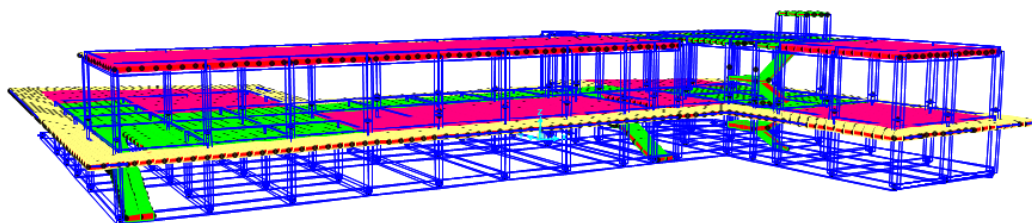




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Fundações e Estrutura de Ampliação de Escola Utilizando os Eurocódigos Estruturais

ANDRÉ MARTINHO CARDOSO
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização - Estruturas

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado (ISEL)

Vogal: Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto (ISEL)

Dezembro de 2015

Agradecimentos

Ao Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, pela disponibilidade e colaboração, pela exigência de método e rigor, pela incansável orientação científica, pelos profícuos comentários, esclarecimentos, opiniões e sugestões, pela indicação de bibliografia relevante, pela confiança que sempre me concedeu e pelo permanente estímulo ao longo de todo o trabalho.

A todos Professores e colegas que ao longo da licenciatura e mestrado contribuíram para o meu percurso académico e para que o mesmo fosse obtido da melhor forma.

À minha esposa que sempre me incentivou e motivou para a realização deste sonho.

Aos meus pais e irmãos pelo incondicional apoio e confiança que sempre depositaram em mim.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo projetar as fundações e estrutura de betão armado de uma escola em Salvaterra de Magos.

Por se tratar de uma zona com um considerável risco sísmico tornou-se inevitável o recurso ao Eurocódigo 8 (EC8) que será a base de todo o presente trabalho.

Nos próximos capítulos serão descritas e pormenorizadas as várias fases do projeto, assim como as normas pelas quais se regem – Eurocódigos – e cálculos para avaliação dos esforços atuantes em cada elemento estrutural.

A adoção das normas europeias representa um elevado desafio devido ao aumento da complexidade na definição e dimensionamento de estruturas que estas regulamentam, mas sem dúvida tornam também este trabalho mais rigoroso e efetivo.

Com a escolha deste projeto pretende-se colocar em prática os conhecimentos obtidos ao longo dos vários anos de curso e acima de tudo amentar o *know-how* em estruturas.

Palavras-Chave: Análise Sísmica, Eurocódigos Estruturais, Modelação da Estrutura, Projeto de Estruturas.

Abstract

The objective of this project is to design the foundations and reinforced concrete structure of a school in Salvaterra de Magos.

As the object, the school, is located an area with considerable seismic risk, it become inevitable the recourse to Eurocode 8 (EC8) that will be the basis of all this work.

In the following chapters will be described and detailed the various phases of the project, as well as the rules that govern it - Eurocodes – and the measurement calculations forces acting on each structural element.

The adoption of European standards is an high challenge due to increased complexity in the definition and sizing of structures that it regulate, but no doubt also became this work more rigorous and effective.

The choosing of this project aims to put into practice the knowledge acquired over these years in the course and above all increase the know-how in structures.

Keywords: Seismic Analysis, Structural Eurocodes, Structure Modelling Design of Structures.

Índice

Índice.....	IX
Índice de Tabelas	XI
Índice de Figuras.....	XVII
Lista de Abreviações	XIX
1. Introdução	1
1.1 Descrição Estrutural	2
2. Materiais.....	3
2.1 Betão.....	3
2.2 Aço.....	6
3. Definição de Ações	7
3.1 Cargas Permanentes	7
3.2 Sobrecargas.....	10
3.3 Ação sísmica.....	12
3.4 Combinação de Ações	18
3.4.1 Estado limite Últimos	18
3.4.2 Estado limite de Serviço.....	19
4. Pré-dimensionamento	21
4.1 Lajes.....	21
4.2 Vigas	22
4.3 Consolas	23
4.4 Pilares	23
4.5 Fundações	23
5. Conceção Estrutural para a Ação Sísmica.....	25
5.1 Regularidade Estrutural.....	25
5.2 Elementos Sísmicos Primários/Secundários.....	27

5.4	Classificação do sistema estrutural.....	31
6.	Efeitos da Ação Sísmica	35
7.	Dimensionamento	39
7.1.1	Limitação das Deformações.....	40
7.1.2	Limitação dos Danos	46
7.2.1	Regras Gerais.....	47
7.2.2	Vigas.....	56
7.2.2.1	Armadura longitudinal.....	56
7.2.2.2	Armadura transversal	60
7.2.2.3	Dimensionamento	64
7.2.3	Pilares.....	67
7.2.3.1	Armadura Longitudinal	68
7.2.3.2	Armadura transversal	69
7.2.3.3	Armadura de Confinamento	71
7.2.3.4	Dimensionamento	73
7.2.4	Paredes.....	77
7.2.5	Fundações	89
7.2.6	Lajes	94
7.2.6.1	Vigadas.....	95
7.2.6.2	Fungiformes.....	98
8.	Conclusão	101
Anexos	105

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Valores indicativos para o tempo de vida útil do projeto.....	3
Tabela 2 – Classes de exposição.....	4
Tabela 3 – Classes de resistência mínimas para o betão.	5
Tabela 4 – Características betão C25/30.	6
Tabela 5 – Características do Aço A400.	6
Tabela 6 – Características gerais dos materiais para o cálculo das restantes cargas permanentes no caso das platibandas.	8
Tabela 7 – Restantes cargas permanentes causadas pelas paredes.	9
Tabela 8 – Quadro resumo das restantes cargas permanentes.....	9
Tabela 9 - Valores de Sobrecargas e coeficientes de combinação.....	11
Tabela 10 - Valores recomendados para os coeficientes de combinação.	11
Tabela 11 – Valores dos parâmetros definidos dos espectros de resposta elásticos verticais (EC8 Quadro NA-3.4).....	15
Tabela 12 – Classes de importância para edifícios.	16
Tabela 13 – Cálculo da aceleração do terreno na direção vertical.....	16
Tabela 14 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1.....	17
Tabela 15 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2.....	17
Tabela 16 – Tipo de terreno identificado.	18
Tabela 17 - Coeficientes Parciais [EC0].....	20
Tabela 18 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.	25
Tabela 19 – Cálculo da esbelteza para os pisos que constituem o edifício em estudo.	26
Tabela 20 – Verificação do critério aplicado.....	27

Tabela 21 – Percentagem absorvida pelos pilares considerados com secundários.....	28
Tabela 22 – Coordenadas do centro de rigidez em cada piso.	29
Tabela 23 – Deslocamentos do piso em análise (Piso 1).....	30
Tabela 24 – Rigidez de translação e rotação do piso em análise (Piso 1).	30
Tabela 25 - Cálculo do raio de giração para o piso 0.	31
Tabela 26 – Percentagem de força basal resistida pelas paredes do sistema estrutural.	33
Tabela 27 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura.	34
Tabela 28 – Cálculo do coeficiente de comportamento.....	34
Tabela 29 – Cálculo da excentricidade accidental.	36
Tabela 30 – Força de de corte na base.....	37
Tabela 31 – Força horizontal actuante em cada piso.	37
Tabela 32 – Momento torsor no eixo vertical.....	37
Tabela 33 – Cálculo do coeficiente sensibilidade de deslocamentos entre pisos na direção x.....	39
Tabela 34 – Cálculo do coeficiente sensibilidade de deslocamentos entre pisos na direção y.....	39
Tabela 35 - Cálculo do coeficiente de homogeneização para o betão C25/30.	42
Tabela 36 – Características das lajes que serão utilizadas nos próximos cálculos.	42
Tabela 37 – Armaduras das lajes que serão utilizadas nos próximos cálculos.	42
Tabela 38 – Cálculo dos momentos de inércia na secção não fendilhada nos pisos do edifício.....	42
Tabela 39 - Cálculo de α_p	43
Tabela 40 – Momentos de inércia em secções rectangulares de betão armado.	43

Tabela 41 – Cálculo da flecha a curto prazo.	44
Tabela 42 – Cálculo do momento de elásticidade efetivo para o betão C25/30.	44
Tabela 43 – Cálculo de α_p	44
Tabela 44 – Momentos de inércia em secções rectangulares de betão armado.	45
Tabela 45 – Cálculo da flecha a longo prazo.	45
Tabela 46 – Verificação da limitação de danos na direção x.....	46
Tabela 47 – Verificação da limitação de danos na direção y.....	47
Tabela 48 – Cálculo do recobrimento adoptado.....	49
Tabela 49 – Cálculo da distância entre varões consecutivos.....	50
Tabela 50 – Diâmetro mínimo de dobragem.	50
Tabela 51 – Cálculo do comprimento de amarração de referência.	53
Tabela 52 – Cálculo do comprimento de amarração mínimo.	53
Tabela 53 – Cálculo do comprimento de amarração mínimo.	54
Tabela 54 – Cálculo do comprimento de sobreposição mínimo.	55
Tabela 55- Cálculo do comprimento de sobreposição.	55
Tabela 56 – Características da viga VG0_1.....	56
Tabela 57 – Cálculo da ductilidade em curvatura.....	57
Tabela 58 – Taxa de armadura máxima na zona tracionada.	58
Tabela 59 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar (d_{bl}).60	
Tabela 60 – Espaçamentos máximos longitudinais e transversais.	62
Tabela 61 – Cálculo do espaçamento máximo.....	63
Tabela 62 – Cálculo do momento fletor resistente.	66
Tabela 63 - Cálculo do esforço transversal condicionante na viga.	66
Tabela 64 – Verificação do esforço transversal na zona crítica da viga.....	67
Tabela 65 – Esforço transversal máximo resistente da viga.	67

Tabela 66 – Características do pilar P0_50.....	68
Tabela 67 – Cálculo do espaçamento máximo da armadura transversal.	69
Tabela 68 – Cálculo do espaçamento da armadura transversal.	70
Tabela 69 – Número de cintas interiores necessárias para cada tipo de pilar.	70
Tabela 70 – Cálculo do comprimento da zona crítica.	71
Tabela 71 – Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento.	72
Tabela 72 – Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas.	72
Tabela 73 – Cálculo do $\alpha_{\omega wd}$	73
Tabela 74 – Cálculo do esforço transversal nas duas direções de análise.	76
Tabela 75 – Cálculo das armaduras transversais.	77
Tabela 76 – Verificação ao esforço transversal do pilar em questão.	77
Tabela 77 – Verificação ao esforço transversal do pilar em questão.	77
Tabela 78 – Cálculo da altura crítica das paredes.....	82
Tabela 79 – Cálculo do comprimento da zona crítica.	83
Tabela 80 – Cálculo de Z em metros.	85
Tabela 81 – Cálculo das armaduras longitudinais das zonas de extremidades.	85
Tabela 82 – Cálculo da armadura adotada para as extremidades fictícias.	85
Tabela 83 – Armaduras da alma das paredes.....	86
Tabela 84 – Verificação da armadura longitudinal das paredes.....	86
Tabela 85 – Verificação do esforço transversal resistente máximo.	86
Tabela 86 – Cálculo da armadura transversal.....	87
Tabela 87 – Verificação da segurança ao esforço transversal.....	87
Tabela 88 – Cálculo da taxa mecânica de armadura.	87
Tabela 89 – Cálculo do espaçamento máximo nas zonas críticas para a armadura transversal.	88

Tabela 90 – Valores utilizados no cálculo da armadura de cintagem das paredes.	88
Tabela 91 – Taxa de armadura adotada.	88
Tabela 92 – Taxa de armadura cálculo.	88
Tabela 93 – Comprimento dos pilares fictícios.	89
Tabela 94 – Dimensionamento da sapata correspondente ao pilar P0_10.	91
Tabela 95 – Verificação de segurança da sapata considerada.	92
Tabela 96 - Cálculo da armadura da sapata SP0_10.	93
Tabela 97 – Cálculo da armadura mínima das lajes vigas.	95
Tabela 98 – Cálculo do esforço transversal condicionante.	97
Tabela 99 – Cálculo do esforço transversal condicionante (expressão simplificada).	97

Índice de Figuras

Figura 1 – Restantes cargas permanentes aplicadas nos pisos (fig. da esquerda piso 0 e fig. direita piso 1).....	10
Figura 2 – Sobrecargas aplicadas nos pisos (fig. da esquerda piso 0 e fig. direita piso 1).....	11
Figura 3 - Zonamento sísmico em Portugal Continental.	13
Figura 4 – Forma do espectro de resposta elástica horizontal.	14
Figura 5 – Critério de regularidade em altura que foi aplicado.	27
Figura 6 – Centro de rigidez do piso 0.	29
Figura 7 – Centro de rigidez do piso 1.	29
Figura 8 – Espectros de resposta horizontal.....	35
Figura 9 - Deformação do teto piso 0.	41
Figura 10 - Deformação do teto piso 1.	41
Figura 11 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exterior.	60
Figura 12 – Armaduras transversais na zona critica das vigas.	64
Figura 13 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas.	65
Figura 14 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso do pilar.	75
Figura 15 – Envolvente de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas (à esquerda sistema de paredes e à direita sistema misto).	78
Figura 16 - Representação gráfica dos elementos extremidades.	79
Figura 17 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto.	80
Figura 18 – Dimensões de uma sapata para funcionamento rígido.	91
Figura 19 – Cálculo de armaduras para sapatas com carga centrada.	92
Figura 20 – Espessura das lajes do edifício.	94

Figura 21 – Modelo para a verificação do punçoamento no estado limite último.
..... 98

Lista de Abreviações

- Letras maiúsculas latinas

A	Acção acidente
A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da acção sísmica
A_{Ek}	Valor característico da acção sísmica para o período de retorno de referência
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,dbmin}$	Área da secção mínima de armaduras da rede ortogonal em vigas <i>parede</i>
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
A_{sl}	Área de armadura de tracção
A_{sv}	Área da armadura vertical na alma
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
CD	Coefficiente de distribuição que tem em conta a abertura das paredes
CEN	Comité Europeu de Normalização
CP	Carga permanente
E	Efeito de uma acção
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efectivo
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Esforço actuante de dimensionamento
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma acção
E_E	Efeito da acção sísmica
$E_{F,E}$	Efeito da acção resultante da análise para a acção sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da acção devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação sísmica de cálculo
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F	Acção
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força horizontal equivalente
F_s	Força nas armaduras ordinárias
F_{tsd}	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma acção permanente
I	Momento de inércia
I_l	Momento de inércia (secção não fendilhada)
I_{pCM}	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_j	Rigidez de translação
K_θ	Rigidez de torção

L	Comprimento
L_i	Dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção do movimento sísmico
$L_{máx}, L_{mín}$	Maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direcções ortogonais
M	Momento Flector
M_{1u}, M_{2u}	Momento resistente nas extremidades das vigas
M_{ai}	Momento torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento actuante de cálculo
M_{freq}	Momento devido à combinação frequente de acções
M_{qp}	Momento devido à combinação quase-permanente de acções
M_{Rb}, M_{Rc}	Momentos resistentes em vigas e momentos resistentes em colunas, respectivamente
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
NA	Anexo Nacional
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da acção sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
P_{total}	Valor das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de acções
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma acção variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma acção variável
RCP	Restante carga permanente
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Período máximo da zona de aceleração no espectro de resposta
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
V	Esforço transversal
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal
V_{Rd}	Esforço transversal resistente de cálculo
V_{total}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CR}, Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

- Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
-------	---

a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical
b	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_{eff}	Largura efectiva do banzo
b_i	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_o	Largura do elemento confinado, medida entre cintas
b_w	Largura da alma de vigas em T, I ou L
b_w	Espessura das zonas confinadas
b_{wo}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma secção transversal
d	Distância mínima entre varões
d	Deslocamento dos pisos
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal
db_w	Diâmetro de uma cinta
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado
d_g	Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamentos reais da estrutura e Excentricidade
e_{oi}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa
e_a	Excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal
f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
g	Aceleração devida á gravidade
h	Altura entre pisos
h_o	Altura do núcleo confinado
h_c	Altura da secção transversal de um pilar na direcção considerada
h_c	Comprimento da alma da secção da parede
h_{cr}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga

k_w	Coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturas de paredes
l	Comprimento ou vão
l_0	Distância entre momentos nulos
l_0	Comprimento de emenda
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa
n	Número de pisos da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
n	Número total de varões longitudinais onde o deslocamento para o exterior da secção está travado por cintas ou ganchos em torno dos varões
q	Coeficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
r_i	Raio de torção
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,max}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{máx, Slabs}$	Espaçamento máximo entre varões nas lajes
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
w	Abertura de fendas
x_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
z	Braço do binário das forças interiores
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da acção sísmica

- Letras minúsculas gregas

α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal
α	Coeficiente de eficiência do confinamento
α	Coeficiente de homogeneização
a_1	Coeficiente relativo ao efeito da forma dos varões
a_2	Coeficiente relativo ao efeito do recobrimento mínimo do betão
a_3	Coeficiente relativo ao efeito da cintagem das armaduras transversais
a_4	Coeficiente relativo à influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração
a_5	Coeficiente relativo ao efeito da forma da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração
α_{ct}	Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tracção e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada

α_n	Relação entre a área efectivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efectivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
δ_α	Deformação a longo prazo
$\Delta_{cdur,add}$	Factor de redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional
$\Delta_{cdur,\gamma}$	Factor de segurança
$\Delta_{cdur,st}$	Factor de redução do recobrimento mínimo se for utilizado aço inoxidável
δ_1	Deformação elástica
ε_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\varepsilon_{cu,c}$	Extensão última no betão confinado
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coefficiente parcial relativo às acções permanentes
γ_I	Coefficiente de importância
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às acções variáveis
γ_{Rd}	Factor de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências
γ_{Rd}	Factor relativo à possibilidade do aumento do momento flector resistente devido ao endurecimento das armaduras
η_1	Coefficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem
η_2	Coefficiente relativo ao diâmetro do varão
φ	Coefficiente de fluência
λ	Parâmetro adimensional
μ_φ	Valor necessário do factor de ductilidade em curvatura
ν	Coefficiente de poisson do solo
ν	Coefficiente de redução da acção sísmica
ν_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_d	Esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica
$\varnothing_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ'	Taxa de armadura de compressão
ρ_{min}	Taxa mínima de armadura
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
Ω	Coefficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou elemento i , com o esforço actuante na zona ou no elemento i , para a situação de projeto sísmica
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_d	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficientes de combinação
θ	Índice de sensibilidade de deslocamentos entre pisos
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras

ν_d

Esforço axial normalizado

1. Introdução

O presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento da estrutura de ampliação de uma escola no concelho de Salvaterra de Magos. Este projeto inclui o dimensionamento de toda a estrutura de betão armado, assim como as respetivas fundações do edifício.

O projeto foi desenvolvido com base nas várias peças desenhadas que constituem o Projeto Base de Arquitetura e no Relatório Geotécnico que define as características e respetivas condições do solo no local de implantação do edifício.

Para o desenvolvimento deste projeto recorreu-se à regulamentação aplicável nos estados membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), mais concretamente,

- Eurocódigo 0 (EC0) – Bases para o Projeto de Estruturas
- Eurocódigo 1 (EC1) – Ações em Estruturas
- Eurocódigo 2 (EC2) – Projeto de Estruturas de Betão
- Eurocódigo 8 (EC8) – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos

Nos próximos capítulos irão analisar-se detalhadamente as várias fases do projeto proposto:

- Análise da arquitetura e definição da estrutura
- Pré-dimensionamento estrutural
- Definição geométrica do modelo
- Definição da ação sísmica

- Análise e dimensionamento da estrutura

Com o objetivo de analisar a estrutura, nomeadamente os efeitos das ações estáticas e dinâmicas que atuam no edifício, recorreu-se ao programa de cálculo automático de elementos finitos “SAP 2000, versão 15”.

1.1 Descrição Estrutural

O edifício em análise consiste numa área parcial da escola, com uma área bruta de 2607m² destinado a vários fins que serão detalhados a seguir.

O edifício é constituído por dois pisos ligados por um elevador e três sistemas de escadas.

O piso térreo tem uma área bruta de 1753m e com um pé direito de 3.6m. É constituído por uma secretaria, arrecadações, reprografia, anfiteatro, infraestruturas sanitária, sala de alunos e salas de pausa para docentes e funcionários, ligadas por espaços de circulação.

O piso superior tem uma área bruta de 854m, com um pé direito de 4.85m. É constituído por uma mediateca, anexos, instalações sanitárias e gabinetes de direção, associação de pais e atendimento aos pais. Neste piso também existe um acesso à cobertura.

Ao nível da laje do piso um todo o edifício é rodeado por uma consola destinada à cobertura de passadiços com cerca de 2.27m de largura.

Na cobertura estão instalados painéis solares, assim como claraboias.

A definição e pormenorização de todas as áreas encontram-se detalhadas nas plantas de arquitetura.

2. Materiais

Para se definirem os materiais, assim como as suas classes, terá que se analisar o tempo de vida útil para a qual se pretende projetar a estrutura. Analisando o cláusula 2.3 (1) do EC0, pode-se assumir que o tempo de vida útil do projeto é de 50 anos.

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

Tabela 1 – Valores indicativos para o tempo de vida útil do projeto.

De acordo com o EC8 5.3.2 (1) nos elementos primários deve-se utilizar nas armaduras para betão armado, aços da classe B ou C de acordo com o quadro presente no Anexo C do EC2.

O EC8 (cláusula 5.4.1.1(2)P) restringe a utilização de aços nervurados em elementos sísmicos primários com a exceção de estribos fechados.

De acordo com o EC8 (cláusula 5.4.1.1(1)P) não deverá ser utilizado betão com uma classe inferior a C16/20.

2.1 Betão

Os critérios para o tipo de betão a utilizar devem ser baseados nos requisitos especificados na Norma NP EN 206, que são definidos de acordo com as classes de exposição ambiental a que o edifício está sujeito.

Após uma análise de todos os elementos estruturais, assim como as condições a que estão expostos, concluiu-se que as classes de exposição que melhor caracterizam esta estrutura são as classes apresentadas.

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfície de betão sujeita a contato prolongado com água não agressiva Betão armado enterrado em solo não agressivo
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada (por exemplo cozinhas e casas de banho) Betão exterior protegido da chuva transportada pelo vento
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfície de betão sujeitas a contato com água, não incluídas na classe de exposição XC2 Superfície de betão expostas à chuva Betão armado exposto a ciclos de molhagem/secagem

Tabela 2 – Classes de exposição.

Dentro das classes apresentadas, a classe de exposição XC1 deve ser utilizada nos elementos estruturais do edifício que são afetados por um ambiente seco ou permanentemente húmido.

Corrosão							
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos (incluindo água do mar)		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1*/XD1	XS2*/XD2	XS3**/XD3
Classe indicativa de resistência	C25/30		C30/37		C30/37		C33/45
Danos do betão							
	Sem risco	Ataque gelo/degelo			Ataque químico		
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1***	XA2*	XA3*
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	
* C40/50, LC40/44 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA ** C50/60, LC50/55 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA *** C35/45, LC35/38 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA							

Tabela 3 – Classes de resistência mínimas para o betão.

Relativamente à resistência do betão, foi utilizado o seguinte tipo:

- **Betão C25/30**

Para os elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e fundações) recorreu-se ao betão C25/30.

A seguinte tabela resume as características básicas do tipo de betão adotado.

Betão C25/30	
$f_{ck} =$	25,0 MPa
$f_{cd} =$	16,7 MPa
$f_{ctm} =$	2,6 MPa
$f_{ctk_{0,05}} =$	1,8 MPa
$f_{ctk_{0,95}} =$	3,3 MPa
$E_{cm} =$	31,0 GPa
$\nu_c =$	0,2
$\gamma_c =$	24,0 kN.m ⁻³

Tabela 4 – Características betão C25/30.

2.2 Aço

Dado que os elementos estruturais poderão ser sujeitos a esforços que originam a plastificação das armaduras nas zonas críticas, impõe-se a utilização de aço de elevada ductilidade, ou seja, aço de classe C. Assim, a escolha recorreu sobre o aço A400 NR cujas características principais se encontram na tabela seguinte:

Aço A400 NR SD	
$f_{yk} =$	400,0 MPa
$f_{yd} =$	348 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\epsilon_{yd} =$	0,00174
$\epsilon_{uk} \geq$	7,5
$\gamma_s =$	78,5 KN/m ³

Tabela 5 – Características do Aço A400.

3. Definição de Ações

A definição das ações e combinações de ações teve em consideração critérios dispostos no EC0 e no EC1.

3.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes resultam de dois conjuntos de ações:

- Ações do peso próprio da estrutura;
- Ações resultantes da restante carga permanente, sendo esta composta pelos materiais não estruturais, nomeadamente alvenaria e revestimentos.

As características da alvenaria e revestimentos encontram-se listadas abaixo:

- Paredes divisórias interiores – Parede de tijolo furado com espessura 0,24 metros e composta por tijolos com dimensões 30x20x22 (2,5 KN/m²);
- Paredes exteriores – Parede dupla: no interior constituída por tijolo furado com dimensões 30x20x15 (2,1 KN/m²) e no exterior por tijolo maciço 22x11x7 (2,2 KN/m²);
- Cobertura – Revestimento de terraços incluindo camada em betão leve, telas impermeabilizantes e proteções (2,5 KN/m²);
- Restantes pisos – revestimentos usuais (2,0 KN/m²);
- Platibandas – Construídas em betão, logo o seu peso será a sua dimensão por metro linear multiplicada por 25 KN/m³. Para a platibanda da cobertura foi adicionado o peso do revestimento do tijolo maciço 22x11x7 (2,2 KN/m²).

RCP	Material	Dimensões	KN/m ²	KN/m
Platibanda cobertura	C25/30	15x35		1,3125
Platibanda cobertura	Tijolo maciço	22x11x7 (esp.=0,11)	2,20	0,77
Platibanda consola Teto Piso0	C25/30	1,7x0,15		6,375

Tabela 6 – Características gerais dos materiais para o cálculo das restantes cargas permanentes no caso das platibandas.

A alvenaria interior foi simulada através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento. No caso das paredes exteriores foram simuladas com um carregamento linear e uniforme. Estes carregamentos são condicionados pela respetiva altura das paredes, peso próprio e coeficiente de distribuição que tem em conta as aberturas existentes nas paredes. Sendo assim, o peso das paredes interiores por unidade de área pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$g_{parede_interior} = g_p \times h \times CD \times \frac{D}{A}$$

Sendo:

- g_p – Peso próprio da parede por unidade de área (KN/m²);
- h – Altura da parede (m);
- CD – Coeficiente de distribuição (abertura nas paredes usou-se o valor de 0,8);
- D – Desenvolvimento em planta das paredes interiores (m);
- A – Área do piso (m²);

As paredes exteriores apresentam um maior peso pelo que a ação destes painéis foi simulada através de um carregamento linear e uniforme.

$$g_{parede_exteriores} = g_p \times h \times CD$$

Sendo:

- CD – Coeficiente de distribuição (abertura nas paredes usou-se o valor de 0,8);

0	Carga Distribuída por piso (KN/m ²)	Carga Uniforme (KN/m)
	Paredes Interiores (CD=0,8)	Paredes Exteriores (CD=0,8)
0 (h=3,60)	2,25 (D=290;A=926,88)	12,38
1 (h=4,85)	3,04 (D=220;A=701,88)	16,68

Tabela 7 – Restantes cargas permanentes causadas pelas paredes.

	Piso 0	Piso 1	Unidades
Paredes Interiores	1,14	--	KN/m ²
Paredes Exteriores	16,68	--	KN/m
Platibanda Cobertura	--	2,08	KN/m
Platibanda Consola	7,69	--	KN/m
Pavimento Pisos	2,00	--	KN/m ²
Cobertura	2,50	2,50	KN/m ²

Tabela 8 – Quadro resumo das restantes cargas permanentes.

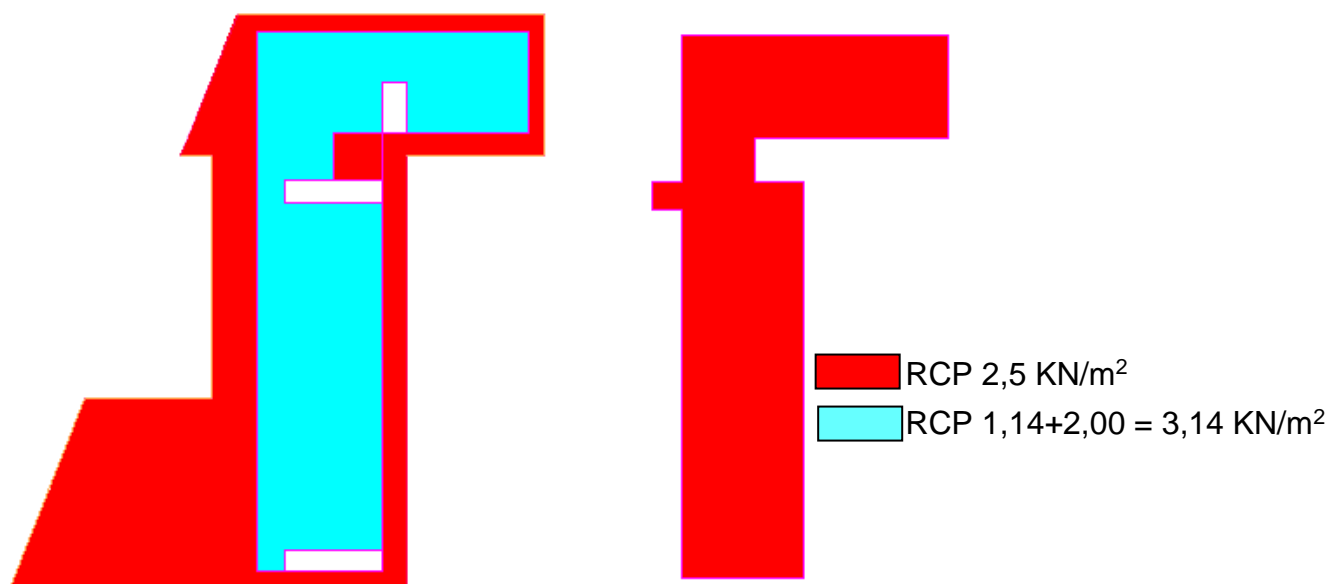


Figura 1 – Restantes cargas permanentes aplicadas nos pisos (fig. da esquerda piso 0 e fig. direita piso 1).

3.2 Sobrecargas

Os valores adotados para a sobrecarga nos vários pisos, escadas e cobertura foram definidos de acordo com a Tabela 6.1 e 6.2 do EC1.

A determinação da sobrecarga da cobertura consistiu, primeiro, na classificação da acessibilidade da cobertura com base na Tabela 6.9 do EC1 tendo-se adotado a Categoria H, ou seja, cobertura apenas acessível para operações de manutenção e recuperação dado o tipo de acesso existente. E posteriormente na determinação do valor da sobrecarga com recurso à Tabela 6.10 do mesmo regulamento, com o auxílio ao definido no Anexo Nacional do referido Eurocódigo.

Na determinação da sobrecarga presente nos pavimentos usou-se a Tabela 6.1 do EC1 tendo-se adotado um piso tipo C2, ou seja, zonas de assentos fixos (salas de aula). Posteriormente, utilizou-se a Tabela 6.2 como o auxílio no Anexo nacional para a determinação do valor da sobrecarga.

	Sobrecarga	Uni.	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Pavimentos	4,0	KN/m ²	0,7	0,7	0,6
Escadas	4,0	KN/m ²	0,7	0,7	0,6
Cobertura	0,4	KN/m ²	0,0	0,0	0,0

Tabela 9 - Valores de Sobrecargas e coeficientes de combinação.

Na Tabela 7 indicam-se as sobrecargas de utilização do edifício bem como os coeficientes de combinação (Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2), os quais foram definidos através da Tabela A1.1 do EC0 e Tabela 6.1 do EC1.

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego peso dos veículos $\leq 30\text{KN}$	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego $30\text{KN} < \text{peso dos veículos} \leq 160\text{KN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0,0	0,0	0,0

Tabela 10 - Valores recomendados para os coeficientes de combinação.

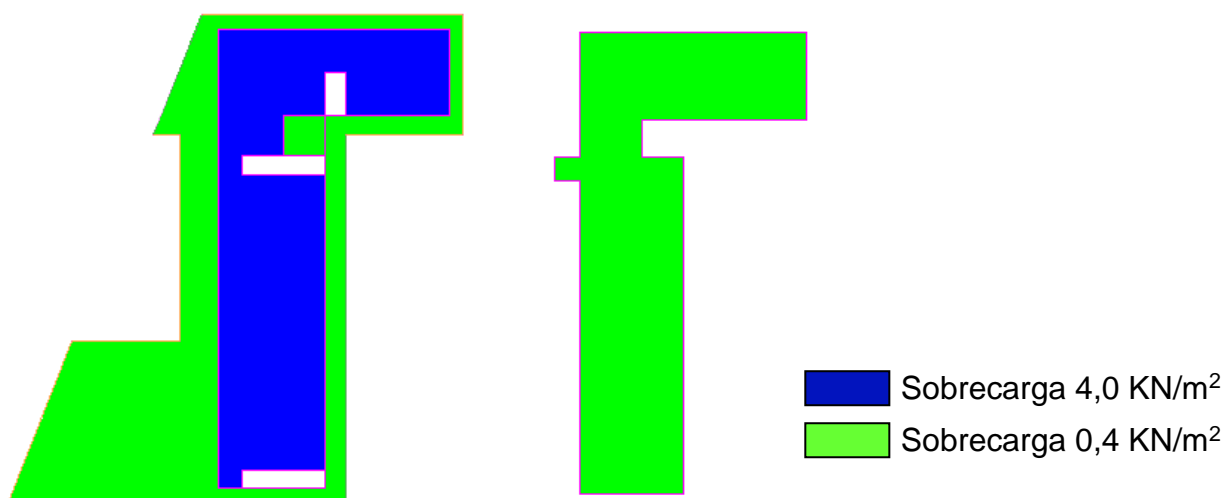


Figura 2 – Sobrecargas aplicadas nos pisos (fig. da esquerda piso 0 e fig. direita piso 1).

3.3 Ação sísmica

Segundo o EC8, as estruturas devem ser projetadas de forma a garantirem requisitos fundamentais em caso de sismo (cláusula 1.1.1(1) do EC8), nomeadamente:

- Proteção de vidas humanas
- Limitação de danos
- Estruturas importantes para a proteção civil devem permanecer operacionais

Para a análise sísmica, o EC8 estabelece dois tipos de ações sísmicas que diferem entre si, principalmente pela magnitude e duração do sismo, e que são:

- Ação Sísmica Tipo 1 (sismo afastado) – Ação caracterizada por sismos a grandes distâncias focais, de elevada magnitude, com elevada duração e baixas frequências;
- Ação Sísmica Tipo 2 (sismo próximo) – Ação caracterizada por sismos a curtas distâncias focais, de moderada magnitude, com baixa duração e elevadas frequências.

Na Figura 2.1 apresenta-se o zonamento definido no Anexo Nacional para Portugal Continental.

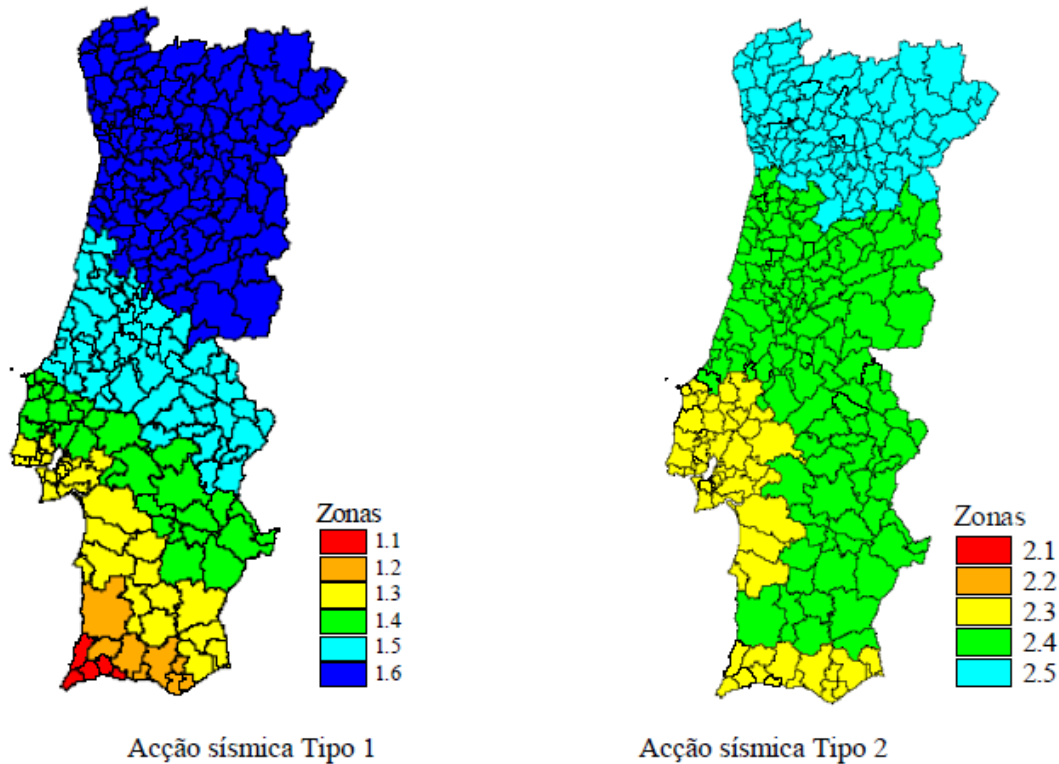


Figura 3 - Zonamento sísmico em Portugal Continental.

Como podemos observar na figura 3, representativa do zonamento nacional, a zona a considerar para este projeto é a 1.4 para um sismo do Tipo 1 e 2.3 para um sismo do Tipo 2, uma vez que a escola a dimensionar se situa no concelho de Salvaterra de Magos.

De acordo com o cláusula 3.2.2.1(1) do EC8, para representar um movimento sísmico num determinado ponto da superfície do terreno, recorre-se a espectros de resposta elástica da estrutura.

Na figura 4 encontra-se representado o espectro de resposta elástica horizontal para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5%, valor de referência para estruturas de betão armado.

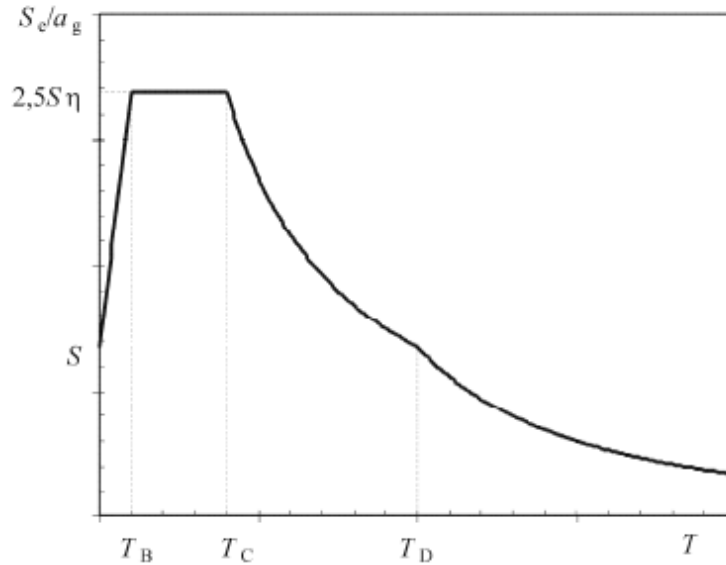


Figura 4 – Forma do espectro de resposta elástica horizontal.

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

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

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

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Sendo:

$S_e(T)$ - Espectro de resposta elástica;

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

a_{gR} – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (pode ser consultado na tabela 3.1 do EC8 e NA-3.2.1(2));

γ_I – Coeficiente de importância (NA-4.2.5(5)P);

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente de solo;

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1,0$ para 5% de amortecimento viscoso.

Quanto à componente vertical da ação sísmica, o EC8 refere que só deverá ser considerada caso o cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical (a_{vg}) seja superior a $0.25g$ ($2.5m/s^2$) (cláusula 4.3.3.5.2 do EC8).

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

Tabela 11 – Valores dos parâmetros definidos dos espectros de resposta elásticos verticais (EC8 Quadro NA-3.4).

A classe de importância é um fator adicional a ter em atenção. Segundo o EC8 os edifícios são classificados de acordo com as consequências do colapso verificadas imediatamente após o sismo – vidas humanas, segurança pública, proteção civil e socioeconómicas – conforme ilustra o seguinte quadro.

Classes de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Tabela 12 – Classes de importância para edifícios.

O projeto em estudo é classificado com classe de importância III, correspondente a um coeficiente de importância 1.45 para o sismo do Tipo 1 e 1.25 para o sismo do Tipo 2, uma vez que se trata de uma estrutura para uso escolar.

Ação sísmica	Zona sísmica	a_{gR} (m/s²)	Coeficiente de importância	a_g (m/s²)	a_{vg}/a_g (m/s²)	a_{vg} (m/s²)
Tipo 1	1,40	1,00	1,45	1,45	0,75	1,09
Tipo 2	2,30	1,70	1,25	2,12	0,95	2,02

Tabela 13 – Cálculo da aceleração do terreno na direção vertical.

Especificamente para este projeto, como o resultado do cálculo da aceleração (a_{vg}) é inferior a 2.5m/s², a mesma não será considerada.

Nas tabela 11 e 12 estão presentes os valores mais relevantes para a definição do espectro de resposta. Estes valores foram obtidos no NA-3.2.2.2(2).

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,60	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

Tabela 14 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1.

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,25	2,00

Tabela 15 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2.

Outro fator que influencia a ação sísmica é o tipo de terreno. De acordo com o EC8 (quadro 3.1) existem seis tipos de terreno que estão classificados segundo a velocidade média das ondas de corte (v_{s30}), o número de pancadas num ensaio de penetração padrão (N_{SPT}) e o valor de resistência ao corte não drenada do solo (C_U).

Analisando o relatório geotécnico fornecido concluiu-se, após análise do quadro anterior, que o terreno onde será implementada a estrutura é do tipo C.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		V _{s,30} (m/s)	N _{SPT} (pancadas /30cm)	C _u (KPa)
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250

Tabela 16 – Tipo de terreno identificado.

Para a definição da ação sísmica torna-se necessário o cálculo do coeficiente de comportamento (q), imprescindível para a construção do espectro de resposta de cálculo. Este coeficiente traduz a redução das forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associada ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto.

3.4 Combinação de Ações

Para o dimensionamento da estrutura recorreu-se às combinações de ações apresentadas no EC0:

3.4.1 Estado limite Últimos

Combinação Fundamental (cláusula 6.4.3.2 do EC0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Ação Sísmica (cláusula 6.4.3.4 do EC0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1}^n \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4.2 Estado limite de Serviço

Combinação Característica (cláusula 6.5.3(a) do EC0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação Frequente (cláusula 6.5.3(b) do EC0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação Quase-Permanente (cláusula 6.5.3(c) do EC0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + \sum_{i > 1}^n \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Sendo:

- 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;
- γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;
- γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
- Ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- Ψ_1 – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- Ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$);
- γ_I – Coeficiente de importância;
- A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

Coeficiente	Valor
γ_G	1,35
γ_Q	1,50

Tabela 17 - Coeficientes Parciais [EC0].

4. Pré-dimensionamento

Após uma análise exaustiva das plantas fornecidas, do plano estrutural e das respetivas ações, definiu-se o pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais tendo em consideração a sua localização previamente definida.

O EC8, cláusula 4.2.2, possibilita que os elementos estruturais possam ser classificados como primários ou secundários.

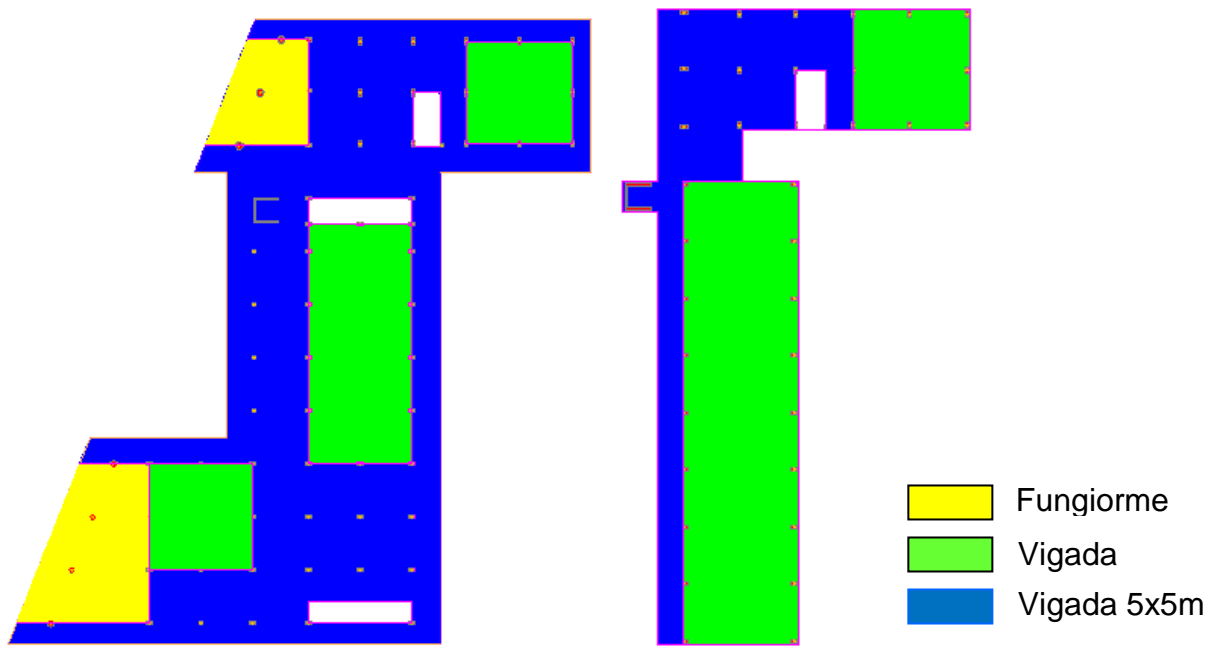
Os elementos primários consideram-se como parte integrante do sistema estrutural resistente à ação sísmica, ao contrário dos secundários que não fazem parte do sistema resistente à ação sísmica, sendo a sua resistência e rigidez à ação sísmica desprezada.

Para os elementos sísmicos secundários, o EC8 não prevê a necessidade destes obedecerem aos requisitos estipulados nas secções 5 a 9 do EC8. No entanto, os mesmos devem ser dimensionados e pormenorizados de modo a manterem a capacidade de resistência às forças verticais associadas à ação sísmica do projeto quando sujeitos aos deslocamentos sísmicos. Estes elementos deverão ter uma contribuição para a rigidez lateral inferior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários.

O EC8 também não permite que sejam escolhidos determinados elementos sísmicos como secundários de forma a alterar a classificação da estrutura de não regular para regular.

4.1 Lajes

De acordo com a estrutura apresentada, concluiu-se que teríamos que recorrer a dois tipos de lajes: lajes vigadas e lajes fungiformes.



$$d \geq \frac{l_{maior}}{26 \times 500/400}$$

Com a utilização da expressão anterior verificou-se que poderíamos utilizar duas espessuras distintas nas lajes maciças.

Nas lajes em que as dimensões eram de 5mx5m adotou-se uma espessura de 0.2m, enquanto nas restantes lajes optou-se por uma espessura de 0.35m. Nas lajes fungiformes optou-se por uma espessura de 0.35m.

4.2 Vigas

Para o pré-dimensionamento da altura das vigas utilizou-se a seguinte expressão. Quanto à largura da viga utilizou-se a largura das paredes definida no projeto.

$$h = \frac{l}{10 a 12}$$

4.3 Consolas

No caso das consolas seguiu uma análise semelhante à das lajes utilizando a expressão:

$$d \geq \frac{l}{8 \times 500/400}$$

4.4 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares assume especial relevância em qualquer projeto não só pela importância que assume na resistência aos esforços, mas também como elemento arquitetónico.

Desta forma, foram consideradas áreas dos pilares fornecidas nas plantas:

- Pilares de 0.3mx0.3m
- Pilares de 0.6mx0.3m
- Pilares de diâmetro de 0.7m

Uma vez que os pilares circulares apenas se encontram ligados a uma laje fungiforme e a sua capacidade de dissipação é reduzida optou-se por classificá-los como secundários.

4.5 Fundações

As fundações são outro elemento importante na estrutura, visto que suportam os esforços axiais transmitidos pela estrutura ao terreno de implantação. Conhecido o esforço axial na base dos pilares, com ligações às fundações, dimensionou-se a área mínima das sapatas utilizando a seguinte expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}}$$

O valor da tensão admissível para o terreno foi de 200 kPa.

5. Concepção Estrutural para a Ação Sísmica

As estruturas construídas em regiões sísmicas devem ser projetadas para que, na ocorrência de um sismo, não exista colapso local ou global da mesma, mantendo assim uma capacidade resistente residual depois do sismo e que resista a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja superior do que a ação sísmica de cálculo, sem que exista ocorrência de danos e limitações de utilização.

A ação sísmica consiste na imposição de acelerações às estruturas resultante da vibração brusca e passageira da superfície da Terra.

Nos seguintes pontos serão abordados as características mais importantes que se devem ter em consideração na estrutura sísmo-resistente que está a ser projetada.

5.1 Regularidade Estrutural

De acordo com o EC8 (4.2.3.1), para efeitos do projeto sísmo-resistente, as estruturas podem ser classificadas em regulares e não regulares. Esta distinção tem implicação na análise e no cálculo sísmico de acordo com a seguinte tabela:

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Tabela 18 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.

5.1.1 Regularidade em planta

Uma das formas de verificar a regularidade em planta é analisando a esbelteza $\lambda=L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta, que não deverá ser superior a 4 (EC8 4.2.3.2 (5)).

Piso	L_{\max}	L_{\min}	λ
0	59,55	20,25	2,94
1	55,89	7,55	7,40

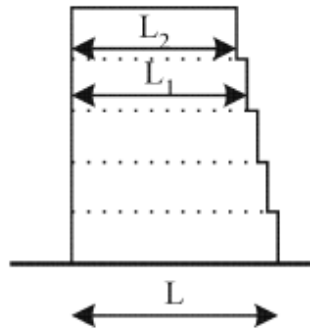
Tabela 19 – Cálculo da esbelteza para os pisos que constituem o edifício em estudo.

De acordo com a tabela apresentada poderemos verificar que o piso 1 possui uma esbelteza superior a 4 logo, podemos classificar o edifício como irregular em planta.

5.1.2 Regularidade em altura

Analisando os cortes em planta verificamos que não existe continuidade entre pisos, o que nos conduz ao cláusula 4.2.3.3 (C) do EC8. De acordo com os vários critérios apresentadas no referido cláusula, concluímos que a estrutura em estudo se assemelha à apresentada no critério (d).

(d)



$$\text{Critério para (d): } \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Figura 5 – Critério de regularidade em altura que foi aplicado.

A seguinte tabela apresenta a análise ao critério indicado:

	Dimensão (m)	(L-L ₂)/L
L	15,3	0,35
L ₂	9,9	

Tabela 20 – Verificação do critério aplicado.

Como podemos verificar o recuo do piso superior em relação ao piso térreo é superior a 30%, concluindo-se assim que o edifício é irregular em altura.

5.2 Elementos Sísmicos Primários/Secundários

Todos os elementos estruturais foram considerados primários, com exceção dos elementos verticais circulares do piso térreo que foram considerados elementos secundários. Analisando o edifício optou-se por considerar os pilares circulares secundários, já que têm uma capacidade dissipativa reduzida, pois encontram-se ligados unicamente à laje.

O EC8 (4.2.2 (4)) recomenda que a rigidez lateral de todos os elementos secundários não seja superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários.

Para o cálculo da rigidez lateral dos elementos secundários aplicou-se uma força de 1000KN no centro de rigidez e verificou-se, nas duas direções, qual dessa força seria suportada na base dos elementos secundários.

De acordo com a seguinte tabela podemos observar que a rigidez lateral de todos os elementos secundários não é superior a 15%.

Piso	Direção	Pilares	KN	%
0	X	P0_1,P0_2, P0_3,P0_4,P0_30,P0_31,P0_32	-85,095	9%
0	Y	P0_1,P0_2, P0_3,P0_4,P0_30,P0_31,P0_32	-17,605	2%
1	X	P0_1,P0_2, P0_3,P0_4,P0_30,P0_31,P0_32	-91,173	9%
1	Y	P0_1,P0_2, P0_3,P0_4,P0_30,P0_31,P0_32	-36,453	4%

Tabela 21 – Percentagem absorvida pelos pilares considerados com secundários.

5.3 Rigidez de Torção Mínima

Para analisar o edifício em questão começou-se por calcular o centro de rigidez de cada piso recorrendo às seguintes equações:

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

No Anexo 3 pode ser consultada a tabela que originou os centros de rigidez em cada piso da estrutura em questão.

CR	Piso 0	Piso 1
Xcr	-21,31	-21,13
Ycr	2,04	-2,16

Tabela 22 – Coordenadas do centro de rigidez em cada piso.

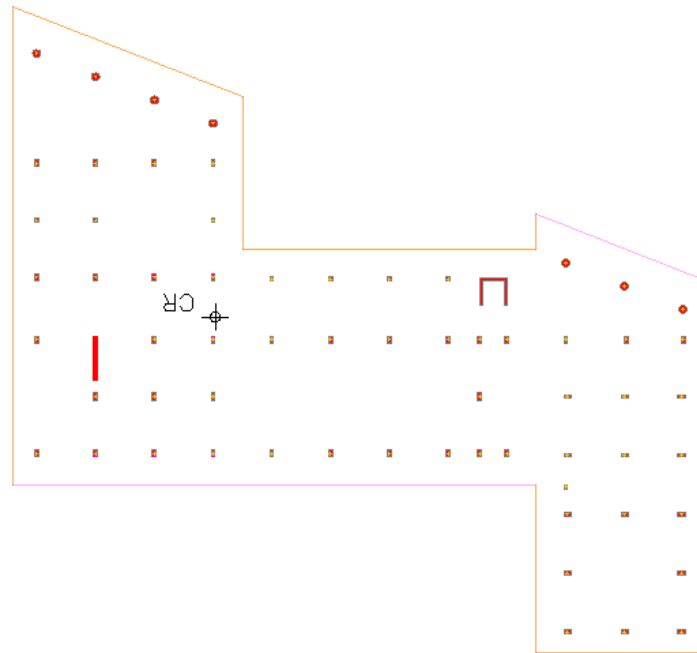


Figura 6 – Centro de rigidez do piso 0.

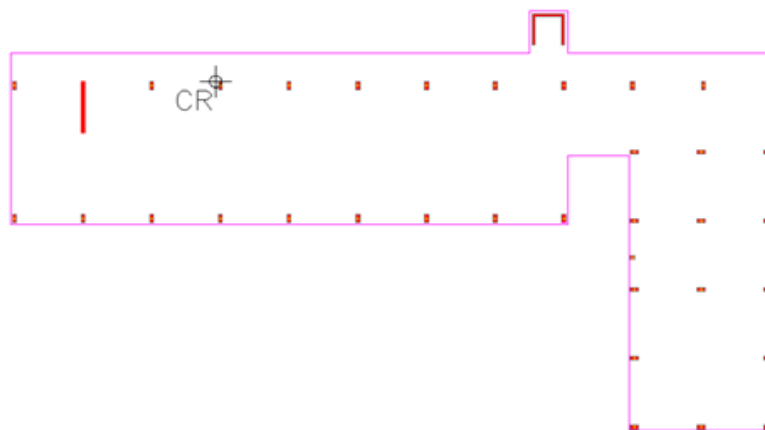


Figura 7 – Centro de rigidez do piso 1.

Partiu-se então para o cálculo do raio de torção nas duas direções (x e y). Aplicou-se uma força de 1000KN no centro de rigidez do piso 0 em cada uma dessas direções, assim como um momento com o mesmo valor em torno do eixo z, verificando o deslocamento que essas forças provocavam no centro de rigidez. Com o deslocamento, estávamos em condições de calcular a rigidez do piso, através da expressão $F_i = K \times d_i$. Com a rigidez, facilmente se calculou o raio de torção em cada direção, através das seguintes expressões:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$$

F_x (KN)	F_y (KN)	M_z (KN*m)	U_x (m)	U_y (m)	U_z (rad)
1000	1000	1000	0,0054	0,0051	0,0025

Tabela 23 – Deslocamentos do piso em análise (Piso 1).

K_x (KN/m)	K_y (KN/m)	K_θ (KN/rad)	r_x (m)	r_y (m)
185185,185	196078,431	400000	1,428	1,470

Tabela 24 – Rigidez de translação e rotação do piso em análise (Piso 1).

Para o cálculo do raio de giração (l_s) da massa do piso em planta utilizou-se a seguinte expressão.

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{pCM}}{m}}$$

Em que:

I_{pCM} – Momento polar de inércia em relação ao centro de massa de cada piso;

m – Massa do piso em análise em que $m = \rho \times a \times b$

O momento polar de inércia para uma figura geométrica retangular pode ser apresentado da seguinte forma:

$$I_{pCM} = \rho \times (I_x + I_y) = \frac{m}{a \times b} \times (I_x + I_y)$$

Logo poderemos dizer que o raio de giração pode ser calculado apresentado a seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A_i}}$$

Para calcular o raio de giração retirou-se do autocad os valores das variáveis apresentadas na expressão anterior, tendo sido obtidos os seguintes resultados:

Piso	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	A (m ²)	l_s (m)
0	137968,6	705836,0	1752,6	21,9

Tabela 25 - Cálculo do raio de giração para o piso 0.

De acordo com o EC8 cláusula 4.2.3.2 (6) podemos concluir que o sistema não apresenta rigidez de torção mínima, já que $r_i \leq l_s$ como podemos observar.

$$r_x \leq l_s \leftrightarrow 1,43 \text{ m} \leq 21,90 \text{ m}$$

$$r_y \leq l_s \leftrightarrow 1,47 \text{ m} \leq 21,90 \text{ m}$$

5.4 Classificação do sistema estrutural

No EC8, mais precisamente no cláusula 5.1.2, são descritos que tipos de estrutura de betão armado poderemos considerar. Os vários tipos de estruturas traduzem-se em coeficientes de comportamento, que representam a capacidade de dissipação de energia que cada edifício possui. De seguida são apresentados os sistemas estruturais apresentados pelo EC8.

- Sistema porticado – pórticos que resistem a mais de 65% de V_{base} ;
- Sistema de paredes – paredes que resistem a mais de 65% de V_{base} ;
- Sistema misto – paredes e pórticos que resistem entre 35 e 65 % de V_{base} ;
- Equivalente a paredes – paredes que resistem a mais de 50% de V_{base} ;
- Equivalente a pórticos – pórticos que resistem a mais de 50% de V_{base} ;
- Sistema de pêndulo invertido – $\geq 50\%$ da massa localizada no terço superior;
- Sistema torsionalmente flexível – rigidez de torção baixa;

$$r_i \leq l_s$$

Sendo:

r_i – raio de torção em torno do eixo i ;

l_s – raio de giração.

Como verificado no ponto anterior, o sistema é considerado torsionalmente flexível, já que se verifica a inequação $r_i \leq l_s$.

Os sistemas torsionalmente flexíveis englobam os sistemas mistos ou os sistemas de paredes que não tem uma rigidez à torção mínima.

É necessário verificar se o edifício é um sistema de paredes ou um sistema misto porque, de acordo com o cláusula 4.4.2.3 (4) do Eurocódigo 8 que se refere à verificação das condições de ductilidade global ou local do sistema estrutural, se a estrutura for porticada ou equivalente a pórtico é necessário garantir a equação 4.29, ou seja, a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó têm de ser 30% superiores à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Para classificar o sistema estrutural decidiu-se então calcular o V_{base} absorvido pelas paredes, aplicando uma força de 1000KN no centro de rigidez, correspondente à força suportada na base das mesmas. Avaliando a próxima tabela podemos concluir que se trata de um sistema misto porticado, já que as paredes resistem a uma força basal entre 35 e 65% da força total aplicada, mas menor que 50%.

Piso	Direção	Paredes	KN	Total	%
0	X	CEPF0_1	-402,166	-417,139	42%
0	X	CEPL0_1	-3,461		
0	X	CEPL0_2	-3,466		
0	X	PA0_1	-8,046		
0	Y	CEPF0_1	-284,88	-413,508	41%
0	Y	CEPL0_1	-0,589		
0	Y	CEPL0_2	-78,047		
0	Y	PA0_1	-49,992		
1	X	CEPF0_1	5,276	-344,94	34%
1	X	CEPL0_1	-345,715		
1	X	CEPL0_2	-2,258		
1	X	PA0_1	-2,243		
1	Y	CEPF0_1	0,67	-138,698	14%
1	Y	CEPL0_1	0,896		
1	Y	CEPL0_2	-55,084		
1	Y	PA0_1	-85,18		

Tabela 26 – Percentagem de força basal resistida pelas paredes do sistema estrutural.

5.5 Coeficiente de Comportamento

O cálculo do coeficiente de comportamento (q) para ações sísmicas horizontais é obtido através da seguinte expressão, tendo este que ser superior a 1,5 (EC8 cláusula 5.2.2.2(1)).

$$q = q_0 \times k_w$$

Uma vez que se trata de um sistema torsionalmente flexível e para o edifício em estudo se adoptou uma classe de ductilidade média (DCM), o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) será igual a 2.

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

Tabela 27 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura.

No entanto, como se trata de um edifício não regular em altura o valor de q_0 deverá ser reduzido de 20% (cláusula 5.2.2.2(3)), o que resulta em 1,6.

O coeficiente K_w , que reflete o modo de rutura predominante nos sistemas estruturais de paredes, e tendo em conta que se trata de um sistema misto porticado considerou-se que era igual a 1 de acordo com a cláusula 5.2.2.2(11)P.

Deste modo obtivemos os seguintes resultados:

Torsionalmente fléxivel	Irregularidade em altura	H_{wi}	K_w	q
$q_0=2,00$	1,60	35,80	1,0	1,60

Tabela 28 – Cálculo do coeficiente de comportamento.

Concluimos então que o coeficiente sísmico tem o valor de 1.60.

5.6 Espectros de Resposta

Com a determinação do coeficiente de comportamento, estamos em condições de calcular o Espectro de Resposta Horizontal de cálculo.

Utilizando as expressões presentes no subcapítulo 3.3, obteve-se o seguinte gráfico:

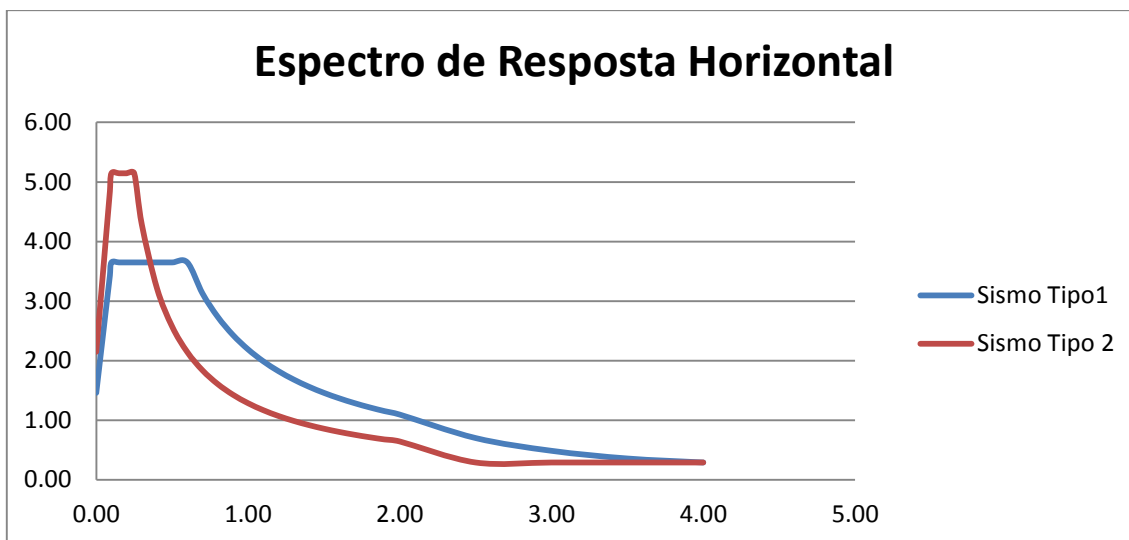


Figura 8 – Espetros de resposta horizontal.

A tabela que deu origem ao gráfico apresentado pode ser consultada no Anexo 4.

6. Efeitos da Ação Sísmica

6.1 Efeitos Acidentais de Torção

O EC8 cláusula. 4.3.2(1) prevê que tenham que ser considerados efeitos acidentais de torção, causados pela incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico. Desta forma, para ter em conta esses efeitos o centro de massa em cada piso calculado, deve ser deslocado da sua posição nominal de acordo com a seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i$$

Em que:

e_{ai} – excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

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

Piso	L _x (m)	±e _{ai,x} (m)	L _y (m)	±e _{ai,y} (m)
0	59,61	2,9805	41,07	2,0535
1	56,10	2,805	27,75	1,3875

Tabela 29 – Cálculo da excentricidade accidental.

Como no presente trabalho se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos accidentais de torção referidos anteriormente podem ser calculados através das seguintes expressões (EC8 cláusula. 4.3.3.3.3(1)):

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i$$

Em que:

M_{ai} – momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;

F_i – força horizontal atuando no piso i , calculada utilizando a seguinte expressão (EC8 cláusula. 4.3.3.2.3(3)).

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i}$$

Em que:

z_i – altura do piso i media acima do nível de aplicação da ação sísmica;

m_i – massa do piso i ;

F_b – força de corte na base determinada através da análise dinâmica tridimensional.

F_b	Sismo do tipo I	Sismo do Tipo II
F_{bx}	3441,67	1833,79
F_{by}	3694,15	1966,67

Tabela 30 – Força de de corte na base.

Piso	F_i (KN)	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
0	F_x	1586,328	845,225
	F_y	1702,700	906,473
1	F_x	1855,344	988,562
	F_y	1991,450	1060,197

Tabela 31 – Força horizontal actuante em cada piso.

Com as forças horizontais calculadas, estamos em condições de calcular os momentos torsores que serão aplicados na estrutura para representar os efeitos acidentais de torção.

Piso	Momento Torsor (KN*m)	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
0	M_x	4728,051	1735,670
	M_y	5074,896	1861,443
1	M_x	5204,240	1371,629
	M_y	5586,019	1471,023

Tabela 32 – Momento torsor no eixo vertical.

Serão aplicados no centro de rigidez os momentos assinalados na tabela para cada piso.

6.2 Efeitos de 2ª Ordem

De acordo com EC8 cláusula. 4.4.2.2(2) os efeitos de segunda ordem são desprezáveis se o coeficiente de sensibilidade (θ) for inferior a 0,1 em todos os pisos que constituem o sistema em análise. O cálculo do coeficiente de sensibilidade é feito através da seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h}$$

Sendo:

P_{tot} – carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmico;

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado;

h – altura entre pisos.

Os deslocamentos relativos entre pisos serão corrigidos, já que a ação sísmica é simulada por um espectro de cálculo. Assim sendo, usando a seguinte expressão (EC8 cláusula. 4.3.4 (1)), teremos os respetivos deslocamentos reais.

$$d_s = q_d \times d_e$$

Sendo:

d_s – deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – coeficiente de comportamento em deslocamento, igual ao q já calculado anteriormente;

d_e – deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Sismo	Piso	P _{total}	d _{es} (m)	d _{ei} (m)	q	d _{ss} (m)	d _{si} (m)	d _r (m)	V _{total} (KN)	h (m)	θ _x
Tipo I	0	9300,950	0,022	0,000	1,600	0,033	0,000	0,033	1586,330	4,100	0,048
	1	4543,150	0,055	0,022		0,083	0,033	0,050	1855,340	4,850	0,025
Tipo II	0	9300,950	0,014	0,000	1,600	0,020	0,000	0,020	845,225	4,100	0,055
	1	4543,150	0,034	0,017		0,049	0,020	0,029	988,562	4,850	0,027

Tabela 33 – Cálculo do coeficiente sensibilidade de deslocamentos entre pisos na direção x.

Sismo	Piso	P _{total}	d _{es} (m)	d _{ei} (m)	q	d _{ss} (m)	d _{si} (m)	d _r (m)	V _{total} (KN)	h (m)	θ _y
Tipo I	0	9300,950	0,007	0,000	1,600	0,010	0,000	0,010	1702,700	4,100	0,014
	1	4543,150	0,020	0,007		0,029	0,010	0,019	1991,450	4,850	0,009
Tipo II	0	9300,950	0,006	0,000	1,600	0,008	0,000	0,008	906,473	4,100	0,021
	1	4543,150	0,016	0,006		0,024	0,008	0,016	1060,200	4,850	0,014

Tabela 34 – Cálculo do coeficiente sensibilidade de deslocamentos entre pisos na direção y.

Como se pode verificar, todos os coeficientes de sensibilidade são inferiores a 0.1, logo podemos desprezar os efeitos de segunda ordem na análise do sistema.

7. Dimensionamento

7.1 Análise dos Estados Limites de Serviço

O estado limite de uma estrutura é o estado a partir da qual esta fica de alguma forma afetada no desempenho das suas funções.

Os estados limites de serviço correspondem à possibilidade de exercer na estrutura as atividades para as quais foi construída, no entanto os seus danos prejudicam o conforto dos utilizadores ou o aspecto das construções e até a sua durabilidade.

Para que se verifiquem os estados limites de serviço será necessário verificar pelo menos as seguintes condições:

- Deformação total do pavimento para a Combinação Quase-permanente;
- Deformação após a entrada em serviço da estrutura para a Combinação Quase-permanente;
- Deslocamento relativo entre pisos para a Acção Sísmica de Serviço.

Nos pontos seguintes serão abordadas as verificações de serviço prescritas pelos regulamentos.

7.1.1 Limitação das Deformações

De acordo com o EC2 a deformação de uma estrutura não deve afetar o funcionamento da mesma nem o seu aspeto (cláusula. 7.4.1(1)P).

Devem ser estabelecidos valores limites de deformação tendo em conta a função da estrutura, assim como a natureza da mesma e os seus acabamentos (EC2 cláusula. 7.4.1(2)). As deformações estabelecidas devem ser compatíveis com todos os elementos ligados à estrutura (EC2 cláusula 7.4.1(3)).

No EC2 são indicadas duas condições que afetam as condições de utilização da estrutura. A primeira é a flecha de uma laje ser superior a $L/250$, em que L representa o vão da laje, quando esta se encontra sujeita a ações quase permanentes (cláusula. 7.4.1(4)). A segunda é a flecha ser superior a $L/500$ quando se finaliza a construção da estrutura em causa.

Como o edifício apresenta carregamentos distintos e possui vãos de diferentes dimensões optou-se por analisar toda a estrutura de forma a verificar quais os deslocamentos mais significativos. De seguida serão apresentados graficamente todos os deslocamentos associados a cada piso para a Combinação Quase-Permanente de ações.

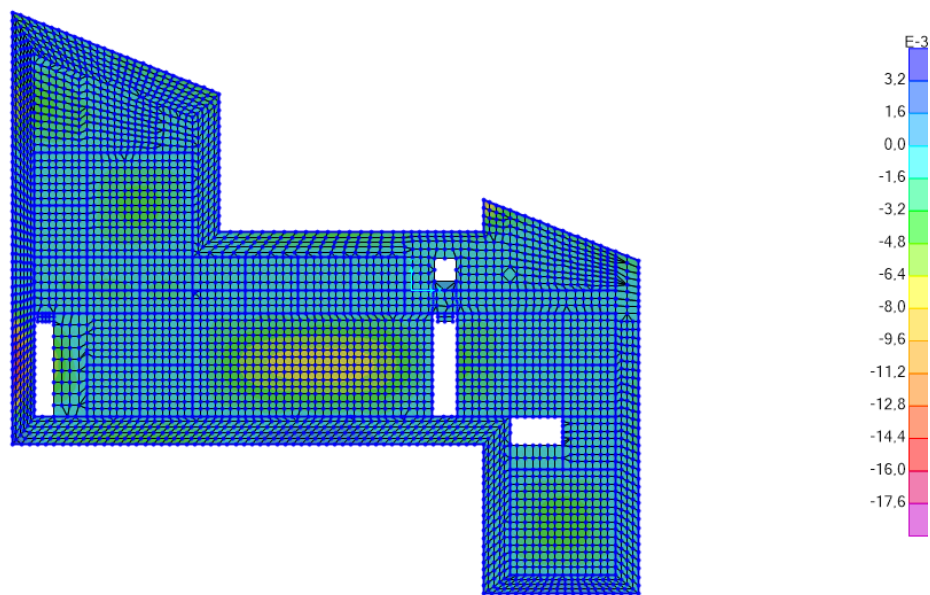


Figura 9 - Deformação do teto piso 0.

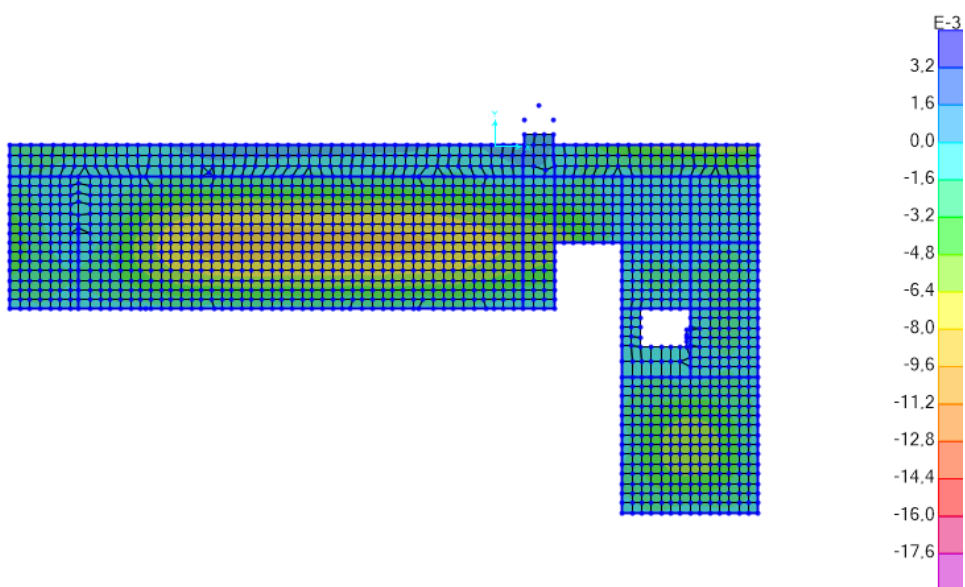


Figura 10 - Deformação do teto piso 1.

De seguida será verificada a deformação dos pisos que constituem o edifício.

Coeficiente de Homogeneização (m):

$$m = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Betão	E_{cm}	E_s (GPa)	$m=\alpha$
C25/30	30,50	200,00	6,56

Tabela 35 - Cálculo do coeficiente de homogeneização para o betão C25/30.

Características da laje

Laje Teto Piso	b (m)	h (m)	d (m)	a (m)
0	1,000	0,350	0,315	0,035
1	1,000	0,350	0,315	0,035

Tabela 36 – Características das lajes que serão utilizadas nos próximos cálculos.

Laje Teto Piso	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	β	ρ
0	18,640	18,640	1,000	0,591
1	12,480	12,480	1,000	0,396

Tabela 37 – Armaduras das lajes que serão utilizadas nos próximos cálculos.

Em que,

$$\beta = \frac{A'_s}{A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

Momento de fendilhação (M_{cr}):

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{b \times h^2}{6}$$

Teto Piso	f_{ctm} (Mpa)	b (m)	h (m)	M_{cr} (KN.m)	$M_{qp,máx}$ (KN.m)
0	2,60	1,00	0,35	53,08	90,41
1				53,08	94,75

Tabela 38 – Cálculo dos momentos de inércia na secção não fendilhada nos pisos do edifício.

Da análise da tabela anterior, podemos concluir que a secção se encontra fendilhada, já que o $M_{cr} < M_{qp}$. Como a secção se encontra fendilhada, teremos que entrar com a contribuição do Estado II.

Cálculo da flecha a curto prazo, a_0 ($t=0$):

$$\beta = 1 e \frac{d}{h} = 0,90$$

Teto Piso	α (m)	ρ (%)	$\alpha^*\rho$
0	6,560	0,591	0,039
1		0,396	0,026

Tabela 39 - Cálculo de $\alpha\rho$.

d/h= 0.90										
β	0.00		0.25		0.50		0.75		1.00	
$\alpha\rho$	I_T/I_c	I_{II}/I_c	I_T/I_c	I_{II}/I_c	I_T/I_c	I_{II}/I_c	I_T/I_c	I_{II}/I_c	I_T/I_c	I_{II}/I_c
0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
0.02	1.04	0.13	1.05	0.13	1.06	0.14	1.07	0.14	1.08	0.14
0.05	1.09	0.29	1.12	0.29	1.14	0.30	1.17	0.30	1.19	0.30
0.10	1.17	0.49	1.23	0.51	1.28	0.52	1.33	0.53	1.38	0.54
0.15	1.25	0.66	1.34	0.69	1.42	0.71	1.50	0.73	1.58	0.75
0.20	1.32	0.79	1.45	0.84	1.56	0.89	1.67	0.93	1.77	0.96
0.25	1.38	0.91	1.55	0.99	1.70	1.05	1.83	1.11	1.96	1.16
0.30	1.44	1.01	1.65	1.12	1.83	1.21	2.00	1.28	2.15	1.35
0.35	1.50	1.10	1.75	1.24	1.97	1.36	2.17	1.46	2.34	1.54
0.40	1.55	1.19	1.85	1.36	2.10	1.50	2.33	1.62	2.54	1.72
0.45	1.60	1.26	1.94	1.47	2.24	1.65	2.50	1.79	2.73	1.91
0.50	1.64	1.33	2.03	1.58	2.37	1.78	2.66	1.95	2.92	2.09

Tabela 40 – Momentos de inércia em secções rectangulares de betão armado.

Pela análise do quadro obtemos os seguintes resultados:

$$a_0 = \xi a_{II0} + (1 - \xi) a_{I0}$$

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad a_{I0} = a_c / \left(\frac{I_I}{I_c} \right) \quad a_{II0} = a_c / \left(\frac{I_{II}}{I_c} \right)$$

Teto Piso	β	M_{cr} (KN.m)	$M_{qp,m\acute{a}x}$ (KN.m)	ξ	l/l_c	l_{II}/l_c	a_c (mm)	a_{I0} (mm)	a_{II0} (mm)	a_0 (mm)
0	1,00	53,08	90,41	0,66	1,15	0,24	4,80	5,52	1,15	2,63
1		53,08	94,75	0,68	1,10	0,17		5,28	0,816	2,24

Tabela 41 – Cálculo da flecha a curto prazo.

$$\frac{L}{250} > \delta \leftrightarrow \frac{10000}{250} > 0,0026 \leftrightarrow 40,00 > 2,60 - \text{Teto do Piso 0}$$

$$\frac{L}{250} > \delta \leftrightarrow \frac{10000}{250} > 0,0022 \leftrightarrow 40,00 > 2,20 - \text{Teto do Piso 1}$$

Cálculo da flecha a longo prazo, a_∞ ($t=\infty$):

Módulo de Elasticidade Efetivo ($E_{c,eff}$):

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 \times E_{c,m}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))}$$

Betão	E_{cm}	Φ	$E_{c,eff}$
C25/30	30,50	2,50	9,15

Tabela 42 – Cálculo do momento de elasticidade efetivo para o betão C25/30.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,15} = 21,86$$

Teto Piso	α (m)	ρ (%)	$\alpha \cdot \rho$
0	21,860	0,591	0,129
1		0,396	0,087

Tabela 43 – Cálculo de $\alpha\rho$.

$$\beta = 1 e \frac{d}{h} = 0,90$$

d/h= 0.90										
β	0.00		0.25		0.50		0.75		1.00	
$\alpha\phi$	I_f/I_c	I_{II}/I_c	I_f/I_c	I_{II}/I_c	I_f/I_c	I_{II}/I_c	I_f/I_c	I_{II}/I_c	I_f/I_c	I_{II}/I_c
0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
0.02	1.04	0.13	1.05	0.13	1.06	0.14	1.07	0.14	1.08	0.14
0.05	1.09	0.29	1.12	0.29	1.14	0.30	1.17	0.30	1.19	0.30
0.10	1.17	0.49	1.23	0.51	1.28	0.52	1.33	0.53	1.38	0.54
0.15	1.25	0.66	1.34	0.69	1.42	0.71	1.50	0.73	1.58	0.75
0.20	1.32	0.79	1.45	0.84	1.56	0.89	1.67	0.93	1.77	0.96
0.25	1.38	0.91	1.55	0.99	1.70	1.05	1.83	1.11	1.96	1.16
0.30	1.44	1.01	1.65	1.12	1.83	1.21	2.00	1.28	2.15	1.35
0.35	1.50	1.10	1.75	1.24	1.97	1.36	2.17	1.46	2.34	1.54
0.40	1.55	1.19	1.85	1.36	2.10	1.50	2.33	1.62	2.54	1.72
0.45	1.60	1.26	1.94	1.47	2.24	1.65	2.50	1.79	2.73	1.91
0.50	1.64	1.33	2.03	1.58	2.37	1.78	2.66	1.95	2.92	2.09

Tabela 44 – Momentos de inércia em secções rectangulares de betão armado.

$$a_{\infty} = \xi a_{II\infty} + (1 - \xi) a_{I\infty}$$

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad a_{I\infty} = (1 + \varphi) a_c / \left(\frac{l_I}{l_c} \right) \quad a_{II\infty} = (1 + \varphi) a_c / \left(\frac{l_{II}}{l_c} \right)$$

Teto Piso	β	M_{cr} (KN.m)	$M_{qp,máx}$ (KN.m)	ξ	l_I/l_c	l_{II}/l_c	a_c (mm)	a_{I0} (mm)	a_{II0} (mm)	a_0 (mm)
0	1,00	53,08	90,41	0,66	1,50	0,66	4,80	7,20	3,17	4,54
1		53,08	94,75	0,68	1,33	0,48		6,38	2,30	3,61

Tabela 45 – Cálculo da flecha a longo prazo.

$$\frac{L}{250} > \delta \Leftrightarrow \frac{10000}{250} > 0,0045 \Leftrightarrow 40,00 > 4,54 - \text{Teto do Piso 0}$$

$$\frac{L}{250} > \delta \Leftrightarrow \frac{10000}{250} > 0,0036 \Leftrightarrow 40,00 > 3,61 - \text{Teto do Piso 1}$$

Como podemos observar nas análises anteriores, conclui-se que a deformada calculada quer a curto prazo quer a longo prazo é inferior ao limite imposto pelo Eurocódigo 2, logo encontra-se verificada a segurança ao estado limite de deformação.

7.1.2 Limitação dos Danos

A limitação dos danos prende-se com o facto de garantir a integridade de todos os elementos estruturais e não estruturais, na sequência das deformações ocorridas durante um sismo. Está relacionada com o Estado Limite de Serviço ou de Utilização, em que os deslocamentos laterais sejam limitados a níveis aceitáveis. Os elementos estruturais devem resistir a sismos frequentes sem sofrerem danos, enquanto que os elementos não estruturais, podem sofrer danos, mas que sejam recuperados de uma forma economicamente aceitável.

O EC8 cláusula. 4.4.3.1(1) considera satisfeito o requisito da limitação de danos se aplicarmos sobre a estrutura uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior que a ação sísmica de cálculo e os deslocamentos entre pisos forem limitados de acordo com a seguinte expressão:

$$d_r v \leq 0,005h$$

Sendo:

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

v – Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associado ao requisito de limitação de danos;

h – Altura entre pisos.

De seguida serão apresentados os requisitos da limitação de danos nas duas direções.

Piso	Sismo	d_r (m)	v	h (m)	$d_r.v$	$0,005.h$
0	Tipo I	0,033	0,400	4,100	0,013	0,021
	Tipo II	0,037	0,550		0,020	
1	Tipo I	0,020	0,400	4,850	0,008	0,024
	Tipo II	0,029	0,550		0,016	

Tabela 46 – Verificação da limitação de danos na direção x.

Piso	Sismo	d _r (m)	v	h (m)	d _r .v	0,005.h
0	Tipo I	0,010	0,400	4,100	0,004	0,021
	Tipo II	0,019	0,550		0,010	
1	Tipo I	0,009	0,400	4,850	0,004	0,024
	Tipo II	0,016	0,550		0,009	

Tabela 47 – Verificação da limitação de danos na direção y.

Como podemos observar a inequação apresentada em cima é verificada em todos os pisos da estrutura, tanto na direção x como na direção y. Logo podemos concluir que a limitação dos danos é verificada.

7.2 Análise dos Estados Limites Últimos

7.2.1 Regras Gerais

No presente subcapítulo serão apresentadas todas as regras de pormenorização que serão usadas em todos os elementos da estrutura em análise.

Recobrimento de armaduras:

Segundo o EC2 (cláusula. 4.4.1.2(1)) o recobrimento das armaduras deve assegurar que existe uma transmissão eficaz das forças de aderência, proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo. Pode ser calculado usando a seguinte expressão:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm\}$$

Sendo:

$C_{min,b}$ – Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$C_{min,dur}$ – Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ – Margem de segurança;

$\Delta C_{dur,st}$ – Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;

$\Delta C_{dur,add}$ – Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

O EC2 (cláusula. 4.4.1.2(6)/(7)/(8)) recomenda atribuir o valor de 0 aos atributos $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$, $\Delta C_{dur,add}$, caso não seja descrito nada em contrario no Anexo Nacional, como acontece em Portugal.

Podemos então concluir que a expressão anterior pode ser representada por:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur}; 10mm\}$$

O recobrimento mínimo deve ser majorado ao nível do projeto, tendo em conta as tolerâncias de execução (ΔC_{dev}).

O recobrimento aplicado deve ser o nominal (C_{nom}), que consiste em adicionar ao recobrimento mínimo (C_{min}) o valor de tolerância de execução (ΔC_{dev}).

Na seguinte tabela será apresentado o recobrimento nominal para a estrutura em estudo.

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	Diâmetros de varões (mm)	C _{min,b} (mm)	C _{min,dur} (mm)	C _{min} (mm)	Δ C _{dev} (mm)	C _{nom_min} (mm)	C _{nom_ado} (mm)
Pilares, Vigas, Lajes, Paredes	XC1	8	8	15	15	10	35	35
		10	10		15			
		12	12		15			
		14	14		15			
		16	16		16			
		20	20		20			
		25	25		25			
Sapatas, Vigas de Fundação	XC2	8	8	15	15	10	35	50
		10	10		15			
		12	12		15			
		14	14		15			
		16	16		16			
		20	20		20			
		25	25		25			

Tabela 48 – Cálculo do recobrimento adoptado.

Distâncias mínimas entre varões (armadura longitudinal):

O EC2 (cláusula. 8.2(2)) recomenda para permitir uma betonagem e compactação satisfatória que seja assegurada uma distância entre varões paralelos ou camadas horizontais de varões superior à calculada utilizando a seguinte expressão:

$$d = \max\{k_1 \times \phi; d_g + k_2; 20\text{mm}\}$$

Sendo:

ϕ – Diâmetro do varão;

d_g – Dimensão máxima do agregado;

$k_1 = 1,0$;

$k_2 = 5,0$ mm.

Aplicando a expressão anterior obteve-se a distância máxima entre varões para os vários diâmetros.

Diametro dos Varões (mm)	k ₁ (mm)	k ₂ (mm)	d _g (mm)	d (mm)
8	1	5	20	25
10				25
12				25
14				25
16				25
20				25
25				25
32				32

Tabela 49 – Cálculo da distância entre varões consecutivos.

Diâmetros de dobraagem:

De forma a rotura do betão no interior da curva do varão ou o aparecimento de fendas no varão, o EC2 (cláusula. 8.3(2)) recomenda que o diâmetro de dobraagem não seja inferior ao calculado utilizando a seguinte expressão:

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

Aplicando a expressão anterior obteve-se os seguintes diâmetros mínimos de dobraagem:

Diametro dos Varões (mm)	$\phi_{m,min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
14	56
16	64
20	140
25	175
32	224

Tabela 50 – Diâmetro mínimo de dobraagem.

Comprimento de amarração:

Com o objetivo de assegurar a transmissão de forças do varão para o betão através das forças de aderência, o EC2 (cláusula. 8.4.3(2)) recomenda um

comprimento de amarração de referência calculado através das seguintes expressões:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$$

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$$

$$l_{b,min} = \begin{cases} \max\{0,3l_{b,rqd};10\phi; 100mm\} & \text{para amarrações de varões tracionados} \\ \max\{0,6l_{b,rqd};10\phi; 100mm\} & \text{para amarrações de varões comprimidos} \end{cases}$$

Sendo:

α_1 – Coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões;

α_2 – Coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 – Coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais;

α_4 – Coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 – Coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

$l_{b,rqd}$ – Comprimento de amarração de referência;

ϕ – Diâmetro do varão;

σ_{sd} – Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} – Tensão de aderência;

η_1 – Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem:

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{para condições de "boa" aderência}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \text{para todos os outros casos}$$

η_2 – Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão:

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{para } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = (132 - \phi)/100 \quad \text{para } \phi > 32 \text{ mm}$$

f_{ctd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;

α_{ct} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. Valor adoptado foi 1,0;

γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão. Valor adoptado foi 1,5;

$l_{b,min}$ – Comprimento de amarração mínimo;

Segue-se a apresentação dos cálculos para o valor do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$):

Diámetro dos Varões (mm)	$\sigma_{sd} = f_{yd}$ (Mpa)	f_{bd} (Mpa)				$l_{b,rqd}$ (m)
		η_1	η_2	f_{ctd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	
8	348,000	0,700	1,000	1,333	2,100	0,331
10						0,414
12						0,497
14						0,580
16						0,663
20						0,829
25						1,036
32						1,326

Tabela 51 – Cálculo do comprimento de amarração de referência.

Com o cálculo do comprimento de amarração ($l_{b,rqd}$) procedeu-se ao cálculo do comprimento de amarração mínima ($l_{b,min}$):

Diámetro dos Varões (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)	$l_{b,min}$ (m)			$l_{b,min}$ (m)
		$0,3/l_{b,rqd}$ (mm)	$10\varnothing$ (mm)	100mm	
8	0,331	0,905	80,000	100,000	0,100
10	0,414	0,724	100,000		0,100
12	0,497	0,603	120,000		0,120
14	0,580	0,517	140,000		0,140
16	0,663	0,453	160,000		0,160
20	0,829	0,362	200,000		0,200
25	1,036	0,290	250,000		0,250
32	1,326	0,226	320,000		0,320

Tabela 52 – Cálculo do comprimento de amarração mínimo.

Com o comprimento de amarração mínimo calculou-se o comprimento de amarração de cálculo (l_{bq}):

Diametro dos Varões (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	$l_{b,min}$ (m)	l_{bd} (m)
8	0,331	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,100	0,232
10	0,414						0,100	0,290
12	0,497						0,120	0,348
14	0,580						0,140	0,406
16	0,663						0,160	0,464
20	0,829						0,200	0,580
25	1,036						0,250	0,725
32	1,326						0,320	0,928

Tabela 53 – Cálculo do comprimento de amarração mínimo.

O EC8 (cláusula. 5.6.1(2)) recomenda que as armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, sejam com estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e com comprimentos de amarração de $10d_{bw}$, sendo d_{bw} o diâmetro da armadura transversal utilizada.

Comprimentos de emenda:

De forma a garantir que existe uma transmissão de esforços entre varões adjacentes, que se evite o destacamento do betão nas vizinhanças das emendas e se evite a ocorrência de fendas largas que prejudiquem o desempenho da estrutura, o EC2 (cláusula. 8.7.3) recomenda que os comprimentos de emenda sejam calculados utilizando as seguintes expressões:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm\}$$

Sendo:

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0. Adotou-se o valor de 1,5.

ρ_1 – É a percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,65l_0$ da secção média da sobreposição.

Começou-se então por calcular o comprimento de sobreposição mínimo:

Diâmetro dos Varões (mm)	$l_{b,rqd}$ (mm)	α_6	$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$	15Ø (mm)	200 mm	$l_{o,min}$ (m)
8	331,429	1,500	149,143	120,000	200,000	0,200
10	414,286		186,429	150,000		0,200
12	497,143		223,714	180,000		0,224
14	580,000		261,000	210,000		0,261
16	662,857		298,286	240,000		0,298
20	828,571		372,857	300,000		0,373
25	1035,714		466,071	375,000		0,466
32	1325,714		596,571	480,000		0,597

Tabela 54 – Cálculo do comprimento de sobreposição mínimo.

Com o cálculo do comprimento de sobreposição mínimo procedeu-se ao cálculo do comprimento de sobreposição.

Diâmetro dos Varões (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{o,min}$ (m)	l_o (m)
8	0,331	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,200	0,497
10	0,414						0,200	0,621
12	0,497						0,224	0,746
14	0,580						0,261	0,870
16	0,663						0,298	0,994
20	0,829						0,373	1,243
25	0,829						0,466	1,243
32	1,036						0,597	1,554

Tabela 55- Cálculo do comprimento de sobreposição.

O EC2 (atrº. 8.7.4.1(1)) recomenda que se utilize armadura transversal nas sobreposições para resistir às forças de tração transversais.

7.2.2 Vigas

Para o dimensionamento das vigas que constituem o edifício, será utilizado o EC2 e o EC8. Será utilizado o EC8 como principal referência. O EC2 será utilizado apenas quando não existe referências no EC8.

Os cálculos apresentados nos seguintes pontos dizem respeito à viga VG0_1 que tem as seguintes características:

VIGA	h (m)	b (m)	d (m)	L (m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)
VG0_1	0,800	0,300	0,751	10,400	348,000	16,700

Tabela 56 – Características da viga VG0_1.

7.2.2.1 Armadura longitudinal

Para evitar a rotura frágil, formação de fendas largas e também para resistir às forças devidas a ações de coação o EC2 recomenda-se que se utilizem áreas de armadura mínimas. No caso da armadura longitudinal o valor $A_{s,min}$, é calculado usando a seguinte expressão (cláusula 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

Sendo:

b_t – largura média na zona traccionada ;

f_{ctm} – tensão média de resistência à tração do betão;

f_{yk} – tensão característica do aço

Por outro lado, o EC8 impõe que a taxa de mínima de armadura (ρ_{min}) ao longo de todo o comprimento dos elementos primários, tipo viga, seja determinado pela seguinte expressão (cláusula 5.4.3.1.2(5)):

$$\rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Sendo:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

A_s – área de armadura tracionada;

A_c – área da secção de betão.

O EC2 também impõe que, nas zonas em que não exista sobreposição, a armadura não exceda $0,04A_c$, sendo A_c a área da secção transversal da viga (cláusula 9.2.1.1(3)).

Nas zonas críticas das vigas sísmicas (l_{cr}), o EC8 cláusula 5.4.3.1.2(3) impõe que se satisfaça o requisito de ductilidade local, significando isto que o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deve ser pelo menos igual ao calculado utilizando as seguintes expressões (EC8 cláusula 5.2.3.4(3)):

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_\phi = 1 + (2q_0 - 1)T_c/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

Sendo:

q_0 – valor básico do coeficiente de comportamento;

T_c – Período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro;

T_1 – Período fundamental do edifício.

Direção	q_0	T_1 (s)	T_c (s) Sismo Tipo 1	T_c (s) Sismo Tipo 2	μ_ϕ Sismo Tipo 1	μ_ϕ SismoTipo 2
X	2,00	0,75	0,60	0,25	3,00	5,80
Y	2,00	0,41	0,60	0,25	3,91	5,80

Tabela 57 – Cálculo da ductilidade em curvatura.

Para satisfazer a ductilidade local nas zonas críticas terão que ser cumpridas nos dois banzos da vigas as duas seguintes condições (5.4.3.1.2(4)):

1. Na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projeto sísmica:
2. A taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não exceda ρ_{max} , sendo este igual a:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Sendo:

ρ e ρ' - taxa de armadura da zona tracionada e da zona comprimida, ambas por bd , em que b é a largura do banzo comprimido da viga.

Betão	$\varepsilon_{sy,d}$	f_{cd} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	ρ_{max}
C25/30	0,00174	16,70	348	$\rho' + 0,0086$

Tabela 58 – Taxa de armadura máxima na zona tracionada.

A armadura longitudinal de vigas que é dobrada nos nós para efeitos de amarração deve ser sempre colocada no interior das cintas correspondentes aos pilares adjacentes (EC8 cláusula 5.6.2.2(1)).

O EC8 (cláusula 5.6.2.2(2)) estabelece duas condições para o diâmetro dos varões (d_{bL}) que atravessam os nós viga-pilar.

1. Para os nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \Leftrightarrow d_{bL} \leq 6,48 \times h_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

2. Para os nós viga-pilar exteriores:

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

Sendo:

h_c – largura do pilar na direção paralela aos varões;

k_D – fator que reflete a classe de ductilidade sendo igual a 1 para a classe DCH e igual a 2/3 para a classe DCM;

ρ' – taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;

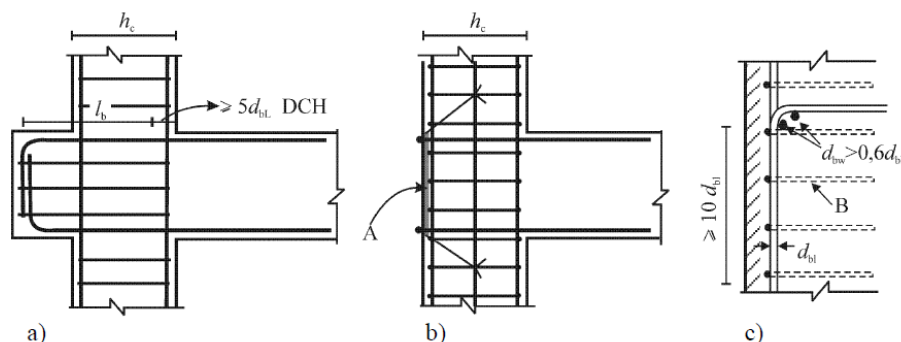
γ_{Rd} – coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,0 para a classe DCM.

As expressões equivalentes apresentadas em cima, resultaram admitindo que o esforço axial normalizado nos pilares é de 0,1 e que o $\rho' = 0,5\rho_{max}$.

Caso não seja possível utilizar os diâmetros resultantes de aplicar as expressões anteriores, o EC8 (cláusula 5.6.2.2(3)) recomenda que se utilize as seguintes disposições:

- a) A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (fig. 11a);
- b) Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões (fig. 11b);

- c) Poderá adotar-se dobragens a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (fig.11c).



Legenda:

- A chapa de amarração
B cintas em torno dos varões do pilar

Figura 11 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exterior.

De acordo com o EC8 (cláusula 5.6.2.2(4)), os varões superiores ou inferiores que atravessam os nós, devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância não inferior a l_{cr} contada a partir da face do nó.

De seguida serão apresentados os $d_{bl,max}$, cujo cálculo utiliza as expressões anteriores para os vários tipos de vigas que foram projetadas.

h (m)	Nó Interior $d_{bl,max}$ (mm)	Nó exterior $d_{bl,max}$ (mm)
0,45	16,94	21,18
0,65	29,05	36,31
0,80	33,89	42,36

Tabela 59 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar (d_{bl}).

7.2.2.2 Armadura transversal

Para o cálculo das armaduras transversais o EC2 (cláusula 9.2.2(5) e (6)) apresenta as seguintes expressões:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times b_w \times \sin(\alpha))$$

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

Sendo:

ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;

A_{sw} – Área de armaduras de esforço transverso por comprimento, s;

s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso 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, que neste caso é igual a 90°.

Para o cálculo do esforço transverso resistente, o EC2 (cláusula 6.2.3(3)) fornece as seguintes expressões:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot g(\theta)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot g(\theta) + \operatorname{tg}(\theta)}$$

Sendo:

A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

s – Espaçamento dos estribos;

f_{ywd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, neste caso é igual a 0,6 porque o f_{ck} é inferior a 60 Mpa;

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, neste caso é igual a 1, já que não se trata de elementos pré-esforçados;

θ – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga. De acordo com o EC2 (cláusula 6.2.3(2)) deve ser limitada $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$;

z – Braço interno entre as resultantes das tensões axiais de flexão e tração, e pode ser calculado através de d , em que d representa a distância entre o centro de gravidade das armaduras tracionadas e a fibra mais comprimida da secção, através de $z=0,9d$.

O espaçamento máximo dos estribos ($S_{l,max}$), definido no EC2, é calculado usando a seguinte expressão (cláusula 9.2.2(6)):

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

Quanto ao espaçamento transversal entre ramos de estribos ($S_{t,max}$), o EC2 recomenda que se utilize a seguinte expressão (cláusula 9.2.2(8)):

$$S_{t,max} = 0,75d \leq 600mm$$

Na tabela seguinte são apresentados os espaçamentos indicados anteriormente para as dimensões representativas das vigas e dimensionadas para a estrutura em causa.

h (m)	d (m)	$S_{l,max}=S_{t,max}$ (m)
0,45	0,30	0,23
0,65	0,55	0,41
0,80	0,65	0,49

Tabela 60 – Espaçamentos máximos longitudinais e transversais.

O EC2 descarta a necessidade de verificar o valor de cálculo do esforço transversal a uma distância inferior a d da face do apoio, caso os elementos estejam sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas (cláusula 6.2.1(8)).

Quanto à armadura de confinamento nas zonas críticas das vigas, o EC8 recomenda que sejam cumpridas as seguintes regras de pormenorização das armaduras transversais (EC8 cláusula 5.4.3.1.2(6)):

1. O diâmetro das armaduras de confinamento (d_{bw}), não deve ser inferior a 6mm
2. O espaçamento, s , das armaduras de confinamento não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\}$$

Sendo:

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

h_w – Altura da viga (em milímetros).

VIGA	h_w (mm)	d_{bw} (mm)	d_{bL} (mm)	225 (mm)	s (mm)	$s_{adoptado}$ (m)
VG0_1	800,000	8,000	10,000	225,000	80,000	0,075

Tabela 61 – Cálculo do espaçamento máximo.

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

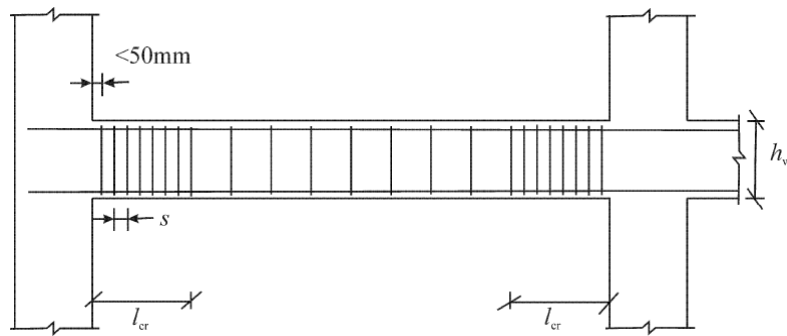


Figura 12 – Armaduras transversais na zona crítica das vigas.

O comprimento da zona crítica (l_{cr}) corresponde à altura da viga (EC8 cláusula 5.4.3.1.2), logo pode-se concluir que $l_{cr} = 0,80$ m.

As zonas críticas das vigas do projeto podem ser consultadas no anexo 7.

7.2.2.3 Dimensionamento

O EC8 recomenda que os esforços transversos gerados numa viga sejam determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga, aplicando a carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica e os momentos nas extremidades causados pela formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, como mostra na seguinte figura (cláusula 5.4.2.1(1)).

$$V_{Ed} \cong \frac{M_{1u} + M_{2u}}{L} + \frac{q_{cqp} \times l}{2}$$

Sendo:

M_{u1} e M_{u2} – Momento resistente nas extremidades das vigas;

q_{cqp} – Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações;

L – Comprimento da viga.

O esforço transversal atuante, máximo ($V_{Ed,max,i}$) e mínimo ($V_{Ed,min,i}$) que deve ser determinado em cada extremidade é condicionado pelos momentos ($M_{i,d}$) positivos máximo e negativo máximo na secção de extremidades i . Para o cálculo dos momentos indicados deveremos utilizar a seguinte expressão (EC8 cláusula 5.4.2.2(2a)):

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

Sendo:

γ_{Rd} - Fator que tem em conta a possibilidade do aumento do momento fletor resistente devido ao endurecimento das armaduras. Para a classe DCM deve adotar-se um fator unitário ($\gamma_{Rd} = 1,0$);

$M_{Rb,i}$ – Momento de dimensionamento da viga;

$\sum M_{Rb}$ e $\sum M_{Rc}$ - Soma dos momentos resistentes das colunas e a soma dos momentos resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos. O valor de $\sum M_{Rc}$ deve ter em conta o esforço axial na coluna em situação de sismo.

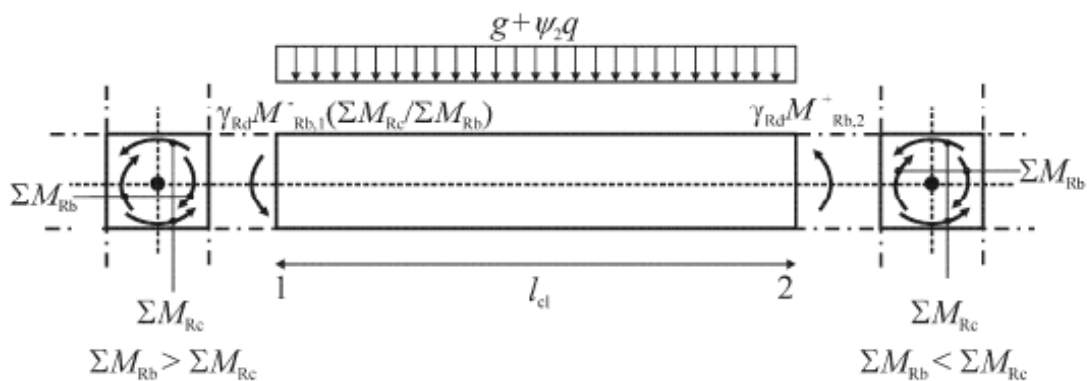


Figura 13 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas.

De forma simplificada pode adaptar-se a seguinte hipótese de cálculo, na expressão anterior, para estruturas de classe DCM.

$$M_{i,d} = M_{Rb}$$

Para o cálculo do momento fletor resistente (M_{Rd}) admite-se que as armaduras se encontram em cedência. Começou-se então por especificar a armadura de flexão (A_s) e conseqüentemente a altura de secção comprimida (x).

Podemos então calcular o valor de M_{Rd} aplicando as seguintes expressões:

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

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

Os cálculos apresentados de seguida referem-se à viga (VG0_7) indicada no presente capítulo, utilizando as taxas de armadura devolvidas pelo programa de cálculo.

Viga		Área de armadura (cm ²)			Linha Neutra x (m)			M _{Rd} (kN.m)		
		Esq.	Meio	Dir.	Esq.	Meio	Dir.	Esq.	Meio	Dir.
VG0_7	Sup.	9,42	6,97	9,42	0,08	0,06	0,08	2354,65	1762,88	2354,65
	Inf.	6,79	6,79	6,79	0,06	0,06	0,06	1718,83	1718,83	1718,83

Tabela 62 – Cálculo do momento fletor resistente.

Com o cálculo dos momentos resistentes calculou-se o esforço transversal condicionante na viga.

VIGA	M _{Rd} (kN.m)		V _{ed,CQP} (kN)		V _{ed,cal} (kN)		V _{ed,max} (kN)
	esquerda	direita	esquerda	direita	esquerda	direita	
VG0_7	2354,649	2354,649	96,257	143,465	549,074	596,282	596,282

Tabela 63 - Cálculo do esforço transversal condicionante na viga.

De seguida será apresentada a verificação dos valores do esforço transverso.

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cotg(\theta) \rightarrow$ Assumiu-se a armadura mínima para a zona crítica

VIGA	A_{sw}/s	A_{sw}/s (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	$\cotg(\theta = 45^\circ)$	$V_{Rd,s}$ (kN)
VG0_1	Φ8//.125	8,02	0,50	348,00	1,00	1395,48

Tabela 64 – Verificação do esforço transverso na zona crítica da viga.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)}$$

VIGA	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
VG0_1	1,000	0,300	0,500	0,552	16,700	45,000	691,380

Tabela 65 – Esforço transverso máximo resistente da viga.

Como podemos observar a viga resiste ao esforço retirado do modelo de cálculo.

Os calculos das restantes vigas poderão ser consultadas nos Anexos 6, 7 e 8.

7.2.3 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares considerados como elementos verticais primários serão utilizadas as piores condições definidas no EC2 e no EC8, já que se pretende uma estrutura sismo-resistente. Para determinar as armaduras dos pilares será utilizada a secção 9.5 do EC2, referente a pilares que respeitem a especificação h/d não seja superior a 4, em que h representa a maior dimensão da base e d a menor dimensão.

Os cálculos apresentados dizem respeito ao pilar P0_50, com as seguintes características. As armaduras longitudinais apresentadas, que serão utilizadas na corrente secção, foram calculadas pelo programa de cálculo utilizado.

P0_50	N _{ed} (kN)	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	b (m)	h (m)
Direção x	400,872	18,85	18,85	348	16,7	0,60	0,30
Direção y	400,872	3,39	3,39	348	16,7	0,30	0,60

Tabela 66 – Características do pilar P0_50.

7.2.3.1 Armadura Longitudinal

De acordo com o EC2 (cláusula. 9.5.2 (1)) o diâmetro dos varões que constituem a armadura longitudinal não deve ser inferior a 8 mm.

A área de armadura longitudinal não deve exceder os limites A_{s,min} e A_{s,max} representados pelas seguintes expressões (EC2 cláusula. 9.5.2 (2) e EC2 cláusula. 9.5.2 (2)):

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \times A_c \quad A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

Sendo:

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

A_c – Area de betão.

Para taxa de armadura mínima (A_{s,min}) será utilizado o valor 0,01A_c (EC8 cláusula. 5.4.3.2.2 (1)), já que representa uma situação mais adversa que os dois valores apresentados anteriormente.

$$\frac{0,1 \times 400,872}{348} \geq 0,01 \times 0,6 \times 0,3 \Leftrightarrow 0,115 \geq 0,0018$$

Todos dos pilares devem possuir pelo menos um varão longitudinal em cada ângulo retangular (EC2 cláusula. 9.5.2 (4)). Todos os pilares deverão ter, pelo menos, um varão entre os varões posicionados nos ângulos retangulares (EC8 cláusula. 5.4.3.2.2 (2)), de modo a assegurar não destruição dos nós viga-pilar.

7.2.3.2 Armadura transversal

O diâmetro da armadura transversal utilizada nos pilares não deverá ser inferior a 6 mm (EC2 cláusula. 9.5.3 (1)).

Segundo o cláusula. 9.5.3 (3) do EC2 o espaçamento de duas armaduras transversais consecutivas não deverá exceder $S_{cl,tmax}$, sendo este determinado pela seguinte expressão:

$$S_{cl,tmax} = \min\{20\phi_{long,min}; b; 400mm\}$$

Sendo:

$\phi_{long,min}$ – Diâmetro mínimo utilizado na armadura longitudinal;

b – Menor dimensão do pilar.

$\phi_{long,min}$ (mm)	b (mm)	400 (mm)	$S_{cl,tmax}$ (m)
20	300	400	300

Tabela 67 – Cálculo do espaçamento máximo da armadura transversal.

De acordo com o cláusula 9.5.3 (6) do EC2 todos os varões longitudinais posicionados nos cantos devem ser travados com armadura longitudinal. Nas zonas de compressão nenhum varão deve ficar posicionado a mais de 150 mm de um varão travado.

Nas zonas críticas dos pilares, o espaçamento deve ser tal que garanta um mínimo de ductilidade e que impeça a encurvadura local dos varões longitudinais. A forma das cintas deve sujeitar a secção transversal a condições de tensão triaxial por elas produzidas (EC8 cláusula 5.4.3.2.2 (10)). Para

garantir as condições mínimas referidas deve ser aplicado um espaçamento entre cintas não superior a s , sendo s calculado da seguinte forma (EC8 cláusula 5.4.3.2.2 (11) a):

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}$$

Sendo:

b_0 – Dimensão mínima do núcleo de betão (em mm);

d_{bL} – Diâmetro mínimo da armadura longitudinal.

b_0 (mm)	d_{bL} (mm)	175 (mm)	s (mm)	s (m)
250,0	20	175	125	0,125

Tabela 68 – Cálculo do espaçamento da armadura transversal.

Outra condição para garantir as condições mínimas referidas é a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não ser superior a 200 mm. De seguida será apresentado o número de cintas interiores necessárias para as dimensões dos pilares do edifício.

Pilares	$l_{máx}$	b_0	Nº Cintas Interiores
0,30x0,60	0,60	498,00	1
0,30x0,30	0,30	198,00	0
0,30x0,80	0,80	698,00	2
0,30x1,00	1,00	898,00	2

Tabela 69 – Número de cintas interiores necessárias para cada tipo de pilar.

Nota: O b_0 foi calculado considerando um recobrimento de 35 mm, armadura longitudinal com 16 mm de diâmetro e uma armadura transversal com diâmetro de 8 mm.

O comprimento da zona crítica dos pilares (l_{cr}) foi calculado utilizando a seguinte expressão (EC8 cláusula 5.4.3.2.2(4)):

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

Sendo:

h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

Caso h_c/l_c seja inferior a 3, toda a altura do pilar deve ser considerada como crítica (EC8 cláusula 5.4.3.2.2(45)).

h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr}	Zona Crítica – Total de Extensão
0,60	4,100	0,45	6,833	0,683	Parcial

Tabela 70 – Cálculo do comprimento da zona crítica.

7.2.3.3 Armadura de Confinamento

A armadura de confinamento no núcleo do pilar, pretende compensar uma possível perda de resistência devida ao destacamento do betão. Deve ser dimensionada para que a extensão do betão não seja superior a 0,0035.

Na zona crítica do pilar, a armadura de confinamento deve ser dimensionada de forma a satisfazer a seguinte expressão (EC8 cláusula 5.4.3.2.2 (8)):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Sendo:

ω_{wd} – Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_ϕ – Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

v_d – Esforço normal reduzido de cálculo ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;

h_c – Altura bruta da secção transversal;

h_0 – Altura do núcleo confinado;

b_c – Largura bruta da secção transversal;

α – Coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, com:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0} h_0 \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)$$

n – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas;

b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados.

b_0	h_0	Σb_i^2	s	α_n	α_s	α
0,250	0,550	0,062	0,125	0,9246	0,6648	0,6146

Tabela 71 – Cálculo do coeficiente de eficácia do confinamento.

V_{cintas} (m3)	$V_{betão}$ (m3)	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ω_{wd}
8,042E-05	0,017	16,700	348,000	0,098

Tabela 72 – Cálculo da taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas.

A taxa mecânica volumétrica de cintas foi calculada utilizando armadura com diâmetro igual a 8mm, que é o mínimo exigido pelo EC8, como foi referido anteriormente.

μ_{ϕ}	v_d	$\epsilon_{sy,d}$	b_c	b_0	$\alpha \times \omega_{wd}$
2,4552	0,1334	0,0017	0,3000	0,2500	0,0599

Tabela 73 – Cálculo do $\alpha_{\omega_{wd}}$.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \Leftrightarrow 0,0599 \geq 0,0135$$

Como se pode verificar, a armadura de confinamento garante uma possível perda de resistência devida ao destacamento do betão.

7.2.3.4 Dimensionamento

Como indicado em 5.4 o sistema em estudo é considerado equivalente a misto porticado. De acordo com o EC8 cláusula 4.4.2.3 (4) para que não exista formação de um mecanismo plástico de piso flexível, em sistemas porticados, deverá satisfazer-se a situação de viga fraca/pilar forte, em que se admite a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, que é definida pela seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Sendo:

$\sum M_{Rc}$ – Soma dos momentos de cálculo resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ – Soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas que concorrem no nó.

Para aplicar o critério anterior, o EC8 estabelece que não sejam aplicadas as seguintes condições:

1. No último piso de edifícios (cláusula 4.4.2.3 (6));

2. Em edifícios de apenas 1 piso (cláusula 4.4.2.3 (4));
3. No piso inferior de edifícios de 2 pisos, no caso de o esforço axial normalizado (v_d) for inferior a 0,3 (cláusula 5.2.3.3 (2));
4. Quando o pórtico é constituído por 4 ou mais pilares de dimensões semelhantes, apenas é necessário aplicara este principio em cada 3 de 4 pilares (cláusula 5.2.3.3 (2)).

Como podemos observar no Anexo 6 nem todos os pilares do piso 0 possuem um esforço axial normalizado superior a 0,3, logo não podemos aplicar o critério anterior, já que não é respeitada a condição 3.

De acordo com o cláusula 5.4.2.3 (1) os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob a ação dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$, calculados através da seguinte expressão:

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

Sendo:

$M_{Rc,i}$ – Momento de dimensionamento do pilar;

γ_{Rd} – Coeficiente relativo à possibilidade de sobrerestência por endurecimento do aço. No caso em estudo este parâmetro toma o valor de 1.1, já que se trata de uma estrutura de classe DCM.

A expressão anterior pode ser simplificada em termos conservativos para o seguinte:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rc} M_{Rc,i}$$

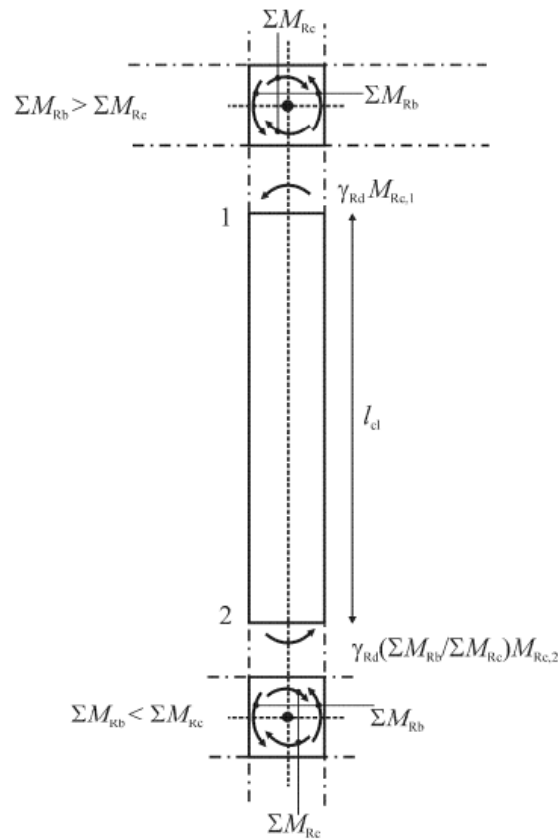


Figura 14 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso do pilar.

Assim sendo, podemos calcular de uma forma simples o esforço transverso aplicado no pilar utilizando a seguinte expressão:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_{1u} + M_{2u}}{L}$$

O momento resistente é calculado de uma forma iterativa, isto é, começa-se por atribuir uma armadura de flexão (neste caso usou-se a devolvida pelo programa de cálculo) e determinou-se o respetivo momento resistente da secção. Para o cálculo da posição da linha neutra e respetivo momento fletor resistente utilizaram-se as seguintes expressões:

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

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

Sendo:

x – Altura comprimida da secção;

N_{Ed} – Esforço axial na secção;

A_{s1} – Armadura tracionada;

A_{s2} – Armadura comprimida;

d – Distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 – Distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida;

Obtiveram-se então os seguintes resultados:

Direção	d (m)	d1 (m)	Linha Neutra, x (m)	M_{Rd} (kN.m)	I_d (m)	V_{ed} (KN)
X	0,27	0,04	0,050	202,99	4,10	99,02
Y	0,57	0,04	0,100	166,75	4,10	81,34

Tabela 74 – Cálculo do esforço transversal nas duas direções de análise.

Conhecido o esforço transversal de cálculo no pilar estamos em condições de calcular as armaduras transversais necessárias nas zonas críticas. As armaduras transversais devem respeitar todas as condições referidas nas secções anteriores.

Direção	z (m)	f _{ywd} (MPa)	cotg (θ = 45°)	V _{ed} (kN)	A _{sw/s} (cm ² /m)	Armadura	A _{armadura} (cm ²)
X	0,27	348,00	1,00	99,02	10,54	Φ8 // .125 (4 ramos)	12,08
Y	0,54	348,00	1,00	81,34	4,33	Φ8 // .125 (2 ramos)	8,04

Tabela 75 – Cálculo das armaduras transversais.

De seguida serão efetuados os cálculos de segurança ao esforço transversal utilizando as seguintes expressões:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{ywd} \times \cotg(\theta)$$

Direção	z (m)	f _{ywd} (MPa)	cotg(45)	A _{sw/s} (cm ² /m)	V _{Rd,s} (KN)	V _{ed,calc} (KN)
X	0,27	348,00	1,00	12,08	113,50	99,02
Y	0,54	348,00	1,00	8,04	151,09	81,34

Tabela 76 – Verificação ao esforço transversal do pilar em questão.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)}$$

Direção	α _{cw}	b _w (m)	z (m)	v ₁	f _{cd} (MPa)	θ (°)	V _{Rd,max} (KN)
X	1,000	0,600	0,270	0,552	16,700	45,000	746,690
Y	1,000	0,300	0,540				746,690

Tabela 77 – Verificação ao esforço transversal do pilar em questão.

Todas as armaduras dos pilares podem ser consultadas nos Anexos 12 e 14.

7.2.4 Paredes

Segundo o EC2 (cláusula. 9.6.1(1)) todos os elementos verticais em que o comprimento é igual ou superior a 4 vezes a espessura é considerado um elemento parede.

No edifício em estudo, as paredes que integram a estrutura são as paredes do núcleo do elevador e uma outra parede que se encontra perto da escada da entrada do edifício.

7.2.4.1 Armadura longitudinal

A área de armadura vertical, $A_{s,v}$, deve estar compreendida entre $0,002A_c$ ($A_{s,vmin}$) e $0,04A_c$ ($A_{s,vmax}$), segundo o EC2 (cláusula. 9.6.2(1)).

A área mínima de armaduras ($A_{s,vmin}$) deve ser disposta, metade em cada face (EC8 cláusula. 9.6.2(2)).

A distância entre dois varões verticais adjacentes não deverá ser superior ao menor dos seguintes valores: 3 vezes a espessura da parede ou 400 mm (cláusula. 9.6.2(3)).

No cláusula. 5.4.2.4(5) do EC8 são apresentados os diagramas de dimensionamento dos momentos flectores em paredes para sistemas estruturais tipo parede e sistemas estruturais mistos.

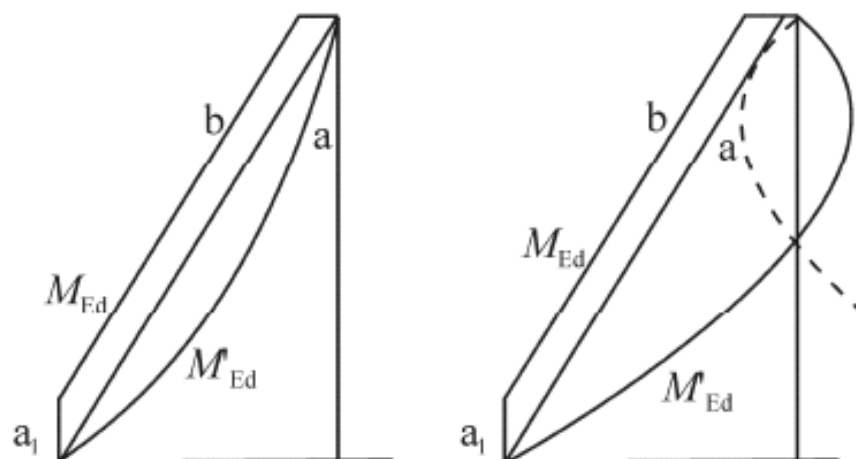


Figura 15 – Envolvente de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas (à esquerda sistema de paredes e à direita sistema misto).

Sendo:

a – Diagrama de momentos resultante da análise elástica;

b – Envolvente de esforço considerada no dimensionamento;

a_1 – Translação que origina a envolvente de esforços, sendo calculada através da seguinte expressão:

$$a_1 = z \times \cotg(\theta)$$

Para o cálculo das armaduras longitudinais concentrou-se a armadura de flexão nas extremidades das paredes, numa zona denominada como elemento de extremidade, como mostra a seguinte figura:

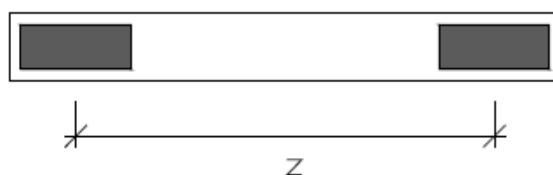


Figura 16 - Representação gráfica dos elementos extremidades.

Para o cálculo das áreas de armadura de flexão utilizaram-se as seguintes expressões:

$$F_s = \frac{M}{Z} - \frac{N}{2}$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}}$$

Nas zonas de extremidade o EC8 (cláusula.5.4.3.4.2(8)) recomenda que o valor mínimo de armadura longitudinal é de 0,5% da área de betão. O EC8 (cláusula. 5.4.3.4.1(2)) também recomenda que o esforço axial normalizado (v_d) das paredes não deve ser superior a 0,4.

7.2.4.2 Armadura transversal

Quanto à armadura transversal é recomendado no EC2 (cláusula. 9.6.3(1)), que seja usada uma área de armadura mínima igual ou superior ao maior dos seguintes valores, 0,25% da armadura longitudinal ou $0,001A_c$.

Em qualquer parte da parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a $0,02A_c$, deverão dispor-se armaduras transversais, sob a forma de estribos ou ganchos (cláusula. 9.6.4(1) do EC2). Na armadura principal colocada mais próxima das faces da parede deve ser colocada uma armadura transversal constituída pelo menos por 4 estribos por m^2 de área da parede (cláusula. 9.6.4(2) do EC2).

Para o dimensionamento do esforço transversal deverá utilizar-se o seguinte diagrama, como é referido no cláusula. 5.4.2.4(8) do EC8.

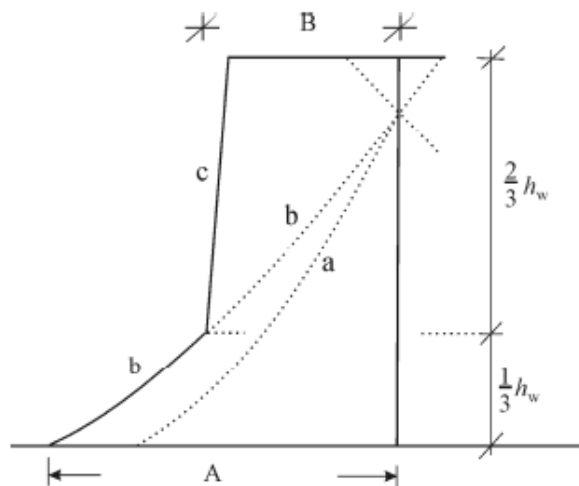


Figura 17 – Envoltório de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto.

Sendo:

a – Diagrama dos esforços transversos obtidos da análise;

b – Diagrama dos esforços transversos majorados;

c – Envoltório de cálculo;

A – $V_{\text{parede, base}}$;

$$B - V_{\text{parede,topo}} \geq V_{\text{parede,base}}/2;$$

h_w – Altura total da parede.

7.2.4.3 Armadura de confinamento

A armadura de confinamento nas paredes deve ser prolongada verticalmente ao longo de um comprimento crítico da parede (h_{cr}) e horizontalmente segundo um comprimento (l_c) - cláusula. 5.4.3.4.2(6) do EC8.

Para o cálculo da altura crítica, o EC8 (cláusula. 5.4.3.4.2(1)) indica que a mesma deve ser calculada utilizando as seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max\left\{l_w; \frac{h_w}{6}\right\}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$$

Sendo:

l_w – Maior dimensão da parede em planta;

h_w – Altura total da parede acima da fundação ou do nível do solo no caso de existirem caves;

h_s – Altura livre entre pisos;

n – Número de pisos.

Aplicando as expressões anteriores temos as seguintes alturas críticas (h_{cr}):

Parede	h_w (m)	h_s (m)	l_w (m)	h_{cr} (m)
PA0_1	8,95	4,10	3,82	3,82
CEPFO_1	8,59	4,10	2,35	2,35
CEPLO_1	8,95	4,10	2,10	2,10
CEPLO_2	8,95	4,10	2,10	2,10

Tabela 78 – Cálculo da altura crítica das paredes.

O comprimento das zonas críticas a confinar (l_c) é determinado através da aplicação das seguintes expressões (cláusula. 5.4.3.4.2(6) do EC8):

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times \alpha \omega_{wd}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c \times b_c \times f_{cd}}$$

Sendo:

x_u – Dimensão da zona comprimida no plano de flexão;

ε_{cu2} – Extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão.

Considerou-se igual a 0,0035;

$\varepsilon_{cu2,c}$ – Extensão máxima do betão confinado;

ω_v – Taxa mecânica da armadura vertical na alma;

N_{Ed} – Esforço axial para a combinação sísmica;

b_c – (i) Largura da alma da parede ou (ii) do banzo caso exista e contenha toda a zona comprimida, valor que também deve ser usado no cálculo de v_d ;

b_0 – Largura do elemento confinado medido a eixo das cintas);

h_c – Comprimento da alma da secção da parede;

A_{sv} – Armadura da alma.

Segundo o EC8 (cláusula. 5.4.3.4.2(6)) o comprimento das zonas críticas das paredes não deve ser inferior ao valor obtido através da aplicação da seguinte expressão:

$$l_c \geq \max\{0,15l_w; 1,5b_w\}$$

Sendo:

b_w – Largura do elemento de extremidade;

Aplicando a expressão anterior obteve-se os seguintes resultados para o comprimento da zona crítica (l_c):

Parede	l_w (m)	b_w (m)	l_c (m)
PA0_1	3,82	0,28	0,57
CEPF0_1	2,35	0,28	0,42
CEPLO_1	2,10	0,28	0,42
CEPLO_2	2,10	0,28	0,42

Tabela 79 – Cálculo do comprimento da zona crítica.

O espaçamento mínimo entre cintas (s), nas zonas críticas das paredes, é calculado com a mesma expressão que foi utilizada nos pilares.

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}$$

A taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária (ω_{wd}) para paredes retangulares, nos elementos extremidades deve ser verificada através da seguinte expressão (cláusula. 5.4.3.4.2(4) do EC8):

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

$$\mu_{\phi} = 2 \times q_0 - 1$$

O valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) deve ser substituído pelo produto deste, pelo quociente entre M_{Ed} e M_{Rd} na base das paredes para a situação de projeto sísmica (cláusula. 5.4.3.4.2(2) do EC8). O valor do coeficiente que será utilizado será o mesmo que foi utilizado nas vigas, já que se considerou em termos conservativos a igualdade entre momentos atuantes e resistentes. O EC8 (cláusula. 5.4.3.4.2(9)) recomenda que nos elementos extremidade, o valor de ω_{wd} deve ser no mínimo igual a 0,08, enquanto que o diâmetro das cintas deve ser superior a 6 mm e a distancia entre varões longitudinais consecutivos cintados inferior a 200mm.

7.2.4.4 Dimensionamento

Efectou-se então o cálculo mais detalhado das paredes presentes na estrutura.

Apesar de o EC8 (5.4.3.4.1(4)) aconselhar que as seções de paredes mistas constituídas por troços retangulares unidos entre si ou que se intersetem, como é o caso do nucleo do elevador, sejam consideradas como secções unidas optou-se por calcular todas as paredes individualmente.

Começou-se por calcular a dimensão dos elementos extremidades, assim como o valor de z representado na figura 16.

Parede	e_{parede} (m)	l_c (m)	Z (m)
PA0_1	0,30	0,50	3,25
CEPF0_1		0,40	1,88
CEPLO_1		0,40	1,63
CEPLO_2		0,40	1,63

Tabela 80 – Cálculo de Z em metros.

Seguidamente foram retirados os esforços no modelo de cálculo para cada troço das paredes, utilizando a combinação mais desfavorável de forma a serem calculadas as áreas de armadura das zonas de extremidade, como mostra na seguinte tabela:

Parede	M_z (KN.m)	N_{qp} (KN)	$0,5N_{qp}$ (KN)	F_t (KN)	f_{yd} (MPa)	A_s/s (cm ² /m)
PA0_1	4370,553	-184,054	-92,027	2213,593	348,000	6,363
CEPF0_1	10859,780	-489,074	-244,537	5559,960		15,980
CEPLO_1	4366,814	-130,645	-65,3225	2223,482		6,389
CEPLO_2	5562,612	-1506,780	-753,388	3243,507		9,320

Tabela 81 – Cálculo das armaduras longitudinais das zonas de extremidades.

Na tabela seguinte serão apresentadas as armaduras adoptadas:

Parede	A_c (m ²)	A_s [modelo] (cm ²)	$A_{s,vmin}$ (cm ²)	A_s [Adoptado]	A_s [Adoptado] (cm ²)	ρ (%)
PA0_1	0,15	6,40	3,00	6 Φ 12	6,80	0,45
CEPF0_1	0,12	16,00	2,40	8 Φ 16	16,10	1,34
CEPLO_1	0,12	6,40	2,40	6 Φ 12	6,80	0,57
CEPLO_2	0,12	9,30	2,40	10 Φ 12	12,10	1,01

Tabela 82 – Cálculo da armadura adotada para as extremidades fictícias.

Quanto às armaduras adoptadas entre as zonas de extremidade de cada parede, zona da alma, optou-se primeiro por calcular o valor da área mínima (A_{svmin}), e de seguida utilizar uma armadura que cumprisse esse requisito.

Parede	A_{c_parede} (m ²)	A_{c_ext} (m ²)	A_{c_alma} (m ²)	$A_{s,vmin}$ (cm ²)	A_s [Adoptado]	A_s [Adoptado] (cm ²)
PA0_1	1,146	0,300	0,846	16,920	10 Φ 10 + 8 Φ 12	16,900
CEPF0_1	0,705	0,240	0,465	9,300	6 Φ 10 + 6 Φ 12	11,500
CEPLO_1	0,630	0,240	0,390	7,800	6 Φ 10 + 6 Φ 12	11,500
CEPLO_2	0,630	0,240	0,390	7,800	6 Φ 10 + 6 Φ 12	11,500

Tabela 83 – Armaduras da alma das paredes.

De seguida serão apresentadas as verificações impostas no EC2, quanto ao máximo e mínimo valor de armadura que se pode utilizar.

Parede	A_{c_parede} (m ²)	$A_{s,vmin}$ (cm ²)	$A_{s,vmax}$ (cm ²)	A_s [Adoptado] (cm ²)
PA0_1	1,146	21,100	458,400	30,480
CEPF0_1	0,705	12,660	282,000	43,660
CEPLO_1	0,630	11,160	252,000	25,100
CEPLO_2	0,630	11,160	252,000	35,620

Tabela 84 – Verificação da armadura longitudinal das paredes.

Parede	α_{cw}	b (m)	z (m)	f_{cd} (MPa)	θ (°)	v_1	$V_{Rd,max}$ (kN)
PA0_1	1,000	0,300	3,769	16,700	45,000	0,552	5211,622
CEPF0_1	1,000	0,300	2,297	16,700	45,000	0,552	3176,200
CEPLO_1	1,000	0,300	2,049	16,700	45,000	0,552	2833,275
CEPLO_2	1,000	0,300	2,049	16,700	45,000	0,552	2833,275

Tabela 85 – Verificação do esforço transversal resistente máximo.

Parede	$V_{ed,mod}$ (KN)	z (m)	f_{ywd} (Mpa)	θ (°)	A_s/s (cm ² /m)	A_s [Adotada]	A_s (cm ² /m)
PA0_1	1216,535	3,769	348,000	45,000	9,275	Φ8//,10 2r	13,4
CEPF0_1	4326,215	2,297	348,000	45,000	54,121	Φ12//,10 4r	60,32
CEPLO_1	1527,339	2,049	348,000	45,000	21,420	Φ8//,075 4r	26,8
CEPLO_2	1571,951	2,049	348,000	45,000	22,045	Φ8//,075 4r	26,8

Tabela 86 – Cálculo da armadura transversal.

Parede	A_s (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (Mpa)	θ (°)	V_{rds} (KN)	V_{ed} (KN)
PA0_1	13,400	3,769	348,000	45,000	1757,560	1216,535
CEPF0_1	60,320	2,297	348,000	45,000	4821,715	4326,215
CEPLO_1	26,800	2,049	348,000	45,000	1910,979	1527,339
CEPLO_2	26,800	2,049	348,000	45,000	1910,979	1571,951

Tabela 87 – Verificação da segurança ao esforço transversal.

Depois do cálculo das armaduras transversais e longitudinais passou-se ao cálculo da armadura de confinamento, utilizando para tal, as expressões apresentadas em cima.

Começou-se por calcular a taxa mecânica de armadura vertical na alma (ω_v) de cada parede.

Parede	A_{sv} (cm ²)	A_c (m ²)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	ω_v
PA0_1	21,110	1,146	348,000	16,700	0,038
CEPF0_1	13,570	0,705	348,000	16,700	0,040
CEPLO_1	13,570	0,630	348,000	16,700	0,045
CEPLO_2	13,570	0,630	348,000	16,700	0,045

Tabela 88 – Cálculo da taxa mecânica de armadura.

Parede	b ₀	175 mm	d _{bl} (mm)	s (m)	s _{adopt} (m)	A _{s,confinamento}
PA0_1	0,25	175,00	16,00	0,12	0,10	Φ8//,10
CEPF0_1	0,25	175,00	12,00	0,10	0,10	Φ12//,10
CEPL0_1	0,25	175,00	12,00	0,10	0,075	Φ8//,075
CEPL0_2	0,25	175,00	12,00	0,10	0,075	Φ8//,075

Tabela 89 – Cálculo do espaçamento máximo nas zonas críticas para a armadura transversal.

Parede	b _c	b ₀	h _c	h ₀	μΦ	ε _{sy,d}	h _c	N (KN)	V _d	ω _v	αω _{wd}
PA0_1	0,30	0,25	3,82	0,45	5,80	0,00174	3,82	529,776	0,027682	0,038	0,011090
CEPF0_1	0,30	0,25	2,35	0,35	5,80	0,00174	2,35	7039,029	0,597871	0,040	0,199601
CEPL0_1	0,30	0,25	2,10	0,35	5,80	0,00174	2,10	9217,275	0,876084	0,045	0,300943
CEPL0_2	0,30	0,25	2,10	0,35	5,80	0,00174	2,10	9493,077	0,902298	0,045	0,310505

Tabela 90 – Valores utilizados no cálculo da armadura de cintagem das paredes.

Parede	Φ (mm)	s (m)	α _n	α _s	α	ω _{wd}
PA0_1	8	0,100	0,909	0,712	0,647	0,017
CEPF0_1	8	0,100	0,879	0,683	0,600	0,332
CEPL0_1	8	0,075	0,882	0,759	0,669	0,450
CEPL0_2	8	0,075	0,882	0,759	0,669	0,464

Tabela 91 – Taxa de armadura adotada.

Parede	l _{cintas} (cm)	A _{cintas} (cm ²)	V _{cintas} (m ³)	V _{betão} (m ³)	f _{cd} (MPa)	f _{yd} (MPa)	ω _{wd} [cálculo]
PA0_1	8,240	0,503	4,142x10 ⁻⁴	0,011	16,700	348,000	0,763
CEPF0_1	5,300	1,131	5,994 x10 ⁻⁴	0,009	16,700	348,000	1,457
CEPL0_1	4,800	0,503	2,413 x10 ⁻⁴	0,009	16,700	348,000	0,575
CEPL0_2	4,800	0,503	2,413 x10 ⁻⁴	0,009	16,700	348,000	0,575

Tabela 92 – Taxa de armadura cálculo.

Como podemos observar, as taxas de armadura de cálculo para além de serem superiores às taxas de armaduras adotadas, também são superiores a 0,08,

como recomenda o EC8 (cláusula. 5.4.3.2.2(9)) para estruturas DCM. Logo, podemos concluir que a armadura de cintagem é suficiente.

Para concluir serão calculados os valor do comprimento dos pilares fictícios (l_c) de acordo com o EC8 (expressões indicadas anteriormente).

Parede	e_{cu2}	$e_{cu2,c}$	l_w (m)	x_u	l_c (m)	l_{cmin} (m)	l_{cadopt} (m)
PA0_1	0,0035	0,0046	3,8200	0,3020	0,0720	0,5700	0,5000
CEPF0_1		0,0235	2,3500	1,8210	1,5490	0,4200	1,6000
CEPLO_1		0,0336	2,1000	2,3300	2,0870	0,4200	2,1000
CEPLO_2		0,0346	2,1000	2,3960	2,1540	0,4200	2,1000

Tabela 93 – Comprimento dos pilares fictícios.

7.2.5 Fundações

Assim como os pilares e as vigas, o cálculo das sapatas dos pilares e das paredes terá que ser feito tendo em conta o EC2 e o EC8.

De acordo com o cláusula. 9.8.2.1(1) do EC8, nas armaduras das sapatas, não devem ser utilizados varões com um diâmetro inferior a 8mm.

O EC8 (cláusula. 4.4.2.6(2)) indica que os esforços nos elementos de fundações devem ser determinados pela capacidade real, não sendo necessário que esses efeitos ultrapassem os correspondentes à resposta da estrutura na situação de projeto sísmico obtidos na hipótese de comportamento elástico da estrutura ($q=1,0$).

Será então utilizada a seguinte expressão para determinar os esforços pela capacidade real.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

Sendo:

γ_{Ra} – Coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ (caso em questão);

$E_{F,G}$ – Efeito devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de cálculo;

$E_{F,E}$ – Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;

Ω – Valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado (considerou-se 1,0);

Em que:

R_{di} – Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;

E_{di} – Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmica.

Para a estrutura em estudo optou-se por utilizar os esforços provenientes da combinação característica para o dimensionamento das sapatas das paredes e dos pilares de forma a simplificar os cálculos.

Para o pré-dimensionamento da área das sapatas utilizou-se a seguinte expressão com o valor N majorado em 10% ($N_{\text{corrigido}}$) e a tensão admissível do terreno toma o valor de 200kPa:

$$A_{min} \geq \frac{N_{\text{corrigido}}}{\sigma_{adm}}$$

Considerou-se que todas as sapatas tinham uma forma quadrática em planta, logo podemos facilmente retirar as suas dimensões laterais através da seguinte expressão:

$$l = \sqrt{A_{min}}$$

Quanto à altura das sapatas, esta deve ser suficiente para garantir um funcionamento rígido em meio elástico, de tal forma que os problemas relacionados com o punçoamento sejam eliminados. Considerou-se então que a altura mínima da sapata é obtida com a seguinte expressão:

$$H \geq \frac{b'}{2}$$

Sendo:

b' – Maior distância entre a face do elemento vertical e a face da sapata, como se demonstra na seguinte figura:

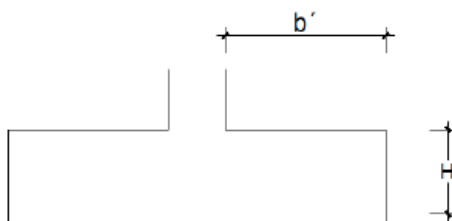


Figura 18 – Dimensões de uma sapata para funcionamento rígido.

De seguida serão apresentados os cálculos referentes à sapata SP0_10, que corresponde à sapata do pilar P0_10.

Sapata	N_{ed} (KN)	$N_{corrigido}$ (KN)	A_s (m ²)	$L_{quadrada}$ (m)	$L_{quadrada_adot}$ (m)	H_{min} (m)	H_{min_adot} (m)
SP0_10	362,80	399,08	2,00	1,41	1,50	0,75	0,80

Tabela 94 – Dimensionamento da sapata correspondente ao pilar P0_10.

Com os cálculos anteriores estamos em condições de verificar que as tensões admissíveis pelo terreno eram superiores às geradas pela estrutura. Para esta verificação utilizou-se a seguinte expressão:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_b}{A_{sapata}}$$

Sendo:

N_b – Somatório do esforço normal gerado pela estrutura da sapata e o peso próprio da mesma;

A_{sapata} – Área da sapata em planta.

Sapata	PP _{sapata} (KN)	N _{ed} (KN)	σ_{solo} (kPa)	σ_{adm} (kPa)
SP0_10	45,00	407,80	200,00	181,24

Tabela 95 – Verificação de segurança da sapata considerada.

Quanto às armaduras das sapatas foi utilizado o método das bielas. De seguida serão apresentadas todas as considerações e expressões utilizadas no método referido:

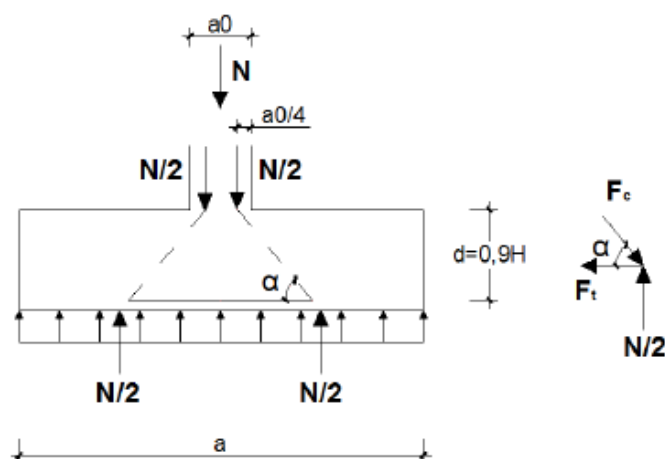


Figura 19 – Cálculo de armaduras para sapatas com carga centrada.

$$tg\alpha = \frac{d}{\left(\frac{a - a_0}{4}\right)}$$

$$tg\alpha = \frac{(N_b/2)}{F_t}$$

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \times \gamma(a - a_0)}{8 \times d}$$

Sendo:

$F_{t_{sd}}$ - Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata;

$$\gamma = 1,5$$

Utilizando as expressões anteriores podemos obter as armaduras em cm^2/m , segundo a, em que a traduz a dimensão da sapata na direção de cálculo:

$$A_s = \frac{N_b \times \gamma(a - a_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times b}$$

SP0_10	N _{base} (KN)	a (m)	a ₀ (m)	b (m)	d (m)	A _s (cm ² /m)	A _{adotada}
X	362,80	1,50	0,30	1,50	0,63	3,26	Φ10 // 0,15
Y	362,80	1,50	0,30	1,50	0,63	3,26	Φ10 // 0,15

Tabela 96 - Cálculo da armadura da sapata SP0_10.

Os cálculos das restantes sapatas podem ser consultados no Anexo 16.

Quanto ao dimensionamento das vigas de fundação, o EC8 (cláusula. 5.8.1(3)), indica que deve ser calculado segundo as regras de cálculo para a classe de ductilidade utilizadas para as restantes vigas, já que as sapatas foram dimensionadas utilizando os esforços da capacidade real.

O dimensionamento das vigas de fundação deve respeitar as seguintes condições (EC8 cláusula. 5.8.2(3)):

- Largura mínima ($b_{w,\min}$) deve estar compreendida entre 0,25 e 0,40 m;

- Altura mínima ($h_{w,min}$) deve estar compreendida entre 0,25 e 0,40 m;

Quanto à percentagem de armadura longitudinal ($\rho_{b,min}$) deve ser igual ou superior a 0,4%, tanto na face superior como na face inferior (EC8 cláusula. 5.8.2(5)).

As armaduras das vigas de fundação foram retiradas diretamente do modelo, utilizando a mesma combinação de esforços para o cálculo das sapatas, com o coeficiente de sobrerresistencia (γ_{Rd}) aumentado para 1,4, e o valor $\Omega = 1$ (EC8 cláusula. 4.4.2.6(8)).

Todas as armaduras podem ser consultadas no Anexo 17.

7.2.6 Lajes

O edifício em estudo será construído usando lajes fungiformes e lajes vigadas maciças e com espessura constante. De seguida serão apresentadas em planta as localizações das mesmas.

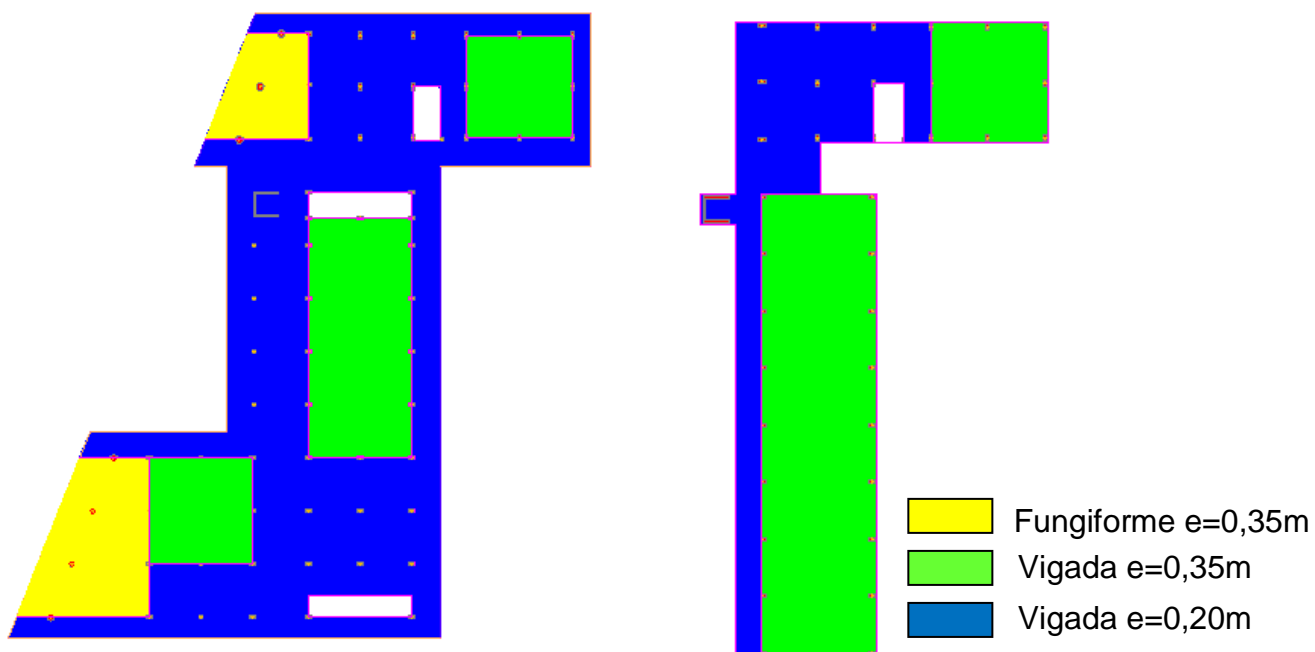


Figura 20 – Espessura das lajes do edifício.

7.2.6.1 Vigadas

De acordo com o EC2 (cláusula. 9.3.1.1(1)) a taxa de armadura mínima numa laje deve, nas direções principais de flexão, ser obtida usando a seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d, \text{ sendo } b_t = 1,0m$$

Quanto à taxa de armadura máxima esta não deverá ser superior a $0,04A_c$ sendo A_c a área da secção de betão.

De seguida serão apresentadas as armaduras mínimas consideradas para as espessuras das lajes consideradas no pré-dimensionamento:

f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	e_{laje} (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
2,90	400,00	0,20	2,83
2,90	400,00	0,35	5,66

Tabela 97 – Cálculo da armadura mínima das lajes vigas.

No cláusula. 9.3.1.1(3) do EC2 são apresentadas as limitações quanto ao espaçamento máximo dos varões ($S_{max,slabs}$), que se apresentam de seguida:

Armaduras principais:

$$S_{max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm}$$

Armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} \leq 3,5h \leq 400 \text{ mm}$$

Em zonas com cargas concentradas ou em que exista momento máximo, devem ser alteradas as condições de $S_{max,slabs}$ para as seguintes:

Armaduras principais:

$$S_{max,slabs} \leq 2h \leq 250 \text{ mm}$$

Armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm}$$

O EC2 não obriga a utilização de uma armadura mínima de esforço transversal em elementos como lajes (cláusula. 6.2.1(4)). O esforço transversal resistente para estes elementos deve ser calculado usando a seguinte expressão (EC2 cláusula. 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_wd$$

Sendo:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_wd} \leq 0,02;$$

$$k_1 = 0,15;$$

A_{sl} – Área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada;

b_w – Menor largura da secção transversal na área tracionada;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,2f_{cd} \text{ em MPa};$$

N_{Ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço ($N_{Ed} > 0$);

A_c – área da secção transversal de betão;

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

Efetuuou-se então a verificação do esforço transversal condicionante utilizando as expressões anteriores, para as duas espessuras das lajes.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3}]b_wd$$

e _{laje} (m)	C _{Rd,C}	d (m)	k	k ₁	b _w	Asl (cm ² /m) (Φ10//,15)	ρ ₁	f _{ck} (MPa)	V _{Rd,C} (KN/m)
0,20	0,12	0,145	2,17	0,15	1,00	5,24	0,0036	25,00	78,80
0,35	0,12	0,295	1,82			5,24	0,0018	25,00	106,10

Tabela 98 – Cálculo do esforço transversal condicionante.

$$V_{Rd,c} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}b_wd$$

e _{laje} (m)	d (m)	k	b _w	f _{ck} (MPa)	V _{Rd,C} (KN/m)	V _{Rd,c, máx} (KN/m)
0,20	0,145	2,17	1,00	25,00	81,36	75,88
0,35	0,310	1,82		25,00	127,11	112,09

Tabela 99 – Cálculo do esforço transversal condicionante (expressão simplificada).

Como podemos observar, o $V_{Rd,C}$ calculado pela expressão simplificada é superior, logo será este que será usado.

Da análise efectuada no SAP, verificamos que o $V_{Rd,c}$ máximo observado é superior ao de cálculo. Podemos concluir então, que o esforço transversal se encontra verificado.

Devido aos efeitos da retracção e às variações de temperatura, optou-se por uma armadura de base igual em cima e em baixo em todo o painel, dado o elevado desenvolvimento do edifício.

7.2.6.2 Fungiformes

De acordo com o EC2 (cláusula. 6.4.1(2)P) o punçoamento pode resultar de cargas concentradas ou de uma reacção aplicada a uma área relativamente pequena, designada por área carregada, A_{load} , de uma laje ou de uma fundação.

De seguida é apresentado um modelo apropriado à verificação do punçoamento no estado limite último.

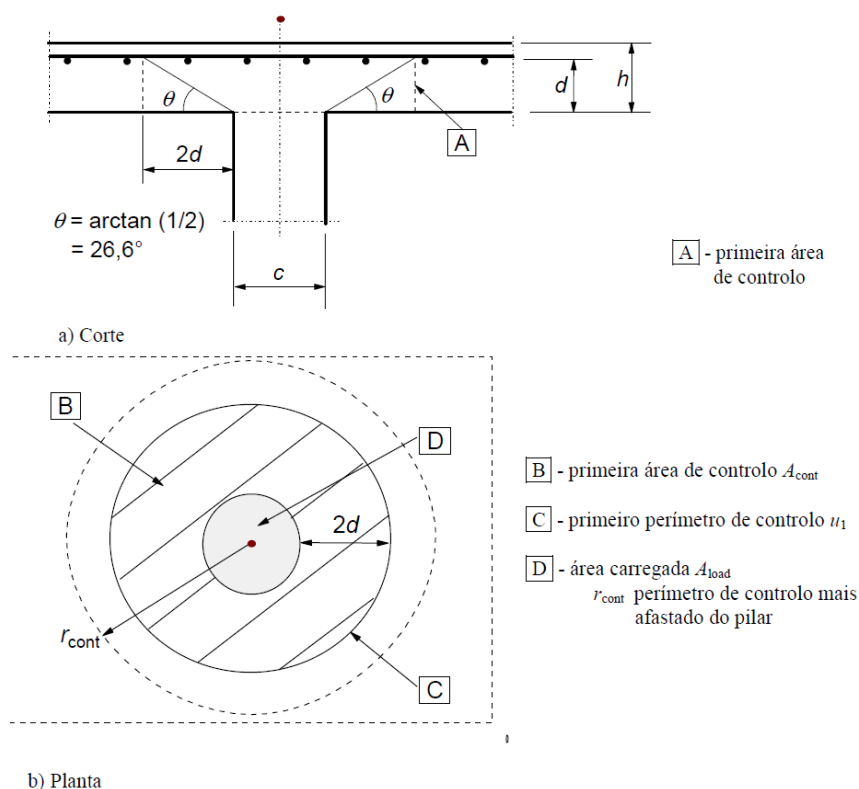


Figura 21 – Modelo para a verificação do punçoamento no estado limite último.

A resistência ao punçoamento deverá ser verificada num perímetro de controlo em redor do pilar (u_1).

As lajes fungiformes presentes no projeto são suportadas em pilares circulares com diâmetro igual a 0,7m. Para o cálculo do perímetro de control teremos que calcular o d :

$$d = h - r - \frac{d_{arm}}{2} \leftrightarrow d = 0,35 - 0,035 - \frac{0,01}{2} = 0,31$$

Podemos assumir que o perímetro de controlo em redor do pilar (u_1) é de $2 \times \pi \times (0,35 + 2 \times 0,31)$ igual a 6,03m.

Segundo o EC2 (cláusula. 6.4.3(2)), no perímetro do pilar ou no perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento ($v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$).

O mesmo cláusula (seções (2b) e (2c)) indica a necessidade, ou não, de armadura de punçoamento caso se confirme as seguintes verificações

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ - não é necessária armadura de punçoamento;

$v_{Ed} > v_{Rd,c}$ - é necessária armadura de punçoamento.

Sendo:

$v_{Rd,c}$ – O valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Para o cálculo da resistência ao punçoamento (em MPa) o EC2 (cláusula. 6.4.4(1)) indica que deve ser utilizada a seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Sendo:

f_{ck} em MPa;

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

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} < 0,02$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} referem-se às armaduras de tração aderentes nas direções y e z, respectivamente. Os valores ρ_{ly} e ρ_{lz} deverão ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado.

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2}$$

σ_{cy}, σ_{cz} tensões normais no betão na secção crítica nas direções y e z (MPa, positivas se de compressão).

positivas se de compressão).

Calculo da taxa de armadura sobre os pilares (armadura composta por uma malha de $\Phi 10//,15$ reforçada por uma armadura de $\Phi 10//,15$):

$$\rho_l = \rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{(5,24 + 5,24) \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,31} = 0,0034 \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,82 \times (100 \times 0,0034 \times 25)^{1/3} \geq 0,035 \times 1,82^{3/2} \times 25^{1/2}$$

$$V_{Rd,c} = 0,45 \geq 0,43 \text{ [MPa]}$$

De acordo com o EC2 (cláusula 6.4.3(3)) a tensão de punçoamento máximo é dado pela seguinte expressão:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{\mu_i d}$$

Sendo:

d – altura útil da laje, que poderá ser considerada igual a $(d_y + d_z)/2$ em que:

d_y, d_z – alturas úteis da secção de controlo nas direções y e z;

u_i – perímetro do perímetro de controlo considerado;

β – obtido por:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \times \frac{\mu_1}{W_1}$$

No caso de estruturas em que a estabilidade lateral não depende de pórticos formados por lajes e pilares, o valor de β deve ser consultado no Anexo Nacional (EC2 cláusula 6.4.3(6)). Será então utilizado o valor de 1,15 para β .

Da análise efectuada no SAP, verificamos que o V_{Ed} máximo observado é de cerca de 350 KN.

$$v_{Ed} = 1,15 \times \frac{350}{6,03 \times 0,31}$$

$$v_{Ed} = 215 \text{ KPa} \leq 430 \text{ KPa}$$

Pela verificação que foi realizada anteriormente, podemos concluir que a tensão actuante é inferior à tensão resistente, ficando assim verificada a segurança ao punçoamento, logo não será necessário recorrer a armaduras de punçoamento.

8. Conclusão

Uma vez que o edifício em estudo se encontra numa zona considerada sísmica, tornou-se imprescindível o recurso às normas que regem o Eurocódigo 8 (Projeto de estruturas para resistência aos sismos), o que eleva a complexidade do trabalho em relação às normas nacionais REBAP e RSA.

Como referido, para a localização geográfica do edifício, o EC8 recomenda que seja analisada a ação sísmica do Tipo1 e do Tipo 2, o que duplica todo o trabalho no dimensionamento estrutural do edifício.

Outro fator que influenciou o dimensionamento dos elementos estruturais foi a geometria do edifício. A irregularidade em planta e em altura foi evidente para se verificar que o sistema não apresentava rigidez de torção mínima, o que resultou num coeficiente de comportamento baixo (1.5) afetando consideravelmente os valores do espectro de resposta elástica que definem a ação sísmica.

Com a ação sísmica em questão constatou-se que o edifício projetado não era suficientemente rígido para suportar as forças geradas durante um sismo. Para resolver esta questão foi necessário criar um elemento do tipo parede perto do centro de rigidez.

Em suma, é importante que nas zonas sísmicas de maior vulnerabilidade os projetos de arquitetura e de estruturas sejam desenvolvidos de forma conjunta o mais atempadamente possível, de modo a assegurar-se uma conceção estrutural eficaz e um adequado comportamento da estrutura perante a ação sísmica.

Bibliografia

GORGULHO, A. - "Betão Estrutural II - Versão actualizada segundo o Eurocódigo 2", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

MAIO, V. - "Estruturas de Betão Armado I – 10 Estado Limite de Deformação", FCT, UNL, Lisboa, 2006

JACINTO, L. - "Betão Estrutural III", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

NP EN 1990: 2009; "Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas", CEN, Bruxelas

NP EN 1991-1-1:2009; "Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 1992-1-1:2010; "Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 1998-1:2010; "Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 206-1:2007; " Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade", CEN, Bruxelas

Anexos

Anexo 1 – Dimensionamento Elementos Verticais

Pilares Piso 0

Pilares	Secção	A _x (m)	B _y (m)
P0_1	Circular	0,7	
P0_2	Circular	0,7	
P0_3	Circular	0,7	
P0_4	Circular	0,7	
P0_5	Retangular	0,3	0,6
P0_6	Retangular	0,3	0,6
P0_7	Retangular	0,3	0,6
P0_8	Retangular	0,3	0,6
P0_9	Retangular	0,3	0,3
P0_10	Retangular	0,3	0,3
P0_11	Retangular	0,3	0,3
P0_12	Retangular	0,3	0,6
P0_13	Retangular	0,3	0,6
P0_14	Retangular	0,3	0,6
P0_15	Retangular	0,3	0,6
P0_16	Retangular	0,3	0,6
P0_18	Retangular	0,3	0,6
P0_19	Retangular	0,3	0,6
P0_20	Retangular	0,3	0,6
P0_21	Retangular	0,3	0,6
P0_22	Retangular	0,3	0,6
P0_23	Retangular	0,3	0,6
P0_24	Retangular	0,3	0,6
P0_25	Retangular	0,3	0,6
P0_26	Retangular	0,3	0,6
P0_27	Retangular	0,3	0,3
P0_28	Retangular	0,3	0,3
P0_29	Retangular	0,3	0,3
P0_30	Retangular	0,3	0,3
P0_31	Circular	0,7	
P0_32	Circular	0,7	
P0_33	Circular	0,7	

Pilares	Secção	A _x (m)	B _y (m)
P0_34	Retangular	0,3	0,6
P0_35	Retangular	0,3	0,6
P0_36	Retangular	0,3	0,6
P0_37	Retangular	0,3	0,6
P0_38	Retangular	0,3	0,6
P0_39	Retangular	0,3	0,6
P0_40	Retangular	0,3	0,6
P0_41	Retangular	0,3	0,6
P0_42	Retangular	0,3	0,6
P0_43	Retangular	0,3	0,6
P0_44	Retangular	0,3	0,6
P0_45	Retangular	0,3	0,6
P0_46	Retangular	0,3	0,6
P0_47	Retangular	0,3	0,6
P0_48	Retangular	0,3	0,6
P0_49	Retangular	0,3	0,6
P0_50	Retangular	0,6	0,3
P0_51	Retangular	0,6	0,3
P0_52	Retangular	0,6	0,3
P0_53	Retangular	1	0,3
P0_54	Retangular	0,6	0,3
P0_55	Retangular	0,6	0,3
P0_56	Retangular	0,6	0,3
P0_57	Retangular	0,6	0,3
P0_58	Retangular	0,8	0,3
P0_59	Retangular	0,6	0,3
P0_60	Retangular	0,6	0,3
P0_61	Retangular	0,6	0,3
P0_62	Retangular	0,6	0,3
P0_63	Retangular	0,8	0,3
P0_64	Retangular	0,6	0,3

Pilares Piso 1

Pilares	Secção	A _x (m)	B _y (m)
P1_1	Retangular	0,3	0,6
P1_3	Retangular	0,3	0,6
P1_4	Retangular	0,3	0,6
P1_5	Retangular	0,3	0,6
P1_6	Retangular	0,3	0,6
P1_7	Retangular	0,3	0,6
P1_8	Retangular	0,3	0,6
P1_9	Retangular	0,3	0,6
P1_10	Retangular	0,3	0,6
P1_11	Retangular	0,3	0,6
P1_12	Retangular	0,3	0,6
P1_13	Retangular	0,3	0,6
P1_14	Retangular	0,3	0,6
P1_15	Retangular	0,3	0,6
P1_16	Retangular	0,3	0,6
P1_17	Retangular	0,3	0,6
P1_18	Retangular	0,3	0,6
P1_19	Retangular	0,3	0,6
P1_20	Retangular	0,3	0,6

Pilares	Secção	A _x (m)	B _y (m)
P1_21	Retangular	0,3	0,6
P1_22	Retangular	0,3	0,6
P1_23	Retangular	0,3	0,6
P1_24	Retangular	0,6	0,3
P1_25	Retangular	0,6	0,3
P1_26	Retangular	0,6	0,3
P1_27	Retangular	1	0,3
P1_28	Retangular	0,6	0,3
P1_29	Retangular	0,6	0,3
P1_30	Retangular	0,3	0,6
P1_31	Retangular	0,6	0,3
P1_32	Retangular	0,8	0,3
P1_33	Retangular	0,6	0,3
P1_34	Retangular	0,6	0,3
P1_35	Retangular	0,6	0,3
P1_36	Retangular	0,6	0,3
P1_37	Retangular	0,8	0,3
P1_38	Retangular	0,6	0,3

Pilares Piso 2

Pilares	Secção	A _x (m)	B _y (m)
P2_1	Retangular	0,3	0,3
P2_2	Retangular	0,3	0,3
P2_3	Retangular	0,3	0,3
P2_4	Retangular	0,3	0,3

Paredes Piso 0

Paredes	Secção	A _x (m)	B _y (m)
PA0_1	Retangular	0,3	3,82
CEPF0_1	Retangular	0,3	2,35
CEPL0_1	Retangular	2,1	0,3
CEPL0_2	Retangular	2,1	0,3

Paredes Piso 1

Paredes	Secção	A _x (m)	B _y (m)
PA1_1	Retangular	0,3	3,82
CEPF1_1	Retangular	0,3	2,35
CEPL1_1	Retangular	2,1	0,3
CEPL1_2	Retangular	2,1	0,3

Anexo 2 – Dimensionamento Elementos Horizontais

Vigas Piso 0

Vigas	Secção	A _x (m)	B _y (m)
V0_1	Retangular	0,3	0,7
V0_2	Retangular	0,3	0,35
V0_3	Retangular	0,3	0,35
V0_4	Retangular	0,3	0,35
V0_5	Retangular	0,3	0,7
V0_6	Retangular	0,3	0,35
V0_7	Retangular	0,3	0,35
V0_8	Retangular	0,3	0,35
V0_9	Retangular	0,3	0,35
V0_10	Retangular	0,3	0,7
V0_11	Retangular	0,3	0,7
V0_12	Retangular	0,3	0,8
V0_13	Retangular	0,3	0,35
V0_14	Retangular	0,3	0,8
V0_15	Retangular	0,3	0,65
V0_16	Retangular	0,3	0,35
V0_17	Retangular	0,3	0,65
V0_18	Retangular	0,3	0,65
V0_19	Retangular	0,3	0,65
V0_20	Retangular	0,3	0,7
V0_21	Retangular	0,3	0,65
V0_22	Retangular	0,3	0,65
V0_23	Retangular	0,3	0,65
V0_24	Retangular	0,3	0,35
V0_25	Retangular	0,3	0,65
V0_26	Retangular	0,3	0,7
V0_27	Retangular	0,3	0,65
V0_28	Retangular	0,3	0,35
V0_29	Retangular	0,3	0,35

Vigas Piso 1

Vigas	Secção	A _x (m)	B _y (m)
V1_1	Retangular	0,3	0,7
V1_2	Retangular	0,3	0,35
V1_3	Retangular	0,3	0,7
V1_4	Retangular	0,3	0,7
V1_5	Retangular	0,3	0,35
V1_6	Retangular	0,3	0,35
V1_7	Retangular	0,3	0,35
V1_8	Retangular	0,3	0,35
V1_9	Retangular	0,3	0,35
V1_10	Retangular	0,3	0,35
V1_11	Retangular	0,3	0,35
V1_12	Retangular	0,3	0,35
V1_13	Retangular	0,3	0,35
V1_14	Retangular	0,3	0,35
V1_15	Retangular	0,3	0,35
V1_16	Retangular	0,3	0,35

Anexo 3 – Centro de rigidez

Piso 0

Pilares	A _x (m)	B _y (m)	X (m)	Y (m)	Area (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _x *x _i (m ⁵)	I _y *y _i (m ⁵)
P0_5	0,30	0,60	-36,00	13,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	0,0177
P0_6	0,30	0,60	-30,95	13,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1671	0,0177
P0_7	0,30	0,60	-25,90	13,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	0,0177
P0_8	0,30	0,60	-20,85	13,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	0,0177
P0_9	0,30	0,30	-36,00	8,05	0,09	0,0007	0,0007	-0,0243	0,0054
P0_10	0,30	0,30	-30,95	8,05	0,09	0,0007	0,0007	-0,0209	0,0054
P0_11	0,30	0,30	-20,85	8,05	0,09	0,0007	0,0007	-0,0141	0,0054
P0_12	0,30	0,60	-36,00	3,15	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	0,0043
P0_13	0,30	0,60	-30,95	3,15	0,18	0,0054	0,0014	-0,1671	0,0043
P0_14	0,30	0,60	-25,90	3,15	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	0,0043
P0_15	0,30	0,60	-20,85	3,15	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	0,0043
P0_16	0,30	0,60	-36,00	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	-0,0030
P0_18	0,30	0,60	-25,90	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	-0,0030
P0_19	0,30	0,60	-20,85	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	-0,0030
P0_20	0,30	0,60	-30,95	-7,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1671	-0,0096
P0_21	0,30	0,60	-25,90	-7,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	-0,0096
P0_22	0,30	0,60	-20,85	-7,10	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	-0,0096
P0_23	0,30	0,60	-36,00	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	-0,0162
P0_24	0,30	0,60	-30,95	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1671	-0,0162
P0_25	0,30	0,60	-25,90	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	-0,0162
P0_26	0,30	0,60	-20,85	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	-0,0162
P0_27	0,30	0,30	-15,80	3,15	0,09	0,0007	0,0007	-0,0107	0,0021
P0_28	0,30	0,30	-10,75	3,15	0,09	0,0007	0,0007	-0,0073	0,0021
P0_29	0,30	0,30	-5,70	3,15	0,09	0,0007	0,0007	-0,0038	0,0021
P0_30	0,30	0,30	-0,65	3,15	0,09	0,0007	0,0007	-0,0004	0,0021
P0_34	0,30	0,60	-15,80	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0853	-0,0030
P0_35	0,30	0,60	-10,75	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0581	-0,0030
P0_36	0,30	0,60	-5,70	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0308	-0,0030
P0_37	0,30	0,60	-0,65	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0035	-0,0030
P0_38	0,30	0,60	2,05	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0030
P0_39	0,30	0,60	4,40	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0238	-0,0030
P0_40	0,30	0,60	9,45	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0510	-0,0030
P0_41	0,30	0,60	14,50	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0783	-0,0030
P0_42	0,30	0,60	19,55	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,1056	-0,0030
P0_43	0,30	0,60	-15,80	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0853	-0,0162
P0_44	0,30	0,60	-10,75	3,15	0,09	0,0007	0,0007	-0,0073	0,0021
P0_45	0,30	0,60	-5,70	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0308	-0,0162

P0_46	0,30	0,60	-0,65	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0035	-0,0162
P0_47	0,30	0,60	2,05	-7,10	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0096
P0_48	0,30	0,60	2,05	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0162
P0_49	0,30	0,60	4,40	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	0,0238	-0,0162
P0_50	0,60	0,30	9,45	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,0383
P0_51	0,60	0,30	14,50	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0196	-0,0383
P0_52	0,60	0,30	19,55	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0383
P0_53	1,00	0,30	9,45	-12,00	0,30	0,0023	0,0250	0,0213	-0,3000
P0_54	0,60	0,30	14,50	-12,00	0,18	0,0014	0,0054	0,0196	-0,0648
P0_55	0,60	0,30	19,55	-12,00	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0648
P0_56	0,60	0,30	9,45	-14,70	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,0794
P0_57	0,60	0,30	9,45	-17,05	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,0921
P0_58	0,80	0,30	14,50	-17,05	0,24	0,0018	0,0128	0,0261	-0,2182
P0_59	0,60	0,30	19,55	-17,05	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0921
P0_60	0,60	0,30	9,45	-22,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,1193
P0_61	0,60	0,30	19,55	-22,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,1193
P0_62	0,60	0,30	9,45	-27,15	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,1466
P0_63	0,80	0,30	14,50	-27,15	0,24	0,0018	0,0128	0,0261	-0,3475
P0_64	0,60	0,30	19,55	-27,15	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,1466
PA0_1	0,30	3,82	-30,95	-4,11	1,15	1,3936	0,0086	-43,1311	-0,0353
CEPF0_1	0,30	2,10	2,20	2,00	0,63	0,2315	0,0047	0,5094	0,0095
CEPL0_1	2,35	0,30	3,27	3,10	0,71	0,0053	0,3244	0,0173	1,0058
CEPL0_2	0,30	2,10	4,35	2,00	0,63	0,2315	0,0047	1,0066	0,0095
Sum:						2,0676	0,5078	-44,0682	-1,0215

Piso 1

Pilares	A _x (m)	B _y (m)	X (m)	Y (m)	Area (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _x *x _i (m ⁵)	I _y *y _i (m ⁵)
P1_1	0,30	0,60	-36,00	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	-0,0030
P1_3	0,30	0,60	-25,90	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	-0,0030
P1_4	0,30	0,60	-20,85	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	-0,0030
P1_5	0,30	0,60	-15,80	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0853	-0,0030
P1_6	0,30	0,60	-10,75	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0581	-0,0030
P1_7	0,30	0,60	-5,70	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0308	-0,0030
P1_8	0,30	0,60	-0,65	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	-0,0035	-0,0030
P1_9	0,30	0,60	2,05	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0030
P1_10	0,30	0,60	4,40	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0238	-0,0030
P1_11	0,30	0,60	9,45	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0510	-0,0030
P1_12	0,30	0,60	14,50	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,0783	-0,0030
P1_13	0,30	0,60	19,55	-2,20	0,18	0,0054	0,0014	0,1056	-0,0030
P1_14	0,30	0,60	-36,00	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1944	-0,0162

P1_15	0,30	0,60	-30,95	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1671	-0,0162
P1_16	0,30	0,60	-25,90	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1399	-0,0162
P1_17	0,30	0,60	-20,85	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,1126	-0,0162
P1_18	0,30	0,60	-15,80	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0853	-0,0162
P1_19	0,30	0,60	-10,75	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0581	-0,0162
P1_20	0,30	0,60	-5,70	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0308	-0,0162
P1_21	0,30	0,60	-0,65	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	-0,0035	-0,0162
P1_22	0,30	0,60	2,05	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0162
P1_23	0,30	0,60	4,40	-12,00	0,18	0,0054	0,0014	0,0238	-0,0162
P1_24	0,60	0,30	9,45	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,0383
P1_25	0,60	0,30	14,50	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0196	-0,0383
P1_26	0,60	0,30	19,55	-7,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0383
P1_27	1,00	0,30	9,45	-12,00	0,30	0,0023	0,0250	0,0213	-0,3000
P1_28	0,60	0,30	14,50	-12,00	0,18	0,0014	0,0054	0,0196	-0,0648
P1_29	0,60	0,30	19,55	-12,00	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0648
P1_30	0,30	0,60	2,05	-7,10	0,18	0,0054	0,0014	0,0111	-0,0096
P1_31	0,60	0,30	9,45	-17,05	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,0921
P1_32	0,80	0,30	14,50	-17,05	0,24	0,0018	0,0128	0,0261	-0,2182
P1_33	0,60	0,30	19,55	-17,05	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,0921
P1_34	0,60	0,30	9,45	-22,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,1193
P1_35	0,60	0,30	19,55	-22,10	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,1193
P1_36	0,60	0,30	9,45	-27,15	0,18	0,0014	0,0054	0,0128	-0,1466
P1_37	0,80	0,30	14,50	-27,15	0,24	0,0018	0,0128	0,0261	-0,3475
P1_38	0,60	0,30	19,55	-27,15	0,18	0,0014	0,0054	0,0264	-0,1466
PA0_1	0,30	3,82	-30,95	-4,11	1,15	1,3936	0,0086	-43,1311	-0,0353
CEPF0_1	0,30	2,10	2,20	2,00	0,63	0,2315	0,0047	0,5094	0,0095
CEPL0_1	2,35	0,30	3,27	3,10	0,71	0,0053	0,3244	0,0173	1,0058
CEPL0_2	0,30	2,10	4,35	2,00	0,63	0,2315	0,0047	1,0066	0,0095
Sum:						2,0068	0,4835	-42,4028	-1,0443

Anexo 4 – Espectros de resposta

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
S_d/A_g	T (s)	S_d/A_g	T (s)
1,46	0,00	2,15	0,00
1,90	0,02	2,75	0,02
2,34	0,04	3,35	0,04
2,55	0,05	3,65	0,05
2,77	0,06	3,95	0,06
2,99	0,07	4,25	0,07
3,21	0,08	4,55	0,08
3,43	0,09	4,85	0,09
3,65	0,10	5,15	0,10
3,65	0,15	5,15	0,15
3,65	0,20	5,15	0,20
3,65	0,25	5,15	0,25
3,65	0,30	4,29	0,30
3,65	0,40	3,22	0,40
3,65	0,50	2,57	0,50
3,65	0,60	2,14	0,60
3,13	0,70	1,84	0,70
2,74	0,80	1,61	0,80
2,43	0,90	1,43	0,90
2,19	1,00	1,29	1,00
1,99	1,10	1,17	1,10
1,82	1,20	1,07	1,20
1,68	1,30	0,99	1,30
1,56	1,40	0,92	1,40
1,46	1,50	0,86	1,50
1,37	1,60	0,80	1,60
1,29	1,70	0,76	1,70
1,22	1,80	0,71	1,80
1,15	1,90	0,68	1,90
1,09	2,00	0,64	2,00
0,70	2,50	0,29	2,50
0,49	3,00	0,29	3,00
0,36	3,50	0,29	3,50
0,29	4,00	0,29	4,00

Anexo 5 – Fatores de Participação Modal

StepNum	Período	UX	UY	UZ
1	0,5010	0,7513	0,0164	0,0000
2	0,4076	0,0776	0,4123	0,0001
3	0,2996	0,0211	0,3090	0,0000
4	0,2568	0,0002	0,0011	0,0021
5	0,2366	0,1277	0,0001	0,0000
6	0,2201	0,0000	0,0013	0,0000
7	0,1974	0,0000	0,0000	0,0001
8	0,1825	0,0003	0,0137	0,0082
9	0,1817	0,0053	0,0952	0,0013
10	0,1720	0,0000	0,0002	0,0420
11	0,1652	0,0000	0,0004	0,0074
12	0,1645	0,0000	0,0004	0,0020
13	0,1528	0,0000	0,0025	0,0003
14	0,1484	0,0000	0,0014	0,0035
15	0,1463	0,0000	0,0003	0,0008
16	0,1459	0,0000	0,0001	0,0047
17	0,1409	0,0000	0,0003	0,0034
18	0,1399	0,0001	0,0000	0,0001
19	0,1393	0,0000	0,0000	0,0005
20	0,1385	0,0006	0,0001	0,0048
21	0,1327	0,0000	0,0001	0,0016
22	0,1323	0,0021	0,0129	0,0007

Anexo 6 – Armadura longitudinal das vigas

Viga		Início			Meio			Fim		
		A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adoptada) (cm ²)	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adoptada) (cm ²)	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adoptada) (cm ²)
VG0_1	Sup.	9,29	3 Φ 20	9,42	6,35	4 Φ 16	8,04	8,69	3 Φ 20	9,42
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG0_2	Sup.	6,25	4 Φ 16	8,04	2,68	2 Φ 16	4,02	7,44	4 Φ 16	8,04
	Inf.	3,01	2 Φ 16	4,02	2,68	2 Φ 16	4,02	3,55	2 Φ 16	4,02
VG0_3	Sup.	9,29	3 Φ 20	9,42	17,43	4 Φ 25	19,63	9,62	4 Φ 20	12,57
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	16,94	4 Φ 25	19,63	7,30	4 Φ 16	8,04
VG0_4	Sup.	5,22	3 Φ 16	6,03	2,98	2 Φ 16	4,02	4,37	3 Φ 16	6,03
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG0_5	Sup.	7,84	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	8,24	3 Φ 20	9,42
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG0_6	Sup.	3,03	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	4,42	3 Φ 16	6,03
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG0_7	Sup.	3,54	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	4,49	3 Φ 16	6,03
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG0_8	Sup.	3,42	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	4,82	3 Φ 16	6,03
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG0_9	Sup.	3,60	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	6,62	4 Φ 16	8,04
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	3,17	2 Φ 16	4,02
VG0_10	Sup.	6,35	4 Φ 16	8,04	7,44	4 Φ 16	8,04	8,64	3 Φ 20	9,42
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG0_11	Sup.	8,17	3 Φ 20	9,42	6,35	3 Φ 20	9,42	12,04	4 Φ 20	12,57
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG0_12	Sup.	7,31	3 Φ 20	9,42	7,31	4 Φ 16	8,04	8,42	4 Φ 16	8,04

	Inf.	7,31	4 Φ 16	8,04	7,31	4 Φ 16	8,04	7,31	4 Φ 16	8,04
VG0_13	Sup.	5,38	3 Φ 20	9,42	5,62	4 Φ 16	8,04	6,85	4 Φ 16	8,04
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	6,98	4 Φ 16	8,04	3,28	2 Φ 16	4,02
VG0_14	Sup.	9,81	3 Φ 20	9,42	8,56	4 Φ 16	8,04	7,37	4 Φ 16	8,04
	Inf.	7,71	4 Φ 16	8,04	7,78	4 Φ 16	8,04	7,83	4 Φ 16	8,04
VG0_15	Sup.	5,99	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04
	Inf.	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04
VG0_16	Sup.	3,95	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG0_17	Sup.	6,36	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42	5,88	3 Φ 20	9,42
	Inf.	5,87	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42
VG0_18	Sup.	9,26	3 Φ 20	9,42	9,50	3 Φ 20	9,42	9,72	3 Φ 20	9,42
	Inf.	9,44	3 Φ 20	9,42	8,06	3 Φ 20	9,42	8,04	3 Φ 20	9,42
VG0_19	Sup.	8,65	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42	7,08	3 Φ 20	9,42
	Inf.	6,08	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42	5,87	3 Φ 20	9,42
VG0_20	Sup.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG0_21	Sup.	7,44	4 Φ 16	8,04	9,31	3 Φ 20	9,42	9,34	3 Φ 20	9,42
	Inf.	5,87	4 Φ 16	8,04	9,38	3 Φ 20	9,42	9,08	3 Φ 20	9,42
VG0_22	Sup.	14,63	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	8,04	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,98	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04
VG0_23	Sup.	7,47	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	8,09	4 Φ 16	8,04
	Inf.	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	4 Φ 16	8,04	5,87	2 Φ 16	4,02
VG0_24	Sup.	9,16	3 Φ 20	9,42	2,98	2 Φ 16	4,02	9,65	3 Φ 20	9,42
	Inf.	5,69	4 Φ 16	8,04	2,98	2 Φ 16	4,02	6,18	4 Φ 16	8,04
VG0_25	Sup.	14,06	4 Φ 25	19,63	5,87	4 Φ 16	8,04	10,25	4 Φ 20	12,57
	Inf.	8,22	3 Φ 20	9,42	5,87	4 Φ 16	8,04	6,20	4 Φ 16	8,04
VG0_26	Sup.	16,13	4 Φ 25	19,63	6,35	4 Φ 16	8,04	16,45	4 Φ 25	19,63
	Inf.	10,52	4 Φ 20	12,57	6,35	4 Φ 16	8,04	10,51	4 Φ 20	12,57

VG0_27	Sup.	16,48	4 Φ 25	19,63	13,88	4 Φ 25	19,63	15,30	4 Φ 25	19,63
	Inf.	12,13	4 Φ 20	12,57	11,50	4 Φ 20	12,57	10,85	4 Φ 20	12,57
VG0_28	Sup.	9,46	3 Φ 20	9,42	6,52	3 Φ 20	9,42	6,66	3 Φ 20	9,42
	Inf.	7,23	4 Φ 16	8,04	5,52	3 Φ 20	9,42	6,87	4 Φ 16	8,04
VG0_29	Sup.	8,45	3 Φ 20	9,42	6,08	3 Φ 20	9,42	7,22	3 Φ 20	9,42
	Inf.	7,66	4 Φ 16	8,04	5,68	4 Φ 16	8,04	5,18	4 Φ 16	8,04

Viga		Início			Meio			Fim		
		A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adopt.) (cm ²)	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adopt.) (cm ²)	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adopt.)	A _s (Adoptada) (cm ²)
VG1_1	Sup.	10,13	4 Φ 20	12,57	6,35	4 Φ 16	8,04	7,16	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,55	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG1_2	Sup.	7,23	4 Φ 16	8,04	4,07	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
	Inf.	3,45	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02
VG1_3	Sup.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG1_4	Sup.	7,73	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	7,78	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04	6,35	4 Φ 16	8,04
VG1_5	Sup.	8,01	4 Φ 16	8,04	4,06	2 Φ 16	4,02	5,94	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,64	4 Φ 16	8,04	4,01	2 Φ 16	4,02	5,60	4 Φ 16	8,04
VG1_6	Sup.	10,87	4 Φ 20	12,57	6,71	4 Φ 16	8,04	7,53	4 Φ 16	8,04
	Inf.	5,07	4 Φ 16	8,04	11,48	4 Φ 20	12,57	3,59	2 Φ 16	4,02
VG1_7	Sup.	7,89	4 Φ 16	8,04	8,03	4 Φ 16	8,04	6,74	4 Φ 16	8,04
	Inf.	4,98	4 Φ 16	8,04	5,28	4 Φ 16	8,04	5,55	4 Φ 16	8,04
VG1_8	Sup.	6,01	4 Φ 16	8,04	2,98	2 Φ 16	4,02	7,82	4 Φ 16	8,04
	Inf.	3,66	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	4,51	4 Φ 16	8,04
VG1_10	Sup.	3,36	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	3,95	2 Φ 16	4,02
	Inf.	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02

VG1_11	Sup.	7,35	4 Φ 16	8,04	2,98	2 Φ 16	4,02	7,45	4 Φ 16	8,04
	Inf.	3,79	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	3,56	2 Φ 16	4,02
VG1_12	Sup.	8,02	4 Φ 16	8,04	2,98	2 Φ 16	4,02	7,64	4 Φ 16	8,04
	Inf.	7,21	4 Φ 16	8,04	3,21	2 Φ 16	4,02	4,95	4 Φ 16	8,04
VG1_13	Sup.	6,09	4 Φ 16	8,04	2,98	2 Φ 16	4,02	6,33	4 Φ 16	8,04
	Inf.	4,03	2 Φ 16	4,02	2,98	2 Φ 16	4,02	4,01	2 Φ 16	4,02
VG1_14	Sup.	8,05	4 Φ 16	8,04	6,20	4 Φ 16	8,04	8,01	4 Φ 16	8,04
	Inf.	6,72	4 Φ 16	8,04	3,84	2 Φ 16	4,02	5,10	4 Φ 16	8,04
VG1_15	Sup.	12,43	4 Φ 20	12,57	8,27	4 Φ 16	8,04	6,43	4 Φ 16	8,04
	Inf.	12,58	4 Φ 20	12,57	9,97	4 Φ 20	12,57	6,67	4 Φ 16	8,04
VG1_16	Sup.	12,34	4 Φ 20	12,57	10,32	4 Φ 20	12,57	6,81	4 Φ 16	8,04
	Inf.	12,36	4 Φ 20	12,57	8,03	4 Φ 16	8,04	5,64	4 Φ 16	8,04

Anexo 7 – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal das vigas

Viga	h (m)	dbw (mm)	225 (mm)	dbl (mm)	s (m)	Zona Crítica
VG0_1	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG0_2	0,45	8,00	225,00	8,00	0,06	0,45
VG0_3	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_4	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_5	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG0_6	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_7	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_8	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_9	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_10	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG0_11	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG0_12	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_13	0,45	8,00	225,00	8,00	0,06	0,45
VG0_14	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_15	0,65	8,00	225,00	12,00	0,10	0,65
VG0_16	0,45	8,00	225,00	8,00	0,06	0,45
VG0_17	0,65	8,00	225,00	12,00	0,10	0,65
VG0_18	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_19	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_20	0,65	8,00	225,00	12,00	0,10	0,65
VG0_21	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_22	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_23	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_24	0,35	8,00	225,00	10,00	0,08	0,35
VG0_25	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_26	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG0_27	0,65	8,00	225,00	10,00	0,08	0,65
VG0_28	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG0_29	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45

Viga	h (m)	d _{bw} (mm)	225 (mm)	d _{bl} (mm)	s (m)	h (m)
VG1_1	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG1_2	0,45	8,00	225,00	8,00	0,06	0,45
VG1_3	0,80	8,00	225,00	12,00	0,10	0,80
VG1_4	0,80	8,00	225,00	10,00	0,08	0,80
VG1_5	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_6	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_7	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_8	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_10	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_11	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_12	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_13	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_14	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_15	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45
VG1_16	0,45	8,00	225,00	10,00	0,08	0,45

Anexo 8 – Taxa de armadura longitudinal das vigas

Viga		A _c (m ²)	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
VG0_1	Sup.	0,24	9,42	0,004	6,97	0,003	9,42	0,004
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_2	Sup.	0,14	6,28	0,005	3,14	0,002	7,85	0,006
	Inf.		3,58	0,003	3,58	0,003	3,58	0,003
VG0_3	Sup.	0,14	11,50	0,009	17,59	0,013	11,50	0,009
	Inf.		6,79	0,005	17,59	0,013	7,66	0,006
VG0_4	Sup.	0,14	5,40	0,004	3,14	0,002	4,71	0,003
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	6,79	0,005
VG0_5	Sup.	0,24	8,36	0,003	6,79	0,003	8,36	0,003
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_6	Sup.	0,14	3,14	0,002	3,14	0,002	4,71	0,003
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	3,14	0,002
VG0_7	Sup.	0,14	3,83	0,003	3,14	0,002	4,71	0,003
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	3,14	0,002
VG0_8	Sup.	0,14	3,93	0,003	3,14	0,002	5,40	0,004
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	3,14	0,002
VG0_9	Sup.	0,14	3,83	0,003	3,14	0,002	6,97	0,005
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	3,93	0,003
VG0_10	Sup.	0,24	6,79	0,003	7,66	0,003	9,23	0,004
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_11	Sup.	0,24	9,05	0,004	6,79	0,003	12,19	0,005
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_12	Sup.	0,24	7,66	0,003	7,66	0,003	8,54	0,004
	Inf.		7,66	0,003	7,66	0,003	7,66	0,003
VG0_13	Sup.	0,14	5,40	0,004	6,79	0,005	7,16	0,005
	Inf.		3,14	0,002	7,16	0,005	3,58	0,003
VG0_14	Sup.	0,24	11,50	0,005	9,23	0,004	7,66	0,003
	Inf.		8,54	0,004	8,54	0,004	8,54	0,004
VG0_15	Sup.	0,20	6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_16	Sup.	0,14	4,15	0,003	3,14	0,002	3,14	0,002
	Inf.		3,14	0,002	3,14	0,002	3,14	0,002
VG0_17	Sup.	0,20	6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_18	Sup.	0,20	25,63	0,013	13,07	0,007	21,11	0,011
	Inf.		20,60	0,011	14,64	0,008	13,07	0,007
VG0_19	Sup.	0,20	13,07	0,007	6,09	0,003	7,66	0,004
	Inf.		6,09	0,003	6,09	0,003	6,09	0,003

VG0_20	Sup.	0,24	6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG0_21	Sup.	0,20	7,66	0,004	11,50	0,006	13,07	0,007
	Inf.		6,09	0,003	11,50	0,006	9,23	0,005
VG0_22	Sup.	0,20	14,64	0,008	6,09	0,003	8,54	0,004
	Inf.		7,66	0,004	6,09	0,003	6,09	0,003
VG0_23	Sup.	0,20	7,66	0,004	6,09	0,003	8,54	0,004
	Inf.		6,09	0,003	6,09	0,003	6,09	0,003
VG0_24	Sup.	0,14	9,23	0,007	3,14	0,002	11,50	0,009
	Inf.		6,09	0,005	3,14	0,002	6,79	0,005
VG0_25	Sup.	0,20	14,64	0,008	6,09	0,003	11,50	0,006
	Inf.		8,54	0,004	6,09	0,003	6,79	0,003
VG0_26	Sup.	0,24	16,77	0,007	7,16	0,003	16,77	0,007
	Inf.		11,50	0,005	6,79	0,003	11,50	0,005
VG0_27	Sup.	0,20	16,77	0,009	14,64	0,008	16,77	0,009
	Inf.		13,07	0,007	11,50	0,006	11,50	0,006
VG0_28	Sup.	0,14	11,31	0,008	6,79	0,005	6,79	0,005
	Inf.		7,66	0,006	6,09	0,005	7,66	0,006
VG0_29	Sup.	0,14	8,54	0,006	6,79	0,005	7,66	0,006
	Inf.		7,66	0,006	6,09	0,005	6,09	0,005

Viga		A _c (m ²)	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
VG1_1	Sup.	0,24	11,50	0,005	6,79	0,003	7,66	0,004
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG1_2	Sup.	0,14	7,66	0,007	4,71	0,004	3,14	0,003
	Inf.		3,58	0,003	3,58	0,003	3,58	0,003
VG1_3	Sup.	0,24	6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG1_4	Sup.	0,24	8,36	0,004	6,79	0,003	8,36	0,004
	Inf.		6,79	0,003	6,79	0,003	6,79	0,003
VG1_5	Sup.	0,14	8,36	0,008	4,71	0,004	6,79	0,006
	Inf.		6,79	0,006	4,71	0,004	6,79	0,006
VG1_6	Sup.	0,14	11,50	0,011	6,79	0,006	7,66	0,007
	Inf.		5,40	0,005	11,50	0,011	4,71	0,004
VG1_7	Sup.	0,14	9,42	0,009	8,36	0,008	6,79	0,006
	Inf.		5,40	0,005	5,40	0,005	6,09	0,006
VG1_8	Sup.	0,14	6,79	0,006	3,14	0,003	8,36	0,008
	Inf.		3,93	0,004	3,14	0,003	4,71	0,004
VG1_10	Sup.	0,14	4,71	0,004	3,14	0,003	4,71	0,004
	Inf.		3,14	0,003	3,14	0,003	3,14	0,003
VG1_11	Sup.	0,14	7,66	0,007	3,14	0,003	7,66	0,007
	Inf.		4,71	0,004	3,14	0,003	4,71	0,004
VG1_12	Sup.	0,14	9,42	0,009	3,14	0,003	8,36	0,008
	Inf.		7,66	0,007	4,71	0,004	6,09	0,006
VG1_13	Sup.	0,14	6,79	0,006	3,14	0,003	6,79	0,006
	Inf.		4,71	0,004	3,14	0,003	6,09	0,006
VG1_14	Sup.	0,14	9,42	0,009	6,79	0,006	8,36	0,008
	Inf.		6,79	0,006	4,52	0,004	5,40	0,005
VG1_15	Sup.	0,14	13,07	0,012	9,42	0,009	6,79	0,006
	Inf.		14,64	0,014	10,80	0,010	6,79	0,006
VG1_16	Sup.	0,14	14,64	0,014	13,07	0,012	8,36	0,008
	Inf.		13,07	0,012	9,42	0,009	6,09	0,006

Anexo 9 – Armadura transversal das vigas

Viga	Zona Crítica As/s	Início [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Meio [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Fim [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Zona Crítica As/s
VG0_1	Φ8//.075 2r	8,9	Φ8//.10 2r	7	Φ8//.125 2r	7,7	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_2	Φ8//.075 2r	6	Φ8//.15 2r	4,7	Φ8//.20 2r	6	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_3	Φ8//.075 2r	7,7	Φ8//.125 2r	5,2	Φ8//.20 2r	6,1	Φ8//.125 2r	Φ8//.075 2r
VG0_4	Φ8//.075 2r	5,8	Φ8//.15 2r	4,5	Φ8//.20 2r	5,3	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_5	Φ8//.075 2r	7,5	Φ8//.125 2r	5,8	Φ8//.125 2r	7,6	Φ8//.125 2r	Φ8//.075 2r
VG0_6	Φ8//.075 2r	4,2	Φ8//.20 2r	4,4	Φ8//.20 2r	5,9	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_7	Φ8//.075 2r	4,3	Φ8//.20 2r	4,5	Φ8//.20 2r	6,1	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_8	Φ8//.075 2r	4,5	Φ8//.20 2r	4,6	Φ8//.20 2r	6,2	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_9	Φ8//.075 2r	5	Φ8//.20 2r	5,2	Φ8//.20 2r	7,5	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_10	Φ8//.075 2r	4,7	Φ8//.20 2r	4,8	Φ8//.20 2r	4,9	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_11	Φ8//.075 2r	6,4	Φ8//.15 2r	3,5	Φ8//.20 2r	6,7	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_12	Φ8//.075 2r	11,9	Φ8//.075 2r	9,9	Φ8//.10 2r	10,5	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG0_13	Φ8//.075 2r	5,6	Φ8//.15 2r	12,1	Φ8//.075 2r	6,1	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_14	Φ8//.075 2r	6,3	Φ8//.15 2r	4,6	Φ8//.20 2r	5	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_15	Φ8//.075 2r	7,4	Φ8//.125 2r	4,4	Φ8//.20 2r	8,3	Φ8//.125 2r	Φ8//.075 2r
VG0_16	Φ8//.075 2r	0	Φ8//.20 2r	0	Φ8//.20 2r	4,9	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG0_17	Φ8//.075 2r	6	Φ8//.15 2r	4,8	Φ8//.20 2r	6,8	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_18	Φ18//.075 2r	11,5	Φ10//.075 2r	10,7	Φ8//.075 2r	7,5	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG0_19	Φ8//.075 2r	8,5	Φ8//.10 2r	6,6	Φ8//.15 2r	7,1	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_20	Φ8//.075 2r	6,3	Φ8//.15 2r	4,8	Φ8//.20 2r	6,4	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG0_21	Φ8//.075 2r	9,2	Φ8//.10 2r	8,4	Φ8//.10 2r	10,5	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_22	Φ8//.075 2r	11,6	Φ10//.075 2r	7,1	Φ8//.125 2r	12,3	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG0_23	Φ8//.075 2r	8,8	Φ8//.10 2r	4,5	Φ8//.20 2r	7,2	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_24	Φ8//.075 2r	7	Φ8//.125 2r	5,6	Φ8//.15 2r	7	Φ8//.125 2r	Φ8//.075 2r
VG0_25	Φ8//.075 2r	9,8	Φ8//.10 2r	7,1	Φ8//.125 2r	10,6	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_26	Φ8//.075 2r	10,4	Φ8//.10 2r	8,4	Φ8//.10 2r	10,2	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG0_27	Φ8//.075 2r	11,2	Φ8//.075 2r	11,1	Φ8//.075 2r	11	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG0_28	Φ10//.075 2r	21,8	Φ10//.075 2r	21,6	Φ10//.075 2r	21,5	Φ10//.075 2r	Φ10//.075 2r
VG0_29	Φ10//.075 2r	21,4	Φ10//.075 2r	21,2	Φ10//.075 2r	21,1	Φ10//.075 2r	Φ10//.075 2r

Viga	Zona Crítica As/s	Início [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Meio [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Fim [Modelo] cm ² /m	As/s [Adoptada]	Zona Crítica As/s
VG1_1	Φ8//.075 2r	6,80	Φ8//.15 2r	0,00	Φ8//.20 2r	4,40	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG1_2	Φ10//.075 2r	18,80	Φ10//.075 2r	18,70	Φ10//.075 2r	18,60	Φ10//.075 2r	Φ10//.075 2r
VG1_3	Φ8//.075 2r	4,40	Φ8//.20 2r	4,40	Φ8//.20 2r	4,50	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG1_4	Φ8//.075 2r	5,10	Φ8//.20 2r	4,00	Φ8//.20 2r	4,00	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG1_5	Φ8//.075 2r	5,90	Φ8//.15 2r	5,80	Φ8//.15 2r	6,40	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG1_6	Φ8//.075 2r	10,70	Φ8//.075 2r	13,20	Φ8//.075 2r	10,80	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG1_7	Φ8//.075 2r	6,70	Φ8//.15 2r	6,60	Φ8//.15 2r	6,50	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG1_8	Φ8//.075 2r	6,70	Φ8//.15 2r	4,80	Φ8//.20 2r	5,00	Φ8//.20 2r	Φ8//.075 2r
VG1_10	Φ8//.075 2r	5,70	Φ8//.15 2r	0,00	Φ8//.20 2r	5,60	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG1_11	Φ8//.075 2r	5,20	Φ8//.20 2r	4,00	Φ8//.20 2r	6,80	Φ8//.075 2r	Φ8//.075 2r
VG1_12	Φ8//.075 2r	8,90	Φ8//.10 2r	7,50	Φ8//.15 2r	8,10	Φ8//.10 2r	Φ8//.075 2r
VG1_13	Φ8//.075 2r	7,30	Φ8//.15 2r	5,00	Φ8//.20 2r	7,30	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG1_14	Φ8//.075 2r	7,20	Φ8//.15 2r	7,10	Φ8//.15 2r	7,00	Φ8//.15 2r	Φ8//.075 2r
VG1_15	Φ12//.075 2r	30,20	Φ12//.075 2r	30,30	Φ12//.075 2r	30,60	Φ12//.075 2r	Φ12//.075 2r
VG1_16	Φ12//.075 2r	30,30	Φ12//.075 2r	30,30	Φ12//.075 2r	30,10	Φ12//.075 2r	Φ12//.075 2r

Anexo 10 – Esforço normal reduzido para os pilares do piso 0

Pilares	Secção	Dimensão (m)		V _d (KN)
		X	Y	
P0_1	Circular	0,7		0,04
P0_2	Circular	0,7		0,05
P0_3	Circular	0,7		0,03
P0_4	Circular	0,7		0,02
P0_5	Retangular	0,3	0,6	0,13
P0_6	Retangular	0,3	0,6	0,16
P0_7	Retangular	0,3	0,6	0,21
P0_8	Retangular	0,3	0,6	0,09
P0_9	Retangular	0,3	0,3	0,15
P0_10	Retangular	0,3	0,3	0,24
P0_11	Retangular	0,3	0,3	0,32
P0_12	Retangular	0,3	0,6	0,07
P0_13	Retangular	0,3	0,6	0,09
P0_14	Retangular	0,3	0,6	0,14
P0_15	Retangular	0,3	0,6	0,15
P0_16	Retangular	0,3	0,6	0,58
P0_18	Retangular	0,3	0,6	0,37
P0_19	Retangular	0,3	0,6	0,34
P0_20	Retangular	0,3	0,6	0,47
P0_21	Retangular	0,3	0,6	0,01
P0_22	Retangular	0,3	0,6	0,11
P0_23	Retangular	0,3	0,6	0,14
P0_24	Retangular	0,3	0,6	0,15
P0_25	Retangular	0,3	0,6	0,24
P0_26	Retangular	0,3	0,6	0,28
P0_27	Retangular	0,3	0,3	0,18
P0_28	Retangular	0,3	0,3	0,2
P0_29	Retangular	0,3	0,3	0,22
P0_30	Retangular	0,3	0,3	0,32
P0_31	Circular	0,7		0,03
P0_32	Circular	0,7		0,03

Pilares	Secção	Dimensão (m)		V _d (KN)
		X	Y	
P0_33	Circular	0,7		0,01
P0_34	Retangular	0,3	0,6	0,38
P0_35	Retangular	0,3	0,6	0,39
P0_36	Retangular	0,3	0,6	0,41
P0_37	Retangular	0,3	0,6	0,35
P0_38	Retangular	0,3	0,6	0,26
P0_39	Retangular	0,3	0,6	0,36
P0_40	Retangular	0,3	0,6	0,27
P0_41	Retangular	0,3	0,6	0,27
P0_42	Retangular	0,3	0,6	0,06
P0_43	Retangular	0,3	0,6	0,31
P0_44	Retangular	0,3	0,6	0,33
P0_45	Retangular	0,3	0,6	0,32
P0_46	Retangular	0,3	0,6	0,27
P0_47	Retangular	0,3	0,6	0,02
P0_48	Retangular	0,3	0,6	0,08
P0_49	Retangular	0,3	0,6	0,22
P0_50	Retangular	0,6	0,3	0,21
P0_51	Retangular	0,6	0,3	0,13
P0_52	Retangular	0,6	0,3	0,09
P0_53	Retangular	1	0,3	0,02
P0_54	Retangular	0,6	0,3	0,01
P0_55	Retangular	0,6	0,3	0,09
P0_56	Retangular	0,6	0,3	0,26
P0_57	Retangular	0,6	0,3	0,33
P0_58	Retangular	0,8	0,3	0,30
P0_59	Retangular	0,6	0,3	0,30
P0_60	Retangular	0,6	0,3	0,34
P0_61	Retangular	0,6	0,3	0,31
P0_62	Retangular	0,6	0,3	0,04
P0_63	Retangular	0,8	0,3	0,14
P0_64	Retangular	0,6	0,3	0,03

Anexo 11 – Comprimento das zonas críticas dos pilares

Pilares	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P0_1	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_2	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_3	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_4	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_5	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_6	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_7	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_8	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_9	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_10	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_11	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_12	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_13	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_14	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_15	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_16	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_18	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_19	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_20	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_21	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_22	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_23	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_24	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_25	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_26	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_27	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_28	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_29	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_30	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P0_31	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_32	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial

Pilares	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P0_33	0,70	4,10	0,45	5,86	0,70	Parcial
P0_34	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_35	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_36	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_37	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_38	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_39	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_40	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_41	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_42	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_43	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_44	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_45	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_46	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_47	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_48	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_49	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_50	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_51	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_52	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_53	1,00	4,10	0,45	4,10	1,00	Parcial
P0_54	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_55	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_56	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_57	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_58	0,80	4,10	0,45	5,13	0,80	Parcial
P0_59	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_60	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_61	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_62	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P0_63	0,80	4,10	0,45	5,13	0,80	Parcial
P0_64	0,6	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial

Pilares	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P1_1	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_3	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_4	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_5	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_6	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_7	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_8	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_9	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_10	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_11	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_12	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_13	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_14	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_15	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_16	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_17	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_18	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_19	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial

Pilares	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P1_20	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_21	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_22	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_23	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_24	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_25	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_26	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_27	1,00	4,10	0,45	4,10	1,00	Parcial
P1_28	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_29	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_30	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_31	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_32	0,80	4,10	0,45	5,13	0,80	Parcial
P1_33	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_34	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_35	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_36	0,60	4,10	0,45	6,83	0,68	Parcial
P1_37	0,80	4,10	0,45	5,13	0,80	Parcial

Pilares	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P2_1	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P2_1	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P2_3	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial
P2_4	0,30	4,10	0,45	13,67	0,68	Parcial

Anexo 12 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica dos pilares

Pilares	b ₀ (mm)	d _{bl} (mm)	S (mm)	S _{adoptado} (m)
P0_1	650,00	16,00	128,00	.125
P0_2	650,00	16,00	128,00	.125
P0_3	650,00	16,00	128,00	.125
P0_4	650,00	16,00	128,00	.125
P0_5	250,00	20,00	125,00	.125
P0_6	250,00	16,00	125,00	.125
P0_7	250,00	16,00	125,00	.125
P0_8	250,00	20,00	125,00	.125
P0_9	250,00	20,00	125,00	.125
P0_10	250,00	16,00	125,00	.125
P0_11	250,00	20,00	125,00	.125
P0_12	250,00	20,00	125,00	.125
P0_13	250,00	16,00	125,00	.125
P0_14	250,00	16,00	125,00	.125
P0_15	250,00	16,00	125,00	.125
P0_16	250,00	16,00	125,00	.125
P0_18	250,00	16,00	125,00	.125
P0_19	250,00	16,00	125,00	.125
P0_20	250,00	16,00	125,00	.125
P0_21	250,00	16,00	125,00	.125
P0_22	250,00	16,00	125,00	.125
P0_23	250,00	16,00	125,00	.125
P0_24	250,00	20,00	125,00	.125
P0_25	250,00	16,00	125,00	.125
P0_26	250,00	16,00	125,00	.125
P0_27	250,00	20,00	125,00	.125
P0_28	250,00	20,00	125,00	.125
P0_29	250,00	20,00	125,00	.125
P0_30	250,00	16,00	125,00	.125
P0_31	650,00	16,00	128,00	.125
P0_32	650,00	20,00	160,00	.150

Pilares	b ₀ (mm)	d _{bl} (mm)	S (mm)	S _{adoptado} (m)
P0_33	650,00	16,00	128,00	.125
P0_34	250,00	20,00	125,00	.125
P0_35	250,00	20,00	125,00	.125
P0_36	250,00	20,00	125,00	.125
P0_37	250,00	20,00	125,00	.125
P0_38	250,00	20,00	125,00	.125
P0_39	250,00	20,00	125,00	.125
P0_40	250,00	20,00	125,00	.125
P0_41	250,00	20,00	125,00	.125
P0_42	250,00	20,00	125,00	.125
P0_43	250,00	20,00	125,00	.125
P0_44	250,00	20,00	125,00	.125
P0_45	250,00	20,00	125,00	.125
P0_46	250,00	20,00	125,00	.125
P0_47	250,00	20,00	125,00	.125
P0_48	250,00	20,00	125,00	.125
P0_49	250,00	20,00	125,00	.125
P0_50	250,00	20,00	125,00	.125
P0_51	250,00	20,00	125,00	.125
P0_52	250,00	20,00	125,00	.125
P0_53	250,00	20,00	125,00	.125
P0_54	250,00	20,00	125,00	.125
P0_55	250,00	20,00	125,00	.125
P0_56	250,00	20,00	125,00	.125
P0_57	250,00	20,00	125,00	.125
P0_58	250,00	20,00	125,00	.125
P0_59	250,00	20,00	125,00	.125
P0_60	250,00	20,00	125,00	.125
P0_61	250,00	20,00	125,00	.125
P0_62	250,00	20,00	125,00	.125
P0_63	250,00	20,00	125,00	.125
P0_64	250,00	20,00	125,00	.125

Pilares	b ₀ (mm)	d _{bl} (mm)	S (mm)	S _{adoptado} (m)
P1_1	250,00	16,00	125,00	.125
P1_3	250,00	16,00	125,00	.125
P1_4	250,00	16,00	125,00	.125
P1_5	250,00	16,00	125,00	.125
P1_6	250,00	16,00	125,00	.125
P1_7	250,00	16,00	125,00	.125
P1_8	250,00	16,00	125,00	.125
P1_9	250,00	16,00	125,00	.125
P1_10	250,00	16,00	125,00	.125
P1_11	250,00	16,00	125,00	.125
P1_12	250,00	16,00	125,00	.125
P1_13	250,00	16,00	125,00	.125
P1_14	250,00	16,00	125,00	.125
P1_15	250,00	16,00	125,00	.125
P1_16	250,00	20,00	125,00	.125
P1_17	250,00	16,00	125,00	.125
P1_18	250,00	16,00	125,00	.125
P1_19	250,00	16,00	125,00	.125

Pilares	b ₀ (mm)	d _{bl} (mm)	S (mm)	S _{adoptado} (m)
P1_20	250,00	16,00	125,00	.125
P1_21	250,00	16,00	125,00	.125
P1_22	250,00	16,00	125,00	.125
P1_23	250,00	16,00	125,00	.125
P1_24	250,00	16,00	125,00	.125
P1_25	250,00	16,00	125,00	.125
P1_26	250,00	16,00	125,00	.125
P1_27	250,00	16,00	125,00	.125
P1_28	250,00	16,00	125,00	.125
P1_29	250,00	16,00	125,00	.125
P1_30	250,00	16,00	125,00	.125
P1_31	250,00	16,00	125,00	.125
P1_32	250,00	16,00	125,00	.125
P1_33	250,00	16,00	125,00	.125
P1_34	250,00	16,00	125,00	.125
P1_35	250,00	16,00	125,00	.125
P1_36	250,00	16,00	125,00	.125
P1_37	250,00	16,00	125,00	.125

Pilares	b ₀ (mm)	d _{bl} (mm)	S (mm)	S _{adoptado} (m)
P2_1	250,00	20,00	125,00	.125
P2_2	250,00	20,00	125,00	.125
P2_3	250,00	20,00	125,00	.125
P2_4	250,00	20,00	125,00	.125

Anexo 13 – Armaduras longitudinais dos pilares

Pilares	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adoptada)	A _s (Adpotada) (cm ²)
P0_1	48,79	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_2	68,39	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P0_3	63,80	12 Φ 25 + 4 Φ 16	66,94
P0_4	62,45	12 Φ 25 + 4 Φ 16	66,94
P0_5	35,89	12 Φ 20	37,7
P0_6	42,04	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P0_7	44,61	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_8	36,28	12 Φ 20	37,7
P0_9	21,23	8 Φ 20	25,13
P0_10	25,65	6 Φ 20 + 4 Φ 16	26,89
P0_11	24,07	8 Φ 20	25,13
P0_12	34,10	12 Φ 20	37,7
P0_13	43,25	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P0_14	40,49	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P0_15	38,95	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_16	68,90	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P0_18	41,23	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P0_19	42,48	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_20	178,30	34 Φ 25 + 4 Φ 20	179,46
P0_21	53,59	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P0_22	35,38	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_23	38,79	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_24	33,50	12 Φ 20	37,7
P0_25	38,07	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_26	41,52	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_27	22,91	8 Φ 20	25,13
P0_28	23,35	8 Φ 20	25,13
P0_29	24,60	8 Φ 20	25,13
P0_30	25,48	6 Φ 20 + 4 Φ 16	26,89
P0_31	62,71	12 Φ 25 + 4 Φ 16	66,94
P0_32	80,25	12 Φ 25 + 8 Φ 20	84,03

Pilares	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adoptada)	A _s (Adpotada) (cm ²)
P0_33	73,571	12 Φ 25 + 8 Φ 16	74,98
P0_34	43,804	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_35	46,702	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_36	47,386	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_37	46,03	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_38	47,623	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_39	60,911	12 Φ 25 + 4 Φ 16	66,94
P0_40	42,036	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P0_41	49,03	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_42	45,014	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_43	41,891	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_44	45,299	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_45	39,061	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_46	42,871	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_47	35,052	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_48	46,005	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_49	49,924	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_50	39,517	12 Φ 20	37,7
P0_51	41,971	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_52	34,272	12 Φ 20	37,7
P0_53	89,156	12 Φ 25 + 10 Φ 20	90,32
P0_54	32,462	10 Φ 20	31,42
P0_55	37,67	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P0_56	62,251	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P0_57	52,027	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_58	76,276	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P0_59	55,097	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P0_60	43,969	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P0_61	51,48	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P0_62	52,673	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P0_63	71,51	12 Φ 25 + 8 Φ 16	74,98
P0_64	55,207	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55

Pilares	A _s (Modelo) (cm ²)	A _s (Adoptada)	A _s (Adpotada) (cm ²)
P1_1	57,63	12 Φ 20 + 12 Φ 16	61,83
P1_3	36,912	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P1_4	38,914	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P1_5	43,008	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_6	45,128	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_7	46,742	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_8	49,13	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_9	58,979	12 Φ 20 + 12 Φ 16	61,83
P1_10	63,169	12 Φ 20 + 12 Φ 16	61,83
P1_11	37,276	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P1_12	43,409	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_13	42,858	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_14	37,53	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P1_15	38,041	8 Φ 20 + 8 Φ 16	41,21
P1_16	27,877	10 Φ 20	31,42
P1_17	45,244	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_18	45,595	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_19	47,456	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_20	46,723	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_21	46,172	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_22	48,519	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_23	48,949	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_24	39,929	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_25	43,851	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P1_26	41,653	10 Φ 20 + 8 Φ 16	47,5
P1_27	50,599	10 Φ 20 + 10 Φ 16	51,53
P1_28	42,669	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P1_29	38,502	10 Φ 20 + 6 Φ 16	43,48
P1_30	49,827	12 Φ 20 + 10 Φ 16	57,81
P1_31	50,968	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P1_32	71,728	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P1_33	51,776	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P1_34	52,817	12 Φ 20 + 12 Φ 16	61,83
P1_35	59,744	12 Φ 25 + 6 Φ 16	70,96
P1_36	48,929	10 Φ 20 + 12 Φ 16	55,55
P1_37	75,149	12 Φ 25 + 12 Φ 16	83,03

Anexo 14 – Espaçamento longitudinal máximo dos pilares

Pilares	$\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	$20\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	b (mm)	400 (mm)	$S_{l,\text{max}}$ (m)
P0_1	16,00	320,00	400,00	700,00	0,32
P0_2	16,00	320,00	400,00	700,00	0,32
P0_3	16,00	320,00	400,00	700,00	0,32
P0_4	16,00	320,00	400,00	700,00	0,32
P0_5	20,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_6	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_7	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_8	20,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_9	20,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_10	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_11	20,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_12	20,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_13	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_14	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_15	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_16	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_18	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_19	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_20	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_21	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_22	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_23	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_24	16,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_25	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_26	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_27	16,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_28	16,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_29	16,00	400,00	400,00	300,00	0,30
P0_30	16,00	320,00	400,00	300,00	0,30
P0_31	16,00	320,00	400,00	700,00	0,32
P0_32	20,00	400,00	400,00	700,00	0,40

Pilares	$\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	$20\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	b (mm)	400 (mm)	$S_{l,\text{max}}$ (m)
P0_33	16,00	320,00	700,00	400,00	0,32
P0_34	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_35	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_36	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_37	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_38	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_39	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_40	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_41	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_42	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_43	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_44	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_45	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_46	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_47	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_48	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_49	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_50	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_51	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_52	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_53	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_54	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_55	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_56	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_57	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_58	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_59	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_60	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_61	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_62	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_63	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P0_64	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30

Pilares	$\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	$20\Phi_{\text{long,min}}$ (mm)	b (mm)	400 (mm)	$S_{l,\text{max}}$ (m)
P1_1	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_3	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_4	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_5	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_6	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_7	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_8	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_9	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_10	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_11	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_12	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_13	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_14	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_15	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_16	20,00	400,00	300,00	400,00	0,30
P1_17	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_18	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_19	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_20	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_21	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_22	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_23	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_24	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_25	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_26	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_27	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_28	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_29	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_30	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_31	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_32	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_33	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_34	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_35	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_36	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30
P1_37	16,00	320,00	300,00	400,00	0,30

Anexo 15 – Armaduras Transversais dos pilares

Pilares	A _s /s (cm ² /m) [Modelo]		A _s /s [Adoptado] [Direção X]				A _s /s [Adoptado] [Direção Y]			
			Geral		Zona Crítica		Geral		Zona Crítica	
	X	Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P0_1	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_2	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_3	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_4	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_5	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_6	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_7	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_8	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_9	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_10	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_11	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_12	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_13	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_14	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_15	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_16	4,90	0,00	Φ8//.20, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_18	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_19	20,60	5,00	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_20	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r

P0_47	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_48	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_49	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_50	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_51	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_52	19,20	31,40	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r
P0_53	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 6r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 6r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_54	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_55	24,50	15,00	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P0_56	12,00	0,00	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_57	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_58	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_59	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_60	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_61	9,10	0,00	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_62	13,30	0,00	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_63	8,90	0,00	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 4r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 4r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P0_64	8,90	0,00	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 4r	Φ8//.10, 2r	Φ8//.10, 4r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--

Pilares	A _s /s (cm ² /m) [Modelo]		A _s /s [Adoptada] [Direção X]				A _s /s [Adoptada] [Direção Y]			
			Geral		Zona Crítica		Geral		Zona Crítica	
	X	Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1_1	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_3	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_4	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_5	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_6	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_7	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_8	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_9	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_10	0,00	9,71	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r
P1_11	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_12	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_13	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_14	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_15	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_16	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_17	13,05	0,00	Φ8//.075, 2r	--	Φ8//.075, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_18	0,00	13,46	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r
P1_19	0,00	13,28	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r
P1_20	0,00	12,87	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r
P1_21	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_22	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r
P1_23	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r

P1_24	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_25	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_26	7,40	0,00	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_27	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 6r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_28	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_29	0,00	7,30	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r
P1_30	6,78	0,00	Φ8//.125, 2r	--	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_31	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_32	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 4r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_33	14,65	0,00	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_34	0,00	0,00	Φ8//.30, 2r	Φ8//.30, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.125, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_35	6,97	0,00	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_36	9,82	0,00	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--
P1_37	6,95	0,00	Φ8//.20, 2r	Φ8//.20, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.075, 2r	Φ8//.30, 2r	--	Φ8//.125, 2r	--

Anexo 16 – Esforços aplicados nas paredes retirados do modelo

Esforço Transverso ($V_{ed,mod}$) [KN]		
Parede	Piso 0	Piso 1
PA0_1	1216,535	726,563
CEPF0_1	4272,462	2081,958
CEPLO_1	1527,339	992,736
CEPLO_2	1571,951	832,622

Esforços retirados do modelo						
Parede	L (m)	Z (m)	Envolvente	$M_{ed,x}$ (KN.m)	$M_{ed,y}$ (KN.m)	N_{max} (KN)
PA0_1	3,820	3,250	Max.	5562,612	142,741	529,776
			Min.	-5065,324	-141,697	
CEPF0_1	2,350	1,880	Max.	21,391	10859,780	7039,029
			Min.	-22,679	-10715,000	
CEPLO_1	2,100	1,630	Max.	4370,553	140,377	9217,275
			Min.	-4251,791	-138,363	
CEPLO_2	2,100	1,630	Max.	4366,814	140,247	9493,077
			Min.	-4169,123	-138,194	

Anexo 17 – Dimensionamento das sapatas

Dimensionamento das sapatas

Sapatas	N _{ed} (KN)	N _{rd} (KN)	A _s (m ²)	L _{quadrada} (m)	L _{quadrada_adot} (m)	H _{min} (m)	H _{min_adot} (m)
SP0_1	229,47	252,42	1,26	1,12	1,20	0,60	0,60
SP0_2	289,55	318,50	1,59	1,26	1,30	0,65	0,60
SP0_3	215,61	237,17	1,19	1,09	1,10	0,55	0,70
SP0_4	104,31	114,74	0,57	0,76	0,90	0,45	0,60
SP0_5	382,19	420,41	2,10	1,45	1,50	0,75	0,50
SP0_6	469,08	515,98	2,58	1,61	1,70	0,85	0,80
SP0_7	646,08	710,69	3,55	1,89	2,00	1,00	1,00
SP0_8	262,56	288,82	1,44	1,20	1,20	0,60	0,70
SP0_9	225,47	248,01	1,24	1,11	1,20	0,60	0,60
SP0_10	362,80	399,08	2,00	1,41	1,50	0,75	0,80
SP0_11	476,96	524,65	2,62	1,62	1,70	0,85	0,90
SP0_12	209,71	230,68	1,15	1,07	1,10	0,55	0,60
SP0_13	273,52	300,88	1,50	1,23	1,30	0,65	0,70
SP0_14	417,40	459,14	2,30	1,52	1,60	0,80	0,80
SP0_15	438,02	481,82	2,41	1,55	1,60	0,80	0,80
SP0_16	1755,84	1931,43	9,66	3,11	3,40	1,70	1,60
SP0_18	1120,62	1232,68	6,16	2,48	2,70	1,35	1,40
SP0_19	1015,55	1117,10	5,59	2,36	2,60	1,30	1,40
SP0_20	1408,44	1549,29	7,75	2,78	3,00	1,50	1,50
SP0_21	17,67	19,44	0,10	0,31	0,60	0,30	0,50
SP0_22	325,00	357,50	1,79	1,34	1,40	0,70	0,70
SP0_23	421,07	463,18	2,32	1,52	1,60	0,80	0,80
SP0_24	457,15	502,86	2,51	1,59	1,60	0,80	0,80
SP0_25	721,11	793,22	3,97	1,99	2,20	1,10	1,10
SP0_26	855,56	941,11	4,71	2,17	2,30	1,15	1,15
SP0_27	274,60	302,06	1,51	1,23	1,25	0,63	0,70
SP0_28	297,87	327,66	1,64	1,28	1,30	0,65	0,70
SP0_29	323,84	356,23	1,78	1,33	1,40	0,70	0,70
SP0_30	486,45	535,10	2,68	1,64	1,70	0,85	0,90
SP0_31	199,31	219,24	1,10	1,05	1,10	0,55	0,60
SP0_32	168,54	185,39	0,93	0,96	1,00	0,50	0,50
SP0_33	53,43	58,78	0,29	0,54	0,80	0,40	0,50
SP0_34	1152,18	1267,40	6,34	2,52	2,70	1,35	1,40
SP0_35	1187,03	1305,73	6,53	2,56	2,70	1,35	1,40
SP0_36	1227,97	1350,77	6,75	2,60	2,80	1,40	1,40
SP0_37	1043,53	1147,88	5,74	2,40	2,60	1,30	1,30
SP0_38	785,58	864,14	4,32	2,08	2,20	1,10	1,10
SP0_39	1090,37	1199,41	6,00	2,45	2,60	1,30	1,30
SP0_40	813,75	895,13	4,48	2,12	2,30	1,15	1,20
SP0_41	820,09	902,09	4,51	2,12	2,30	1,15	1,20
SP0_42	173,60	190,96	0,95	0,98	1,00	0,50	0,70
SP0_43	939,72	1033,69	5,17	2,27	2,40	1,20	1,20

SP0_44	978,15	1075,96	5,38	2,32	2,40	1,20	1,20
SP0_45	958,75	1054,63	5,27	2,30	2,40	1,20	1,20
SP0_46	825,63	908,20	4,54	2,13	2,40	1,20	1,20
SP0_47	66,85	73,53	0,37	0,61	0,60	0,30	0,50
SP0_48	233,04	256,34	1,28	1,13	1,20	0,60	0,60
SP0_49	663,90	730,29	3,65	1,91	2,00	1,00	1,00
SP0_50	642,79	707,07	3,54	1,88	2,00	1,00	1,00
SP0_51	400,87	440,96	2,20	1,48	1,50	0,75	0,80
SP0_52	268,27	295,10	1,48	1,21	1,30	0,65	0,70
SP0_53	102,25	112,47	0,56	1,40	1,40	0,70	0,70
SP0_54	35,18	38,70	0,19	0,44	0,60	0,30	0,50
SP0_55	268,36	295,19	1,48	1,21	1,30	0,65	0,70
SP0_56	779,96	857,95	4,29	2,07	2,30	1,15	1,20
SP0_57	978,91	1076,80	5,38	2,32	2,50	1,25	1,30
SP0_58	1198,14	1317,95	6,59	2,57	2,70	1,35	1,40
SP0_59	902,79	993,07	4,97	2,23	2,50	1,25	1,30
SP0_60	1017,35	1119,08	5,60	2,37	2,50	1,25	1,30
SP0_61	936,32	1029,95	5,15	2,27	2,50	1,25	1,30
SP0_62	126,89	139,58	0,70	0,84	0,90	0,45	0,50
SP0_63	543,89	598,27	2,99	1,73	1,80	0,90	0,90
SP0_64	103,62	113,98	0,57	0,75	0,80	0,40	0,50

Verificação de segurança

Sapatas	PP _{sapata} (KN)	N _{base} (KN)	σ_{solo} (Kpa)	σ_{adm} (Kpa)
SP0_1	21,60	251,07	200,00	174,36
SP0_2	25,35	314,90	200,00	186,33
SP0_3	21,18	236,78	200,00	195,69
SP0_4	12,15	116,46	200,00	143,78
SP0_5	28,13	410,32	200,00	182,36
SP0_6	57,80	526,88	200,00	182,31
SP0_7	100,00	746,08	200,00	186,52
SP0_8	25,20	287,76	200,00	199,83
SP0_9	21,60	247,07	200,00	171,57
SP0_10	45,00	407,80	200,00	181,24
SP0_11	65,03	541,98	200,00	187,54
SP0_12	18,15	227,86	200,00	188,31
SP0_13	29,58	303,10	200,00	179,35
SP0_14	51,20	468,60	200,00	183,05
SP0_15	51,20	489,22	200,00	191,10
SP0_16	462,40	2218,24	200,00	191,89
SP0_18	255,15	1375,77	200,00	188,72

SP0_19	236,60	1252,15	200,00	185,23
SP0_20	337,50	1745,94	200,00	193,99
SP0_21	4,50	22,17	200,00	61,58
SP0_22	34,30	359,30	200,00	183,31
SP0_23	51,20	472,27	200,00	184,48
SP0_24	51,20	508,35	200,00	198,57
SP0_25	133,10	854,21	200,00	176,49
SP0_26	152,09	1007,65	200,00	190,48
SP0_27	27,34	301,95	200,00	193,25
SP0_28	29,58	327,45	200,00	193,76
SP0_29	34,30	358,14	200,00	182,73
SP0_30	65,03	551,48	200,00	190,82
SP0_31	18,15	217,46	200,00	179,72
SP0_32	12,50	181,04	200,00	181,04
SP0_33	8,00	61,43	200,00	95,99
SP0_34	255,15	1407,33	200,00	193,05
SP0_35	255,15	1442,18	200,00	197,83
SP0_36	274,40	1502,37	200,00	191,63
SP0_37	219,70	1263,23	200,00	186,87
SP0_38	133,10	918,68	200,00	189,81
SP0_39	219,70	1310,07	200,00	193,80
SP0_40	158,70	972,45	200,00	183,83
SP0_41	158,70	978,79	200,00	185,03
SP0_42	17,50	191,10	200,00	191,10
SP0_43	172,80	1112,52	200,00	193,15
SP0_44	172,80	1150,95	200,00	199,82
SP0_45	172,80	1131,55	200,00	196,45
SP0_46	172,80	998,43	200,00	173,34
SP0_47	4,50	71,35	200,00	198,19
SP0_48	21,60	254,64	200,00	176,83
SP0_49	100,00	763,90	200,00	190,98
SP0_50	100,00	742,79	200,00	185,70
SP0_51	45,00	445,87	200,00	198,17
SP0_52	29,58	297,85	200,00	176,24
SP0_53	34,30	136,55	200,00	69,67
SP0_54	4,50	39,68	200,00	110,23
SP0_55	29,58	297,93	200,00	176,29
SP0_56	158,70	938,66	200,00	177,44
SP0_57	203,13	1182,03	200,00	189,12
SP0_58	255,15	1453,29	200,00	199,35
SP0_59	203,13	1105,91	200,00	176,95
SP0_60	203,13	1220,47	200,00	195,28
SP0_61	203,13	1139,44	200,00	182,31
SP0_62	10,13	137,02	200,00	169,15
SP0_63	72,90	616,79	200,00	190,37
SP0_64	8,00	111,62	200,00	174,41

Armadura das sapatas

Sapatas	N _{base} (KN)	a (m)	a ₀ (m)	b (m)	h (m)	d (m)	A _{s,x} (cm ² /m)	A _{adotada}
SP0_1	229,47	1,20	0,70	1,20	0,60	0,54	1,14	Φ10 //0,15
SP0_2	289,55	1,30	0,70	1,30	0,60	0,54	1,73	Φ10 //0,15
SP0_3	215,61	1,10	0,70	1,10	0,70	0,63	0,74	Φ10 //0,15
SP0_4	104,31	0,90	0,70	0,90	0,60	0,54	0,21	Φ10 //0,15
SP0_5	382,19	1,50	0,30	1,50	0,50	0,45	5,49	Φ12 //0,15
SP0_6	469,08	1,70	0,30	1,70	0,80	0,72	4,91	Φ10 //0,15
SP0_7	646,08	2,00	0,30	2,00	1,00	0,90	6,58	Φ12 //0,15
SP0_8	262,56	1,20	0,30	1,20	0,70	0,63	2,02	Φ10 //0,15
SP0_9	225,47	1,20	0,30	1,20	0,60	0,54	2,02	Φ10 //0,15
SP0_10	362,80	1,50	0,30	1,50	0,80	0,72	3,26	Φ10 //0,15
SP0_11	476,96	1,70	0,30	1,70	0,90	0,81	4,44	Φ10 //0,15
SP0_12	209,71	1,10	0,30	1,10	0,60	0,54	1,67	Φ10 //0,15
SP0_13	273,52	1,30	0,30	1,30	0,70	0,63	2,34	Φ10 //0,15
SP0_14	417,40	1,60	0,30	1,60	0,80	0,72	4,06	Φ10 //0,15
SP0_15	438,02	1,60	0,30	1,60	0,80	0,72	4,26	Φ10 //0,15
SP0_16	1755,84	3,40	0,30	3,40	1,60	1,44	20,37	Φ20 //0,15
SP0_18	1120,62	2,70	0,30	2,70	1,40	1,26	11,50	Φ16 //0,15
SP0_19	1015,55	2,60	0,30	2,60	1,40	1,26	9,99	Φ16 //0,20
SP0_20	1408,44	3,00	0,30	3,00	1,50	1,35	15,18	Φ20 //0,15
SP0_21	17,67	0,60	0,30	0,60	0,50	0,45	0,06	Φ10 //0,15
SP0_22	325,00	1,40	0,30	1,40	0,70	0,63	3,06	Φ10 //0,15
SP0_23	421,07	1,60	0,30	1,60	0,80	0,72	4,10	Φ10 //0,15
SP0_24	457,15	1,60	0,30	1,60	0,80	0,72	4,45	Φ10 //0,15
SP0_25	721,11	2,20	0,30	2,20	1,10	0,99	7,46	Φ12 //0,15
SP0_26	855,56	2,30	0,30	2,30	1,15	1,04	8,91	Φ16 //0,20
SP0_27	274,60	1,25	0,30	1,25	0,70	0,63	2,23	Φ10 //0,15
SP0_28	297,87	1,30	0,30	1,30	0,70	0,63	2,55	Φ10 //0,15
SP0_29	323,84	1,40	0,30	1,40	0,70	0,63	3,05	Φ10 //0,15
SP0_30	486,45	1,70	0,30	1,70	0,90	0,81	4,53	Φ10 //0,15
SP0_31	199,31	1,10	0,70	1,10	0,60	0,54	0,80	Φ10 //0,15
SP0_32	168,54	1,00	0,70	1,00	0,50	0,45	0,61	Φ10 //0,15
SP0_33	53,43	0,80	0,70	0,80	0,50	0,45	0,06	Φ10 //0,15
SP0_34	1152,18	2,70	0,30	2,70	1,40	1,26	11,82	Φ16 //0,15
SP0_35	1187,03	2,70	0,30	2,70	1,40	1,26	12,18	Φ16 //0,15
SP0_36	1227,97	2,80	0,30	2,80	1,40	1,26	13,13	Φ16 //0,15
SP0_37	1043,53	2,60	0,30	2,60	1,30	1,17	11,05	Φ16 //0,15
SP0_38	785,58	2,20	0,30	2,20	1,10	0,99	8,12	Φ16 //0,20
SP0_39	1090,37	2,60	0,30	2,60	1,30	1,17	11,55	Φ16 //0,15

SP0_40	813,75	2,30	0,30	2,30	1,20	1,08	8,12	Φ16 //0,20
SP0_41	820,09	2,30	0,30	2,30	1,20	1,08	8,18	Φ16 //0,20
SP0_42	173,60	1,00	0,30	1,00	0,70	0,63	1,04	Φ10 //0,15
SP0_43	939,72	2,40	0,30	2,40	1,20	1,08	9,84	Φ16 //0,20
SP0_44	978,15	2,40	0,30	2,40	1,20	1,08	10,25	Φ16 //0,15
SP0_45	958,75	2,40	0,30	2,40	1,20	1,08	10,04	Φ16 //0,20
SP0_46	825,63	2,40	0,30	2,40	1,20	1,08	8,65	Φ16 //0,20
SP0_47	66,85	0,60	0,30	0,60	0,50	0,45	0,24	Φ10 //0,15
SP0_48	233,04	1,20	0,30	1,20	0,60	0,54	2,09	Φ10 //0,15
SP0_49	663,90	2,00	0,30	2,00	1,00	0,90	6,76	Φ12 //0,15
SP0_50	642,79	2,00	0,60	2,00	1,00	0,90	5,39	Φ12 //0,15
SP0_51	400,87	1,50	0,60	1,50	0,80	0,72	2,70	Φ10 //0,15
SP0_52	268,27	1,30	0,60	1,30	0,70	0,63	1,61	Φ10 //0,15
SP0_53	102,25	1,40	1,00	1,40	0,70	0,63	0,35	Φ10 //0,15
SP0_54	35,18	0,60	0,60	0,60	0,50	0,45	0,00	Φ10 //0,15
SP0_55	268,36	1,30	0,60	1,30	0,70	0,63	1,61	Φ10 //0,15
SP0_56	779,96	2,30	0,60	2,30	1,20	1,08	6,61	Φ12 //0,15
SP0_57	978,91	2,50	0,60	2,50	1,30	1,17	8,57	Φ16 //0,20
SP0_58	1198,14	2,70	0,80	2,70	1,40	1,26	9,73	Φ16 //0,20
SP0_59	902,79	2,50	0,60	2,50	1,30	1,17	7,90	Φ16 //0,20
SP0_60	1017,35	2,50	0,60	2,50	1,30	1,17	8,90	Φ16 //0,20
SP0_61	936,32	2,50	0,60	2,50	1,30	1,17	8,19	Φ16 //0,20
SP0_62	126,89	0,90	0,60	0,90	0,50	0,45	0,46	Φ10 //0,15
SP0_63	543,89	1,80	0,80	1,80	0,90	0,81	3,62	Φ10 //0,15
SP0_64	103,62	0,80	0,60	0,80	0,50	0,45	0,25	Φ10 //0,15

Sapatas	N _{base} (KN)	a (m)	a ₀ (m)	b (m)	h (m)	d (m)	A _{s,y} (cm ² /m)	A _{adotada}
SP0_1	229,47	1,20	0,70	1,20	0,60	0,54	1,14	Φ10 //0,15
SP0_2	289,55	1,30	0,70	1,30	0,60	0,54	1,73	Φ10 //0,15
SP0_3	215,61	1,10	0,70	1,10	0,70	0,63	0,74	Φ10 //0,15
SP0_4	104,31	0,90	0,70	0,90	0,60	0,54	0,21	Φ10 //0,15
SP0_5	382,19	1,50	0,60	1,50	0,50	0,45	4,12	Φ10 //0,15
SP0_6	469,08	1,70	0,60	1,70	0,80	0,72	3,86	Φ10 //0,15
SP0_7	646,08	2,00	0,60	2,00	1,00	0,90	5,41	Φ12 //0,15
SP0_8	262,56	1,20	0,60	1,20	0,70	0,63	1,35	Φ10 //0,15
SP0_9	225,47	1,20	0,30	1,20	0,60	0,54	2,02	Φ10 //0,15
SP0_10	362,80	1,50	0,30	1,50	0,80	0,72	3,26	Φ10 //0,15
SP0_11	476,96	1,70	0,30	1,70	0,90	0,81	4,44	Φ10 //0,15
SP0_12	209,71	1,10	0,60	1,10	0,60	0,54	1,05	Φ10 //0,15
SP0_13	273,52	1,30	0,60	1,30	0,70	0,63	1,64	Φ10 //0,15
SP0_14	417,40	1,60	0,60	1,60	0,80	0,72	3,12	Φ10 //0,15

SP0_15	438,02	1,60	0,60	1,60	0,80	0,72	3,28	Φ10 //0,15
SP0_16	1755,84	3,40	0,60	3,40	1,60	1,44	18,40	Φ20 //0,15
SP0_18	1120,62	2,70	0,60	2,70	1,40	1,26	10,06	Φ16 //0,15
SP0_19	1015,55	2,60	0,60	2,60	1,40	1,26	8,69	Φ16 //0,20
SP0_20	1408,44	3,00	0,60	3,00	1,50	1,35	13,49	Φ16 //0,15
SP0_21	17,67	0,60	0,60	0,60	0,50	0,45	0,00	Φ10 //0,15
SP0_22	325,00	1,40	0,60	1,40	0,70	0,63	2,22	Φ10 //0,15
SP0_23	421,07	1,60	0,60	1,60	0,80	0,72	3,15	Φ10 //0,15
SP0_24	457,15	1,60	0,60	1,60	0,80	0,72	3,42	Φ10 //0,15
SP0_25	721,11	2,20	0,60	2,20	1,10	0,99	6,28	Φ12 //0,15
SP0_26	855,56	2,30	0,60	2,30	1,15	1,04	7,57	Φ12 //0,15
SP0_27	274,60	1,25	0,30	1,25	0,70	0,63	2,23	Φ10 //0,15
SP0_28	297,87	1,30	0,30	1,30	0,70	0,63	2,55	Φ10 //0,15
SP0_29	323,84	1,40	0,30	1,40	0,70	0,63	3,05	Φ10 //0,15
SP0_30	486,45	1,70	0,30	1,70	0,90	0,81	4,53	Φ10 //0,15
SP0_31	199,31	1,10	0,70	1,10	0,60	0,54	0,80	Φ10 //0,15
SP0_32	168,54	1,00	0,70	1,00	0,50	0,45	0,61	Φ10 //0,15
SP0_33	53,43	0,80	0,70	0,80	0,50	0,45	0,06	Φ10 //0,15
SP0_34	1152,18	2,70	0,60	2,70	1,40	1,26	10,35	Φ16 //0,15
SP0_35	1187,03	2,70	0,60	2,70	1,40	1,26	10,66	Φ16 //0,15
SP0_36	1227,97	2,80	0,60	2,80	1,40	1,26	11,55	Φ16 //0,15
SP0_37	1043,53	2,60	0,60	2,60	1,30	1,17	9,61	Φ16 //0,15
SP0_38	785,58	2,20	0,60	2,20	1,10	0,99	6,84	Φ12 //0,15
SP0_39	1090,37	2,60	0,60	2,60	1,30	1,17	10,04	Φ16 //0,15
SP0_40	813,75	2,30	0,60	2,30	1,20	1,08	6,90	Φ12 //0,15
SP0_41	820,09	2,30	0,60	2,30	1,20	1,08	6,96	Φ12 //0,15
SP0_42	173,60	1,00	0,60	1,00	0,70	0,63	0,59	Φ10 //0,15
SP0_43	939,72	2,40	0,60	2,40	1,20	1,08	8,44	Φ16 //0,20
SP0_44	978,15	2,40	0,60	2,40	1,20	1,08	8,78	Φ16 //0,20
SP0_45	958,75	2,40	0,60	2,40	1,20	1,08	8,61	Φ16 //0,20
SP0_46	825,63	2,40	0,60	2,40	1,20	1,08	7,41	Φ12 //0,15
SP0_47	66,85	0,60	0,60	0,60	0,50	0,45	0,00	Φ10 //0,15
SP0_48	233,04	1,20	0,60	1,20	0,60	0,54	1,40	Φ10 //0,15
SP0_49	663,90	2,00	0,60	2,00	1,00	0,90	5,56	Φ12 //0,15
SP0_50	642,79	2,00	0,30	2,00	1,00	0,90	6,54	Φ12 //0,15
SP0_51	400,87	1,50	0,30	1,50	0,80	0,72	3,60	Φ10 //0,15
SP0_52	268,27	1,30	0,30	1,30	0,70	0,63	2,29	Φ10 //0,15
SP0_53	102,25	1,40	0,30	1,40	0,70	0,63	0,96	Φ10 //0,15
SP0_54	35,18	0,60	0,30	0,60	0,50	0,45	0,13	Φ10 //0,15
SP0_55	268,36	1,30	0,30	1,30	0,70	0,63	2,30	Φ10 //0,15
SP0_56	779,96	2,30	0,30	2,30	1,20	1,08	7,78	Φ16 //0,20
SP0_57	978,91	2,50	0,30	2,50	1,30	1,17	9,92	Φ16 //0,20
SP0_58	1198,14	2,70	0,30	2,70	1,40	1,26	12,30	Φ16 //0,15

SP0_59	902,79	2,50	0,30	2,50	1,30	1,17	9,15	Φ16 //0,20
SP0_60	1017,35	2,50	0,30	2,50	1,30	1,17	10,31	Φ16 //0,20
SP0_61	936,32	2,50	0,30	2,50	1,30	1,17	9,49	Φ16 //0,20
SP0_62	126,89	0,90	0,30	0,90	0,50	0,45	0,91	Φ10 //0,15
SP0_63	543,89	1,80	0,30	1,80	0,90	0,81	5,43	Φ12 //0,15
SP0_64	103,62	0,80	0,30	0,80	0,50	0,45	0,62	Φ10 //0,15

Anexo 18 – Dimensionamento das vigas de fundação

Armadura Longitudinal

VIGA	Seção	As SAP (cm ²)			As (Adoptado)			As (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VG_1	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_2	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_3	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_4	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_5	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_6	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_7	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_8	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_9	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_10	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_11	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_12	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_13	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_14	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_15	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_16	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_17	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_18	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52

	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_19	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_20	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_21	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_22	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_23	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_24	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_25	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_26	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
VG_27	Sup.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,43	4,43	4,43	4 Φ 12	4 Φ 12	4 Φ 12	4,52	4,52	4,52

VG_20	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_21	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_22	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_23	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_24	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_25	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_26	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
VG_27	Sup.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,05	3,05	3,05	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	Φ8//25,2r	4,02	4,02	4,02