	P4-P8	4,52	6,78	1200	348	16,67	0,079	0,118
V9	P5-P9	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V10	P6-P10	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V11	P7-P11	4,52	4,52	1200	348	16,67	0,079	0,079
V12	P8-P12	4,52	5,65	1200	348	16,67	0,079	0,098

Anexo 6.16 – Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_s

Viga	Troço	A_s'	A_s'	b (m)	s_h (m)	ρ_s	
		(cm ² /m) Esq.	(cm ² /m) Dta.			Esq.	Dta.
V1	P1-P2	8,04	8,04	0,3	0,125	0,021	0,021
	P2-P3	8,04	8,04	0,3	0,125	0,021	0,021
	P3-P4	8,04	8,04	0,3	0,125	0,021	0,021
V2	P5-P6	6,03	6,03	0,3	0,125	0,016	0,016
	P6-P7	6,03	6,03	0,3	0,125	0,016	0,016
	P7-P8	6,03	8,04	0,3	0,125	0,016	0,021
V3	P5-P6	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
	P6-P7	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
	P7-P8	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V4	P9-P10	8,04	8,04	0,3	0,150	0,018	0,018
	P10-P11	8,04	8,04	0,3	0,150	0,018	0,018
	P11-P12	8,04	8,04	0,3	0,150	0,018	0,018
V4	P1-P5	8,04	8,04	0,3	0,100	0,027	0,027
V5	P2-P6	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V6	P3-P7	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V7	P4-P8	4,52	6,78	0,3	0,100	0,015	0,023
V8	P5-P9	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V9	P6-P10	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V10	P7-P11	4,52	4,52	0,3	0,100	0,015	0,015
V11	P8-P12	4,52	5,65	0,3	0,100	0,015	0,019

Anexo 6.17 – Cálculo da deformação de cedência das vigas

Viga	Troço	ϕ_y	L_v (m)		a_v	z (m)	h (m)	d (m)	d' (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y	
			Esq	Dta									Esq	Dta
V1	P1-P2	0,002	1,32	1,81	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
	P2-P3	0,002	1,81	1,81	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
	P3-P4	0,002	1,81	1,32	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
V2	P5-P6	0,003	1,30	1,05	1	0,50	0,60	0,55	0,55	20	348	16,67	0,004	0,004
	P6-P7	0,003	1,05	1,05	1	0,50	0,60	0,55	0,55	25	348	16,67	0,004	0,004
	P7-P8	0,003	1,05	0,80	1	0,50	0,60	0,55	0,55	25	348	16,67	0,004	0,004
V3	P5-P6	0,005	0,67	0,67	1	0,32	0,40	0,35	0,35	20	348	16,67	0,004	0,004
	P6-P7	0,005	0,67	0,67	1	0,32	0,40	0,35	0,35	20	348	16,67	0,004	0,004
	P7-P8	0,005	0,67	0,48	1	0,32	0,40	0,35	0,35	20	348	16,67	0,004	0,004
V4	P9-P10	0,002	1,32	1,81	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
	P10-P11	0,002	1,81	1,81	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
	P11-P12	0,002	1,81	1,07	1	0,63	0,75	0,70	0,70	20	348	16,67	0,004	0,004
V5	P1-P5	0,005	1,61	1,69	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,005	0,005
V6	P2-P6	0,005	0,78	0,59	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004
V7	P3-P7	0,005	0,78	0,59	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004
V8	P4-P8	0,005	1,61	1,46	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,005	0,005
V9	P5-P9	0,005	1,00	0,82	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004
V10	P6-P10	0,005	0,67	0,48	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004
V11	P7-P11	0,005	0,67	0,48	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004
V12	P8-P12	0,005	0,94	0,76	1	0,32	0,40	0,35	0,35	16	348	16,67	0,004	0,004

Anexo 6.18 – Cálculo da capacidade de deformação última das vigas

Viga	Troço	γ_{el}	ν	h (m)	θ_{um}	
					Esq.	Dta.
V1	P1-P2	1,5	0,000	0,75	0,024	0,025
	P2-P3	1,5	0,000	0,75	0,025	0,025
	P3-P4	1,5	0,000	0,75	0,025	0,024
V2	P5-P6	1,5	0,000	0,60	0,025	0,024
	P6-P7	1,5	0,000	0,60	0,024	0,024
	P7-P8	1,5	0,000	0,60	0,024	0,024
V3	P5-P6	1,5	0,000	0,40	0,024	0,024
	P6-P7	1,5	0,000	0,40	0,024	0,024
	P7-P8	1,5	0,000	0,40	0,024	0,021
V4	P9-P10	1,5	0,000	0,75	0,024	0,025
	P10-P11	1,5	0,000	0,75	0,025	0,025
	P11-P12	1,5	0,000	0,75	0,025	0,023
V4	P1-P5	1,5	0,000	0,40	0,028	0,027
V5	P2-P6	1,5	0,000	0,40	0,024	0,022
V6	P3-P7	1,5	0,000	0,40	0,024	0,022
V7	P4-P8	1,5	0,000	0,40	0,025	0,026
V8	P5-P9	1,5	0,000	0,40	0,024	0,023
V9	P6-P10	1,5	0,000	0,40	0,024	0,021
V10	P7-P11	1,5	0,000	0,40	0,024	0,021
V11	P8-P12	1,5	0,000	0,40	0,024	0,024

Anexo 6.19 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS

Viga	Troço	$\theta_{sd,esq}$	$\theta_{um,esq} * 0,75$	$\theta_{sd,dta}$	$\theta_{um,dta} * 0,75$
V1	P1-P2	0,006	0,018	0,006	0,019
	P2-P3	0,006	0,019	0,006	0,019
	P3-P4	0,006	0,019	0,006	0,018
V2	P5-P6	0,006	0,019	0,006	0,018
	P6-P7	0,006	0,018	0,006	0,018
	P7-P8	0,006	0,018	0,006	0,018
V3	P5-P6	0,006	0,018	0,006	0,018
	P6-P7	0,006	0,018	0,006	0,018
	P7-P8	0,006	0,018	0,006	0,016
V4	P9-P10	0,006	0,018	0,006	0,019
	P10-P11	0,006	0,019	0,006	0,019
	P11-P12	0,006	0,019	0,006	0,017
V4	P1-P5	0,006	0,021	0,006	0,021
V5	P2-P6	0,006	0,018	0,006	0,016
V6	P3-P7	0,006	0,018	0,006	0,016
V7	P4-P8	0,006	0,019	0,006	0,020
V8	P5-P9	0,006	0,018	0,006	0,017
V9	P6-P10	0,006	0,018	0,006	0,016
V10	P7-P11	0,006	0,018	0,006	0,016
V11	P8-P12	0,006	0,018	0,006	0,018

Anexo 6.20 – Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE

Viga	Troço	$\theta_{sd,esq} * \gamma_1$	$\theta_{um,esq}$	$\theta_{sd,dta} * \gamma_1$	$\theta_{um,dta}$
V1	P1-P2	0,010	0,024	0,010	0,025
	P2-P3	0,010	0,025	0,010	0,025
	P3-P4	0,010	0,025	0,010	0,024
V2	P5-P6	0,010	0,025	0,010	0,024
	P6-P7	0,010	0,024	0,010	0,024
	P7-P8	0,010	0,024	0,010	0,024
V3	P5-P6	0,010	0,024	0,010	0,024
	P6-P7	0,010	0,024	0,010	0,024
	P7-P8	0,010	0,024	0,010	0,021
V4	P9-P10	0,010	0,024	0,010	0,025
	P10-P11	0,010	0,025	0,010	0,025
	P11-P12	0,010	0,025	0,010	0,023
V4	P1-P5	0,010	0,028	0,010	0,027
V5	P2-P6	0,010	0,024	0,010	0,022
V6	P3-P7	0,010	0,024	0,010	0,022
V7	P4-P8	0,010	0,025	0,010	0,026
V8	P5-P9	0,010	0,024	0,010	0,023
V9	P6-P10	0,010	0,024	0,010	0,021
V10	P7-P11	0,010	0,024	0,010	0,021
V11	P8-P12	0,010	0,024	0,010	0,024

Anexo 6.21 – Exigência de ductilidade em deslocamento dos pilares

Pilar	Direção	θ_{sd}	θ_y	μ_{Δ}^{Pl}
P1	x	0,004	0,006	0,41
	y	0,005	0,005	0,02
P2	x	0,004	0,006	0,38
	y	0,004	0,005	0,20
P3	x	0,004	0,006	0,43
	y	0,004	0,005	0,04
P4	x	0,004	0,006	0,39
	y	0,005	0,006	0,23
P5.1	x	0,004	0,005	0,23
	y	0,005	0,004	0,02
P5.2	x	0,010	0,005	1,00
	y	0,014	0,004	2,10
P6.1	x	0,004	0,004	0,10
	y	0,004	0,004	0,02
P6.2	x	0,010	0,004	1,45
	y	0,013	0,004	2,03
P7.1	x	0,004	0,004	0,10
	y	0,004	0,004	0,04
P7.2	x	0,010	0,004	1,45
	y	0,013	0,004	2,14
P8.1	x	0,004	0,005	0,24
	y	0,005	0,005	0,04
P8.2	x	0,010	0,005	1,00
	y	0,015	0,004	2,48
P9	x	0,004	0,005	0,33
	y	0,004	0,005	0,27
P10	x	0,004	0,007	0,46
	y	0,004	0,006	0,36
P11	x	0,004	0,007	0,46
	y	0,004	0,006	0,34
P12	x	0,004	0,005	0,32
	y	0,004	0,005	0,18

Anexo 6.22 – Esforço transverso resistente cíclico $V_{R-EC8-3}$ dos pilares

Pilar	Direção	γ_{el}	h (m)	L_v (m)	x (m)	N (MN)	A_c (m)	f_c (Mpa)	μ_{Δ}^{pl}	ρ_{tot}	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P1	x	1,15	1,10	0,588	0,089	0,36	0,33	16,67	0,41	0,017	555,97
	y	1,15	0,30	0,916	0,024	0,36	0,33	16,67	0,02	0,017	211,64
P2	x	1,15	0,30	1,471	0,035	0,33	0,21	16,67	0,38	0,027	93,46
	y	1,15	0,70	0,452	0,082	0,33	0,21	16,67	0,20	0,027	478,90
P3	x	1,15	0,30	1,673	0,037	0,35	0,21	16,67	0,43	0,032	99,34
	y	1,15	0,70	0,658	0,087	0,35	0,21	16,67	0,04	0,032	468,41
P4	x	1,15	0,70	0,406	0,055	0,22	0,21	16,67	0,39	0,027	437,87
	y	1,15	0,30	1,841	0,024	0,22	0,21	16,67	0,23	0,027	77,85
P5.1	x	1,15	0,70	0,553	0,069	0,28	0,21	16,67	0,23	0,027	413,77
	y	1,15	0,30	0,783	0,029	0,28	0,21	16,67	0,02	0,027	228,15
P5.2	x	1,15	0,70	0,487	0,035	0,14	0,21	16,67	1,00	0,027	353,58
	y	1,15	0,30	0,709	0,015	0,14	0,21	16,67	2,10	0,027	202,96
P6.1	x	1,15	0,30	0,544	0,076	0,30	0,09	16,67	0,10	0,040	197,77
	y	1,15	0,30	0,544	0,076	0,30	0,09	16,67	0,02	0,040	198,40
P6.2	x	1,15	0,30	0,489	0,044	0,17	0,09	16,67	1,45	0,040	178,73
	y	1,15	0,30	0,489	0,044	0,17	0,09	16,67	2,03	0,040	174,44
P7.1	x	1,15	0,30	0,545	0,077	0,31	0,09	16,67	0,10	0,040	197,96
	y	1,15	0,30	0,545	0,077	0,31	0,09	16,67	0,04	0,040	198,40
P7.2	x	1,15	0,30	0,489	0,043	0,17	0,09	16,67	1,45	0,040	178,56
	y	1,15	0,30	0,489	0,043	0,17	0,09	16,67	2,14	0,040	173,39
P8.1	x	1,15	0,70	0,525	0,054	0,22	0,21	16,67	0,24	0,027	394,45
	y	1,15	0,30	1,23	0,023	0,22	0,21	16,67	0,04	0,027	131,32
P8.2	x	1,15	0,70	0,486	0,034	0,14	0,21	16,67	1,00	0,027	352,51
	y	1,15	0,30	0,708	0,015	0,14	0,21	16,67	2,48	0,027	199,04
P9	x	1,15	0,70	0,471	0,038	0,15	0,21	16,67	0,33	0,017	276,76
	y	1,15	0,30	1,214	0,016	0,15	0,21	16,67	0,27	0,017	88,05
P10	x	1,15	0,30	1,869	0,026	0,24	0,21	16,67	0,46	0,027	78,29
	y	1,15	0,70	0,417	0,061	0,24	0,21	16,67	0,36	0,027	447,99
P11	x	1,15	0,30	1,862	0,025	0,24	0,21	16,67	0,46	0,027	78,00
	y	1,15	0,70	0,414	0,059	0,24	0,21	16,67	0,34	0,027	445,93
P12	x	1,15	0,70	0,48	0,042	0,17	0,21	16,67	0,32	0,017	282,07
	y	1,15	0,30	1,23	0,018	0,17	0,21	16,67	0,18	0,017	87,62

Anexo 6.23 – Esforço transversal devido ao esmagamento do betão (VRd-EC8-3,max) do pilar P9

Pilar	Direção	L_v (m)	h (m)	L_v/h	b_w (m)	z (m)	δ (rad)	$V_{R-EC8-3,max}$ (kN)
P1	x	0,588	1,10	0,53	0,30	0,95	0,7517631	1098,38
	y	0,916	0,30	3,05	1,10	0,23	0,1623493	
P2	x	1,471	0,30	4,90	0,70	0,23	0,1016376	
	y	0,452	0,70	0,65	0,30	0,59	0,6584455	854,47
P3	x	1,673	0,30	5,58	0,70	0,23	0,0894323	
	y	0,658	0,70	0,94	0,30	0,59	0,4888979	821,92
P4	x	0,406	0,70	0,58	0,30	0,59	0,7119079	838,37
	y	1,841	0,30	6,14	0,70	0,23	0,0812809	
P5.1	x	0,553	0,70	0,79	0,30	0,59	0,5641135	783,34
	y	0,783	0,30	2,61	0,70	0,23	0,1893385	
P5.2	x	0,487	0,70	0,70	0,30	0,59	0,6232052	770,48
	y	0,709	0,30	2,36	0,70	0,23	0,2085102	
P6.1	x	0,544	0,30	1,81	0,30	0,23	0,2691723	248,59
	y	0,544	0,30	1,81	0,30	0,23	0,2691723	249,03
P6.2	x	0,489	0,30	1,63	0,30	0,23	0,2973995	240,10
	y	0,489	0,30	1,63	0,30	0,23	0,2973995	237,27
P7.1	x	0,545	0,30	1,82	0,30	0,23	0,2683839	248,74
	y	0,545	0,30	1,82	0,30	0,23	0,2683839	249,05
P7.2	x	0,489	0,30	1,63	0,30	0,23	0,297833	240,11
	y	0,489	0,30	1,63	0,30	0,23	0,297833	236,70
P8.1	x	0,525	0,70	0,75	0,30	0,59	0,5880462	783,32
	y	1,230	0,30	4,10	0,70	0,23	0,1213635	
P8.2	x	0,486	0,70	0,69	0,30	0,59	0,6244491	770,45
	y	0,708	0,30	2,36	0,70	0,23	0,2089171	
P9	x	0,471	0,70	0,67	0,30	0,59	0,6390579	640,70
	y	1,214	0,30	4,05	0,70	0,23	0,1229001	
P10	x	1,869	0,30	6,23	0,70	0,23	0,0800806	
	y	0,417	0,70	0,60	0,30	0,59	0,6988147	842,34
P11	x	1,862	0,30	6,21	0,70	0,23	0,0803795	
	y	0,414	0,70	0,59	0,30	0,59	0,7020734	841,87
P12	x	0,480	0,70	0,69	0,30	0,59	0,6302702	640,33
	y	1,230	0,30	4,10	0,70	0,23	0,1213179	

7 Anexo 3 – Peças desenhadas

Desenho nº	Designação
1	Planta do edifício
2	Alçados Poente e Norte
3	Cortes A-A e B-B
4	Cortes C-C e D-D
5	Cortes E-E e F-F
6	Corte G-G
7	Localização dos pilares e vigas
8	Betão Armado – Pilares (1/2)
9	Betão Armado – Pilares (2/2)
10	Betão Armado – Vigas (1/2)
11	Betão Armado – Vigas (2/2)