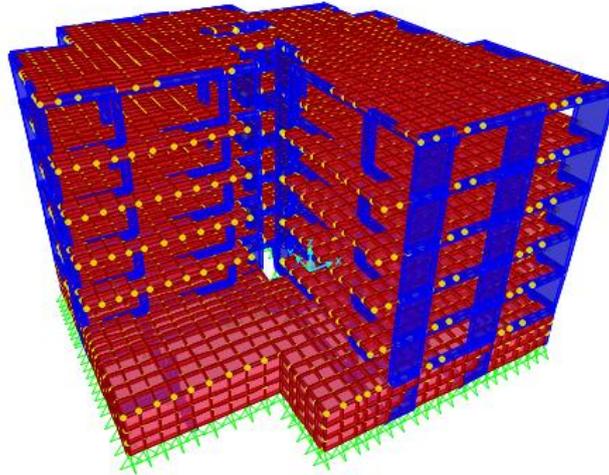




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO

Sérgio Manuel Salústio Pires

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização em Estruturas

Orientadores:

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

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenador (ISEL)

Vogais:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Prof. Adjunto (ISEL)

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

Fevereiro 2015

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de exprimir a minha gratidão para com o Eng.º António Gorgulho, orientador do presente trabalho, por toda a ajuda, incentivo e disponibilidade que sempre demonstrou.

Agradeço também aos meus amigos e colegas que, das mais variadas maneiras, me ajudaram e acompanharam ao longo do meu percurso académico.

Quero também deixar o meu agradecimento ao meu tio Paulo pela disponibilidade e grande ajuda que me prestou na realização deste trabalho.

Por último, quero agradecer à minha família, em especial aos meus pais, por todo o amor, compreensão, alegria, motivação e apoio que me transmitiram durante toda esta fase da minha vida.

Resumo

A realização deste trabalho teve como objetivo a elaboração das diferentes fases de um projeto de fundações e estrutura de um edifício em betão armado, que abrangeu desde a sua conceção até à fase final de dimensionamento. Essas fases englobaram a conceção estrutural, o pré-dimensionamento, a análise estrutural e sísmica, o dimensionamento e a respetiva pormenorização. No seu desenvolvimento foram aplicados os critérios de dimensionamento da regulamentação Europeia (Eurocódigos) que representam um grande desafio face à complexidade que as suas normas traduzem, relativamente à conceção e dimensionamento de estruturas. A complexidade, encontrada neste trabalho, resultou da aplicação das normas do Eurocódigo 8 (tratamento mais detalhado e complexo da ação sísmica relativamente à regulamentação Nacional). Outro considerando incidiu na modelação e análise detalhada e rigorosa da estrutura, que se apoiou num modelo tridimensional de elementos finitos, com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Este programa permitiu a realização do modelo de cálculo da estrutura e, com exceção dos elementos de fundação, o próprio dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais. Todos os aspetos, que condicionaram a elaboração deste projeto, foram devidamente analisados e discutidos. A finalidade deste procedimento foi encontrar a solução mais adequada para a sua concretização prática. As opções tomadas encontram-se justificadas, o que permitiu desenvolver um trabalho detalhado e correto. Os cálculos efetuados para o dimensionamento dos elementos estruturais possibilitaram obter a solução estrutural final, que foi complementada e ilustrada pelas peças desenhadas. Para concluir, todo este trabalho, assente na aplicação dos métodos e normas de dimensionamento presentes nos Eurocódigos, proporcionou a obtenção de um projeto estrutural. A análise e interpretação de todos os passos desde a sua conceção até à solução final, foram alcançados devido aos variados conhecimentos adquiridos ao longo do curso e todos aqueles que foram adquiridos ao longo da elaboração do mesmo.

Palavras-Chave: Projeto de Estruturas e Fundações, Betão Armado, Análise Sísmica, Eurocódigos Estruturais, Dimensionamento.

Abstract

The main purpose of this project is the development of the different stages for the design of a building in reinforced concrete foundations and structures, from the initial to the final stage. where all stages from the predesign, structural and seismic analysis and the respective dimensioning detail were considered. In its development the design criteria of the European regulations (Eurocodes) was applied which proved to be a major challenge given the complexity of these rules for the conception and design of structures. The complexity of this study is mainly due to the application of Eurocode 8 (a more detailed and complex treatment of the seismic action when compared with the National regulation). Furthermore, this study is focused on the detailed and rigorous analysis of the structure, which is based on a three-dimensional finite element model, using the computer program SAP2000. This program allowed the realization of the structure calculation model and the design of reinforcement of the structural elements, except for the slabs and foundation elements. All issues, which conditioned the development of this project, were duly analyzed and discussed. The aim was to find the most appropriate solution for their practical implementation. The choices made are justified, which allowed the development of a comprehensive and correct work. The calculations for the design of the structural elements made it possible to obtain the final structural solution, which was complemented and illustrated by drawings. Finally, all this work, based on the application of the methods and design standards present in the Eurocodes, provided the conditions of a well-designed structural design. The analysis and interpretation of the steps from conception to the final solution were achieved due to various ongoing knowledge of civil engineering (in which reports to this area) and all those that were acquired during the making of it.

Palavras-Chave: Structural and Foundation Design, Reinforced Concrete, Seismic Analysis, Structural Eurocodes.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Conceitos Gerais	1
1.2	Objetivo do trabalho.....	2
1.3	Organização do trabalho.....	2
2	Descrição do Edifício, Materiais e Ações	4
2.1	Caracterização do Edifício	4
2.2	Materiais Estruturais	5
2.3	Ações	7
2.3.1	Cargas Permanentes	7
2.3.2	Sobrecargas	9
2.3.3	Ação Sísmica.....	10
2.4	Combinação de Ações.....	17
3	Conceção Estrutural para a Ação Sísmica	19
3.1	Princípios Básicos	19
3.2	Classificação dos Sistemas Estruturais.....	21
3.3	Elementos Primários e Secundários	22
3.4	Regularidade em Planta	22
3.5	Regularidade em Altura	25
3.6	Tipos de Abordagem na Análise Sísmica	25
3.6.1	Dimensionamento para dissipação de energia e ductilidade	25
3.6.2	Dimensionamento para resistência em vez de ductilidade	29
3.7	Classes de Ductilidade	29
3.8	Coeficiente de Comportamento.....	31
4	Solução Estrutural	33
4.1	Abordagem Arquitetónica	33
4.2	Pré-Dimensionamento	34
4.3	Solução Estrutural Adotada	38
5	Modelação da Estrutura.....	41
5.1	Verificação dos Estados Limites Últimos.....	42

5.2	Verificação aos Estados Limites de Utilização.....	43
5.3	Verificação da Limitação de Danos	43
6	Efeitos da Ação Sísmica.....	44
6.1	Quantificação dos Espectros de Resposta de Cálculo.....	44
6.1.1	Contribuição da rigidez lateral dos elementos Secundários	44
6.1.2	Regularidade em planta	47
6.1.3	Regularidade em altura.....	52
6.1.4	Verificação do Sistema Estrutural.....	52
6.1.5	Determinação do Coeficiente de Comportamento.....	53
6.1.6	Representação dos Espectros de Resposta de Cálculo	53
6.2	Efeitos de Torção Acidental	54
6.3	Efeitos de Segunda Ordem.....	57
7	Dimensionamento Estrutural.....	60
7.1	Análise aos Estados Limite de Serviço.....	61
7.1.1	Verificações de Acordo com EC2.....	61
7.1.2	Verificações de Acordo com EC8.....	67
7.2	Análise aos Estados Limites Últimos.....	69
7.2.1	Regras Gerais.....	69
7.2.2	Capacidade Resistente dos Elementos Verticais.....	76
7.2.3	Vigas	79
7.2.4	Pilares – Elementos Primários	91
7.2.5	Pilares – Elementos Secundários.....	102
7.2.6	Paredes	103
7.2.7	Laje	119
7.2.8	Muro de Suporte	126
7.2.9	Escadas.....	128
7.2.10	Fundações.....	136
8	Conclusão	144
9	Bibliografia	145

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Materiais estruturais e respectivas características.	5
Tabela 2 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para a verificação aos estados limites últimos.	5
Tabela 3 - Valores referentes às restantes cargas permanentes.	7
Tabela 4 - Restantes cargas permanentes consideradas no edifício.	9
Tabela 5 – Sobrecargas consideradas no edifício.	9
Tabela 6 - Valores de coeficientes de combinação para edifícios da categoria A.	9
Tabela 7 - Acelerações máximas de referência nas várias zonas sísmicas.	12
Tabela 8 - Classes de importância para edifícios.	14
Tabela 9 - Coeficientes de Importância.	15
Tabela 10 - Parâmetros necessários para a definição do espectro de resposta.	16
Tabela 11 - Valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) para sistemas regulares em altura.	31
Tabela 12 - Coordenadas do Centro de Massa.	46
Tabela 13 - Contribuição da rigidez lateral dos elementos secundários.	46
Tabela 14 - Raio de giração relativamente ao centro de massa em cada piso.	48
Tabela 15 - Coordenadas do centro de rigidez.	49
Tabela 16 - Rotações e deslocamentos ao nível de cada piso.	50
Tabela 17 - Raio de torção em cada piso.	51
Tabela 18 - Valores da excentricidade estrutural.	51
Tabela 19 - Contribuição dos elementos verticais para classificação do sistema.	52
Tabela 20 - Valores de φ a adotar para calcular $\psi_{2,i}$	55
Tabela 21 - Valores de $\psi_{E,i}$ a adotar para cada piso do edifício.	55
Tabela 22 - Ordenada do espectro de cálculo para o período T1 para cada ação sísmica.	56
Tabela 23 - Força de corte basal segundo as duas direções para cada tipo de ação sísmica.	56
Tabela 24 - Momentos Torsores para a ação sísmica do tipo 1.	56
Tabela 25 - Momentos Torsores para a ação sísmica do tipo 2.	57
Tabela 26 - valor de coeficiente (θ) para cada piso.	59
Tabela 27 - Características da secção.	63
Tabela 28 - Verificação do estado de limitação de danos	68
Tabela 29 - Recobrimentos mínimos C_{min}	70
Tabela 30 - Recobrimentos nominais C_{nom}	70
Tabela 31 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões $\varnothing_{m,min}$	72
Tabela 32 – Comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$)	73
Tabela 33 – Comprimentos de amarração mínimos ($l_{b,min}$)	74
Tabela 34 – Comprimento de amarração (l_{bd})	74
Tabela 35 – Comprimentos de sobreposição mínimo ($l_{0,min}$)	75
Tabela 36 – Comprimentos de sobreposição (l_0)	76
Tabela 37 – Valores a utilizar no parâmetro a.	77

Tabela 38 – Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas.....	80
Tabela 39 - Cálculo do fator de ductilidade em curvatura.	80
Tabela 40 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar (dbL).....	82
Tabela 41 - Armadura transversal mínima e espaçamento máximo de estribos.	84
Tabela 42 - Características base da viga viga V15_1.	87
Tabela 43 - Área da armadura longitudinal calculada através do modelo de SAP2000 na viga V15_1.	87
Tabela 44 – Área da armadura longitudinal adotada na viga V15_1.	88
Tabela 45 – Posição da linha neutra e momento resistente na viga V15_1.....	88
Tabela 46 – Esforço transverso de dimensionamento na viga V15_1.	89
Tabela 47 – Comprimento da zona critica na V15_1.....	89
Tabela 48 - Espaçamento máximo da armadura transversal na viga V15_1.	89
Tabela 49 – Esforço transverso resistente máximo na viga V15_1.	89
Tabela 50 – Verificação da segurança ao esforço transverso na zona crítica da viga V15_1.	90
Tabela 51 – Características base do pilar P2_1.....	98
Tabela 52 - Área da armadura longitudinal calculada através do modelo de SAP2000 no Pilar P2_1.	99
Tabela 53 – Posição da linha neutra e momento resistente no Pilar P2_1.	99
Tabela 54 - Esforço transverso de dimensionamento no pilar P2_1.....	99
Tabela 55 – Comprimento da zona critica no pilar P2_1.....	100
Tabela 56 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona critica no pilar P2_1.....	100
Tabela 57 – Esforço transverso resistente máximo no pilar P2_1.....	100
Tabela 58 - Verificação da segurança ao esforço transverso na zona crítica do pilar P2_1.....	100
Tabela 59 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de confinamento do pilar P2.....	101
Tabela 60 - Verificação da armadura de confinamento no pilar P2.	101
Tabela 61- Altura critica nas paredes que constituem o núcleo.....	111
Tabela 62 - Características das paredes que constituem o núcleo de elevadores.....	112
Tabela 63- Armadura longitudinal na parede NU1.	114
Tabela 64 - Armadura longitudinal na parede NU2/NU3.	114
Tabela 65 - Esforço transverso resistente máximo na parede NU1.....	115
Tabela 66 - Esforço transverso resistente máximo na parede NU2/NU3.....	115
Tabela 67 - Verificação da segurança ao esforço transverso na parede NU1.	115
Tabela 68 - Verificação da segurança ao esforço transverso na parede NU2/NU3.	116
Tabela 69 - Armadura longitudinal na alma das paredes constituintes do núcleo.....	116
Tabela 70 - Armadura transversal na alma das paredes constituintes do núcleo.....	116
Tabela 71 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de confinamento nos pilares fictícios do núcleo de elevadores.....	118
Tabela 72 - Verificação da armadura de confinamento nos pilares fictícios do núcleo de elevadores.....	118
Tabela 73 - Verificação dos comprimentos adotados em cada pilar fictício.....	118
Tabela 74 – Armadura a adotar no muro de suporte.....	127
Tabela 75 – Armadura inferior adotada.	135
Tabela 76 – Armadura superior adotada.	135
Tabela 77 – Armadura longitudinal e transversal adotada na viga de apoio.....	135

Tabela 78 – Armadura longitudinal e transversal adotada na viga de apoio	143
--	-----

Índice de Figuras

Figura 1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental para as ações do tipo 1 e tipo 2.	11
Figura 2 - Forma do espectro de cálculo.	13
Figura 3 – Regras de pré-dimensionamento para os maciços de encabeçamento.	37
Figura 4 - Regras de pré-dimensionamento para as vigas de fundação.	37
Figura 5 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso -1.	38
Figura 6 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso 0.	39
Figura 7 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso 1,2,3 e 4.	39
Figura 8 – Identificação dos elementos estruturais verticais.	40
Figura 9 - Identificação dos elementos estruturais horizontais.	40
Figura 10 - - Identificação dos elementos secundários.	44
Figura 11 - Representação em planta do centro de rigidez e centro de massa.	50
Figura 12 - Espectros de resposta de cálculo considerados para cada tipo de ação sísmica.	53
Figura 13 - Representação em planta dos pontos analisados.	59
Figura 14 - Deslocamentos verificados no piso 4 para a Combinação Quase-Permanente de Ações.	63
Figura 15 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.	83
Figura 16 – Armadura transversal nas zonas críticas da viga.	85
Figura 17 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas.	86
Figura 18 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em pilares.	97
Figura 19 - Método dos pilares fictícios em paredes.	103
Figura 20 – Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (em cima: extensões na curvatura ultima; em baixo: secção transversal da parede).	106
Figura 21 – Envoltivo de cálculo dos momentos fletores de dimensionamento (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos).	110
Figura 22 - Envoltivo de cálculo dos esforços transversos de dimensionamento.	110
Figura 23 - Representação esquemática do núcleo de elevadores.	111
Figura 24 - Envoltivo de momentos fletores de cálculo considerados nas paredes do núcleo.	112
Figura 25 - Envoltivo de esforços transversos de cálculo considerados nas paredes do núcleo.	113
Figura 26 – Zonas do núcleo de elevadores a confinar.	117
Figura 27 – Modelo para a verificação do punçoamento no estado limite último	121
Figura 28 – Contornos de controlo de referência típicos em torno de áreas carregadas.	122
Figura 29 – Contorno de controlo junto de uma abertura.	122
Figura 30 - Modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento do muro de suporte.	126
Figura 31 – Representação esquemática do modelo estrutural adotado para as escadas.	128
Figura 32- Carregamento para a situação mais desfavorável no apoio A.	130
Figura 33 - Carregamento para a situação mais desfavorável no apoio B.	131
Figura 34 - Situação de carga para viga de apoio.	132

Figura 35 - Situação de carga do patim apoiado diretamente nas paredes estruturais.	132
Figura 36 - Diagrama de momentos fletores para a situação mais desfavorável no apoio A ($M_{máx}^-$)	133
Figura 37 - Diagrama de momentos fletores para a situação mais desfavorável no apoio B ($M_{máx}^+$).....	134
Figura 38 – Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de uma estaca.	139
Figura 39 - Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de duas estacas.....	140
Figura 40 – Posicionamento em planta das estacas no dimensionamento para o caso de maciços de quatro estacas.....	141
Figura 41 - Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de quatro estacas.	141
Figura 42 - Esquema utilizado no dimensionamento dos maciços dos muros de suporte.....	142

Lista de siglas e abreviaturas

Letras maiúsculas latinas

A	Área do piso
A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção transversal de betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
A_s	Área da secção de uma armadura
A_{sismo1}	Valor da ação sísmica para o sismo do Tipo 1.4
A_{sismo2}	Valor da ação sísmica para o sismo do Tipo 2.3
$A_{s,v}$	Área total da armadura vertical de um elemento
$A_{s,h}$	Área total da armadura horizontal de um elemento
C.M.	Centro de massa
C.R.	Centro de rigidez
CEN	Comité Europeu de Normalização
CQC	Combinação Quadrática Completa
DCH	Classe de ductilidade alta
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
EC0	Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão
EC7	Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico
EC8	Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos
E	Efeito de uma ação
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
E_E	Efeito da ação sísmica
E_{Edi}	Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal i
$E_{F,E}$	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo
ELS	Estado Limite de Serviço

ELU	Estado Limite Último
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para o betão armado
F	Ação
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força sísmica horizontal no piso i
$F_{t,Ed}$	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia
I_c	Momento de inércia da secção de betão
I_I	Momento de inércia da secção determinante não fendilhada
I_{II}	Momento de inércia da secção determinante fendilhada
I_p	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_j	Rigidez de translação
K_θ	Rigidez de rotação
L	Comprimento
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção do movimento sísmico
$L_{máx}, L_{mín}$	Maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
M	Momento fletor
M_1, M_2	Momentos nas secções de extremidade das vigas e dos pilares, associados à formação de rotulas plásticas
M_{ai}	Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i
M_{cqp}	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
M_{cr}	Momento de fendilhação da laje
M_{Ed}	Momento atuante de cálculo
M_{Rb}, M_{Rc}	Momentos resistentes em vigas e momentos resistentes em pilares, respetivamente
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
NA	Anexo Nacional
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
N_{SPT}	Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica
PP	Peso próprio
P_{tot}	Valor total da carga gravítica acima do piso considerado, incluindo o mesmo, para a combinação sísmica de ações
Q_{cob}	Sobrecarga na cobertura
Q_{esc}	Sobrecarga nas escadas
Q_{hab}	Sobrecarga nos pisos intermédios
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
RCP	Restante carga permanente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré- esforçado
RSA	Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes
SC	Sobrecarga
S	Fator do solo

$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica
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
TA	Efeitos acidentais de torção
T_B	Limite inferior do patamar espectral de aceleração constante
T_C	Limite superior do patamar espectral de aceleração constante
T_D	Valor que define no espectro o início do patamar espectral de deslocamento constante
T_i, T_j	Período de vibração do modo i e j , respetivamente
V	Esforço transversal
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal
V_{Rd}	Esforço transversal resistente de cálculo
V_{tot}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CM}, Y_{CM}	Coordenadas do centro de massa
X_{CR}, Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

Letras minúsculas latinas

a	Espelho do degrau
a_0	Flecha instantânea
a_∞	Flecha a longo prazo
a_c	Deformação instantânea em fase elástica
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima de um terreno do tipo A
a_{I0}	Flecha instantânea, determinada considerando as características da secção determinante não fendilhada
$a_{I\infty}$	Flecha a longo prazo, determinada considerando as características da secção determinante não fendilhada

a_{II0}	Flecha instantânea, determinada considerando as características da secção determinante fendilhada
$a_{II\infty}$	Flecha a longo prazo, determinada considerando as características da secção determinante fendilhada
a_{Δ}	Deslocamento ocorrido após a entrada em serviço da estrutura
b	Largura total de uma secção transversal
b_0	Largura do elemento confinado, medida entre cintas
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_i	Distancias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_w	Espessura das zonas confinadas
b_{w0}	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	Deslocamentos dos pisos
d_{bL}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bW}	Diâmetro de uma cinta
d_e	Deslocamento de um ponto da estrutura, determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
d_{eff}	Altura útil da laje
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamentos reais da estrutura
e	Excentricidade
e_{0x}	Distancia entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direção x

e_{0y}	Distancia entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direção y
e_{ai}	Excentricidade accidental da massa do piso i
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 tração
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{p0,1k}$	Valor característico de tensão limite convencional de proporcionalidade a 01% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{yk}	Valor característico de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
g	Aceleração devido à gravidade
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado
h_c	Altura da secção transversal de um pilar na direção considerada
h_{cr}	Altura da zona critica no elemento vertical
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
k_D	Coefficiente que reflete a classe de ductilidade no cálculo da largura do pilar necessária à amarração das armaduras de viga num nó
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	Comprimento ou vão
l_0	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento de sobreposição mínimo

$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	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
m_i	Massa do piso i
n	Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
r_x	Raio de torção segundo x
r_y	Raio de torção segundo y
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,máx}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,máx}$	Espaçamento máximo entre estribos
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armadura de esforço transversal
$s_{t,máx}$	Espaçamento transversal máximo entre ramo de estribos
u_0	Perímetro do contorno do pilar
u_1	Perímetro de contorno de referência
X_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da ação sísmica

Letras maiúsculas gregas

Δ	Abertura de junta
Δ_{cdev}	Margem de cálculo de acordo com as tolerâncias de execução
$\Delta_{cdur,add}$	Fator de redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta_{cdur,g}$	Fator de segurança
$\Delta_{cdur,st}$	Fator de redução do recobrimento mínimo se for utilizado aço inoxidável

Letras minúsculas gregas

α	Coeficiente de homogeneização
α	Angulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal
α	Coeficiente de eficiência do confinamento
α_0	Esbelteza prevalecente nas paredes do sistema estrutural
α_1	Coeficiente relativo ao efeito da forma dos varões
α_2	Coeficiente relativo ao efeito do recobrimento mínimo do betão
α_3	Coeficiente relativo ao efeito de cintagem das armaduras transversais
α_4	Coeficiente relativo à influência de uma ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração
α_5	Coeficiente relativo ao efeito de 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 tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior da cinta
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de resposta de cálculo horizontal
$\gamma_{aço}$	Peso volúmico do aço
$\gamma_{betão}$	Peso volúmico do betão

γ_c	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_I	Coeficiente de importância
γ_P	Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Fator de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências
γ_{Rd}	Fator relativo à possibilidade do aumento do momento fletor resistente devido ao endurecimento das armaduras
γ_s	Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
η	Coeficiente de correção do amortecimento
η_1	Coeficiente relativo às condições de aderência e posição do varão durante a betonagem
η_2	Coeficiente relativo ao diâmetro do varão
ε_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras
μ_ϕ	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
ν	Coeficiente de redução da ação sísmica
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_d	Esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica
ν_c	Coeficiente de Poisson para o betão
ν_s	Coeficiente de Poisson para o aço
ξ	Coeficiente de distribuição
ρ	Taxa da armadura tracionada
ρ'	Taxa de armadura de compressão em vigas
ρ_l	Taxa total de armadura longitudinal

$\rho_{m\acute{a}x}$	Taxa máxima admissível de armadura tracionada na zona crítica de vigas sísmicas primárias
$\rho_{mín}$	Taxa mínima de armadura
ρ_v	Taxa de armadura vertical de alma numa parede
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transverso
σ_{sd}	Valor de cáculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
\emptyset	Diâmetro do varão
$\emptyset_{m,mm}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
φ	Coefficiente de fluência
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final do coeficiente de fluência
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coefficientes de combinação
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_{od}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

1 Introdução

1.1 Conceitos Gerais

Desde alguns anos que o dimensionamento das estruturas de betão armado construídas em território Nacional é baseado em diversos regulamentos. Recentemente, alguns países europeus associaram-se a fim de conseguir a elaboração de uma regulamentação técnica, uniforme, aplicável em todos os estados membros aderentes. Na atualidade, a nível nacional, verifica-se relativamente a este parâmetro que os edifícios em betão armado contemplam uma fase transitória vigente na regulamentação Nacional técnica que ainda se encontra em vigor. Gradualmente tem-se verificado uma procura crescente das normas implementadas pela regulamentação europeia. A não total utilização destas normas deve-se ao facto de ainda não ter sido publicado em Diário da República a nova regulamentação europeia. Esta situação faz com que em Portugal os projetos de estruturas de betão armado ainda continuem a ser orientados pelo dois regulamentos citados a seguir:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), tem por objetivo a definição de princípios relativos à segurança, ações e combinação de ações;
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), estabelece os diferentes critérios de dimensionamento e pormenorização de armaduras.

Quando se adota a regulamentação aplicável nos estados membros do comité europeu de normalização (CEN) com vista à execução de um projeto de estruturas em betão armado, é necessário atender às seguintes Normas: Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas (EC0); Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1); Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2); Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico (EC7); Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8). De uma forma sucinta, pode afirmar-se que o EC0 define os princípios base para as combinações de ações e respetivas verificações de segurança, o EC1 possibilita a determinação das diferentes ações com exceção da ação sísmica, o EC2 contem as verificações de segurança e pormenorização dos elementos, o EC7 contempla os aspetos geotécnicos e o EC8 define a ação sísmica e fornece as indicações adicionais para o dimensionamento e pormenorização de elementos em estruturas sismo-resistentes. Cada um destes Eurocódigos Estruturais, além dos princípios e regras gerais que estabelece, quando é utilizado por um determinado país, é acompanhado de uma regulamentação Nacional específica (Anexos Nacionais) que está em conformidade com o próprio Eurocódigo. Estes procedimentos permitem a cada estado membro adotar os diferentes valores correspondentes a determinados parâmetros regulamentares.

Entre a regulamentação Nacional e a regulamentação Europeia verificam-se diferenças que se evidenciam essencialmente ao nível do dimensionamento sísmico. Relativamente a este tema a regulamentação Nacional aborda-o de uma forma muito simples, considerando a ação sísmica conjuntamente com as outras ações (cargas permanentes, sobrecarga, vento), enquanto a regulamentação Europeia o enquadra na área do projeto sismo-resistente (EC8). Este Eurocódigo aborda este assunto muito especificamente, tendo por

base uma diferente caracterização da ação sísmica e uma melhoria nos aspetos relativos ao dimensionamento e pormenorização dos elementos em estruturas sismo-resistentes.

1.2 Objetivo do trabalho

Este trabalho teve como objetivo desenvolver um projeto de fundações e estrutura de um edifício destinado a habitação. Para a sua concretização recorreu-se à regulamentação europeia, mais propriamente ao Eurocódigo 8 (Projeto de estruturas para a resistência aos sismos).

1.3 Organização do trabalho

De uma forma abreviada apresenta-se a seguir a organização deste trabalho estruturada em capítulos:

- Capítulo 1, correspondente à introdução;
- Capítulo 2, correspondente à descrição do edifício, com especificação dos materiais estruturais e definição das ações a serem consideradas no modelo de cálculo, bem como as combinações de ações utilizadas nas verificações de segurança;
- Capítulo 3, correspondente ao capítulo dedicado à conceção estrutural, onde são abordados os conceitos teóricos, normas e disposições regulamentares mais relevantes para o desenvolvimento e análise da estrutura;
- Capítulo 4, correspondente à elaboração de uma solução estrutural, em que a posição e a dimensão dos elementos são definidas após ser realizada uma abordagem arquitetónica e efetuado o respetivo pré-dimensionamento dos elementos estruturais;
- Capítulo 5, correspondente às opções consideradas na realização dos modelos estruturais de cálculo, que para este projeto foram efetuados através do programa de cálculo automático SAP 2000;
- Capítulo 6, correspondente à determinação e análise, para o edifício em estudo, de todos os conceitos abordados no capítulo 3, em que numa primeira fase é determinada a classificação estrutural e definido o coeficiente de comportamento, e numa fase posterior quantificados os espectros de resposta, determinando-se os efeitos de torção accidental e os efeitos de segunda ordem;
- Capítulo 7, correspondente às verificações aos estados limite de serviço e aos estados limite últimos da estrutura em análise;
- Capítulo 8, correspondente às conclusões deste trabalho;

- Bibliografía;

- Anexos.

2 Descrição do Edifício, Materiais e Ações

2.1 Caracterização do Edifício

O edifício em estudo localiza-se na cidade de Peniche, e destina-se a fins habitacionais. É composto por 5 pisos acima do nível do solo e uma cave. Em todos os pisos o seu pé direito é de 3,00 m.

Em termos geométricos este edifício apresenta em planta uma configuração irregular, verificando-se várias reentrâncias. Em toda a sua altura, à exceção ao piso -1, até ao topo, o edifício não apresenta recuos. A área de implementação do piso -1 é superior à área dos restantes pisos, sendo o valor das áreas 612,13 m² e 574,38 m², respetivamente. Em todos os pisos a extensão máxima no plano horizontal corresponde a 26,70 m.

A estrutura deste edifício será constituída por elementos em betão armado e por uma laje fungiforme maciça. Os pilares interiores, núcleo de elevadores e escadas não se encontram ligados por vigas, suportando, diretamente, a laje. O mesmo, não acontece na periferia, onde existem vigas que formam pórticos com os pilares exteriores e com as paredes de betão. As fundações do edifício serão do tipo fundações indiretas.

Para o edifício em estudo poderá adotar-se, de acordo com a cláusula § 2.3 do EC0, um tempo de vida útil de projeto de 50 anos, ou seja uma classe estrutural S4. Sob o ponto de vista do comportamento estrutural face à ação sísmica, em conformidade com a cláusula § 4.2.5 (4) do EC8, o edifício será classificado como classe de importância II.

2.2 Materiais Estruturais

A estrutura do edifício será constituída por elementos de betão armado. Os materiais utilizados no projeto, bem como as suas principais características encontram-se definidos na Tabela 1.

Tabela 1 - Materiais estruturais e respetivas características.

Materiais Estruturais	Características dos Materiais	
Betão C30/37	f_{ck}	30 [MPa]
	f_{cd}	20 [MPa]
	f_{ctm}	2,9 [MPa]
	E_{cm}	33 [MPa]
	ν_c	0,2
Aço A500 NR SD	f_{yk}	500 [MPa]
	f_{yd}	435 [MPa]
	E_s	200 [MPa]
	ν_s	0,3

Relativamente ao betão foi considerada a classe de exposição XC2, visto que se teve em linha de conta o ambiente húmido onde se encontra o edifício implantado.

Os coeficientes parciais de segurança, relativos aos materiais utilizados para a verificação dos estados limites últimos, foram adotados de acordo com o quadro 2.1N do EC2 e são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para a verificação aos estados limites últimos.

Situação de Projeto	γ_c Betão	γ_s Aço
Persistentes e Transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,0

A análise da estrutura será realizada, considerando uma das classes de ductilidade estabelecidas no EC8. Para este efeito, o mesmo regulamento impõe algumas exigências quanto aos materiais a adotar, nomeadamente ao tipo de classe do betão e do aço a serem utilizados.

Dimensionamento para classe de ductilidade baixa (DCL)

Tendo em conta o descrito nas cláusulas § 5.3.1 e § 5.3.2 do EC8, os materiais utilizados nesta classe devem cumprir as condições exigidas no EC2, sendo apenas adicionado um requisito aos elementos primários, determinando que o aço estrutural utilizado deverá pertencer às classes B ou C, de acordo com quadro C.1. do EC2.

Dimensionamento para classe de ductilidade média (DCM)

Nesta classe é somente permitida a utilização de materiais com a superfície rugosa ou nervurada, sendo admitida a utilização de estribos fechados ou cintas. Para os elementos sísmicos primários apenas é permitida a utilização de uma classe de resistência do betão igual ou superior à C16/20. Quanto ao tipo de aço para esta classe poderá ser considerado o mesmo que na classe DCL. Poderão ser, também, utilizadas redes electrossoldadas desde que sejam cumpridas as condições no que diz respeito à superfície e à classe do aço.

As condições acima referidas encontram-se estabelecidas na cláusula § 5.4.1.1 do EC8.

Dimensionamento para classe de ductilidade alta (DCH)

Nas estruturas de ductilidade alta, de acordo com a cláusula § 5.5.1.1 do EC8, a resistência do betão deve cumprir os requisitos no mínimo referentes à classe C20/25. Nas zonas críticas de qualquer elemento sísmico primário deverá ser certificado o uso de um aço com Classe C, presente no quadro C.1 do EC2. Quanto ao valor característico superior da tensão de cedência ($f_{yk,0,95}$) não deverá ultrapassar o valor nominal em mais de 25%.

Os elementos estruturais podem ser classificados, como elementos sísmicos primários ou elementos sísmicos secundários, sendo os primários os responsáveis pela resistência da estrutura às ações sísmicas.

As zonas críticas dos elementos estruturais são zonas onde normalmente surgem os esforços máximos. Estas zonas são susceptíveis à formação de rótulas plásticas

2.3 Ações

As ações são essenciais para qualquer análise da estrutura e permitem avaliar a segurança da mesma. Para a sua contabilização é necessário considerar todas as solicitações que possam influenciar ou tenham a possibilidade de originar qualquer deformação, tensão ou esforço nos elementos estruturais. Deste modo, tendo em conta a variação no tempo e a probabilidade de ocorrência, apresentam-se a seguir as ações e respetivos valores considerados no projeto.

2.3.1 Cargas Permanentes

Estas ações predominam na estrutura durante toda a sua vida útil, podendo-se dividir em dois conjuntos distintos:

- peso próprio do material que constitui os elementos estruturais;
- restantes cargas permanentes, dizem respeito aos materiais não estruturais, nomeadamente revestimentos e alvenarias.

2.3.1.1 Peso Próprio

O peso próprio diz respeito às cargas permanentes que são definidas pelo material que constitui os elementos estruturais e que dependem das dimensões adotadas nos mesmos. Para a definição destas dimensões, o peso volúmico utilizado para quantificar o betão estrutural é de 25 kN/m^3 .

2.3.1.2 Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes dizem respeito às cargas permanentes que são definidas pelos materiais não estruturais utilizados, nomeadamente revestimentos e alvenarias. Os seus valores são referidos na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores referentes às restantes cargas permanentes.

Designação	Extensão (m)	RCP (kN/m^2)
Paredes de alvenaria interiores com 0,15 m de espessura	86,26	1,8
Paredes de alvenaria interiores com 0,25 m de espessura	42,33	3,0
Paredes de alvenaria exteriores com 0,30 m de espessura	77,51	3,3
Revestimento dos pisos em pavimentos interiores	-	1,2
Cobertura com um revestimento de terraços, onde é contabilizado uma camada de betão, telas impermeabilizantes e proteções	-	2,5

As paredes interiores foram representadas simulando a sua contribuição através de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento e a sua contabilização foi efetuada tendo em conta toda a sua extensão em planta (Ext), a altura (h) e área do piso (A). As paredes exteriores foram simuladas através da aplicação de uma carga uniformemente linear, reduzida em 25% do seu valor para ser contabilizada a existência de vãos. Os valores para estas cargas foram determinados pelas seguintes expressões:

$$G_{par\ int} = \frac{Ext}{A} \times h_{par\ int} \times PP_{par\ int} \quad (2.1)$$

$$G_{par\ ext} = 0,75 \times h_{par\ ext} \times PP_{par\ ext} \quad (2.2)$$

Para uma área igual a $474,4\ m^2$, uma altura das paredes interiores de $2,70\ m$ e uma altura das paredes exteriores de $2,6\ m$, obtiveram-se os seguintes resultados referentes às paredes de alvenaria:

$$G_{par\ int} = \frac{86,3}{474,4} \times 2,70 \times 1,8 + \frac{42,3}{474,4} \times 2,70 \times 3,0 = 1,6\ kN/m^2 \quad (2.3)$$

$$G_{par\ ext} = 0,75 \times 2,6 \times 3,3 = 6,4\ kN/m \quad (2.4)$$

As restantes cargas permanentes a ter em conta no lanço das escadas são obtidas pelo peso próprio do revestimento e dos seus degraus, originando os seguintes valores:

$$PP_{deg\ raus} = \frac{a}{2} \times \gamma_{betão} = \frac{0,19}{2} \times 25 = 2,4\ kN/m^2 \quad (2.5)$$

$$PP_{revestimento} = 1,5\ kN/m^2 \quad (2.6)$$

Na Tabela 4, são apresentadas as restantes cargas permanentes consideradas neste projeto:

Tabela 4 - Restantes cargas permanentes consideradas no edifício.

Revestimento da habitação (G_{hab})	1,2 kN/m ²
Cobertura (G_{cob})	2,5 kN/m ²
Paredes interiores ($G_{par\ int}$)	1,79 kN/m ²
Paredes Exteriores ($G_{par\ ext}$)	6,77 kN/m
Escadas (G_{esc})	3,9 kN/m ²

2.3.2 Sobrecargas

Os valores adotados para as sobrecargas estão de acordo com quadro 6.2 do EC1 e são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Sobrecargas consideradas no edifício.

Habitação (Q_{hab})	2,0 kN/m ²
Varandas (Q_{var})	3,0 kN/m ²
Escadas (Q_{esc})	3,0 kN/m ²
Cobertura (Q_{cob})	1,0 kN/m ²

Relativamente aos coeficientes de combinação (ψ_0), os mesmos, foram definidos, de acordo com o quadro A.1.1 do EC0. A seleção destes coeficientes depende da classificação do edifício quanto à sua categoria de utilização. O edifício em estudo está definido como sendo de habitação, e como tal é-lhe atribuída a categoria A, de acordo com quadro 6.1 do EC1. Assim, os valores dos coeficientes de combinação são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores de coeficientes de combinação para edifícios da categoria A.

ψ_0	0,7
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

Deve referir-se que na zona do piso que não faz parte da zona de habitação, consideraram-se as cargas G_{hab} e Q_{hab} .

2.3.3 Ação Sísmica

A ação sísmica deverá ser abordada com rigor e em pormenor porque se trata de uma ação complexa, comparativamente às ações permanentes ou sobrecargas. O Eurocódigo que aborda a ação sísmica, conforme referido anteriormente, designa-se por EC8. Este Eurocódigo tem como principal campo de aplicação projetos de edifícios a serem implementados em regiões sísmicas e segundo a sua cláusula § 1.1.1 (1), as principais exigências a ter em conta quando ocorre um sismo são:

- proteção de vidas humanas;
- limitação de danos;
- operacionalidade de estruturas importantes da Proteção Civil.

Para um desempenho sísmico eficiente, a observação prática dos requisitos citados para ser assegurada com elevado grau de fiabilidade, dever-se-á garantir a limitação de danos e não colapso da estrutura (cláusula § 2.1.(1) do EC8). De acordo com esta cláusula § são definidos dois níveis de verificação sísmica, que diferem entre si no respeitante à probabilidade de ocorrência das ações sísmicas. Estes níveis são designados:

- Ação Sísmica de Serviço, que representa uma ação com alguma probabilidade de ocorrência. Neste tipo de ação deve garantir-se a funcionalidade da estrutura após um acontecimento sísmico, para tal, os danos deverão ser reduzidos e os custos de reparação baixos quando comparados ao custo da própria estrutura. De uma forma simplificada pode obter-se esta ação, reduzindo o espectro de resposta elástico através de um coeficiente de redução. Para a Ação Sísmica do Tipo 1 este coeficiente apresenta o valor de 0,4 e para a Ação Sísmica do Tipo 2 um valor de 0,55 [NA4.4.3.2 (2)]. Para estes casos adota-se uma probabilidade de excedência de 10% em 10 anos, o que equivale a uma ação com um período de retorno de 95 anos.
- Ação Sísmica de Projeto, que está associada a requisitos de não colapso local e global da estrutura, o dimensionamento deverá ser feito de forma a ser garantida a integridade estrutural e uma capacidade de carga após um evento sísmico. Os danos estruturais, caso ocorram, podem ser significativos pondo em causa a recuperação da própria estrutura. Esta ação surge com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, ou seja um período de retorno de 475 anos.

A ação sísmica depende de fatores, tais como, a zona do território em questão, o tipo de terreno ou as questões relacionados com as zonas sismogénicas. Para uma definição exata da ação sísmica o EC8 dá particular relevância aos espectros de resposta, definindo-a em dois tipos, Ação Sísmica do Tipo 1 e Ação Sísmica do Tipo 2.

Ação Sísmica do Tipo 1 – Esta ação sísmica encontra-se associada a uma falha que existe entre as placas tectónicas Euro-Asiática e Africana, sendo que poderão chocar entre elas, originando uma ação sísmica

interplacas. Este tipo de sismicidade é caracterizado por sismos de magnitude elevada, maior duração, baixas frequências e grande distância focal;

Ação Sísmica do Tipo 2 – Esta ação poder ser designada por ação intraplacas, por estar relacionada com a existência do epicentro no território continental ou no arquipélago dos Açores. Esta fonte de sismicidade está geralmente associada a sismos de magnitude moderada, menor duração, frequências altas e pequena distância focal.

Estes dois tipos de ação sísmica são caracterizados de forma distinta e são adotados dois zonamentos baseados na perigosidade sísmica. Esta perigosidade sísmica está relacionada com a aceleração no solo aquando de um evento sísmico. Na Figura 1 está representado o zonamento sísmico do território de Portugal continental (Anexo Nacional, NA).

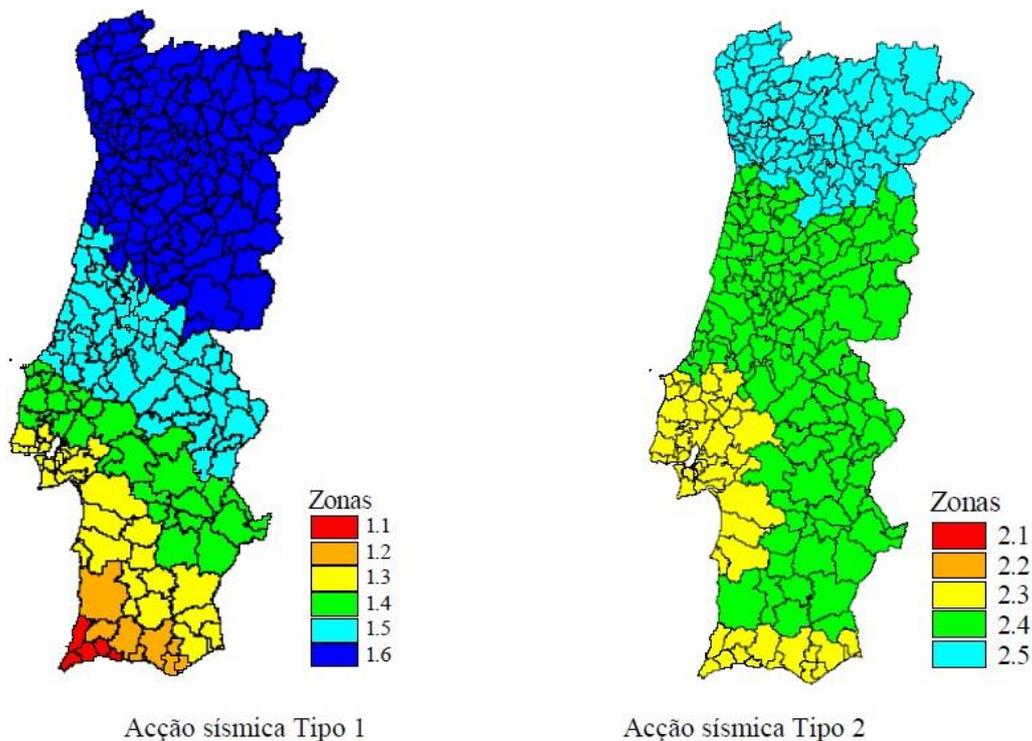


Figura 1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental para as ações do tipo 1 e tipo 2.

Na Tabela 7 apresentam-se as acelerações máximas de referência nas várias zonas sísmicas.

Tabela 7 - Acelerações máximas de referência nas várias zonas sísmicas.

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Este projeto enquadra-se num zonamento integrado no território de Portugal Continental. Caso se tratasse de um edifício localizado no arquipélago da Madeira, apenas seria considerada a ação sísmica do tipo 1. De acordo com a cláusula § 3.2.1 (2) do NA toda a zona do arquipélago da Madeira é classificada como zona sísmica 1.6. No caso do arquipélago dos Açores é só considerada a ação sísmica do tipo 2. De acordo com a cláusula § 3.2.1 (2) as ilhas de Santa Maria e Graciosa estão situadas na zona sísmica 2.2, as ilhas das Flores e Corvo na zona sísmica 2.4 e as restantes ilhas encontram-se na zona sísmica 2.1.

O EC8 engloba a análise modal por espectro de resposta como um método de referência para o cálculo estrutural face à ação sísmica. De acordo com a cláusula § 4.3.3.1 (2) do EC8, o método de análise a usar para a simulação da estrutura deverá ser um modelo elástico-linear e o espectro de cálculo definido na cláusula § 3.2.2.5 do mesmo regulamento. Neste projeto decidiu desprezar-se a componente vertical da ação sísmica, visto ser irrelevante porque a estrutura a analisar não se enquadra nas condições estabelecidas na cláusula § 4.3.3.5.2 do EC8. Assim, neste trabalho apenas se aborda a componente horizontal da ação sísmica. Além deste método, existem outros métodos de análise sísmica para o dimensionamento de edifícios, que se encontram definidos na cláusula § 4.3.3.1 (3) e (4) do EC8.

A forma do espectro de cálculo para caracterizar a componente horizontal, em que o coeficiente de amortecimento implícito é 5% (valor de referência para estruturas de betão armado), está representada na Figura 2.

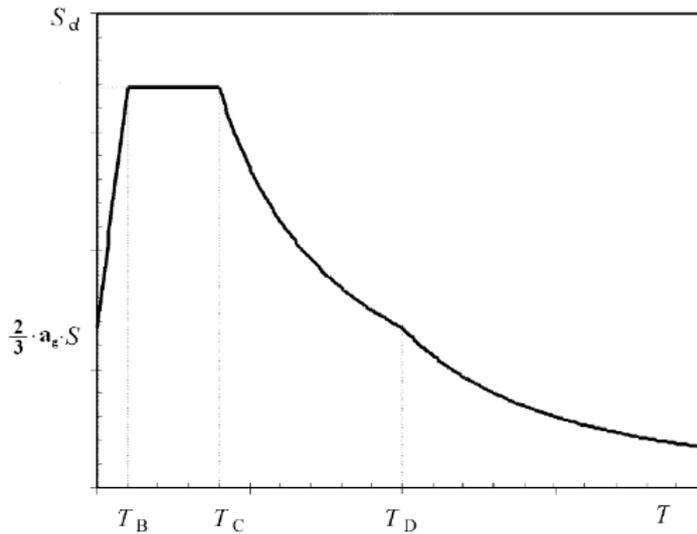


Figura 2 - Forma do espectro de cálculo.

As expressões que caracterizam esta componente do espectro de cálculo são apresentadas a seguir:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \text{máx} \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_B} \right]; \beta \cdot a_g \right\} \quad (2.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_d(T) = \text{máx} \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \beta \cdot a_g \right\} \quad (2.10)$$

onde,

T - período de vibração de um sistema de vibração com um grau de liberdade;

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m/s^2), sendo $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$;

γ_I - coeficiente de importância, definido na cláusula § 4.2.5 (5) do NA.

a_{gR} - valor de referência da aceleração máxima á superfície de um terreno do tipo A (m/s^2), definido na Tabela 3.1 do EC8 e NA-3.2.1 (2);

T_B - limite inferior do período para patamar de aceleração espectral constante, definido no NA-3.2.2.2 (2);

T_C - limite Superior do período para patamar de aceleração espectral constante, definido no NA-3.2.2.2 (2);

T_D - valor do período que define o início para patamar de deslocamento espectral constante, definido no NA-3.2.2.2 (2);

S - coeficiente do Solo, definido no NA-3.2.2.2 (2);

β - fator que corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, valor recomendado é 0,2; coeficiente de comportamento;

Os parâmetros T_B , T_C , T_D e S estão relacionados com o tipo de terreno onde o edifício se encontra, bem como o tipo de ação sísmica a ser considerada. Estes parâmetros estão definidos no NA de cada país, os seus valores são apresentados no quadro 3.2 e 3.3. No quadro 3.1 encontram-se identificados os tipos de terrenos que este regulamento abrange.

O EC8 define classes de importância de cada edifício (Tabela 8). Os edifícios de maior importância têm que se manter funcionais após a ocorrência de um evento sísmico. Neste projeto o edifício considerado, está englobado na classe de importância II, conforme já referenciado.

Tabela 8 - Classes de importância para edifícios.

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

Na Tabela 9 encontram-se discriminados os valores dos coeficientes de importância para cada tipo de ação sísmica.

Tabela 9 - Coeficientes de Importância.

Classe de Importância	Ação Sísmica do tipo 1	Ação Sísmica do tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

De acordo com o quadro 3.1 do EC8, o solo onde se encontra o edifício pode ser classificado como sendo do tipo C. Para se obter o valor fator do solo (S) utilizaram-se as seguintes expressões (NA – 3.2.2.2 (2)):

$$\text{para } a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} \quad (2.11)$$

$$\text{para } 1m/s^2 < a_g < 4m/s^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (2.12)$$

$$\text{para } a_g \geq 4m/s^2 \quad S = 1,0 \quad (2.13)$$

onde,

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m/s^2);

$S_{m\acute{a}x}$ - fator do solo máximo.

O edifício encontra-se localizado em Peniche. Relativamente ao zonamento sísmico de Portugal Continental, estabelecido no NA do EC8 (NA 3.2.1 (2)), foi possível determinar as zonas sísmicas para cada tipo de ação. Assim, para Ação Sísmica do Tipo 1 a estrutura encontra-se na zona 1,4, e para a Ação Sísmica do Tipo 2 na zona 2,3.

Os valores referentes aos parâmetros apresentados na Tabela 10, são aqueles que puderam ser determinados com os dados disponíveis até ao presente capítulo. Estes valores, posteriormente, serão usados para elaboração do espectro de resposta de cálculo.

Tabela 10 - Parâmetros necessários para a definição do espectro de resposta.

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
a_{gR} (m/s ²)	1,00	1,70
a_g (m/s ²)	1,00	1,70
$S_{máx}$	1,60	1,60
T_B (s)	0,10	0,10
T_C (s)	0,60	0,25
T_D (s)	2,00	2,00
S	1,60	1,46

2.4 Combinação de Ações

As combinações de ações devem ser consideradas e analisadas de várias formas, visto que existem diferentes possibilidades de ocorrência simultânea de cargas. O objetivo destas combinações é tentar estudar quais os efeitos mais desfavoráveis a que a estrutura pode estar sujeita. As combinações de ações que se seguem foram estabelecidas de acordo com os critérios presentes no EC0.

E.L.Último – Combinação Fundamental (cláusula § 6.4.3.2 do EC0)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Considerando o valor dos coeficientes parciais de segurança, de acordo com o Quadro A1.2 (B) do EC0, $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,5$, a expressão anterior toma a seguinte forma:

$$1,35 \cdot (G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + 1,5 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) \quad (2.15)$$

E.L.Último – Ação Sísmica (cláusula § 6.4.3.4 do EC0)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Adotando o valor do coeficiente de combinação $\psi_2 = 0,3$ (Tabela 6), a expressão anterior toma as seguintes formas:

$$(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + A_{sismo1} + 0,3 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) + 1,0 M_{ai} \quad (2.17)$$

$$(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + A_{sismo1} + 0,3 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) - 1,0 M_{ai} \quad (2.18)$$

$$(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + A_{sismo2} + 0,3 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) + 1,0 M_{ai} \quad (2.19)$$

$$(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + A_{sismo2} + 0,3 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) - 1,0 M_{ai} \quad (2.20)$$

E.L. de Utilização – Combinação Quase-Permanente (cláusula § 6.5.3 do EC0)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.21)$$

Simplificando,

$$(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc}) + 0,3 \cdot (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) \quad (2.22)$$

E.L. de Utilização – Combinação Característica (cláusula § 6.5.3 do EC0)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.23)$$

Simplificando,

$$\left(G_{hab} + G_{cob} + G_{par\ int} + G_{par\ ext} + G_{esc} \right) + (Q_{hab} + Q_{cob} + Q_{esc} + Q_{var}) \quad (2.24)$$

3 Conceção Estrutural para a Ação Sísmica

3.1 Princípios Básicos

A conceção e construção de edifícios em áreas geográficas com forte probabilidade de ocorrência de sismos devem ter em consideração, face ao elevado grau de risco sísmico, um sistema estrutural que contemple um conjunto de regras específicas dentro de uma planificação de custo sustentável.

Para qualquer estrutura devem ser adotadas características que permitam alcançar o melhor desempenho sísmico, de acordo com o EC8.

Simplicidade Estrutural

Conforme refere o título, importa que as estruturas de edifícios apresentem desenvolvimentos simples, com desenhos de trajetórias concisas e diretas, face ao efeito de forças sísmicas. Numa atividade sísmica de média ou forte intensidade com danos diretos ou colaterais, é exigido da estrutura uma capacidade de resposta segura. Para que isto se verifique, a modelação, a análise, a dimensão, os aspetos e pormenores de construção das estruturas devem proporcionar um maior grau de certeza e tornarem mais fiável o comportamento sísmico das mesmas.

Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

Um conjunto uniforme de elementos estruturais, distribuídos de forma regular, assegura fluxos curtos e diretos das forças de inercia que estão relacionadas com as massas distribuídas por toda a estrutura. Em caso de necessidade, pode ter que se separar o edifício, repartindo-o em unidades dinamicamente independentes, utilizando para o efeito juntas sísmicas. Estas juntas devem ser projetadas de maneira a evitar choques entre as unidades. Deve-se também ter em conta a uniformidade ao longo da altura do edifício, de forma a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentração de tensões ou exigências de ductilidade podem originar falhas ou ruturas prematuramente. Uma maior uniformidade do edifício consegue-se se o mesmo assentar num corpo simétrico ou quase-simétrico em planta, do ponto de vista da distribuição e colocação dos elementos estruturais.

Resistência e rigidez nas duas direções

Sabendo que o movimento sísmico horizontal é sentido de forma bidirecional, toda a estrutura do edifício deve estar habilitada para suportar as forças horizontais em qualquer direção. Para garantir este efeito, importa que os elementos estruturais estejam dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, por forma a que as forças horizontais provenientes das duas direções principais sejam suportadas de maneira

semelhante, em termos de rigidez e resistência. Pretende-se assim minimizar as cargas sísmicas e também condicionar os deslocamentos em excesso que provoquem instabilidades, que podem advir de efeitos de segunda ordem ou a danos excessivos.

Resistência e rigidez à torção

Outro fator de risco diz respeito à capacidade que os edifícios deverão possuir em termos de resistência e rigidez à torção. Esta capacidade deverá ser adequada ao ponto de reduzir os movimentos de torção que atuam de forma disforme sobre os vários elementos estruturais. É recomendável dispor os principais elementos de contraventamento perto da periferia do edifício.

Ação de diafragma ao nível dos pisos

É importante atender à importância dos pavimentos e cobertura na resposta de estruturas a sismos. Estas massas horizontais têm um efeito de diafragma ao nível horizontal propagando forças de inércia ao sistema estrutural vertical, conduzindo a que o corpo rígido seja solido e capaz, como um todo, na resistência à ação sísmica horizontal. Este fator de diafragma dos pavimentos é particularmente decisivo no caso de disposições complexas e não uniformizadas dos elementos verticais, quando estas são empregues em conjunto de sistemas com varias características de deformabilidade horizontal. Os pavimentos e coberturas devem estar dotados de rigidez e resistência no plano e com ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais. Nos casos de configuração em planta não compacta ou alongada com grandes aberturas nos pavimentos é exigida bastante atenção, especialmente se essas aberturas se situarem junto dos elementos estruturais verticais principais que possam prejudicar uma boa ligação entre a estrutura vertical e horizontal.

Fundação Adequada

Para atuar sobre o efeito sísmico importa que o projeto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura, garantam uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício. Existem dois tipos de fundações que podem ser adotadas:

1. Fundação rígida - se o edifício tiver um número reduzido de paredes resistentes;
2. Laje de fundação ou vigas de fundação - se o edifício for constituído por elementos de fundação isolados.

3.2 Classificação dos Sistemas Estruturais

Todas as estruturas têm a sua forma de dissipar energia, por isso, os sistemas estruturais podem ser classificados segundo vários tipos, dependendo do comportamento da estrutura quando esta é sujeita a ações sísmicas horizontais. O critério de escolha do tipo de sistema a adotar, dependerá essencialmente da resistência da estrutura às componentes horizontais da ação sísmica e da sua rigidez à torção.

Os sistemas estruturais podem-se classificar nos seguintes tipos:

- **Sistema Porticado** – Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas por pórticos, em que os pilares resistem a mais de 65% da força de corte basal;
- **Sistema Paredes** – Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas por paredes, em que estas devem resistir a mais de 65% da força de corte basal;
- **Sistema Misto** – Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas maioritariamente por paredes e pórticos, em que estes elementos devem resistir entre 35% e 65% da força de corte basal;
- **Sistema Misto Equivalente a Parede** – Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas principalmente por paredes, em que estes elementos devem resistir a pelo menos 50% da força de corte basal;
- **Sistema Misto Equivalente a Pórtico** – Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas principalmente por pórticos, em que estes elementos devem resistir a pelo menos 50% da força de corte basal;
- **Sistema de Pendulo Invertido** – Sistema estrutural em que mais de 50% da massa localiza-se no terço superior da estrutura;
- **Sistema Torsionalmente Flexível** – Sistema estrutural de estrutura mista ou parede que possui uma rigidez de torção baixa, em que na estrutura se observar a seguinte expressão:

$$r_i \leq l_s \quad (3.1)$$

onde,

r_i - raio de torção;

l_s - raio de giração.

3.3 Elementos Primários e Secundários

Segundo a cláusula § 4.2.2 do EC8, é permitido que os elementos estruturais possam ser caracterizados como elementos sísmicos primários ou secundários. Esta abordagem tem como objetivo simplificar o modelo estrutural utilizado quando se efetua a análise sísmica.

Os elementos considerados como elementos primários, integram o sistema estrutural resistente à ação sísmica e serão modelados para a análise de projeto sísmico. Relativamente ao dimensionamento e pormenorização de armaduras, todos os elementos primários devem seguir os requisitos estipulados na secção 5 e 9 do EC8.

Os elementos secundários não serão contabilizados no sistema resistente ao sismo, sendo a sua rigidez lateral desprezada. Estes elementos são escolhidos como secundários quando por algum motivo não estão em conformidade com requisitos estabelecidos no regulamento, como é o caso de pilares com ligação direta à laje, no caso de lajes fungiformes.

Embora os elementos secundários não necessitem de obedecer às condições estabelecidas pela secção 5 e 9, não estão dispensados de algumas verificações presentes no EC8.

A cláusula § 4.2.2 (4) e (5) do EC8 afirma que:

- não é permitida a escolha de elementos sísmicos secundários com o objetivo de alterar a classificação da estrutura quanto à regularidade estrutural;
- a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários, não deverá ser superior a 15% em relação a todos os elementos sísmicos primários.

3.4 Regularidade em Planta

A distribuição regular dos elementos estruturais é relevante para que exista uma uniformidade da estrutura em planta. Para que isto se verifique é necessária uma organização na colocação dos elementos resistentes, caso contrário, pode haver a possibilidade de a estrutura funcionar como se estivesse dividida em vários corpos rígidos.

Segundo a cláusula § 4.2.3.2 do EC8, uma estrutura pode ser classificada como regular em planta quando respeita as condições a seguir mencionadas:

- I. a estrutura do edifício em planta deve apresentar uma simetria em relação a dois eixos ortogonais, no que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas;

- II. a planta da estrutura deve ser compacta, ou seja, em cada piso deve-se delimitar toda a área por uma linha poligonal convexa. No entanto, se existirem reentrâncias ou bordos recuados, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa não poderá exceder 5% da área do piso;
- III. os pisos devem possuir ao nível do plano uma rigidez suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais. Para que, o edifício tenha um funcionamento de um diafragma rígido, evitando assim a deformação dos pisos na distribuição das forças pelos elementos verticais;
- IV. a esbelteza do edifício em planta (λ) deverá cumprir a seguinte condição:

$$\lambda = \frac{L_{m\acute{a}x}}{L_{m\acute{i}n}} \leq 4 \quad (3.2)$$

onde,

$L_{m\acute{a}x}$ - maior dimensão em planta do edifício;

$L_{m\acute{i}n}$ - menor dimensão em planta do edifício.

- V. para cada piso e para cada direção ortogonal em análise, neste caso x e y, é necessário cumprir as seguintes condições relativas à excentricidade estrutural (e_0) e ao raio de torção (r):

$$\begin{cases} e_{0,x} \leq 0,3r_x \\ e_{0,y} \leq 0,3r_y \end{cases} \quad (3.3)$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad (3.4)$$

Onde,

$e_{0,x}$ - excentricidade entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM), medida na direção perpendicular (x) à direção em análise (y);

$e_{0,y}$ - excentricidade entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM), medida na direção perpendicular (y) à direção em análise (x);

r_x - raio de torção segundo x, determina-se através da relação entre a raiz quadrada do quociente entre a

rigidez de torção (K_θ) e a rigidez de translação (K_y), ou seja, $r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$;

r_y - raio de torção segundo y , determina-se através da relação entre a raiz quadrada do quociente entre a

rigidez de torção (K_θ) e a rigidez de translação (K_x), ou seja, $r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$;

l_s - raio de giração em planta da massa do piso, é determinado pela raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inercia da massa do piso em planta, relativamente ao centro de massa do piso, com a massa do piso.

O centro de rigidez de uma estrutura é entendido como sendo o ponto do piso que está sujeito apenas a movimentos de translação, considerando que o piso roda em torno desse mesmo ponto.

O centro de massa é entendido como sendo o ponto do piso onde se pode considerar toda a concentração de massa do respetivo piso.

3.5 Regularidade em Altura

A rigidez de uma estrutura deve ser uniforme e continua ao longo da sua altura porque a existência de descontinuidades pode provocar aumentos de tensões gravosos ou forças concentradas. Além disso, ainda podem induzir efeitos devidos à torção que podem alterar as características dinâmicas da estrutura.

Segundo a cláusula § 4.2.3.3 do EC8, a estrutura de um edifício é classificada como regular em altura se forem satisfeitos os seguintes critérios:

- os sistemas resistentes às ações horizontais deverão ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, no caso de existirem andares recuados, até ao topo da zona considerada;
- a rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes ou apresentarem variações graduais desde a base até ao topo do edifício;
- nos edifícios com estrutura em pórtico, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo, não deve apresentar uma grande variação entre os vários pisos;
- no caso da configuração do edifício apresentar grandes recuos ao longo da sua altura, deverão ser aplicadas as condições descritas em 4.2.3.3 (5) do mesmo regulamento.

3.6 Tipos de Abordagem na Análise Sísmica

Todas as estruturas devem ser projetadas e construídas de forma a resistirem às ações sísmicas para evitar a ocorrência de colapso local ou global da estrutura durante fenómenos desta natureza. A integridade estrutural e a capacidade resistente residual de todas as estruturas também deverão ser asseguradas. As exigências que têm que ser cumpridas para reduzir ou eliminar os danos causados pelos sismos abrangem um eficiente dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais. A verificação de segurança das estruturas de edifícios, relativamente aos estados limite últimos, poderá seguir duas estratégias de dimensionamento distintas, de acordo com o EC8.

3.6.1 Dimensionamento para dissipação de energia e ductilidade

Nesta abordagem a estratégia de dimensionamento tem como objetivo tirar partido da ductilidade dos elementos de forma a originar uma boa capacidade de dissipação de energia. Na ocorrência de um sismo, um edifício demonstra um comportamento eficiente, quando a sua estrutura não perde significativamente a sua resistência e apresenta uma resposta com capacidade de dissipar a maior parte da energia absorvida. Contudo, é praticamente impossível prever exatamente as consequências dos movimentos sísmicos. Para solucionar esta incerteza a estrutura deverá ser sujeita a um ajustamento de modo a ter um comportamento

que implique os menores danos possíveis aquando de um fenómeno sísmico. Nesta estratégia de dimensionamento, a ductilidade, tanto local como global de uma estrutura, é seguida com grande rigor, devendo os elementos estruturais estarem dotados, sem perder significativamente a sua rigidez e resistência, desta capacidade que lhes permita resistirem às deformações não elásticas. A ductilidade é explorada através da criação de um mecanismo que tem implícito o comportamento não linear dos materiais, com a formação de “rótulas plásticas”. O dimensionamento e pormenorização de armaduras dos elementos primários (vigas, pilares e paredes) são efetuados seguindo as regras estabelecidas pelo EC8. Na maioria, estas regras seguem os princípios do cálculo por capacidade real “Capacity design”. Este princípio define uma hierarquia de resistências entre os vários elementos estruturais para assegurar que todas as deformações não elásticas ocorram unicamente nas zonas caracterizadas por comportamento dúctil e por dissipação de energia (os restantes elementos encontram-se em regime elástico). A estrutura nas várias partes que a constituem deve apresentar resistências e ductilidades diferentes, as quais determinam a especificidade da localização das rótulas plásticas e a sua respetiva sequência. Na prática, nas zonas onde não se pretende que se formem rótulas plásticas coloca-se um excesso de resistência comparativamente aos valores obtidos no cálculo. Relativamente à energia dissipada as zonas da estrutura sujeitas à maior percentagem de dissipação são designadas como “zonas críticas” (zonas de momentos máximos). Estas zonas devem estar dotadas de pormenorização mais exigente das armaduras. É também essencial, assegurar uma maior resistência nos elementos mais frágeis para que a capacidade de resistência desses elementos nunca seja alcançada, de forma a garantir de um modo consistente que as roturas frágeis não antecedam nunca as roturas dúcteis, ou seja qualquer rotura por flexão deve acontecer sempre antes das roturas por esforço transversal.

De acordo com a abordagem de dimensionamento citada anteriormente, considera-se satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) na situação de projeto sísmica, se forem verificadas as seguintes condições (cláusula §4.4.2.1 (1) do EC8):

Condições de Resistência – todos os elementos estruturais, incluindo ligações e elementos estruturais não relevantes, devem estar de acordo com a seguinte expressão (cláusula §4.4.2.2 do EC8):

$$E_d \leq R_d \quad (3.5)$$

onde,

E_d - valor de cálculo do efeito da ação, devido à situação sísmica de cálculo;

R_d - resistência de cálculo correspondente do elemento.

Condição de ductilidade global e local – de acordo com cláusula § 4.4.2.3 do EC8, a ductilidade será garantida se existir uma elevada capacidade de rotação plástica em todas as zonas em que seja predominante a formação de rótulas plásticas.

A cláusula § 5.2.3.4 (2) do EC8 assegura a condição anteriormente satisfeita, se forem cumpridos os seguintes requisitos:

- armaduras comprimidas nas zonas de potencial formação de rótulas plásticas dos elementos sísmicos primários, deverão garantir a não ocorrência do efeito de encurvadura local;
- a ductilidade local é assegurada com a utilização de aço e betão adequado, tendo em conta que nos elementos sísmicos primários sejam respeitadas as seguintes condições:
 - aço utilizado nas zonas críticas destes elementos deverá ter uma extensão plástica uniforme elevada;
 - relação entre a tensão de rotura à tração e a tensão de cedência do aço utilizado nas zonas críticas destes elementos deverá ser significativamente superior à unidade.
 - betão utilizado nestes elementos deverá possuir uma resistência adequada à compressão e uma extensão na rotura superior à extensão correspondente à resistência de compressão máxima.

(estas condições serão cumpridas desde que os valores para cada um dos materiais estruturais correspondam aos já indicados no ponto 2.2 deste trabalho)

- certificar que todas as zonas críticas dos elementos sísmicos primários sejam providas de uma ductilidade suficiente em curvatura (definida para cada orientação ortogonal em análise). De acordo com a cláusula § 5.2.3.4 (3) do EC8, admite-se que para situações em que não se disponha de dados mais precisos, considera-se satisfeita esta condição desde que o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) seja pelo menos igual aos seguintes valores:

$$\begin{cases} \mu_\phi = 2 \times q_0 - 1 & \text{Se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) T_C / T_1 & \text{Se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (3.6)$$

onde,

T_C - valor do período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro;

T_1 - representa o período fundamental do edifício.

- em edifícios com estrutura porticada ou equivalente a pórtico, com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se, em todos os nós das vigas sísmicas, primárias ou secundárias, concorrentes com pilares primários, a seguinte equação (cláusula § 4.4.2.3 (4) do EC8):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.7)$$

onde,

M_{Rc} - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó;

M_{Rb} - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos vigas ligados a esse mesmo nó.

Condição de equilíbrio – deverá ser garantida a estabilidade da estrutura, incluindo deslizamento e derrubamento, na situação de projeto sísmica (cláusula § 4.4.2.4 (1) do EC8).

Resistência dos diafragmas rígidos – esta condição será garantida se forem satisfeitas as condições já citadas no subcapítulo 3.1.

Resistência das fundações – esforços nos elementos de fundação devem ser determinados com base no cálculo da capacidade real, considerando as suas sobrerresistências.

Para fundações de elementos verticais isolados (paredes ou pilares), o valor do cálculo dos esforços nas fundações (E_{Fd}) pode ser determinado de acordo com a seguinte expressão (cláusula § 4.4.2.6 do EC8):

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (3.8)$$

onde,

$E_{F,G}$ - efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

γ_{Rd} - coeficiente de sobrerrestência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;

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

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 ;

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 ação de projeto sísmica.

Condição de junta sísmica – o choque entre edifícios adjacentes ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício deverá ser evitado. Desta forma, protege-se os edifícios de colisões, adotando um limite para a abertura da junta (Δ) que é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta = \sqrt{d_{i,1}^2 + d_{i,2}^2} \quad (3.9)$$

onde,

d_i - máximo deslocamento horizontal de cada um dos edifícios em análise, calculados através da expressão (6.22) que se encontra descrita posteriormente neste trabalho.

3.6.2 Dimensionamento para resistência em vez de ductilidade

De acordo com os princípios de projeto preconizados pelo EC8, os edifícios de betão podem ser projetados, partindo do princípio que têm pouca capacidade de dissipação de energia. Esta análise é realizada, adotando de uma forma conservativa uma classe de ductilidade baixa. Este tipo de abordagem é apenas recomendado em zonas de baixa sismicidade (cláusula § 5.3.1 (1) do EC8). Esta estratégia é caracterizada por se efetuar um dimensionamento para resistência em vez de ductilidade. De acordo com a cláusula § 2.2.1 (3) do EC8, este dimensionamento baseia-se na aplicação de regras mais simples e, que à exceção dos critérios mínimos de ductilidade a serem cumpridos face aos materiais estruturais, ficará dispensado de quaisquer requisitos respeitantes à ductilidade e/ou dissipação de energia.

Assim sendo, todo o tipo de estruturas classificadas como estruturas de baixa dissipação, bem definidas e localizadas em zonas de baixa sismicidade, serão dimensionadas e projetadas praticamente com os requisitos impostos no EC2. O espectro de resposta para uma análise deste tipo deverá ser calculado com a utilização de um coeficiente de comportamento (q) com o valor máximo de 1,5. Neste caso, toda a resposta da estrutura ocorrerá em regime elástico, em que a resistência estrutural após qualquer ação sísmica deverá ser garantida pela própria resistência dos materiais e não pela sua ductilidade. As categorias de estrutura, dos tipos de terreno e das zonas sísmicas num país para os quais se aplicam as disposições de baixa sismicidade poderão encontrar-se no Anexo Nacional

3.7 Classes de Ductilidade

As diferenças das classes de ductilidade estão inteiramente relacionadas com a relação entre resistência e ductilidade. A escolha do tipo de ductilidade refletir-se-á significativamente nas regras de dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais. De acordo com o EC8, são estabelecidas três tipos de classes de ductilidade:

Classe de Ductilidade Baixa (DCL) – apresenta uma baixa capacidade de dissipação de energia, podendo estas estruturas ser projetadas e dimensionadas unicamente de acordo com as exigências prescritas pelo EC2, admitindo para esta classe uma resposta da estrutura em regime elástico e um coeficiente de comportamento limitado a 1,5.

Classe de Ductilidade Média (DCM) – É caracterizada por apresentar uma boa capacidade de dissipação de energia, sendo as estruturas dimensionadas, projetadas e pormenorizadas de acordo com os princípios estabelecidos pelo EC8, permitindo uma resposta da estrutura em regime não elástico e um coeficiente de comportamento superior a 1,5.

Classe de Ductilidade Alta (DCH) – Corresponde a uma classe de elevada ductilidade, em que as estruturas são dimensionadas e projetadas de acordo com regras mais exigentes do que as utilizadas na classe anterior, garantindo grandes níveis de plasticidade dos elementos e um coeficiente de comportamento superior a 1,5.

3.8 Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento pode ser definido como o fator que reduz os esforços de uma análise em regime linear para ter em conta o comportamento não linear da estrutura. A este valor, que só poderá ser determinado após uma análise relativa às características da estrutura, estão associadas exigências de ductilidade mínimas que devem ser garantidas.

No caso de se tratar de estruturas de ductilidade baixa (DCL), o coeficiente de comportamento não depende do sistema estrutural, pelo que será sempre o valor de 1,5.

No caso de se tratar de estruturas de ductilidade media (DCM) ou alta (DCH) o valor do coeficiente de comportamento (q) é determinado, de acordo com a cláusula § 5.2.2.2 (1) do EC8, através da seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (3.10)$$

onde,

q_0 - valor base do coeficiente de comportamento, que depende do sistema estrutural e da regularidade estrutural;

k_w - fator que traduz o modo de rotura que prevalece no caso de sistemas estruturais com paredes.

Concluindo que o sistema é regular em altura, o valor q_0 pode ser determinado através da Tabela 11 (cláusula § 5.2.2.2 (2) do EC8).

Tabela 11 - Valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) para sistemas regulares em altura.

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Pórtico, estrutura mista ou paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pendulo invertido	1,5	2,0

O fator α_u e α_1 apresentam a seguinte definição (cláusula § 5.2.2.2 (5) do EC8):

- α_1 - valor que multiplica a ação sísmica horizontal de cálculo (mantendo-se constante todas as outras ações de cálculo) quando se pretende atingir pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elementos da estrutura (formação da primeira rotula plástica);

- α_u - valor que multiplica a ação sísmica horizontal de cálculo (mantendo-se constante todas as outras ações de cálculo) para formar rotulas plásticas num numero de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura (numero de rotulas plásticas necessárias para criar um mecanismo).

Caso o sistema não seja classificado como regular em altura, o valor de q_0 apresentado Tabela 11 deverá ser reduzido em 20% (cláusula § 5.2.2.2 (3) do EC8).

O fator k_w , é determinado da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 k_w &= 1,0 && \text{para sistemas porticados ou sistemas} \\
 & && \text{mistos equivalentes;} \\
 k_w &= (1 + \alpha_0)/3 && \text{para Sistemas de paredes, sistemas} \\
 & && \text{equivalentes a paredes e sistemas} \\
 & && \text{torsionalmente flexíveis } (0,5 \leq K_w \leq 1).
 \end{aligned}
 \tag{3.11}$$

onde,

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}
 \tag{3.12}$$

α_0 - Esbelteza relevante das paredes no sistema estrutural;

h_{wi} - Altura da parede i;

l_{wi} - Comprimento da secção da parede i;

4 Solução Estrutural

4.1 Abordagem Arquitetónica

A conceção estrutural tem como principal objetivo criar um sistema estrutural correspondente à parte resistente do edifício.

A solução estrutural contempla vários aspetos relacionados com o edifício. A sua implementação deve ter em linha de conta as funções a que aquele se destina, bem como a sua própria arquitetura. O projeto de arquitetura é a base para a criação do sistema estrutural e, por isso, é lhe implícito a previsão, com coerência, da posição de alguns elementos estruturais. Estes elementos englobam todos os que possam provocar interferência quanto ao seu posicionamento em zonas menos apropriadas da estrutura.

Sendo assim, é essencial criar um sistema estrutural coerente e eficiente em todos os aspetos de modo a proporcionar um bom desempenho estrutural, não descurando toda a segurança possível. No entanto, chegar a uma solução concertada que conjugue todos os princípios enumerados anteriormente é quase sempre difícil, visto que as plantas e alçados de arquitetura apresentam vários constrangimentos quanto à própria criação do sistema estrutural. Por este facto, o projetista encontrou alguma dificuldade em posicionar os elementos verticais, relativamente a todos os pisos, por estes se apresentarem pouco compatíveis, dificultando a resolução de todas as imposições arquitetónicas.

Durante a fase de análise dos elementos fornecidos pela arquitetura até à definição das posições finais de todos os elementos, existiram vários aspetos que foram determinantes para a escolha do sistema estrutural, nomeadamente o pré-dimensionamento e os fatores a seguir mencionados.

A posição dos pilares nos vários pisos foi obtida de maneira a criar a menor interferência possível com toda a arquitetura envolvente. A distância entre os pilares foi considerada de forma a não criar grandes vãos, que provocariam maiores deformações ao nível das vigas e laje. Com o intuito de criar pórticos com vigas e assegurar regularidade e simplicidade estrutural, dentro do possível, tentou alcançar-se um alinhamento dos pilares.

Relativamente às vigas, a sua posição foi determinada de forma a ficar, na maior parte das vezes, embutida na alvenaria. A sua largura dependeu basicamente da largura das alvenarias e a sua altura ficou limitada aos espaços livres necessários. Estes fatores proporcionam situações esteticamente favoráveis, facilitando a realização dos acabamentos.

Optou-se por uma laje fungiforme maciça. De acordo com a cláusula § 5.1.1 (2) do EC8, os edifícios de betão em que a laje fungiforme é utilizada como elemento sísmico primário não estão abrangidos pelas disposições deste regulamento. Esta omissão deve-se ao facto de este sistema estrutural não ter um comportamento sísmico totalmente esclarecido, considerando-se com pouca capacidade de dissipação histerética de energia.

No entanto, projetar um edifício com este tipo de sistema estrutural pode ser possível, desde que, se cumpram alguns requisitos. Existem duas abordagens de dimensionamento possíveis:

- adotar uma estratégia de dimensionamento para resistência em vez de ductilidade, como descrito no ponto 3.6 do presente trabalho. Assim, a estrutura é dimensionada para uma classe de ductilidade DCL e um coeficiente de comportamento de 1,5;
- adotar uma estratégia de dimensionamento para ductilidade e dissipação de energia. Neste caso, o sistema laje fungiforme/pilares não contribuirá para efeitos de resistência sísmica, ou seja, consideram-se a laje fungiforme e os pilares que a suportam diretamente como elementos sísmicos secundários. De forma a resistir à ação sísmica, é recomendável que a laje fungiforme seja associada a pórticos ou elementos paredes (geralmente na periferia do edifício).

De forma conservativa, para a estrutura em análise, poder-se-ia adotar a primeira estratégia de dimensionamento. Esta solução apenas seria economicamente aceitável se a zona onde se encontra o edifício apresentasse baixa sismicidade. Assim optou-se por seguir a segunda estratégia de dimensionamento. Para a aplicação desta estratégia é necessário aumentar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, para isso, colocaram-se elementos de grande rigidez, nomeadamente paredes ligadas por vigas em toda a periferia do edifício e um núcleo de elevadores.

Todas as paredes estruturais, exceto as paredes adjacentes às escadas e o núcleo de elevadores, foram colocadas na periferia do edifício. Estes elementos estruturais concedem à estrutura uma maior rigidez à torção. A posição de cada parede, bem como as suas dimensões em planta, foram determinadas de modo a estabelecer uma rigidez à flexão e à translação adequada em ambas as direções ortogonais.

4.2 Pré-Dimensionamento

Durante a fase de análise arquitetónica, o pré-dimensionamento foi um dos fatores que determinou a dimensão e a posição dos elementos estruturais. A realização do pré-dimensionamento foi realizada pela seguinte ordem:

Lajes

Optou-se por uma laje fungiforme maciça, em que a determinação da respetiva espessura é feita através da seguinte fórmula de pré-dimensionamento:

$$d \geq \frac{L_{\text{maior vão}}}{24 \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (4.1)$$

Analisados todos os vãos, inicialmente propostos, obteve-se para o maior vão da laje um valor aproximado de 7,3 metros. Para este caso a espessura da laje situar-se-á entre os valores apresentados a seguir:

$$d \geq \frac{7,3}{24 \times \frac{500}{500}} \geq 0,30m \quad (4.2)$$

Ainda assim, adotou-se para a laje uma espessura de 0,30m.

Vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado após serem analisados os vãos a ultrapassar e as suas respectivas larguras. De forma a obter uma estimativa para a altura das vigas, aplicaram-se as seguintes condições:

$$\begin{cases} h > 1,5 \times d, \text{ em que } d \text{ representa a altura adoptada na laje} \\ h = \frac{l}{10a12}, \text{ em que } l \text{ representa o vão a vencer entre vigas} \end{cases} \quad (4.3)$$

O maior vão entre os elementos verticais é de 7,0 metros. A aplicação deste valor na expressão anterior (expressão (4.3)) permite conhecer o intervalo de valores a considerar para a altura das vigas:

$$\begin{cases} h > 1,5 \times 0,25 > 0,375m \\ h \cong \frac{7,0}{10a12} \cong 0,6m \end{cases} \quad (4.4)$$

Pilares e Paredes

O pré-dimensionamento dos elementos verticais torna-se relevante em toda esta fase inicial porque a sua posição pode interferir com os espaços definidos pela arquitetura. Para se conseguir um pré-dimensionamento e uma distribuição coerente dos elementos efetuou-se, em primeiro lugar, uma análise às áreas de influência de cada elemento e, em seguida, procedeu-se à determinação da área de betão necessária para cada um deles. Esta verificação é conseguida pela análise da resistência ao esforço axial e dada pela seguinte expressão:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,65 \times f_{cd}} \quad (4.5)$$

onde,

N_{sd} - valor do esforço axial nos elementos para a combinação fundamental de ações;

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Fundações

O pré-dimensionamento das sapatas de um edifício tem como objetivo avaliar se as condições que o terreno apresenta são suficientes para suportar as cargas provenientes da estrutura. Esta avaliação deverá ser efetuada através dos dados fornecidos pelo relatório geotécnico do solo onde se localizam as fundações. Para este projeto, e depois da consulta do referido relatório, concluiu-se que o terreno apenas admitia tensões inferiores a 30KPa. Através da expressão (4.6), verifica-se que este valor traduz uma resistência insuficiente do terreno para suportar as cargas da estrutura nas camadas mais superficiais (fundações diretas), tendo-se que adotar para garantir a estabilidade da estrutura uma solução de fundações indiretas.

$$A_{min} = \frac{N_{\text{ pilar ou parede}}}{\sigma_{adm}} \quad (4.6)$$

onde,

A_{min} - área mínima da sapata;

$N_{\text{ pilar ou parede}}$ - esforço axial na base do elemento vertical;

σ_{adm} - tensão admissível do terreno.

Neste projeto, optou-se por estacas de betão armado, moldadas no terreno. O comprimento das estacas será definido em função do nível de fundação (onde o terreno atinga as 60 pancadas no ensaio SPT) e deverá atravessar pelo menos duas camadas de solo com características diferentes. O comprimento de encastramento de cada estaca será de pelo menos 3,0 vezes o diâmetro da estaca. O afastamento mínimo entre estacas deverá ser de 2,5 a 3,0 vezes o diâmetro da estaca.

A relação entre o comprimento total da estaca e o seu diâmetro deverá variar entre os seguintes valores:

$$10 < L/\emptyset < 40 \quad (4.7)$$

onde,

L - comprimento total da estaca;

\emptyset - diâmetro da estaca.

O pré-dimensionamento das estacas deverá também basear-se num valor de tensão admissível de serviço, com os seguintes valores:

4.3 Solução Estrutural Adotada

A solução estrutural final apresentou diferenças significativas face à solução estrutural inicial. Estas diferenças resultaram do cumprimento de todos os critérios mencionados anteriormente, provocando varias alterações durante o desenvolvimento do projeto. A principal razão das alterações na solução estrutural, verificadas durante a sua elaboração, deveu-se ao valor elevado dos esforços que foram surgindo devido à combinação sísmica mais desfavorável.

O sistema estrutural obtido, tendo em conta a conjugação de todas as características apresentadas para o edifício, só foi conseguido depois de vários reajustes, concomitantemente com várias análises, que na maior parte das vezes, se mostraram impossíveis de dimensionar face ao valor elevado dos esforços.

A solução que foi adotada para todos os pisos é apresentada a seguir, conjuntamente com as dimensões e as respetivas identificações de todos os elementos estruturais.

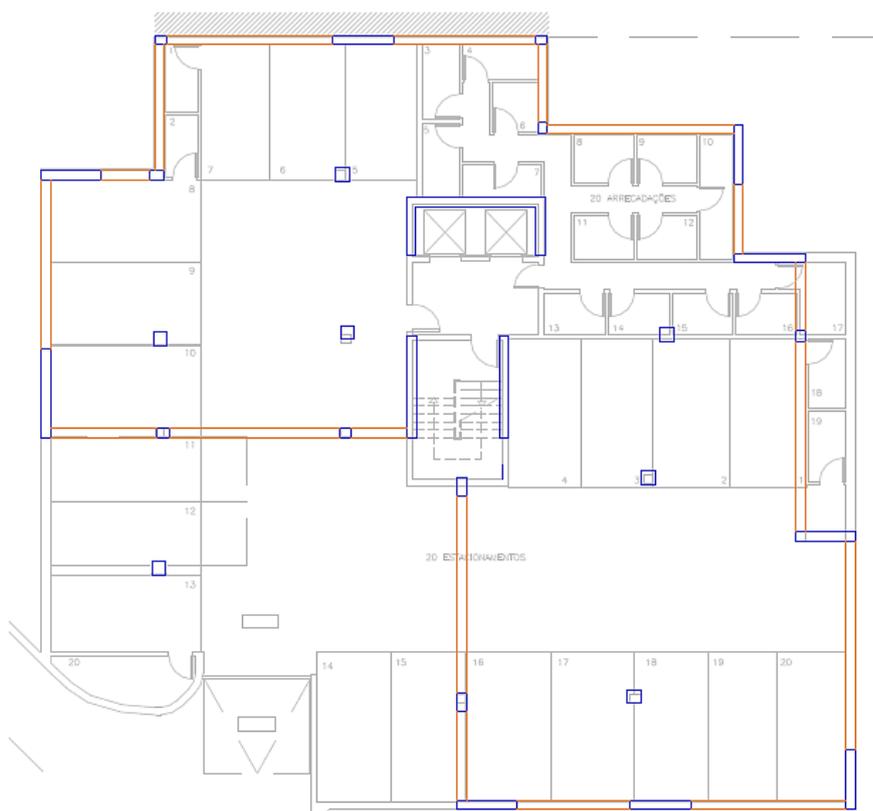


Figura 5 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso -1.

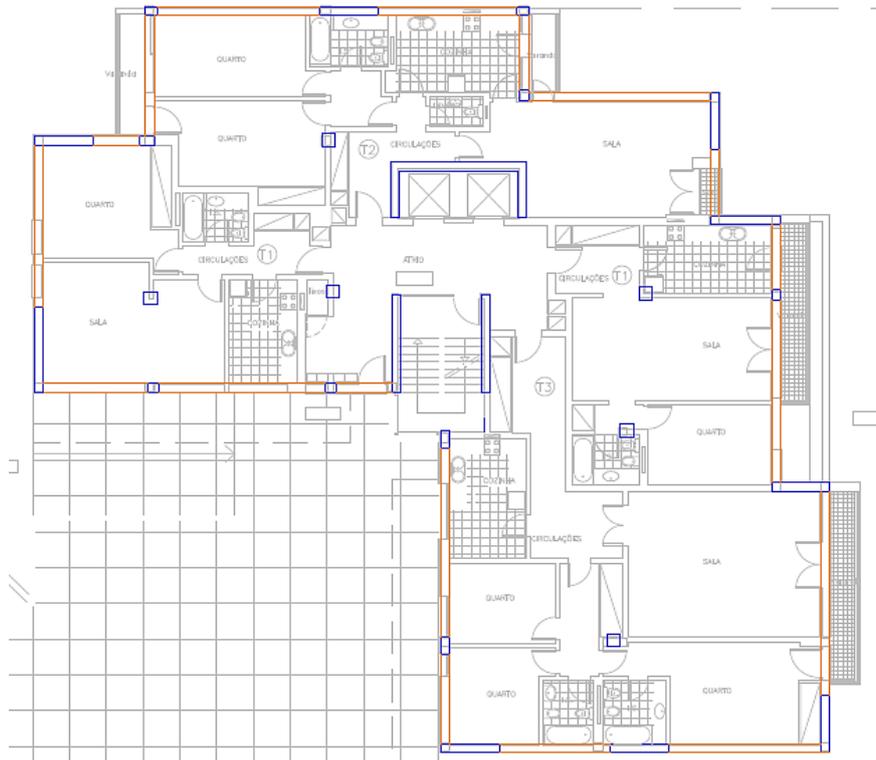


Figura 6 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso 0.

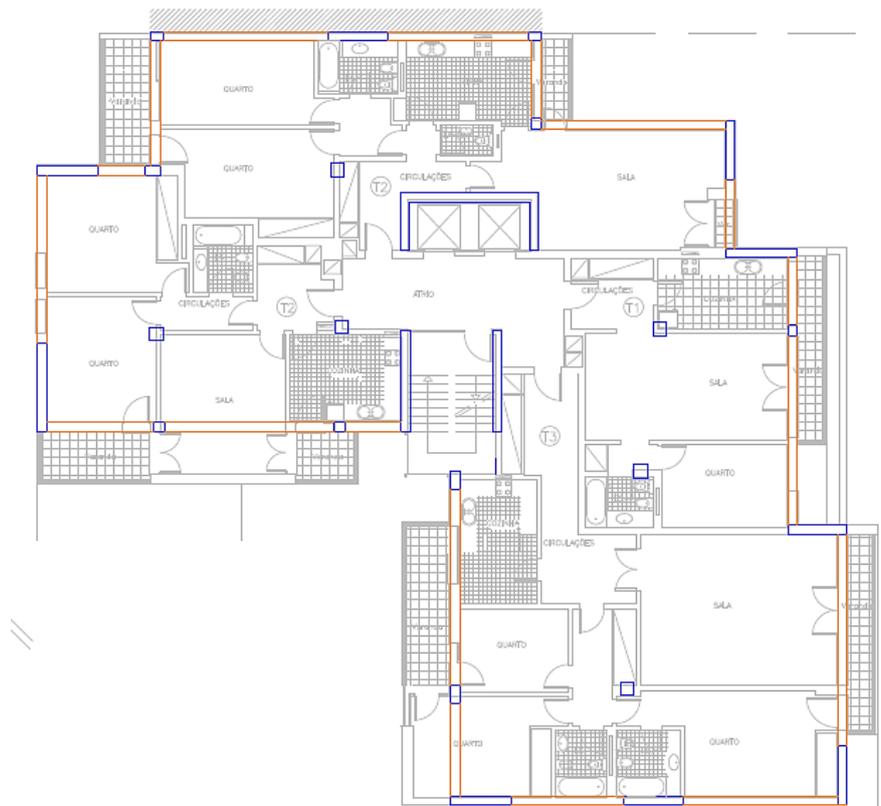


Figura 7 - Representação dos elementos estruturais na planta do piso 1,2,3 e 4.

No seguimento dos critérios mencionados, a arquitetura do edifício acabou por não ser respeitada na totalidade.

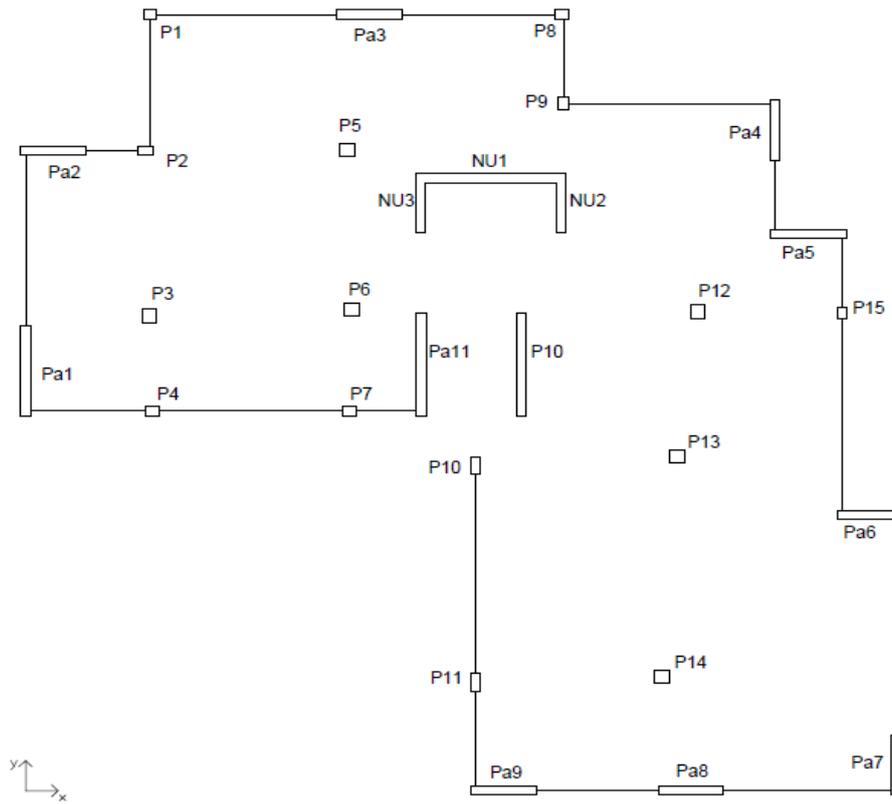


Figura 8 – Identificação dos elementos estruturais verticais.

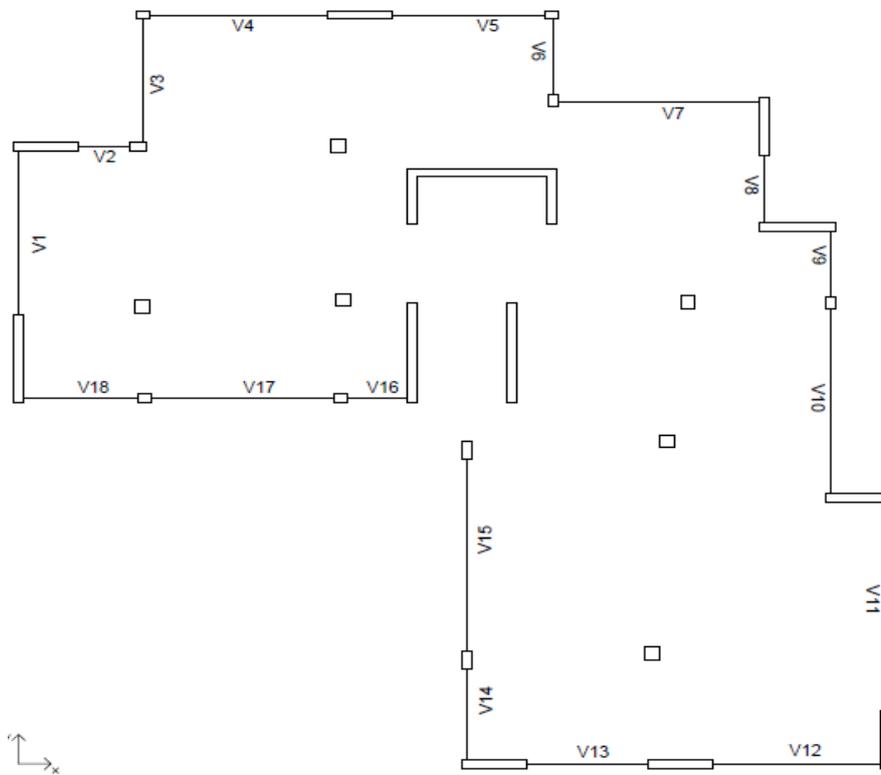


Figura 9 - Identificação dos elementos estruturais horizontais.

5 Modelação da Estrutura

A análise estática e dinâmica da estrutura em estudo foi efetuada com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Através deste programa, procedeu-se à modelação da estrutura, o qual permitiu, posteriormente, alcançar todos os esforços e dados necessários para efetuar o dimensionamento estrutural.

A modelação adotada procurou representar, adequadamente, a distribuição de rigidez e de massa de modo a que todos os modos de deformação significativos e as forças de inercia fossem devidamente representados para a ação sísmica considerada (cláusula § 4.3.1 (1) do EC8).

Descreve-se seguidamente a forma como todos os elementos estruturais foram modelados, e, também, as alterações efetuadas na modelação da estrutura para as verificações aos estados limites últimos e estados limites de serviço.

Pilares e Vigas

Os pilares e as vigas foram simulados no modelo, através de elementos de barra (frame). A cada um destes elementos foi atribuída a secção real.

Paredes Estruturais e Núcleo de Elevadores

As paredes estruturais foram simuladas no modelo, também, através de elementos de barra. As dimensões e características de cada um destes elementos, foram definidos no centro de massa de cada secção. A ligação dos nós de cada extremidade da parede foi efetuada através de vigas rígidas*, assegurando desta forma a indeformabilidade longitudinal das paredes.

O núcleo de elevadores foi modelado através de três paredes independentes. Estas paredes encontram-se juntas nas extremidades, formando e simulando, assim, a secção global do núcleo. A modelação de cada uma destas paredes, é efetuada da mesma forma que as paredes estruturais.

Laje

Para modelar as lajes, utilizaram-se elementos de área (shell). Cada elemento apresenta quatro nós e dimensões aproximadamente de $0,75 \times 0,75 \text{ m}^2$. Esta discretização da laje foi estabelecida por forma a simular o mais próximo da realidade, sem sobrecarregar demasiado o modelo. A existência de elementos com dimensões diferentes, deveu-se à necessidade de compatibilizar os nós da laje com os nós dos restantes elementos estruturais. Optou-se por utilizar elementos de Shell – thick (espessos), podendo desta forma contabilizar a deformação por esforço transversal em cada elemento de área.

Escadas

As escadas não foram incluídas no modelo global da estrutura, ou seja, para contabilizar as suas ações e simular a sua existência, aplicaram-se ao nível de cada piso, cargas resultantes de modelos de cálculo simplificados e independentes.

Muros de Suporte

No caso dos muros de suporte, utilizou-se uma modelação idêntica à efetuada para as lajes, ou seja, elementos de área (shell-thick) com quatro nós.

Fundações

A fundação de cada elemento estrutural, inclusive o núcleo de elevadores, foi modelada através de apoios com restrição dos movimentos de translação. As vigas de fundação seguiram a mesma modelação utilizada para as vigas, já descrita anteriormente.

5.1 Verificação dos Estados Limites Últimos

De acordo com cláusula § 4.3.1 (7) do EC 8, as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão e de alvenaria são iguais a metade da rigidez, correspondente à dos elementos não fendilhados. O efeito da fendilhação no comportamento da estrutura em estado limite último foi obtido desta forma. Por conseguinte, é tido em consideração a redução em 50% da rigidez de todos os elementos verticais, porque face à verificação de impactos sísmicos, são particularmente, estes elementos estruturais que suportam os esforços provenientes da ação sísmica, aceitando que não haverá fendilhação em todos os outros elementos da estrutura.

No que respeita à modelação dos pisos, dado que estes estão com uma rigidez bastante elevada no seu plano, conforme exposto na cláusula § 4.3.1 (4) do EC 8, não se mostrou necessário proceder à sua modelação como diafragmas rígidos horizontais, porque em situações deste género está garantido um comportamento diafragmático.

Para modelar os elementos secundários pode atuar-se de duas maneiras: através da colocação de rótulas nos extremos destes elementos; não considerar a sua rigidez de flexão. No modelo da estrutura em análise, utilizado neste trabalho, adotou-se a primeira opção, isto é, colocaram-se rótulas nos extremos dos elementos secundários.

Quanto às restantes cargas e sobrecargas, a modelação foi realizada pela via de aplicação de cargas distribuídas uniformemente no pavimento.

Na modelação da ação sísmica foram considerados duas componentes ortogonais, sendo estas, independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta (cláusula § 3.2.2.1 (3) do EC8).

Para ser efetuada uma análise sísmica correta foram contabilizados todos os modos de vibração significativos relativamente ao comportamento da estrutura. Para isso tornou-se necessário verificar as seguintes condições para cada direção em análise:

- soma da massa total efetiva contabilizada nos modos de vibração deverá ser igual ou superior a 90% da massa total da estrutura;
- todos os modos de vibração com uma massa efetiva superior a 5% da massa total deverão ser contabilizados.

Para cumprir os requisitos citados acima, foram considerados, para a estrutura deste projeto, 35 modos de vibração. Os primeiros 20 modos podem ser consultados no Anexo C.

5.2 Verificação aos Estados Limites de Utilização

A verificação aos estados limites de utilização, nomeadamente a verificação à fendilhação e à deformação, foi efetuada através do modelo utilizado na verificação do ELU.

5.3 Verificação da Limitação de Danos

A verificação da limitação dos danos provocados pela ação sísmica foi realizada a partir do modelo que esteve na base da verificação do ELU. As alterações efetuadas tornaram o modelo mais adequado para esta verificação, recorrendo à introdução de um espectro de resposta associado à limitação de danos. Este espectro de resposta foi obtido através da aplicação de um coeficiente de redução (ν) sobre os respetivos espectros de resposta elásticos (NA - 4.4.3.2 (2) do EC8). Neste procedimento foram mantidas as mesmas condições observadas na verificação do ELU em relação à rigidez de flexão (limitada a 50%) e à simulação de excentricidade devido à aplicação dos momentos torsores nos centros da massa de cada piso.

Por outro lado, nesta verificação não se considerou a rigidez decorrente de uma possível modelação dos painéis de alvenaria, dado que não foram tidos em conta no presente modelo. Apesar da cláusula § 4.3.6.1 (2) do EC 8 recomendar, mas não impor obrigatoriamente, a inclusão dos painéis de alvenaria nas estruturas da classe de ductilidade DCL e DCM, neste trabalho optou-se por não modular. Esta opção resultou da inerente complexidade da modelação dos painéis de alvenaria e das normas do EC 8 que não definem regras concretas sobre a forma de proceder neste enquadramento.

6 Efeitos da Ação Sísmica

6.1 Quantificação dos Espectros de Resposta de Cálculo

Para que seja estabelecida a quantificação dos espectros de resposta de cálculo é necessário determinar, em primeiro lugar, o coeficiente de comportamento (q). Este coeficiente depende, por sua vez, das várias características da estrutura, nomeadamente, a contribuição da rigidez dos elementos secundários, a regularidade estrutural em planta e a regularidade em altura.

6.1.1 Contribuição da rigidez lateral dos elementos Secundários

Tendo em conta o descrito em 3.3 deste trabalho, consideraram-se os seguintes elementos secundários (Figura 10).

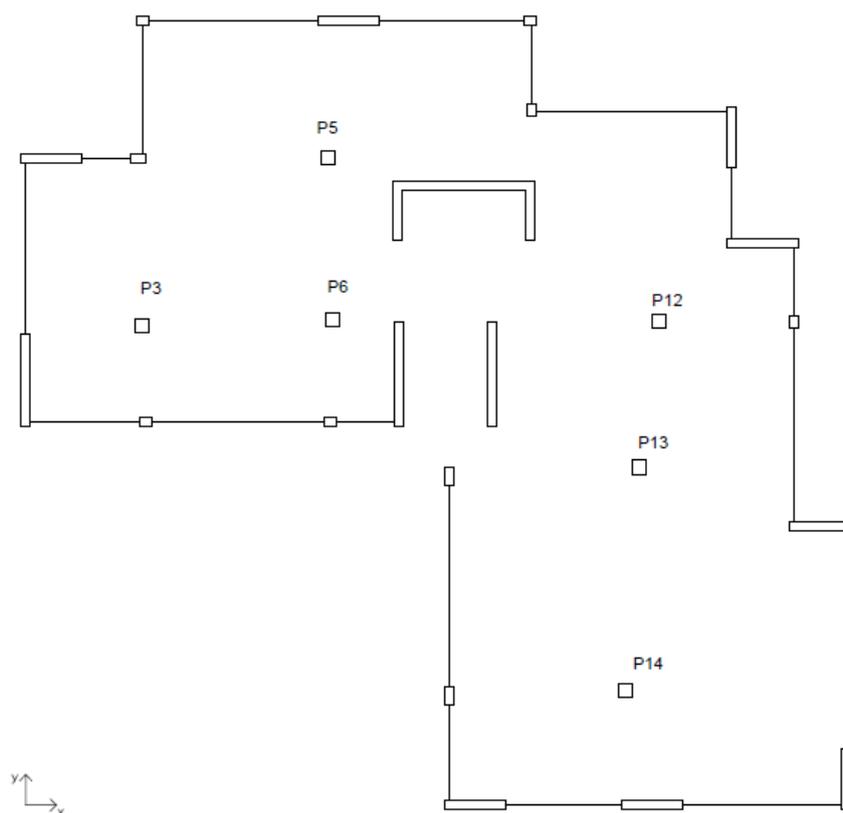


Figura 10 - - Identificação dos elementos secundários.

Para assegurar que a rigidez dos elementos secundários não ultrapassa 15% de todos os elementos sísmicos primários procedeu-se à elaboração de uma situação de carga, onde é colocada uma força horizontal no centro de massa de todos os pisos. Em seguida, mediram-se os deslocamentos, utilizando dois procedimentos diferentes: um deles considera a rigidez lateral de todos os elementos secundários verticais (δ_{real}); o outro não considera esta rigidez ($\delta_{calculado}$).

Para proceder ao cálculo anterior é necessário determinar o centro de massa da estrutura através das seguintes expressões:

$$x_{cm} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad (6.1)$$

$$y_{cm} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \quad (6.2)$$

Os resultados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Coordenadas do Centro de Massa.

Centro de Massa		
Piso	x	y
0	13,42	12,40
1	14,52	13,48
2	14,52	13,48
3	14,52	13,48
4	14,52	13,48
Cob	14,83	13,83

A situação de carga descrita anteriormente, possibilitou a determinação do valor percentual que relaciona a contribuição da rigidez lateral dos pilares secundários considerados e a rigidez total da estrutura (Tabela 13).

Tabela 13 - Contribuição da rigidez lateral dos elementos secundários.

Piso	Direção x			Direção y		
	δ_{real} (mm)	$\delta_{c\acute{a}lculo}$ (mm)	$\delta_{c\acute{a}lculo}/\delta_{real}$ (%)	δ_{real} (mm)	$\delta_{c\acute{a}lculo}$ (mm)	$\delta_{c\acute{a}lculo}/\delta_{real}$ (%)
1	0,5	0,53	6,0	0,69	0,74	7,25
2	1,18	1,26	6,8	1,63	1,75	7,36
3	1,91	2,05	7,3	2,68	2,91	8,58
4	2,59	2,82	8,9	3,71	4,05	9,16
Cob	3,2	3,49	9,1	4,63	5,09	9,94

Com base nos deslocamentos apresentados na Tabela 13, verifica-se que a rigidez dos elementos secundários é inferior a 15% da rigidez total da estrutura, comprovado pelos valores obtidos na razão $\delta_{c\acute{a}lculo}/\delta_{real}$. Assim, concluiu-se que os pilares propostos inicialmente serão considerados efetivamente elementos secundários. Posto isto, o dimensionamento destes elementos será apenas efetuado para que seja garantida a capacidade de carga a ações gravíticas, quando ocorrem os deslocamentos máximos provocados pela ação sísmica mais desfavorável. A pormenorização das armaduras destes elementos, será abordada num capítulo posterior.

6.1.2 Regularidade em planta

Para que a estrutura apresentada neste trabalho seja classificada como regular em planta, deverá obedecer aos requisitos descritos anteriormente no ponto 3.4. Analisando a estrutura, e atendendo a que os elementos verticais são os elementos responsáveis pela sua rigidez lateral, poder-se-á afirmar que para a solução estrutural escolhida verifica-se uma simetria na distribuição da rigidez lateral. O mesmo não se poderá concluir em relação à distribuição de massas, pelo facto do edifício apresentar uma configuração não simétrica em planta e também não revelar uma forma compacta. Para este caso, observam-se em planta várias reentrâncias e bordos recuados.

Apesar de alguns pontos não estarem de acordo face às primeiras verificações, decidiu-se continuar os restantes cálculos para classificar a regularidade em planta da estrutura.

A esbelteza do edifício em planta (λ) é determinada de acordo com a expressão (3.2), citada anteriormente. Este parâmetro foi verificado através do resultado obtido na expressão apresentada a seguir:

$$L_{m\acute{a}x} = 26m \quad (6.3)$$

$$L_{m\grave{i}n} = 25m \quad (6.4)$$

$$\lambda = \frac{26}{25} = 1,04 \leq 4 \quad (6.5)$$

Para cada piso e para cada direção ortogonal em análise, neste caso x e y, é necessário cumprir as condições relativamente à excentricidade estrutural (e_0) e ao raio de torção (r). Para tal, deverão ser verificadas as equações (3.3) e (3.4), citadas anteriormente.

É de evidenciar que na determinação da excentricidade estrutural (e_0) e do raio de torção (r), apenas foram considerados os elementos classificados como elementos sísmicos primários.

O raio de giração (l_s) foi determinado para as plantas de cada piso através da seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} = \sqrt{\frac{(I_x + I_y) \times \rho}{A \times \rho}} = \sqrt{\frac{(I_x + I_y)}{A}} \quad (6.6)$$

onde,

I_p - momento polar de inércia da massa do piso em planta, relativamente ao centro de massa do piso;

m - massa do piso;

ρ - massa unitária;

A - área do piso;

I_x - momento de inércia em torno do eixo x da massa do piso em planta, relativamente ao centro de massa do piso;

I_y - momento de inércia em torno do eixo y da massa do piso em planta, relativamente ao centro de massa do piso;

Os valores obtidos para o raio de giração são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Raio de giração relativamente ao centro de massa em cada piso.

Piso	I_x [m ⁴]	I_y [m ⁴]	Área [m ²]	Ls
1	23318,9	25968,9	574,4	9,26
2	23318,9	25968,9	574,4	9,26
3	23318,9	25968,9	574,4	9,26
4	23318,9	25968,9	574,4	9,26
Cob	20340,6	20549,2	523,4	8,84

O raio de torção de cada piso (r_i) é determinado conforme as equações (6.7) e (6.8), em que é relacionada a rigidez de torção (K_θ) e a rigidez de translação (K_j).

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (6.7)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (6.8)$$

Para se obter a rigidez em rotação (K_θ) referente a cada piso, procedeu-se à colocação de um momento torsor no centro de rigidez de cada um deles. Os valores para cada piso são determinados a partir da seguinte expressão:

$$M_z = K_\theta \cdot \theta \quad (6.9)$$

Para se obter a rigidez em translação (K_j) referente a cada piso, aplicaram-se duas forças ortogonais em planta no centro de rigidez de cada um deles. Os valores para cada piso são determinados a partir das seguintes expressões:

$$F_x = K_x \cdot \delta_x \quad (6.10)$$

$$F_y = K_y \cdot \delta_y \quad (6.11)$$

A utilização das expressões anteriores, carece da determinação da posição do centro de rigidez, o qual é obtido através das seguintes expressões:

$$x_{CR} = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} \quad (6.12)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i} \quad (6.13)$$

Os valores obtidos para as coordenadas do centro de rigidez são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Coordenadas do centro de rigidez.

Piso	Centro de Rigidez	
	X (m)	Y (m)
1	12,8	18,8
2	12,8	18,8
3	12,8	18,8
4	12,8	18,8
Cob	12,8	18,8

A representação em planta do centro de rigidez e centro de massa é apresentada na Figura 11.

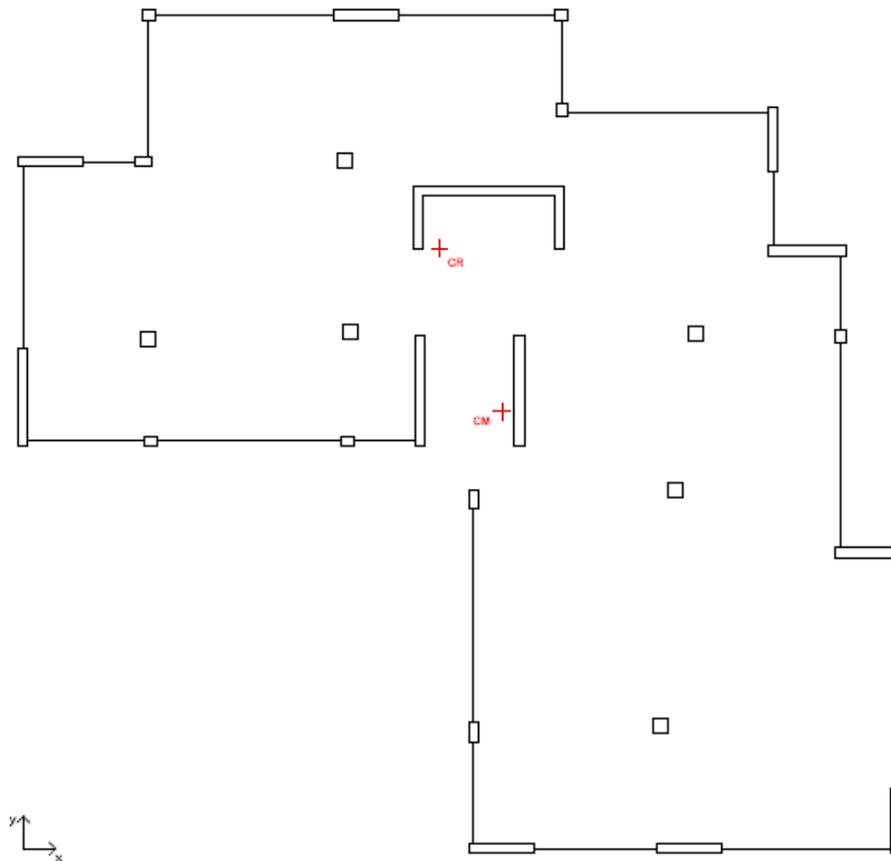


Figura 11 - Representação em planta do centro de rigidez e centro de massa.

Os resultados obtidos para as rotações e deslocamentos ao nível de cada piso são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Rotações e deslocamentos ao nível de cada piso.

Piso	e_x (m)	e_y (m)	F_x (kN)	δ_x (m)	F_y (kN)	δ_y (m)	M_z (kN.m)	θ (rad)
1	1,90	5,28	1000	2,69E-04	1000	3,04E-04	1000	1,83E-06
2	1,90	5,28	1000	8,33E-04	1000	9,55E-04	1000	7,41E-06
3	1,90	5,28	1000	1,70E-03	1000	2,10E-03	1000	1,73E-05
4	1,90	5,28	1000	2,90E-03	1000	3,60E-03	1000	3,07E-05
Cob	2,21	4,93	1000	4,50E-03	1000	5,77E-03	1000	5,01E-05

Os valores obtidos para o raio de torção e excentricidade estrutural em cada piso são apresentados nas Tabela 17 e Tabela 18, respetivamente.

Tabela 17 - Raio de torção em cada piso.

Piso	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_θ (kNm/rad)	r_x (m)	r_y (m)
1	3,72E+06	3,29E+06	5,46E+08	12,88	12,12
2	1,20E+06	1,05E+06	1,35E+08	11,35	10,60
3	5,88E+05	4,76E+05	5,78E+07	11,02	9,91
4	3,45E+05	2,78E+05	3,26E+07	10,83	9,72
Cob	2,22E+05	1,73E+05	2,00E+07	10,73	9,48

Tabela 18 - Valores da excentricidade estrutural.

Piso	e_x (m)	e_y (m)	$0,3 r_x$ (m)	$0,3 r_y$ (m)	l_s (m)
1	1,90	5,28	3,87	3,64	9,26
2	1,90	5,28	3,40	3,78	9,26
3	1,90	5,28	3,31	3,75	9,26
4	1,90	5,28	3,25	3,77	9,26
Cob	2,21	4,93	3,22	3,81	8,84

De acordo com os valores apresentados na Tabela 17 e Tabela 18, e tendo em conta as expressões (3.3) e (3.4), é possível concluir que a estrutura é não regular em planta.

6.1.3 Regularidade em altura

A estrutura apresentada neste trabalho poderá ser considerada regular em altura uma vez que cumpre todos os requisitos já estabelecidos no ponto 3.5. Desta forma, confirmou-se que todos os elementos verticais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos apresentaram continuidade desde a fundação até ao topo da estrutura. É também verificado que todos os pisos apresentaram rigidez lateral e massa constante ao longo da mesma em toda a sua verticalidade, excepto o piso ao nível do solo que apresenta uma diferença na sua massa. Esta diferença, de acordo com a cláusula § 4.2.3.3 (5) do EC8, pode considerar-se como uma alteração sem interferência.

6.1.4 Verificação do Sistema Estrutural

A verificação do sistema estrutural foi efetuada apenas para as ações horizontais. Para esta análise, foi considerada uma situação de carga, aplicando separadamente uma força horizontal de 1000kN segundo as duas direções ortogonais. Estas forças foram aplicadas no centro de massa de cada piso. Esta avaliação teve como objetivo determinar o valor em percentagem, suportado pelas paredes existentes na estrutura, quando estas são submetidas aos esforços provocados pela situação de carga. Os resultados são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Contribuição dos elementos verticais para classificação do sistema.

	ΣFH_x	ΣFH_y
PAREDES	97 %	96 %
PILARES	3 %	4 %

De acordo com a cláusula § 5.2.2.1 (2) a estrutura pode ter uma classificação distinta para cada direção. Neste caso, atendendo às condições descritas em 3.2 e analisando os resultados apresentados na Tabela 19, poder-se-á classificar a estrutura como um sistema de paredes segundo as duas direções ortogonais. Contudo, e segundo a cláusula § 5.2.2.1 (4) e (6) do EC8, os sistemas classificados como paredes, porticados ou mistos devem possuir uma rigidez de torção mínima. O EC8 assume que a estrutura é torsionalmente flexível se cumprir a condição (3.1), citada anteriormente. Analisados os resultados da Tabela 17 e da Tabela 18, verificou-se que o sistema estrutural possui uma rigidez de torção mínima em todos os pisos, e por esta razão este sistema não é classificado como um sistema torsionalmente flexível, mantendo a classificação referenciada anteriormente.

Neste projeto verificou-se também se o sistema de paredes constituía um sistema de paredes acopladas, concluindo-se que não.

6.1.5 Determinação do Coeficiente de Comportamento

Concluindo-se que a estrutura é não regular em planta, regular em altura e é classificada como um sistema de paredes em ambas as direções, o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) é igual a 3,0 (Tabela 11). O fator que tem em consideração o modo de rotura primordial nos sistemas estruturais de paredes é definido por k_w , que, pelo facto de a altura de cada parede ser muito superior à sua maior dimensão em planta, e atendendo às expressões (3.11) e (3.12), toma o valor de 1,0. O coeficiente de comportamento (q), após a substituição dos parâmetros pelos valores citados acima, apresenta o seguinte resultado:

$$q = q_0 \times k_w = 3,0 \times 1,0 = 3,0 \quad (6.14)$$

6.1.6 Representação dos Espectros de Resposta de Cálculo

Com os valores, do coeficiente de comportamento ($q = 3,0$) e dos definidos pela ação sísmica (Tabela 10), procedeu-se à elaboração do espectro de resposta de cálculo. Estes espectros, para cada tipo de ação sísmica, estão representados na Figura 12. Os respetivos valores das acelerações espectrais poderão ser consultados no Anexo B

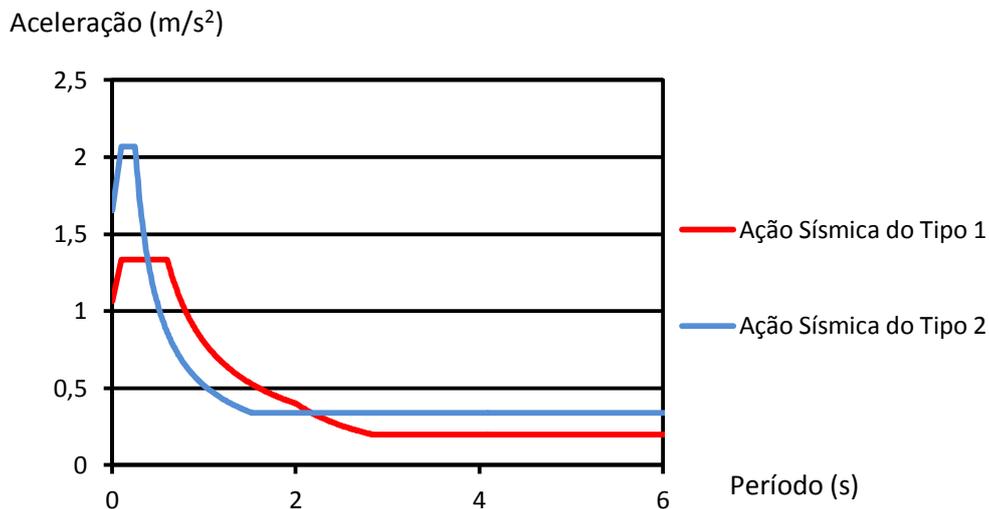


Figura 12 - Espectros de resposta de cálculo considerados para cada tipo de ação sísmica.

6.2 Efeitos de Torção Acidental

Segundo a cláusula § 4.3.2 do EC8, existe uma incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico. Por este motivo considera-se que o centro de massa em todos os pisos deverá ser deslocado, segundo as duas direções, por uma excentricidade accidental (e_{ai}) de acordo com a seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (6.15)$$

onde,

L_i - dimensão do piso i na direção perpendicular à ação do sismo.

Pelo descrito anteriormente, e de acordo com a cláusula § 4.3.3.3 (1) do EC8, os efeitos accidentais de torção poderão ser considerados através da aplicação de momentos torsores com o mesmo sentido, em todos os pisos da estrutura. As expressões utilizadas para calcular estes momentos torsores são as seguintes:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (6.16)$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (6.17)$$

$$F_b = \delta_d(T_1) m \lambda \quad (6.18)$$

onde,

M_{ai} - momento tursor de eixo vertical aplicado no piso i ;

e_{ai} - excentricidade accidental da massa do piso i ;

F_i - força horizontal atuante no piso i ;

F_b - força de corte basal;

z_i, z_j - alturas das massas m_i e m_j , e medidas a partir do nível da aplicação da ação sísmica, neste caso acima do nível do solo;

m_i, m_j - massas dos pisos, considerando a combinação de ações descrita a seguir;

$\delta_d(T_1)$ - ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

m - massa total do edifício acima do nível superior da cave, considerando a combinação de ações descrita a seguir;

λ - fator de correção;

A massa de cada piso deverá ser obtida de acordo com o estabelecido na cláusula § 3.2.4 (2) do EC8, que enuncia que os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (6.19)$$

onde,

$G_{k,j}$ - valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ - valor característico de uma ação variável;

$\psi_{E,i}$ - coeficiente de combinação para uma ação variável.

Este coeficiente ($\psi_{E,i}$) é determinado através da seguinte expressão (cláusula § 4.2.4 (2) do EC8):

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (6.20)$$

onde,

$\psi_{E,i}$ - coeficiente de combinação definidos na Tabela 6)

φ - parâmetro descrito no de acordo com o Quadro 4.2 do EC8 (Tabela 20).

Tabela 20 - Valores de φ a adotar para calcular $\psi_{2,i}$

Categoria de utilização do Edifício	Piso	φ
Categoria A	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
	Cobertura	1,0

Os valores do coeficiente de combinação para uma ação variável são apresentados na Tabela 21

Tabela 21 - Valores de $\psi_{E,i}$ a adotar para cada piso do edifício.

Piso	φ	$\psi_{2,i}$	$\psi_{E,i}$
Intermédio	0,8	0,3	0,24
Cobertura	1,0	0,3	0,3

As Tabela 22 e Tabela 23 apresentam os valores necessários para quantificar os momentos torsores.

Tabela 22 - Ordenada do espectro de cálculo para o período T1 para cada ação sísmica.

m_T [Ton]	λ	Sismo Tipo 1				Sismo Tipo 2			
		Seg. x		Seg. y		Seg. x		Seg. y	
		T_1	δ_d	T_1	δ_d	T_1	δ_d	T_1	δ_d
3516,55	1	0,60	1,33	0,53	1,33	0,60	0,86	0,53	0,97

Tabela 23 - Força de corte basal segundo as duas direções para cada tipo de ação sísmica.

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
F_{bx} (kN)	F_{by} (kN)	F_{bx} (kN)	F_{by} (kN)
4677,0	4677,0	3024,2	3411,1

As Tabela 24 e Tabela 25 apresentam os valores dos momentos torsores para cada ação sísmica. Estes valores serão posteriormente adicionados às combinações sísmicas descritas em 2.4, de modo a contabilizar-se os efeitos acidentais de torção.

Tabela 24 - Momentos Torsores para a ação sísmica do tipo 1.

	Altura[m]	Massa [Ton]	Sismo Tipo 1						
			F_{ix} (kN)	e_y (m)	$F_{ix} \cdot e_y$	F_{iy} (kN)	e_x (m)	$F_{iy} \cdot e_x$	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)
Piso 1	3	750,03	347,922	1,250	434,903	347,922	1,300	452,299	452,299
Piso 2	6	750,03	695,844	1,250	869,805	695,844	1,300	904,598	904,598
Piso 3	9	750,03	1043,767	1,250	1304,708	1043,767	1,300	1356,896	1356,896
Piso 4	12	750,03	1391,689	1,250	1739,611	1391,689	1,300	1809,195	1809,195
Cob	15	516,42	1197,782	1,250	1497,228	1197,782	1,300	1557,117	1557,117

Tabela 25 - Momentos Torsores para a ação sísmica do tipo 2.

Sismo Tipo 2									
	Altura[m]	Massa [Ton]	F_{ix} (kN)	e_y (m)	$F_{ix} \cdot e_y$	F_{iy} (kN)	e_x (m)	$F_{iy} \cdot e_x$	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)
Piso 1	3	750,03	224,972	1,250	281,215	253,748	1,300	329,872	329,872
Piso 2	6	750,03	449,944	1,250	562,431	507,495	1,300	659,744	659,744
Piso 3	9	750,03	674,917	1,250	843,646	761,243	1,300	989,616	989,616
Piso 4	12	750,03	899,889	1,250	1124,861	1014,991	1,300	1319,488	1319,488
Cob	15	516,42	774,506	1,250	968,132	873,571	1,300	1135,642	1135,642

6.3 Efeitos de Segunda Ordem

Em qualquer estrutura de betão armado existem dois tipos de efeitos que podem surgir. Os efeitos de 1ª ordem, que resultam das ações aplicadas nas estruturas ou possíveis imperfeições geométricas nos elementos estruturais e os efeitos de 2ª ordem, que resultam das deformações ocorridas na estrutura.

De uma forma genérica, os efeitos de 2ª ordem são originados por efeitos relacionados com deslocamentos relativos entre pisos provocados pela ação sísmica. Estes deslocamentos produzem deformações e desvios relativamente à posição das cargas axiais nos elementos estruturais verticais. Ao resultado deste efeito fica associado o aumento de momentos fletores nestes mesmos elementos verticais.

De acordo com a cláusula § 4.4.2.2 (1) do EC8, o valor de cálculo que representa as ações devido à situação sísmica deverá incluir, se necessário, os efeitos de 2ª ordem. Contudo é estabelecido na cláusula § 4.4.2.2 (2) que estes efeitos podem ser desprezados, desde que a seguinte expressão seja verificada em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1 \quad (6.21)$$

onde,

θ - coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} - carga gravítica total devido a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

d_r - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre deslocamentos médios no topo e na base do piso considerado;

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

h - altura entre pisos.

Convém ainda salientar que:

- se o valor de θ calculado estiver compreendido entre os valores de 0,1 e 0,2, os efeitos de 2ª ordem podem ser considerados de uma forma aproximada, em que os esforços obtidos através da análise sísmica são multiplicados por um fator igual a $1/(1-\theta)$ (cláusula § 4.4.2.2 (3) do EC8).
- o valor de θ não deverá exceder o valor de 0,3 (cláusula § 4.4.2.2 (4) do EC8).

Os deslocamentos da estrutura são determinados através da utilização do espectro de resposta de cálculo, sendo efetuada uma análise linear. Neste caso, os valores dos deslocamentos para corresponderem aos valores reais necessitam de ser corrigidos, sendo utilizado para tal a seguinte expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (6.22)$$

onde,

d_s - deslocamento real de um ponto da estrutura devido à ação sísmica de cálculo;

q_d - coeficiente de comportamento em deslocamento, valor idêntico ao de q ;

d_e - deslocamento do mesmo ponto da estrutura, determinado de acordo com uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre os pisos (θ) foi determinado através da análise dos deslocamentos ao nível dos vários pisos. Estes valores foram obtidos para a combinação sísmica mais desfavorável, ou seja aquela que conduz a um maior valor deste coeficiente.

Para uma análise mais coerente, tendo em conta que os deslocamentos se alteram consoante a sua posição em planta, determinaram-se os deslocamentos de cálculo obtidos a partir do modelo em 5 pontos diferentes, incluindo centro de rigidez (CR) e centro massa (CM) (Figura 13). Posteriormente, procedeu-se ao cálculo dos deslocamentos reais através da expressão (6.22) e os valores relativamente aos pontos analisados encontram-se discriminados no Anexo D.



Figura 13 - Representação em planta dos pontos analisados.

Na Tabela 26 estão descritos, para ambas as direções, os valores para o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (θ). Estes deslocamentos foram obtidos através da diferença entre os deslocamentos reais médios no topo e os da base de cada piso. Analisados os resultados, verificou-se que este parâmetro (θ) apresentou para todos os pisos valores inferiores a 0,1. Assim, através da expressão (6.21), concluiu-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

Os valores apresentados na próxima tabela correspondem à situação sísmica mais desfavorável.

Tabela 26 - valor de coeficiente (θ) para cada piso.

Piso	P_{tot} (kN)	$d_{r,x}$ (mm)	$d_{r,y}$ (mm)	$V_{x,tot}$ (kN)	$V_{y,tot}$ (kN)	h (m)	θ_x	θ_y
Cob	5721,3	31,2	41,4	1197,8	1197,8	3	0,05	0,07
4	13050,2	24,0	32,0	2589,5	2589,5	3	0,04	0,05
3	20379,1	16,0	21,6	3633,3	3633,3	3	0,03	0,04
2	27708,0	8,2	11,4	4329,1	4329,1	3	0,02	0,02
1	35036,9	2,4	3,4	4677,0	4677,0	3	0,01	0,01

7 Dimensionamento Estrutural

A verificação de segurança e o dimensionamento de uma estrutura são realizados através da avaliação dos estados limite. Estes estados representam o limite a partir do qual a estrutura deixa de atender a uma das suas finalidades, seja do tipo estrutural ou funcional.

Existem dois tipos de Estado limite a ter em conta na verificação da segurança de uma estrutura:

- Estados Limites Último (ELU) – Asseguram um nível de segurança adequado em relação a determinadas situações de rotura (rotura de seções, colapso da estrutura, deterioração por fadiga ou perda de estabilidade). Este estado caracteriza-se por a estrutura perder a sua capacidade de resistência, podendo dar origem a prejuízos, de carácter estrutural, muito elevados. A razão pela qual os projetos de betão armado são dimensionados através da verificação deste estado limite, deve-se ao facto de, assim, a estrutura ficar dotada de uma resistência muito superior aquela que possa vir a ser exigida na sua vida útil.
- Estados Limites de Serviço (ELS) – garantem à estrutura um bom comportamento em situações de serviço, ou seja, na sua utilização corrente. Este estado limite caracteriza-se por uma verificação efetuada à estrutura quanto à limitação da sua deformação, ao controlo de abertura de fendas, e à limitação do nível de tensões máximas no betão e no aço. A razão pela qual os projetos de betão armado são dimensionados através da verificação deste estado limite, deve-se ao facto de, assim, a estrutura satisfazer em serviço aspetos como a sua durabilidade, aparência, conforto e funcionalidade.

7.1 Análise aos Estados Limite de Serviço

7.1.1 Verificações de Acordo com EC2

7.1.1.1 Estado Limite de Deformação

De acordo com a cláusula § 7.4 do EC2, são estabelecidos limites para a deformação da estrutura ao nível dos pisos. Esta medida garante uma correta funcionalidade e um aspeto adequado da estrutura. Os limites estabelecidos para os deslocamentos, têm em consideração a função da estrutura, a sua natureza e os acabamentos existentes.

Segundo o EC2, o limite de deformação ao nível dos pisos é controlado do seguinte modo:

- de acordo com a cláusula § 7.4.1 (4) do EC2, a deformação do piso é limitada em $L/250$ para a combinação quase permanente de ações, em que L corresponde ao vão da laje; as deformações são medidas no seu valor total; com esta verificação pretende garantir-se a não ocorrência de flechas elevadas que poderiam prejudicar a aparência da estrutura e a funcionalidade adequada de utilização.
- de acordo com a cláusula § 7.4.1 (5) do EC2, é estabelecido para a mesma combinação de ações, uma limitação de $L/500$ para a deformação do piso; nesta verificação pretende assegurar-se que as deformações que ocorrem após a fase construtiva não causem danos a qualquer parte adjacente da estrutura, como por exemplo paredes de alvenaria ou revestimentos de pavimentos.

As deformações da estrutura foram controladas de acordo com a cláusula § 7.4.3 do EC2, onde se encontra exposto uma verificação das flechas por meio de cálculo.

A determinação da flecha instantânea (δ_0) foi efetuada de acordo com a expressão (7.1), onde foi considerado o efeito de fendilhação. A determinação da flecha a longo prazo (δ_∞) foi efetuada de acordo com a expressão (7.2), onde foi considerado o efeito de fluência.

$$\delta_0 = \xi \delta_{II0} + (1 - \xi) \delta_{I0} \quad (7.1)$$

$$\delta_\infty = \xi \delta_{II\infty} + (1 - \xi) \delta_{I\infty} \quad (7.2)$$

Em que,

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (7.3)$$

onde,

$$\begin{cases} \delta_{I0} = \delta_c / (I_I / I_c) \\ \delta_{II0} = \delta_c / (I_{II} / I_c) \end{cases}, \text{com } I_I \text{ e } I_{II} \text{ determinados com } \varphi = 0 \quad (7.4)$$

$$\begin{cases} \delta_{I\infty} = [(1 + \varphi) \delta_c] / (I_I / I_c) \\ \delta_{II\infty} = [(1 + \varphi) \delta_c] / (I_{II} / I_c) \end{cases}, \text{com } I_I \text{ e } I_{II} \text{ determinados com } \varphi = \varphi(\infty, t_0) \quad (7.5)$$

δ_{I0} - flecha instantânea, considerando as características da secção condicionante não fendilhada;

δ_{II0} - flecha instantânea, considerando as características da secção condicionante fendilhada;

$\delta_{I\infty}$ - flecha a longo prazo, considerando as características da secção condicionante não fendilhada;

$\delta_{II\infty}$ - flecha a longo prazo, considerando as características da secção condicionante fendilhada;

ξ - coeficiente de distribuição, considerado ξ secções não fendilhadas;

β - coeficiente que representa a influência relativamente à extensão média da duração ou repetição do carregamento, em que considera-se $\beta = 1$ para um carregamento de curta duração ou $\beta = 0,5$ se o carregamento for de longa duração ou repetido;

M_{cr} - momento de fendilhação;

M - momento atuante resultante da combinação quase permanente de ações;

δ_c - deformação instantânea em fase elástica (valor obtido do modelo de cálculo);

I_I - momento de inércia da secção condicionante não fendilhada;

I_{II} - momento de inércia da secção condicionante fendilhada;

I_c - momento de inércia da secção de betão;

φ - coeficiente de fluência;

$\varphi(\infty, t_0)$ - coeficiente de fluência a tempo infinito, foi adotado um valor de 2,5.

De modo a serem verificadas as condições estabelecidas pelo EC2, para o estado limite de deformação, é necessário determinar o deslocamento que ocorre após a estrutura entrar em serviço. O valor deste deslocamento determina-se após serem calculados os valores da flecha instantânea (δ_0) e da flecha a longo prazo (δ_∞) através da seguinte expressão:

$$\delta_\Delta = \delta_\infty - \delta_0 \quad (7.6)$$

Os deslocamentos nos vários pisos, para a Combinação Quase-Permanente de Ações, foram determinados recorrendo ao modelo de cálculo do edifício. Através de uma análise a todos os pisos, verificou-se que o deslocamento condicionante acontece ao nível do piso 4. Na Figura 14, apresenta-se graficamente os deslocamentos verificados neste piso para a Combinação Quase-Permanente de Ações.

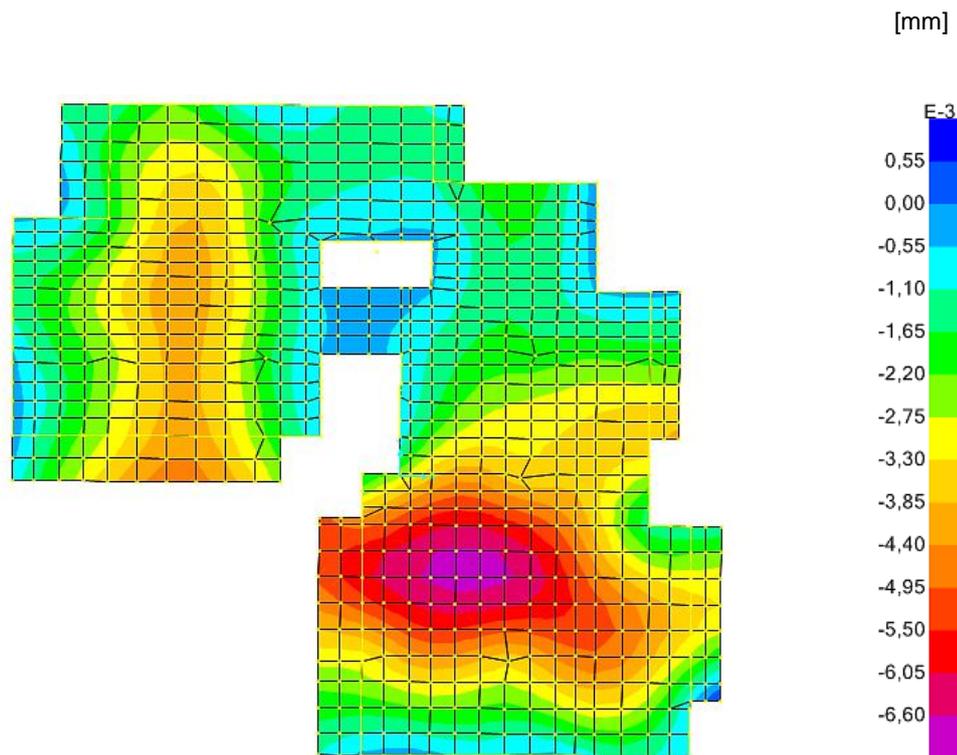


Figura 14 - Deslocamentos verificados no piso 4 para a Combinação Quase-Permanente de Ações.

As características da secção condicionante encontram-se definidas na Tabela 27. Os cálculos necessários à verificação do controlo de deformação, ou seja o cálculo da flecha instantânea e flecha a longo prazo, são demonstrados a seguir.

Tabela 27 - Características da secção.

Características da secção (Laje por metro)	
v_s (m)	0,15
v_i (m)	0,15
b (m)	1,00
h (m)	0,30
d (m)	0,27
d_1 (m)	0,03
$A_{s,sup}$ (cm ²)	5,24
$A_{s,inf}$ (cm ²)	8,59
δ_c (flecha instantânea) (mm)	6,33
δ_c (flecha a longo prazo) (mm)	6,86
I_c (m ⁴)	0,0023

Cálculo da flecha instantânea (δ_0)

Determinação do coeficiente de homogeneização (α), da linha neutra da secção não fendilhada (x), do momento de inercia da secção não fendilhada (I_I) e do momento de fendilhação da laje (M_{cr}):

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06 \quad (7.7)$$

$$x = \frac{bh^2/2 + d\alpha A_{s,inf} + d_1\alpha A_{s,sup}}{bh + \alpha(A_{s,inf} + A_{s,sup})} = 0,150m \quad (7.8)$$

$$I_I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(x - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha \times A_{s,inf} (d - x)^2 + \alpha \times A_{s,sup} (x - d_1)^2 = 0,0026m^4 \quad (7.9)$$

$$M_{cr} = w_i \times f_{ctm} = \frac{I_I}{x} \times f_{ctm} = 49,2kN.m \quad (7.10)$$

onde,

b - largura da secção;

h - altura da secção;

x - posição da linha neutra na secção não fendilhada;

E_s

E_{cm}

$A_{s,inf}$ - armadura inferior na secção de laje;

$A_{s,sup}$ - armadura superior na secção de laje;

d - distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 - distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida.

Determinação do momento fletor de cálculo (M_{Ed}), que para o caso da flecha instantânea, é obtido através do carregamento das cargas permanentes:

$$M_{Ed} = M_G = 46,5kN.m \quad (7.11)$$

Como o momento de fendilhação da laje (M_{cr}) é superior ao momento fletor de cálculo (M_G), a secção não fendilha. Neste caso, o valor do coeficiente de distribuição (ξ) toma o valor 0. Pela aplicação da expressão (7.1), calcula-se o valor da flecha instantânea (δ_0):

$$\delta_0 = \delta_{I0} = \delta_c / (I_I / I_c) = 0,00633 / (0,0026 / 0,0023) = 0,0056m = 5,6mm$$

Cálculo da flecha a longo prazo (δ_∞)

Determinação do coeficiente de homogeneização (α), do momento de inercia da secção não fendilhada (I_I) e do momento de fendilhação da laje (M_{cr}):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{33}{3,5} = 9,43 \quad (7.12)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,43} = 21,21 \quad (7.13)$$

$$x = \frac{bh^2/2 + d\alpha A_{s,inf} + d_1\alpha A_{s,sup}}{bh + \alpha(A_{s,inf} + A_{s,sup})} = 0,152m$$

$$I_I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(x - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha \times A_{s,inf} (d - x)^2 + \alpha \times A_{s,sup} (x - d_1)^2 = 0,0028m \quad (7.14)$$

Determinação do momento fletor de cálculo (M_{Ed}), que neste caso é obtido para a combinação quase-permanente de ações:

$$M_{Ed} = M_{comb.q.p.} = 50,5kN.m \quad (7.15)$$

Como o momento de fendilhação da laje (M_{cr}) é inferior ao momento fletor de cálculo ($M_{comb.q.p.}$), a secção fendilha. Neste caso, será necessário calcular o valor do coeficiente de distribuição (ξ), a linha neutra da secção fendilhada (x) e o momento de inercia da secção fendilhada (I_{II}):

$$x = \frac{bx^2/2 + d\alpha A_{s,inf} + d_1\alpha A_{s,sup}}{bx + \alpha(A_{s,inf} + A_{s,sup})} = 0,072m \quad (7.16)$$

$$I_{II} = \frac{b \times x^3}{3} + \alpha \times A_{s,inf} (d - x)^2 + \alpha \times A_{s,sup} (x - d_1)^2 = 0,00073m^4 \quad (7.17)$$

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 1 - 0,5 \left(\frac{49,2}{50,5} \right)^2 = 0,53 \quad (7.18)$$

Através da expressão (7.5), determinam-se os seguintes parâmetros:

$$\begin{cases} \delta_{I\infty} = [(1+\varphi)\delta_c] / (I_I / I_c) = [(1+2,5) \times 0,00686] / (0,0028/0,0023) = 0,0189m \\ \delta_{II\infty} = [(1+\varphi)\delta_c] / (I_{II} / I_c) = [(1+2,5) \times 0,00686] / (0,00073/0,0023) = 0,0738m \end{cases} \quad (7.19)$$

Pela aplicação da expressão (7.2), calcula-se o valor da flecha a longo prazo (δ_∞):

$$\delta_\infty = \xi \delta_{II\infty} + (1-\xi) \delta_{I\infty} = 0,530 \times 0,0738 + (1-0,530) \times 0,0189 = 0,0478m = 47,8mm \quad (7.20)$$

Considerando que o vão da laje, verificado na secção condicionante, é de 7,3 m, o valor máximo admissível para a flecha a longo prazo (δ_∞) é o seguinte:

$$L / 250 = 7,3 / 250 = 0,029m = 29mm \quad (7.21)$$

Deslocamento ocorrido após a entrada em serviço da estrutura

Pela aplicação da expressão (7.6), calcula-se o valor deste deslocamento (δ_Δ):

$$\delta_\Delta = \delta_\infty - \delta_0 = 0,0478 - 0,0056 = 0,042m = 42mm \quad (7.22)$$

Considerando o valor anterior para o vão da laje, o valor máximo admissível para o deslocamento ocorrido após a entrada em serviço da estrutura (δ_Δ) é o seguinte:

$$L / 500 = 7,3 / 500 = 0,015m = 15mm \quad (7.23)$$

Os resultados obtidos permitem concluir que, os deslocamentos (δ_∞ e δ_Δ) que se verificam na secção condicionante desta estrutura, são superiores aos valores máximos permitidos pelo EC2. Quando este tipo de situações ocorre, poderá proceder-se de duas formas: efetuar alterações à estrutura com o intuito de diminuir as deformações existentes (ex: aumentar a espessura da laje ou alterar o sistema estrutural colocando elementos estruturais verticais para diminuir os vãos); aplicar uma contra-flecha inicial na secção condicionante compensando, assim, parcial ou totalmente, as deformações.

Optou-se por efetuar o segundo procedimento, ou seja, aplicar uma contra-flecha inicial na secção condicionante.

De acordo com a cláusula § 7.4.1 (4) do EC2, qualquer contra-flecha aplicada à estrutura não deverá ser superior ao vão/250. Através de uma análise efetuada aos deslocamentos, que foram verificados em todos os pisos da estrutura nas secções mais condicionantes, determinou-se em que secções se deveriam aplicar contra-flechas.

As contra-flechas serão posteriormente indicadas, com o respetivo valor, nas peças desenhadas.

7.1.1.2 Estado Limite de Fendilhação

De acordo com a cláusula § 7.3.3 do EC2, poderá verificar-se o controlo da fendilhação de uma forma simplificada. Esta verificação consiste em limitar o diâmetro ou o espaçamento máximo dos varões.

7.1.2 Verificações de Acordo com EC8

De acordo com a cláusula § 4.3.3 do EC8, é estabelecido o requisito de limitação de danos. Este requisito está inteiramente relacionado com a verificação dos estados limites de serviço, em que, o objetivo é limitar os deslocamentos relativos entre os pisos da estrutura aquando da ocorrência de um evento sísmico. Com esta verificação asseguram-se deformações globais aceitáveis que não prejudiquem a integridade dos elementos estruturais e não estruturais.

Os limites para o deslocamento relativo entre pisos, são definidos em função do tipo de elementos não estruturais que existem no edifício. De acordo com a cláusula § 4.4.3.2 (1) do EC8, devem cumprir-se os seguintes limites:

- para edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura:

$$d_{r,v} \leq 0,005h \quad (7.24)$$

- para edifícios com elementos não estruturais dúcteis fixos à estrutura:

$$d_{r,v} \leq 0,0075h \quad (7.25)$$

- para edifícios sem elementos não estruturais ou com elementos não estruturais fixos sem interferência com as deformações estruturais:

$$d_{r,v} \leq 0,01h \quad (7.26)$$

onde,

d_r - deslocamento relativo entre pisos;

h - distância entre pisos;

ν - coeficiente de redução da ação sísmica relacionado com a limitação de danos, o qual toma o valor de 0,4 para a Ação Sísmica do tipo 1 e 0,55 para a Ação Sísmica do tipo 2.

O deslocamento relativo entre pisos (d_r) foi determinado através de uma análise aos vários pisos do edifício, tendo em conta cada uma das combinações sísmicas. Por os pisos apresentarem deslocamentos diferentes consoante cada ponto em planta, para este cálculo, optou-se por analisar os deslocamentos em vários pontos do edifício. Os pontos analisados correspondem aos pontos representados na Figura 13.

Como o elemento não estrutural utilizado neste edifício é a alvenaria de tijolo, ou seja, elemento frágil, torna-se necessário cumprir a expressão (7.24).

Na Tabela 28, apresenta-se a verificação efetuada para o requisito de limitação de danos segundo as duas direções ortogonais, x e y . À exceção do valor correspondente ao último piso (Cob-Piso4), segundo a direção y , todos os valores que constam desta tabela verificam os requisitos acima citados. Apesar deste valor estar acima do que é pretendido continuou-se o desenvolvimento do projeto, já que se considera a diferença de 2 mm pouco significativa.

Tabela 28 - Verificação do estado de limitação de danos

Piso	$d_{r,x}$ (m)	$d_{r,y}$ (m)	ν	h (m)	$d_{r,x} \cdot \nu$	$d_{r,y} \cdot \nu$	$0,005 \cdot h$
Cob - Piso 4	0,031	0,041	0,40	3,0	0,012	0,017	0,015
Piso 4 - Piso 3	0,024	0,032	0,40	3,0	0,010	0,013	0,015
Piso 3 - Piso 2	0,016	0,022	0,40	3,0	0,006	0,009	0,015
Piso 2 - Piso 1	0,008	0,011	0,40	3,0	0,003	0,005	0,015
Piso 1 - Piso 0	0,002	0,003	0,40	3,0	0,001	0,001	0,015

7.2 Análise aos Estados Limites Últimos

7.2.1 Regras Gerais

Os elementos estruturais que constituem o edifício devem estar de acordo com um conjunto de regras, relativamente à pormenorização de armaduras. Na maioria, estas regras são comuns a todos os elementos.

7.2.1.1 Recobrimento das Armaduras

O recobrimento das armaduras corresponde à distância entre a superfície da armadura (mais próxima da superfície de betão) e a superfície de betão.

De acordo com a cláusula § 4.4.1.1 (2) do EC2, deverá ser garantido, tanto na execução prática como nos cálculos e desenhos, um recobrimento designado como recobrimento nominal (C_{nom}). Este valor é determinado através da soma do recobrimento mínimo (C_{min}) e de uma margem de cálculo relacionada com as tolerâncias de execução (Δc_{dev}).

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7.27)$$

O valor recomendado para as tolerâncias de execução é de 10 mm (cláusula § 4.4.1.3 (1) do EC2).

A determinação do recobrimento mínimo depende dos fatores que se encontram relacionados com os requisitos para assegurar as forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e a resistência ao fogo. O seu valor máximo é determinado pela seguinte expressão:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (7.28)$$

onde,

$C_{min,b}$ - recobrimento mínimo de acordo com os requisitos de aderência;

$C_{min,dur}$ - recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - margem de Segurança;

$\Delta c_{dur,st}$ - redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$ - redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

Se não forem indicadas outras especificações, o EC2 preconiza que os parâmetros $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$ podem ter o valor zero (cláusula §4.4.1.2(6), cláusula §4.4.1.2(7), cláusula §4.4.1.2(8) do EC2).

A Tabela 29 e a Tabela 30 apresentam, respetivamente, os valores do recobrimento mínimo (C_{min}) e recobrimento nominal a adotar no projeto ($C_{nom,adoptar}$).

Tabela 29 - Recobrimentos mínimos C_{min} .

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	Classe de Resistência do Betão	Diâmetro dos varões (mm)	$C_{min,b}$ (mm) (Quadro 4.2 do EC2)	$C_{min,dur}$ (mm) (Quadro 4.4N do EC2)	C_{min} (mm)
Pilares, Vigas e Paredes	XC2	C 30 / 37	8 (Ø 8)	25	25	25
			12 (Ø 12)			
			16 (Ø 16)			
			20 (Ø 20)			
			25 (Ø 25)			
Lajes	XC2	C 30 / 37	8 (Ø 8)	16	25	25
			10 (Ø 16)			
			12 (Ø 12)			
			16 (Ø 16)			
Fundações	XC2	C 30 / 37	8 (Ø 8)	25	25	40*
			12 (Ø 12)			
			16 (Ø 16)			
			20 (Ø 20)			
			25 (Ø 25)			

*Segundo a norma E464 – 2007 do Anexo B.1, o valor do recobrimento mínimo $C_{min,dur}$ em fundações toma o valor de 40 mm

Tabela 30 - Recobrimentos nominais C_{nom} .

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	C_{min} (mm)	Δc_{dev} (mm)	$C_{nom,min}$ (mm)	$C_{nom,adoptar}$ (mm)
Pilares, Vigas e Paredes	XC2	25	10	35	35
Lajes	XC2	25	10	35	35
Fundações	XC2	40	10	50	50

7.2.1.2 Distância Mínima entre Varões

Os varões devem possuir uma distância mínima entre si, que deverá permitir uma betonagem e uma compactação aceitável, certificando que se asseguram boas condições de aderência.

De acordo com a cláusula § 8.2 (2) do EC2, a distância livre entre varões paralelos deverá ter no mínimo um dos seguintes valores:

$$d = \max\{k_1 \times \varnothing; d_g + k_2; 20mm\} \quad (7.29)$$

onde,

\varnothing - diâmetro do varão;

K_1 - 1,0;

K_2 - 5 mm;

d_g - dimensão máxima do agregado.

Aplicando a expressão anterior, determinou-se a distância mínima admissível entre varões:

$$d = \max\{1 \times (\varnothing \leq 25); 25 + 5; 20mm\} = 30mm \quad (7.30)$$

7.2.1.3 Distância Mínima de Dobragem de Varões

O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deverá ser limitado. Esta condição é necessária para evitar o aparecimento de fendas nos varões e roturas no betão onde os varões apresentam as suas curvaturas.

De acordo com cláusula § 8.3 (2) do EC2, o diâmetro mínimo de dobragem de varões é determinado através da seguinte expressão:

$$\varnothing_{m,min} \begin{cases} 4\varnothing \text{ se } \varnothing \leq 16mm \\ 7\varnothing \text{ se } \varnothing > 16mm \end{cases} \quad (7.31)$$

onde,

\varnothing - diâmetro do varão.

Através da expressão anterior (7.31) são definidos, para os diâmetros mínimos de dobragem de varões, os seguintes valores (Tabela 31).

Tabela 31 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões $\emptyset_{m,min}$.

\emptyset (mm)	$\emptyset_{m,min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

7.2.1.4 Comprimento de Amarração dos varões

O comprimento de amarração dos varões está relacionado com a transmissão de forças de aderência entre os varões de aço e o betão. De acordo com a cláusula § 8.4.3 e 8.4.4 do EC2, o comprimento de amarração de cálculo (l_{bd}) é determinado através das seguintes expressões:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (7.32)$$

$$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (7.33)$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (7.34)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (7.35)$$

em que:

$$l_{b,min} = \begin{cases} \text{máx} \{0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões traccionados} \\ \text{máx} \{0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões comprimidos} \end{cases} \quad (7.36)$$

onde,

\emptyset - diâmetro do varão;

$l_{b,min}$ - comprimento de amarração mínimo;

$l_{b,rqd}$ - comprimento de amarração e referência;

α_1 - coeficiente relacionado com a forma dos varões;

α_2 - coeficiente relacionado com o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 - coeficiente relacionado com o efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 - coeficiente relacionado com a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 - coeficiente relacionado com o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração.

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 a posição do varão durante a betonagem;

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{condições de boa aderência} \\ 0,7 & \text{todos os outros casos} \end{cases} \quad (7.37)$$

η_2 - coeficiente relacionado com o diâmetro do varão;

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \varnothing \leq 32mm \\ ((132 - \varnothing)/100) & \varnothing > 32mm \end{cases} \quad (7.38)$$

f_{ctd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;

α_{ct} - coeficiente relacionado com efeitos de longo prazo na resistência à tração e com efeitos desfavoráveis, conforme a carga é aplicada ($\alpha_{ct} = 1,0$);

γ_c - coeficiente parcial de segurança relativo ao betão ($\gamma_c = 1,5$).

Para o cálculo da tensão de aderência (f_{bd}) considerou-se a situação mais desfavorável. Os valores adotados foram os seguintes:

$$\begin{aligned} \eta_1 &= 0,7 \\ \eta_2 &= 1,0 \\ f_{ctd} &= 1,33MPa \end{aligned}$$

O valor resultante para este parâmetro (f_{bd}) foi de $2,09MPa$.

Os valores do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$) são apresentados na Tabela 32. Para o cálculo deste parâmetro admitiu-se que $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435MPa$.

Tabela 32 – Comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$).

\varnothing (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)
8	0,42
10	0,52
12	0,62
16	0,83
20	1,04
25	1,3

Os valores para comprimento de amarração mínimo ($l_{b,min}$) são apresentados na Tabela 33.

Tabela 33 – Comprimentos de amarração mínimos ($l_{b,min}$).

\emptyset (mm)	$0,3 l_{b,rqd}$ (mm)	$0,6 l_{b,rqd}$ (mm)	$10 \emptyset$ (mm)	mm	$l_{b,min}$ (m)	
					Varões tracionados	Varões comprimidos
8	126	252	80	100	0,126	0,252
10	156	312	100	100	0,156	0,312
12	186	372	120	100	0,186	0,372
16	249	498	160	100	0,249	0,498
20	312	624	200	100	0,312	0,624
25	390	780	250	100	0,390	0,780

Os parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$, são definidos no Quadro 8.2 do EC2. Dado que nenhum dos seus valores excede a unidade, adotou-se de uma forma conservativa para os respetivos cálculos deste trabalho, o valor unitário.

De acordo com as expressões (7.32) e (7.36) foram determinados os valores para os comprimentos de amarração (l_{bd}), apresentados na Tabela 34.

Tabela 34 – Comprimento de amarração (l_{bd}).

\emptyset (mm)	l_{bd} (m)
8	0,42
10	0,52
12	0,62
16	0,83
20	1,04
25	1,3

7.2.1.5 Amarração de Armaduras Transversais

De acordo com a cláusula § 5.6.1 do EC8, para as cintas utilizadas como armaduras transversais em pilares, vigas ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração $10d_{bw}$.

7.2.1.6 Comprimento de Sobreposição de armaduras

De acordo com a cláusula § 8.7.2 (1) do EC2, o comprimento de sobreposição das armaduras deverá:

- assegurar a transmissão dos esforços entre varões adjacentes;
- evitar o destacamento do betão na vizinhança;
- evitar a ocorrência de fendas largas que prejudiquem a estrutura.

O comprimento de sobreposição (l_0) é determinado através das seguintes expressões (cláusula § 8.7.3 (1) do EC2):

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \quad (7.39)$$

$$l_{0,\min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 150\phi; 200\text{mm}\} \quad (7.40)$$

$$1,5 > \alpha_6 = \rho_1 / 25^{0,5} > 1 \quad (7.41)$$

onde,

ρ_1 - percentagem de varões emendados a uma distancia inferior a $0,65 l_0$ da secção media de sobreposição;

$l_{0,\min}$ - comprimento de sobreposição mínimo.

Restantes parâmetros citados em expressões anteriores

Os parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$, tomam o valor unitário, conforme citado anteriormente. Para o parâmetro α_6 adoptou-se de forma conservativa, o valor de 1,5.

Os valores para o comprimento de sobreposição mínimo $l_{0,\min}$ são apresentados na Tabela 38.

Tabela 35 – Comprimentos de sobreposição mínimo ($l_{0,\min}$).

ϕ (mm)	$0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}$ (mm)	15ϕ (mm)	mm	$l_{0,\min}$ (m)
8	189	120	200	0,20
10	234	150	200	0,23
12	279	180	200	0,28
16	374	240	200	0,37
20	468	300	200	0,47
25	585	375	200	0,59

De acordo com as expressões (7.39) e (7.40), foram determinados os valores para os comprimentos de sobreposição (l_0), apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 – Comprimentos de sobreposição (l_0).

\varnothing (mm)	$1,5 l_{b,rqd}$ (m)	$l_{0,min}$ (m)	$l_{0,min}$ (m)
8	0,63	0,20	0,63
10	0,78	0,23	0,78
12	0,93	0,28	0,93
16	1,24	0,37	1,24
20	1,56	0,47	1,56
25	1,95	0,59	1,95

Nas zonas de sobreposição, com o intuito de induzir resistência às forças de tração transversais, é necessária colocar uma armadura transversal (cláusula § 8.7.4.1 (1) do EC2). Estas sobreposições não devem ficar localizadas em zonas de esforços elevados, como é o caso das zonas críticas (cláusula § 8.7.2 (2) do EC2).

7.2.2 Capacidade Resistente dos Elementos Verticais

O cálculo da capacidade resistente dos elementos verticais (pilares e paredes) deve ser realizado, salvo indicação contrária estabelecida pelo EC8, de acordo com princípios estabelecidos pelo EC2. A segurança associada à flexão desviada e ao esforço transversal deverá ser analisada de acordo com as expressões a seguir mencionadas:

- Verificação à Flexão desviada Bi-axial

Deverá ser verificada através da seguinte expressão (cláusula § 5.8.9 (4) do EC2):

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1,0 \quad (7.42)$$

- Verificação à Flexão Composta Uni-axial

Deverá ser verificada, separadamente, segundo as duas direções ortogonais. A relação entre o momento fletor atuante (M_{Ed}) e o momento fletor resistente (M_{Rd}) em cada direção ortogonal é dado por:

$$\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1,0 \quad ; \quad \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1,0 \quad (7.43)$$

onde,

$M_{Ed,x/y}$ - momento Fletor de cálculo em relação ao eixo considerado;

$M_{Rd,x/y}$ - momento Fletor resistente relativamente à direção considerada;

a - expoente, pode tomar os seguintes valores:

- Para secções circulares e elípticas, $a=2$;
- Para secções retangulares, ver Tabela 37:

Tabela 37 – Valores a utilizar no parâmetro a.

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

De acordo com a cláusula § 5.4.3.2.1 (2) do EC8, os momentos resistentes $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ em pilares sísmicos primários de estruturas classificadas como DCM, devem ser reduzidos em 30% do seu valor real. Esta redução é efetuada para ser considerada a interação bi-axial de momentos.

- Esforço Transverso obtido para a Flexão Composta Simples

Deverá ser garantido que o esforço transverso atuante (V_{Ed}) e o esforço transverso resistente (V_{Rd}) cumpram a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0 \quad (7.44)$$

O valor do esforço transversal resistente será determinado através das expressões (7.45) e (7.46), sendo adotado o menor valor obtido:

- Resistência à Rotura dos Estribos

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.45)$$

- Resistência do Betão ao Esmagamento nas Bielas Comprimidas

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot \alpha_{cw}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.46)$$

onde,

A_{sw} - área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s - espaçamento da armadura de esforço transversal segundo a direção do eixo da peça;

z - braço interno da peça, deve tomar o valor de $0,9d$, sendo que d representa a distância entre o centro de gravidade das armaduras tracionadas e a fibra mais comprimida da secção;

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos;

f_{cd} - valor de cálculo da resistência do betão à compressão;

θ - valor admitido para o ângulo entre as bielas inclinadas e o eixo da peça, o EC2 e o anexo nacional recomendam o seguinte intervalo de valores ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$);

α_{cw} - coeficiente relacionado com o estado de tensão na zona comprimida, neste caso toma o valor de 1,0;

b_w - largura da secção transversal;

v_1 - fator de redução da resistência do betão devido à fendilhação por esforço transversal, $v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$

7.2.3 Vigas

De acordo com a cláusula § 5.3.1 (3) do EC2, uma viga é um elemento em que o seu vão não é inferior a 3 vezes a altura total da sua secção transversal. Os elementos que não contemplam esta característica são denominados viga-parede. Neste trabalho não se utilizaram vigas parede.

7.2.3.1 Armadura Longitudinal

Segundo a cláusula § 9.2.1.1 do EC2, a área de armadura longitudinal nas vigas não deve ser inferior ao seguinte valor:

$$A_{s,v,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (7.47)$$

onde,

b_t - largura média da zona tracionada;

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

f_{yk} - tensão característica do aço.

A área de armadura máxima ($A_{s,v,máx}$) não deve ser superior a 4% da área da secção de betão da viga (A_c) (cláusula § 9.2.1.1 (3) do EC2).

Além das condições anteriores, o EC8 estabelece um valor mínimo para taxa de armadura longitudinal (ρ) em vigas primárias (cláusula § 5.4.3.1.2 (5) do EC8). Esse valor mínimo é determinado através da seguinte expressão:

$$\rho_{v,min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (7.48)$$

A taxa de armadura longitudinal (ρ) é calculada através da seguinte expressão:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (7.49)$$

onde,

A_s - área da armadura tracionada;

A_c - área da secção de betão.

Os limites regulamentares referentes à armadura longitudinal, mínima e máxima, em vigas são apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas

	$A_{s,v,min} (cm^2)$	$A_{s,v,máx}(cm^2)$
Vigas	3,04	48,0

Todas as vigas deste projeto apresentam a mesma secção.

A zona crítica em vigas de classe DCM é determinada de acordo com a cláusula § 5.4.3.1.2 do EC8. O comprimento crítico (l_{cr}) é considerado a partir de cada extremidade da viga, sendo, o seu valor igual à altura da viga (h_w).

Para estas zonas críticas é necessário garantir uma ductilidade suficiente em curvatura. Para isso, o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deverá ser calculado através da expressão (3.6), já citada anteriormente. Para a estrutura em análise obtiveram-se resultados apresentados na Tabela 39.

Tabela 39 - Cálculo do fator de ductilidade em curvadura.

Direção	Sismo Tipo 1				Sismo Tipo 2			
	T_1 (s)	T_c (s)	q_0	μ_ϕ	T_1 (s)	T_c (s)	q_0	μ_ϕ
x	0,60	0,6	3	5,0	0,60	0,25	3	2,7
y	0,53	0,6	3	5,5	0,53	0,25	3	2,9

Contudo, a ductilidade em curvatura nas zonas críticas, poderá ser garantida caso sejam cumpridos os requisitos expostos na cláusula § 5.4.3.1.2 do EC8. Os requisitos são os seguintes:

- na verificação ao estado limite último na situação de projeto sísmico deverá ser adicionada na zona de compressão da viga uma armadura longitudinal (A_{sup}) cuja secção não seja inferior a metade da secção da armadura presente na zona tracionada (A_{inf}):

$$\frac{A_{sup}}{A_{inf}} > 0,5 \quad (7.50)$$

Constata-se que esta condição não está totalmente explícita, visto que as zonas de compressão e tração poderão ser invertidas devido à variação de sinal.

- taxa de armadura na zona tracionada (ρ) deverá ser inferior ao valor $\rho_{m\acute{a}x}$ dado pela seguinte expressão:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.51)$$

onde,

ρ' - percentagem de armadura de compressão;

$\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

f_{yd} - valor de da tensão de cedência da armadura de flexão.

Para evitar possíveis roturas de aderência aço/betão no interior dos nós de ligação viga/pilar, nas zonas críticas o EC8 estabelece na cláusula § 5.6.2.2 (2) limites máximos para o diâmetro dos varões da armadura longitudinal (d_{bL}) para:

- nós de vigas com pilares interiores

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \times \frac{1+0,8v_d}{1+0,75k_D \rho' / \rho_{m\acute{a}x}} \quad (7.52)$$

- nós de vigas com pilares exteriores

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \times (1+0,8v_d) \quad (7.53)$$

onde,

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal;

h_c - largura do pilar medida paralelamente aos varões longitudinais;

k_D - fator que depende da classe de ductilidade, sendo 2/3 para a classe DCM;

ρ' - taxa de armadura de compressão que atravessa o nó viga/pilar;

$\rho_{m\acute{a}x}$ - taxa máxima de armadura;

v_d - esforço normal reduzido de cálculo no pilar.

Admitindo um esforço axial normalizado de 0,1 e $\rho' = 0,5\rho_{m\acute{a}x}$, os limites máximos para os diâmetros dos varões longitudinais das vigas, que atravessam o no de ligaao viga/pilar, podem tomar os valores apresentados na Tabela 40, calculados através das expressões (7.52) e (7.53).

Tabela 40 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligaao viga/pilar (d_{bL}).

Viga	No interior		Não exterior	
	h_c (m)	$d_{bL,m\acute{a}x}$ (mm)	h_c (m)	$d_{bL,m\acute{a}x}$ (mm)
V2	0,5 (P2)	22		
V3	0,3 (P2)	22	0,3 (P1)	16
V4			0,4 (P1)	22
V5			0,4 (P8)	22
V6	0,4 (P9)	17	0,3 (P8)	16
V7	0,3 (P9)	13		
V9 e V10	0,4 (P15)	17		
V14	0,6 (P11)	26		
V15	0,6 (P11)	26	0,6 (P10)	32
V16 e V17	0,4 (P7)	17		
V17 e V18	0,4 (P4)	17		

Caso não seja possível satisfazer as condioes referidas anteriormente, para os nós viga-pilar exteriores devido à dimensão de h_c do pilar ser demasiado pequena, poderá ser adotada para garantir a amarraao das armaduras longitudinais em vigas, uma das seguintes disposioes construtivas (cláusula é 5.6.2.2 (3) do EC8):

- viga ou laje poderão ser prolongadas horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (Figura 15 a));
- poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarraao soldadas ao topo da amadura principal das vigas (Figura 15 b));
- dobragem a 90 dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bL}$ e armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (Figura 15 c)).

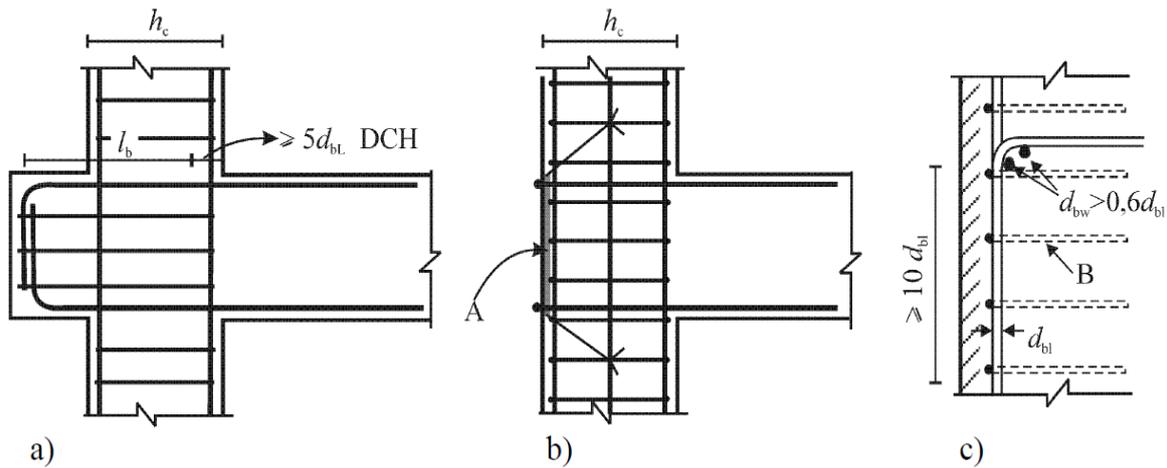


Figura 15 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.

No Anexo E, encontram-se definidos os parâmetros regulamentares para as armaduras longitudinais em vigas.

7.2.3.2 Armadura Transversal

A armadura mínima transversal definida na cláusula § 9.2.2 (5) e (6) do EC2, é determinada através das seguintes expressões:

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (7.54)$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w b_w \sin \alpha \quad (7.55)$$

onde,

A_{sw} - área de armadura de esforço transversal no comprimento s ;

s - espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w - largura da alma do elemento;

α - ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal.

Para este projeto adotou-se $\alpha = 90^\circ$.

A verificação de segurança ao esforço transversal será garantida através da expressão (7.44), já citada anteriormente

O espaçamento longitudinal dos estribos não deverá ser superior a $S_{l,máx}$, sendo este valor determinado através da seguinte expressão (cláusula § 9.2.2 (6) do EC2):

$$S_{l,máx} = 0,75d(1 + \cotg(\alpha)) \quad (7.56)$$

O espaçamento transversal entre ramos de estribos não deverá ser superior a $S_{t,máx}$, sendo este valor determinado através da seguinte expressão (cláusula § 9.2.2 (8) do EC2):

$$S_{t,máx} = 0,75d \quad (7.57)$$

Para a armadura transversal em vigas os limites regulamentares, mencionados anteriormente, são apresentados na Tabela 41.

Tabela 41 - Armadura transversal mínima e espaçamento máximo de estribos.

	$b(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$A_{sw,min}(cm^2/m)$	$S_{l,máx} = S_{t,máx}(m)$
Vigas	0,3	0,4	0,37	2,63	0,26

As normas do EC8 apresentam maiores exigências relativamente à pormenorização de armaduras do que as normas do EC2. Assim, para garantir adequadamente um confinamento às zonas críticas das vigas e segundo a cláusula § 5.4.3.1.2 (6) do EC8 são estabelecidas as seguintes regras:

- diâmetro dos estribos (d_{bw}) deverá ser igual ou superior a 6mm;
- espaçamento dos estribos na direção longitudinal da viga deverá ser inferior ao valor determinado na seguinte expressão:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4} ; 24d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8d_{bL} \right\} \quad (7.58)$$

- primeiro estribo não deverá estar afastado mais de 50 mm da extremidade da viga;

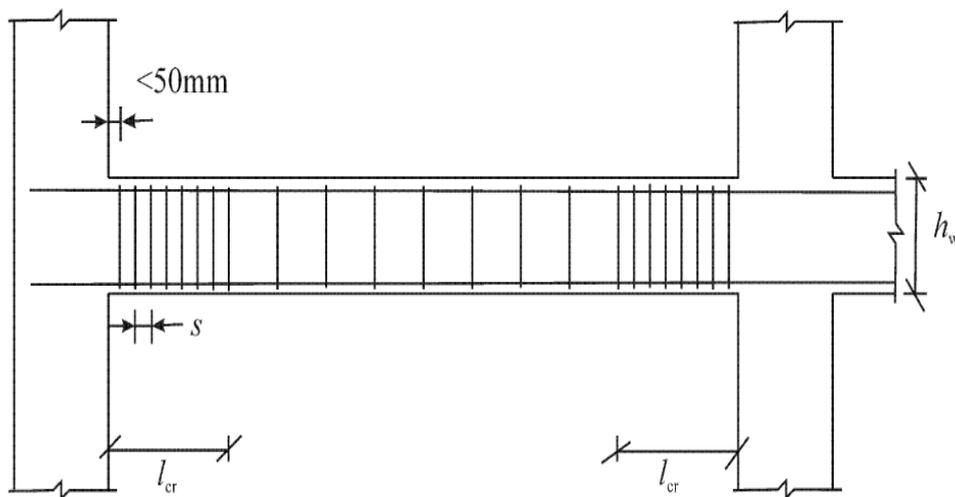


Figura 16 – Armadura transversal nas zonas críticas da viga.

Os critérios definidos anteriormente, para as zonas críticas de cada viga, podem ser consultados no Anexo E.

7.2.3.3 Dimensionamento

O dimensionamento de vigas primárias, em estruturas de classe de ductilidade média (DCM), deve estar de acordo com as regras de cálculo do “capacity design”, tal como descrito no subcapítulo 3.6. O programa de cálculo automático utilizado neste trabalho engloba a possibilidade de obtenção das armaduras (longitudinais e transversais) seguindo estas mesmas regras, o que permitiu calcular as áreas necessárias para resistirem aos esforços a que as vigas estão sujeitas.

Ainda assim, optou-se por exemplificar o dimensionamento da viga V15 do piso 1 (V15_1).

Os elementos de betão armado apresentam em geral um comportamento frágil ao corte, pelo que, o seu modo de rotura previsto deverá ser através da formação de rótulas plásticas (rotura dúctil) e não por esforço transversal (rotura frágil). Por isso, a obtenção dos valores de cálculo dos esforços transversos em vigas sísmicas primárias deverá ser efetuada através do equilíbrio da viga sob a ação (cláusula § 5.4.2.2 do EC8) (Figura 17):

- da carga transversal que nela atua, durante a ação sísmica de projeto;
- dos momentos resistentes nas secções de extremidade das vigas, os quais estão associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos negativos e positivos da ação sísmica. Estas rótulas plásticas deverão formar-se preferencialmente nas extremidades da viga, ou seja, na região mais próxima possível do nó viga-pilar.

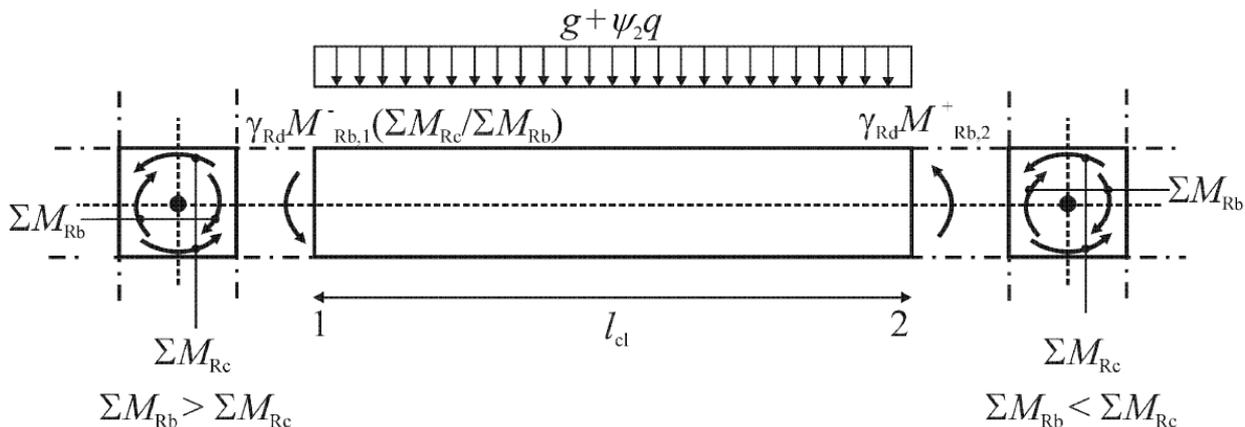


Figura 17 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas.

Nas secções de extremidade da viga são determinados o valor do esforço transversal mínimo ($V_{Ed,min,i}$) e máximo ($V_{Ed,máx,i}$), os quais correspondem aos momentos máximos ($M_{i,d}$) positivo e negativo que podem surgir nestas secções. Estes momentos máximos ($M_{i,d}$) deverão ser determinados através da seguinte expressão (cláusula § 5.4.2.2 do EC8):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \cdot \min \left(1; \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right) \quad (7.59)$$

onde,

$M_{Rb,i}$ - momento de dimensionamento da viga na extremidade i ;

$\Sigma M_{Rc}; \Sigma M_{Rb}$ - soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e a soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos, respetivamente;

γ_{Rd} - fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão.

Para estruturas DCM o fator γ_{Rd} toma o valor 1,0.

Como as regras de dimensionamento do EC8 têm implícito o princípio de viga fraca/pilar forte, a expressão anterior pode ser simplificada, ou seja:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (7.60)$$

O valor do esforço transversal máximo ($V_{Ed,máx}$) nas secções de extremidade das vigas pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$V_{Ed,max} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + \frac{q_{cqp} \times l_{cl}}{2} \quad (7.61)$$

onde,

$M_1; M_2$ - momentos nas secções de extremidades das vigas associados à formação de rótulas plásticas;

l_{cl} - comprimento da viga;

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

O cálculo do momento resistente (M_{Rd}) da viga é realizado através das expressões (7.62) e (7.63) que relacionam a armadura de flexão (A_s) e a altura da secção comprimida (x). Admite-se para este cálculo que as armaduras se encontram em cedência.

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.62)$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (7.63)$$

As características base da viga V15_1 são apresentadas na Tabela 42

Tabela 42 - Características base da viga viga V15_1.

Viga	Troço	h(m)	b(m)	d(m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)
V15_1	P11-P10	0,4	0,3	0,37	435	20

A área de armadura longitudinal calculada através do modelo do SAP2000 e a respetiva armadura adotada são apresentadas na Tabela 43 e Tabela 44.

Tabela 43 - Área da armadura longitudinal calculada através do modelo de SAP2000 na viga V15_1.

Área da Armadura SAP2000 (cm ²)				
		$A_{S\text{ inicio}}$ (cm ²)	$A_{S\text{ meio}}$ (cm ²)	$A_{S\text{ fim}}$ (cm ²)
Viga V15_1	superior	3,04	3,04	5,80
	inferior	3,04	3,04	3,04

Tabela 44 – Área da armadura longitudinal adotada na viga V15_1.

		Área da Armadura adotada (cm ²)					
		A _{S Início} (cm ²)		A _{S meio} (cm ²)		A _{S fim} (cm ²)	
Viga V15_1	superior	3 Ø 12	3,39	3 Ø 12	3,39	3 Ø 16	6,03
	inferior	3 Ø 12	3,39	3 Ø 12	3,39	3 Ø 12	3,39

Através dos valores expressos nas tabelas anteriores, calcularam-se as posições da linha neutra (x) e os respectivos momentos resistentes (M_{Rd}) através das expressões (7.62) e (7.63). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 45.

Tabela 45 – Posição da linha neutra e momento resistente na viga V15_1.

		Posição da Linha neutra (m)			Momento Resistente (kN/m)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
Viga V15_1	superior	0,03	0,03	0,05	52,0	52,0	90,0
	inferior	0,03	0,03	0,03	52,0	52,0	52,0

Determinados os valores dos momentos resistentes, efetuou-se o cálculo do esforço transversal de dimensionamento através da expressão (7.61), estando os resultados apresentados na Tabela 46

Tabela 46 – Esforço transversal de dimensionamento na viga V15_1.

		M_{Rd} (kN/m)		$V_{comb\ q.p}$ (kN)		$V_{Ed,cal}$ (kN)		$V_{Ed,m\acute{a}x}$ (kN)
		Inicio	Fim	Inicio	Fim	Inicio	Fim	
Viga V15_1	superior	52,0	90,0					
	inferior	52,0	52,0	36,7	67,5	57,6	88,4	88,4

Determinado o valor do esforço transversal condicionante na viga, calcularam-se o comprimento da zona crítica e os respetivos espaçamentos máximos para essas zonas, os quais são apresentados na Tabela 47 e na Tabela 48.

Tabela 47 – Comprimento da zona crítica na V15_1.

Viga	$l_{cr} = h_w$
V15_1	0,4

Tabela 48 - Espaçamento máximo da armadura transversal na viga V15_1.

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	(mm)	d_{bl} (mm)	s (m)
V15_1	0,4	8	225	12	0,1

A segurança ao esforço transversal da armadura transversal adotada foi verificada através das expressões (7.45) e (7.46), estando os resultados apresentados nas tabelas Tabela 49 e Tabela 50.

Tabela 49 – Esforço transversal resistente máximo na viga V15_1.

Viga	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_1 (m)	θ (°)	f_{cd} (Mpa)	$V_{Rd,m\acute{a}x}$ (kN)
V15_1	1	0,3	0,33	0,53	45	20	522,3

Tabela 50 – Verificação da segurança ao esforço transversal na zona crítica da viga V15_1.

Viga	<i>Arm. adoptada</i>	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	$z(\text{m})$	θ (°)	f_{ywd} (Mpa)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed,m\acute{a}x}$ (kN)
V15_1	$\emptyset 8 // 0,10$	0,3	0,33	45	435	143,7	88,4

7.2.4 Pilares – Elementos Primários

A regulamentação (EC2) define pilar como um elemento sujeito a esforços axiais, cuja dimensão em planta será inferior a quatro vezes a sua espessura. Neste projeto foram definidos pilares como elementos primários e secundários, pelo que haverá a necessidade de considerar para cada tipo destes elementos diferentes condições de dimensionamento.

7.2.4.1 Armadura Longitudinal

De acordo com a cláusula § 9.5.2 (1) do EC2, os varões longitudinais dos pilares devem apresentar um diâmetro igual ou superior a 8 mm.

A área total da armadura longitudinal ($A_{s,v}$) não deve ser inferior ao valor de $A_{s,v,min}$ obtido pela seguinte expressão (cláusula § 9.5.2 (2) do EC2):

$$A_{s,v,min} = \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad (7.64)$$

onde,

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal de compressão.

A área total da armadura longitudinal ($A_{s,v}$) não deve ser superior a $A_{s,v,máx}$ obtido pela seguinte expressão (cláusula § 9.5.2 (3) do EC2):

$$A_{s,v,máx} = \begin{cases} 0,04A_c & \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08A_c & \text{zona de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (7.65)$$

onde,

A_c - área da secção transversal de betão.

Adicionalmente aos requisitos anteriores, o EC8 estabelece que a área da armadura longitudinal deve estar compreendida entre 1 e 4% da área da secção transversal do pilar e as secções simétricas deverão ter a armadura distribuída simetricamente (cláusula § 5.4.3.2.2 (1) do EC8).

Segundo a cláusula § 5.4.3.2.2 (2) do EC8, deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

Na Anexo H encontram-se definidos, para todos os pilares primários, os limites regulamentares para a armadura longitudinal em pilares primários.

7.2.4.2 Armadura Transversal

De acordo com a cláusula § 9.5.3 (1) do EC2, o diâmetro das armaduras transversais nos pilares não deve ser inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. O espaçamento das armaduras transversais ($S_{cl,t}$) ao longo do pilar não deve exceder o valor $S_{cl,t máx}$ determinado pela seguinte expressão (cláusula § 9.5.3 (3) do EC2):

$$S_{cl,t máx} = \min \{ 20 \times d_{bL} ; b ; 400mm \} \quad (7.66)$$

onde,

b - menor dimensão do pilar;

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões armadura longitudinais.

De acordo com cláusula § 9.5.3 (6) do EC2, cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocado num canto deve ser travado por meio de armaduras transversais. Nas zonas comprimidas não deverá existir varões longitudinais a uma distância superior a 150 mm de um varão travado.

A distância entre varões longitudinais travados por cintas não deve ser superior a 200 mm (cláusula § 5.4.3.2.2 (11)b do EC8).

À semelhança do que acontece nas vigas, o EC8 estabelece também várias condições para as zonas críticas dos pilares.

O comprimento da zona crítica dos pilares (l_{cr}) deverá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 0,45 \right\} \quad (7.67)$$

onde,

h_c - maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} - comprimento livre do pilar.

Existem casos em que toda a altura do pilar deverá ser considerada como zona crítica. Um desses casos acontece quando a razão l_{cl}/h_c é inferior ao valor 3 (cláusula § 5.4.3.2.2 (5) do EC8).

De acordo com a cláusula § 5.9 (1) do EC8, na ausência de um método mais preciso, toda a altura dos pilares do piso térreo deverá ser considerada como zona crítica. No caso em que os enchimentos se prolongam em toda a altura livre dos pilares adjacentes e em que só haja paredes de alvenaria de um lado do pilar, a altura total desse pilar deverá também ser considerada como zona crítica (cláusula § 5.9 (3) do EC8).

Todas as zonas críticas de pilares sísmicos primários devem verificar as seguintes condições (cláusula § 5.4.3.2.2 (10) e (11) do EC8):

- cintas e ganchos adotados para o confinamento das zonas críticas não devem ter um diâmetro inferior a 6 mm;
- afastamento máximo entre varões longitudinais travados por cintas não deve ser superior a 200 mm;
- afastamento máximo entre cintas da armadura transversal (s), segundo a direção longitudinal do pilar, não deve ser superior ao valor determinado pela seguinte expressão:

$$s \leq \min \{ b_0 / 2 ; 175 ; 8d_{bL} \} \quad (7.68)$$

onde,

b_0 - dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas;

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

Na Anexo H encontram-se definidos, para todos os pilares primários, os limites referentes aos comprimentos das zonas críticas e aos respetivos espaçamentos entre cintas.

7.2.4.3 Armadura de Confinamento

De acordo com a cláusula § 5.4.3.2.2 (6) do EC8, a zona crítica dos pilares sísmicos primários deverá cumprir o requisito de ductilidade local. Este requisito é satisfeito se o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) for igual ou superior ao valor determinado na expressão (3.6), já citada anteriormente. Por outro lado, se em qualquer ponto da secção transversal for atingida uma extensão no betão superior a 0,0035, deve-se compensar a perda de resistência através do confinamento do núcleo de betão (cláusula § 5.4.3.2.2 (7) do EC8).

As condições referidas anteriormente consideram-se satisfeitas, se a taxa mecânica volumétrica de cintas (ω_{wd}) nas zonas críticas dos pilares primários verificar a seguinte expressão (cláusula § 5.4.3.2.2 (8) do EC8):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.69)$$

em que,

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.70)$$

onde,

μ_{ϕ} - valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c - largura bruta da secção transversal;

b_0 - largura do núcleo confinado;

h_0 - altura do núcleo confinado;

α - coeficiente de eficácia do confinamento.

Este parâmetro (α) é obtido através da seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (7.71)$$

em que,

para secções transversais retangulares:

α_n é dado pela seguinte expressão,

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \quad (7.72)$$

α_s é dado pela seguinte expressão,

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad (7.73)$$

O valor da taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas (ω_{wd}) deverá ser superior ou igual a 0,08 (cláusula § 5.4.3.2.2 (9) do EC8). Esta regra pode ficar sem efeito se o coeficiente de comportamento (q) for inferior a 2 e o esforço axial normalizado (ν_d) for inferior a 0,2 (cláusula § 5.4.3.2.2 (12) do EC8), para as forças verticais correspondentes à combinação sísmica.

7.2.4.4 Dimensionamento

Tal como acontece nas vigas, o dimensionamento dos pilares sísmicos primários é, também, obtido de acordo com as regras de cálculo do “Capacity Design”. A obtenção das armaduras, longitudinais e transversais, dos pilares sísmicos primários foi, tal como nas vigas, é efetuada através do programa de cálculo automático.

Optou-se por exemplificar o dimensionamento do Pilar P2 do piso 1 (P2_1).

O dimensionamento de pilares sísmicos primários depende da classificação da estrutura (sistema estrutural). Se a estrutura for classificada como um sistema de pórtico ou misto equivalente a pórtico, mesmo que seja apenas numa direção de análise, deve garantir-se em todos os nós de ligação entre vigas primárias ou secundárias e pilares primários o princípio, já previamente abordado (subcapítulo 3.6), de “pilar forte/viga fraca”. Assim, para esses nós, dever-se-ia verificar a seguinte expressão (cláusula § 4.4.2.3 (4) do EC8):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (7.74)$$

onde,

M_{Rc} - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó;

M_{Rb} - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligados a esse mesmo nó;

Em sistemas estruturais com uma classificação do tipo parede ou equivalente a parede, as armaduras de flexão são determinadas com base nos esforços que surgem da análise global da estrutura. Neste caso, não é necessário aplicar os princípios de “viga fraca/pilar forte”, podendo admitir-se a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares.

O critério anterior também não necessita de ser verificado para os seguintes casos:

- edifícios de 1 piso (cláusula § 4.4.2.3 (4) do EC8);
- último piso de edifícios (cláusula § 4.4.2.3 (6) do EC8);
- em pórticos constituídos por 4 ou mais pilares de dimensões semelhantes, apenas é necessário satisfazer a condição em cada 3 de 4 pilares (cláusula § 5.2.3.3 (2)a do EC8);
- piso inferior dos edifícios de dois pisos, se o valor do esforço axial reduzido (v_d) não for superior a 0,3 em qualquer pilar (cláusula § 5.2.3.3 (2)b do EC8).

A estrutura em análise foi classificada como um sistema de paredes. Assim, tendo em conta as condições indicadas anteriormente, não é necessário verificar o princípio “viga fraca/pilar forte” para os nós de ligação entre vigas e pilares da estrutura.

De acordo com a cláusula § 5.4.2.3 (1) do EC8, a obtenção dos valores de cálculo dos esforços transversos em pilares sísmicos primários, deve ser efetuada através do equilíbrio do pilar quando este é sujeito a momentos de extremidade ($M_{i,d}$). Estes momentos estão associados às zonas de momentos máximos e às zonas onde, possivelmente, se formarão as rótulas plásticas. A expressão para calcular os seus valores é a seguinte:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (7.75)$$

onde,

$M_{Rc,i}$ - momento de dimensionamento do pilar na extremidade i ;

M_{Rc} e M_{Rb} - soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e a soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos;

γ_{Rd} - fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão.

Para estruturas DCM o γ_{Rd} toma o valor de 1,1.

A expressão anterior pode ser simplificada, tal como efetuado para o caso das vigas, dando origem à seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \quad (7.76)$$

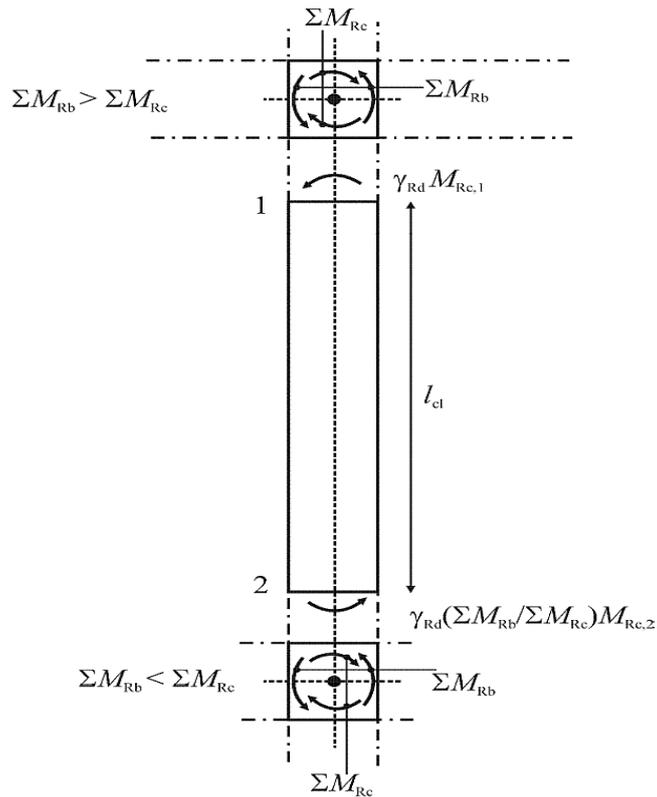


Figura 18 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em pilares.

O valor do esforço transversal na extremidade do pilar, que corresponderá ao valor máximo, pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed,máx} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (7.77)$$

onde,

M_1 e M_2 - momentos nas secções de extremidades dos pilares, associados à formação de rótulas plásticas.

Em pilares sísmicos primários, a flexão desviada pode ser verificada de forma simplificada, como já foi referido anteriormente (subcapítulo 7.2.2). Esta verificação é efetuada, considerando a resistência à flexão composta simples reduzida em 30%, ou seja, através da seguinte expressão:

$$M_{Ed} = 0,7 \times M_{Rd} \quad (7.78)$$

O cálculo da linha neutra (x) e do momento resistente (M_{Rd}), em pilares sísmicos primários, é realizado através das expressões, respetivamente:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.79)$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad (7.80)$$

onde,

x - altura comprimida da secção;

N - esforço axial na secção;

A_{s1} - armadura tracionada;

A_{s2} - armadura comprimida;

d - distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 - distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida.

As características base do pilar P2_1 são apresentadas na Tabela 51.

Tabela 51 – Características base do pilar P2_1.							
	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)		h (m)	b (m)	d (m)	d_1 (m)
Pilar P2_1	20	435	Direção x	0,5	0,3	0,47	0,035
			Direção y	0,3	0,5	0,27	0,035

A área de armadura longitudinal, calculada através do modelo do SAP2000, e a respetiva armadura adotada encontram-se definidas na Tabela 52.

Tabela 52 - Área da armadura longitudinal calculada através do modelo de SAP2000 no Pilar P2_1.

	Área da Armadura SAP2000		Área da Armadura adotada (cm ²)			
	A_s (cm ²)		A_s (cm ²)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	
Pilar	15	4 \emptyset 16 + 8 \emptyset 12	17,09	Direção x	7,41	7,41
P2_1				Direção y	5,15	5,15

Através dos valores expressos nas tabelas anteriores, calcularam-se as posições da linha neutra (x) e os respetivos momentos resistentes (M_{Rd}) através das expressões (7.79) e (7.80), respetivamente. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 53.

Tabela 53 – Posição da linha neutra e momento resistente no Pilar P2_1.

		Posição da Linha neutra	Momento Resistente
		x (m)	M_{Rd} (kN/m)
Pilar	Dir. x	0,145	180,8
P2_1	Dir. y	0,241	274,1

Determinados os valores dos momentos resistentes, efetuou-se o cálculo do esforço transverso de dimensionamento através da expressão (7.77), estando os seus resultados descritos na Tabela 54.

Tabela 54 - Esforço transverso de dimensionamento no pilar P2_1.

	Direção x			Direção y	
	l_{cl} (m)	$M_{Rd,x}$ (kN/m)	$V_{Ed,x,m\acute{a}x}$ (kN)	$M_{Rd,y}$ (kN/m)	$V_{Ed,y,m\acute{a}x}$ (kN)
Pilar	2,7	180,8	133,9	274,1	203,0
P2_1					

Determinado o valor do esforço transversal condicionante no pilar, calcularam-se o comprimento da zona crítica e os respetivos espaçamentos máximos para essas zonas, os quais são apresentados na Tabela 55 e Tabela 56.

Tabela 55 – Comprimento da zona crítica no pilar P2_1.

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)
P2_1	0,5	2,7	0,45	5,4	0,5

Tabela 56 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica no pilar P2_1.

Pilar	b_0 (m)	d_{bL} (mm)	175 (mm)	s (m)
P2_1	0,22	12	175	0,1

A segurança ao esforço transversal da armadura transversal adotada foi verificada através das expressões (7.45) e (7.46), estando os resultados apresentados na Tabela 58 e Tabela 59.

Tabela 57 – Esforço transversal resistente máximo no pilar P2_1.

Pilar	α_w (m)	b_w (m)	h_w (m)	z (m)	v_1 (m)	θ (°)	f_{cd} (Mpa)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
P2_1	Direção x	1	0,5	0,3	0,24	0,53	45	20	632,0
	Direção y	1	0,3	0,5	0,42	0,53	45	20	665,4

Tabela 58 - Verificação da segurança ao esforço transversal na zona crítica do pilar P2_1.

Pilar		Zona crítica		Zona crítica		Restantes zonas		Restantes zonas		V_{Ed} (kN)
		Cintas Exteriores	Cintas Interiores	A_s (cm ² /m)	V_{Rd} (kN)	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	A_s (cm ² /m)	V_{Rd} (kN)	
P2_1	Dir. x	Ø 8 // 0,10	Ø 8 // 0,10	15,09	156,68	Ø 8 // 0,10	Ø 8 // 0,10	15,09	156,68	133,9
	Dir. y	Ø 8 // 0,10	Ø 8 // 0,10	20,12	366,57	Ø 8 // 0,10	Ø 8 // 0,10	20,12	366,57	203,0

Por último, efetuou-se a verificação da armadura de confinamento do pilar P2, encontrando-se os valores utilizados para o seu cálculo e os respetivos resultados obtidos através da expressão (7.69) descritos na Tabela 59.

Tabela 59 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de confinamento do pilar P2.

b_c (m)	h_c (m)	b_0 (m)	h_0 (m)	N_{Ed} (kN)	v_d	μ_ϕ	$\varepsilon_{sy,d}$	s (m)	$\alpha\omega_{wd}$
0,3	0,5	0,23	0,43	1157,7	0,39	5,5	2,18E-03	0,1	0,146

A verificação da armadura de confinamento efetuada aos pilares primários encontra-se descrita na Tabela 60.

A verificação da armadura de cintagem de cada pilar foi efetuada, considerando-se o valor mais desfavorável do esforço normal reduzido (valor mais elevado) e o da taxa volumétrica de cintas (valor mais baixo).

Tabela 60 - Verificação da armadura de confinamento no pilar P2.

α_s	α_n	α	ω_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ω_{wd} cálculo	Diâmetro dos varões utilizados no cálculo (mm)	
							Cintas exteriores	Cintas interiores
0,692	0,8018	0,555	0,263	20	435	0,335	10	8

7.2.5 Pilares – Elementos Secundários

Os elementos estruturais, considerados como elementos sísmicos secundários, devem ser projetados e pormenorizados de maneira a possuírem capacidade resistente às cargas gravíticas na situação de projeto sísmico, quando ocorrem deformações máximas (cláusula § 5.7 (1) do EC8).

O dimensionamento destes elementos pode ser efetuado de duas formas:

- dimensionar os elementos de forma a que sob ação sísmica permaneçam em fase elástica ($q = 1$); O espectro de cálculo é substituído pelo espectro elástico de acelerações e os esforços são corrigidos em função dos deslocamentos obtidos; Este tipo de análise possui alguma vantagem, dado que, os elementos secundários apresentam quase sempre uma rigidez bastante baixa, pelo que os esforços nestes elementos são baixos; Contudo, quando se recorre a este espectro, o valor dos momentos fletores tende a aumentar significativamente e o esforço axial a diminuir, tornando o dimensionamento de elementos com rigidez bastante desfavorável.
- dimensionar os elementos garantindo a ductilidade dos mesmos através do espectro de cálculo; Esta análise é um processo conhecido onde existe apenas alguma complexidade no confinamento das secções.

De acordo com o citado acima para o respetivo dimensionamento, optou-se por analisar os elementos secundários considerando a primeira possibilidade.

O procedimento para o dimensionamento dos elementos secundários é semelhante ao adotado no capítulo 7.2.4 (Pilares – Elementos Primários). Na opção escolhida releva a substituição do espectro de resposta de cálculo ($q = 3$) pelo espectro de resposta elástico de acelerações ($q = 1$). A pormenorização das armaduras, longitudinal e transversal, necessitará apenas de cumprir as disposições do EC2.

As áreas das armaduras dos elementos secundários foram determinadas através do programa de cálculo automático, podendo os seus valores ser consultados no Anexo J

7.2.6 Paredes

Segundo a regulamentação, as paredes são definidas como elementos que apresentam um comprimento da secção em planta igual ou superior a quatro vezes a sua espessura.

7.2.6.1 Armadura Longitudinal

As paredes são elementos estruturais que devido à sua rigidez apresentam grandes valores para momentos fletores. À exceção das paredes com secção em L ou U, a rigidez destes elementos é elevada apenas numa das suas direcções (x ou y). Por este facto, o seu dimensionamento é efetuado através de um procedimento uni-axial, não se considerando a rigidez na direcção perpendicular. O modo mais adequado e eficiente do dimensionamento de paredes, relativamente à distribuição de armadura, baseia-se no método dos “pilares fictícios”. Este método consiste em concentrar uma grande percentagem de armadura junto às extremidades da parede (zona dos pilares fictícios). Foi através deste método que foi calculada a armadura longitudinal de cada parede.

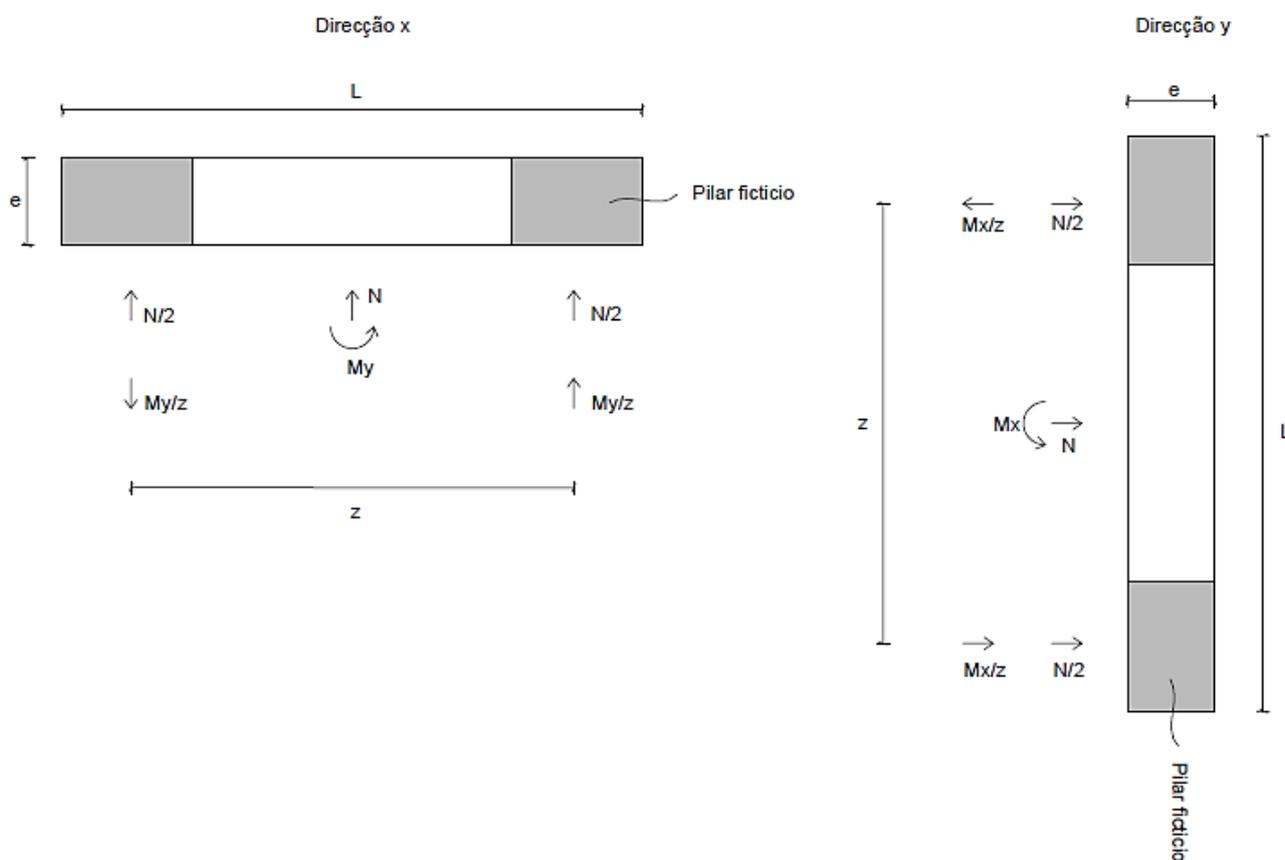


Figura 19 - Método dos pilares fictícios em paredes.

A força de tração (F_t), para cada direção, é calculada a partir da seguinte expressão:

$$F_t = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \left| \frac{M_{Ed}}{z} \right| \quad (7.81)$$

Através dos valores obtidos no cálculo anterior é possível determinar a área ($A_{s,v}$) e a taxa (ρ_v) da armadura longitudinal. Estes parâmetros são calculados através das seguintes expressões:

$$A_{s,v, pilar\ ficticio} = \frac{Máx(F_t)}{f_{syd}} \quad (7.82)$$

$$\rho_v = \frac{A_{s,v}}{L_{pilar\ ficticio} \times e_{parede}} \quad (7.83)$$

De acordo com a cláusula § 9.6.2 (2) do EC2, a área de armadura longitudinal ($A_{s,v}$) deverá estar compreendida entre os valores $A_{s,v,min}$ e $A_{s,v,máx}$, ou seja:

$$0,002 A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04 A_c \quad (7.84)$$

onde,

A_c - área da secção de betão da parede.

A distância entre dois varões longitudinais adjacentes não deverá ser superior aos seguintes valores (cláusula § 9.6.2 (3) do EC2):

$$d \leq \min\{3 \times b_w; 400mm\} \quad (7.85)$$

onde,

b_w - menor dimensão da parede planta.

Para estruturas DCM, a cláusula § 5.4.3.4.2 (8) do EC8, estabelece que a taxa de armadura longitudinal (ρ_v) nos elementos de extremidade (pilares fictícios) não deverá ser inferior a 0,5%.

Segundo a cláusula § 5.4.3.4.1 (2) do EC8, em paredes sísmicas primárias o valor do esforço normal reduzido (v_d) não deverá ser superior a 0,4.

7.2.6.2 Armadura Transversal

De acordo com a cláusula § 9.6.3 (1) do EC2, a armadura horizontal paralela ao paramento da parede não deverá ser inferior a $A_{s,h,min}$.

$$A_{s,h,min} = \max \{ 0,25 A_{s,vertical} ; 0,001 A_c \} \quad (7.86)$$

A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deverá ser inferior a 400 mm (cláusula § 9.6.3 (2) do EC2).

Em qualquer parte de uma parede onde a área total de armadura vertical nas duas faces é superior a 2% da área da secção de betão (A_c) devem dispor-se armaduras transversais, sob a forma de estribos ou de ganchos de acordo com a cláusula § 9.5.3 do EC2. No caso da armadura principal estar colocada mais próxima das faces da parede, deve-se utilizar também uma armadura transversal, constituída pelo menos por 4 estribos por m^2 da área da parede (cláusula § 9.6.4 (2) do EC2).

7.2.6.3 Armadura de Confinamento

Segundo a cláusula § 5.4.3.4.2 (12) do EC8, a armadura transversal dos elementos de extremidade das paredes poderá ser determinada, atendendo apenas às prescrições exigidas pelo EC2. Neste caso, não será necessário definir zonas críticas, tendo, no entanto, que se verificar pelo menos uma das seguintes condições:

- valor do esforço normal reduzido (v_d) deverá ser inferior a 0,15;
- valor de v_d inferior a 0,20 e o coeficiente de comportamento (q) utilizado na análise sísmica deve ser reduzido em 15%.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (7.87)$$

Caso não sejam verificadas as condições anteriores, devem ser aplicadas as apresentadas a seguir.

De acordo com a cláusula § 5.4.3.4.2 (2) do EC8, a zona crítica das paredes deverá cumprir o requisito de ductilidade local. Este requisito é satisfeito se o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) for igual ou superior ao valor determinado na expressão (3.6), com o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) desta expressão substituído pelo produto deste mesmo coeficiente pelo valor máximo da relação M_{Ed}/M_{Rd} na base da parede para a situação de projeto sísmica.

A verificação anterior considera-se satisfeita, evitando o cálculo do fator de ductilidade local, se o confinamento da armadura transversal dos elementos de extremidade das paredes cumprir a seguinte expressão (cláusula § 5.4.3.2.2 (8) do EC8):

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.88)$$

em que,

$$\omega_v = \frac{\rho_v \times f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (7.89)$$

onde,

ω_v - taxa mecânica das armaduras verticais da alma;

ρ_v - taxa de armadura vertical da alma na parede;

$f_{yd,v}$ - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma;

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Restante parâmetros citados no subcapítulo 7.2.4.3

A armadura de confinamento deverá prolongar-se verticalmente ao longo da zona crítica (h_{cr}) e horizontalmente ao longo do comprimento crítico (l_{cr}) (cláusula § 5.4.3.4.2 (6) do EC8). Este último representado na Figura 20.

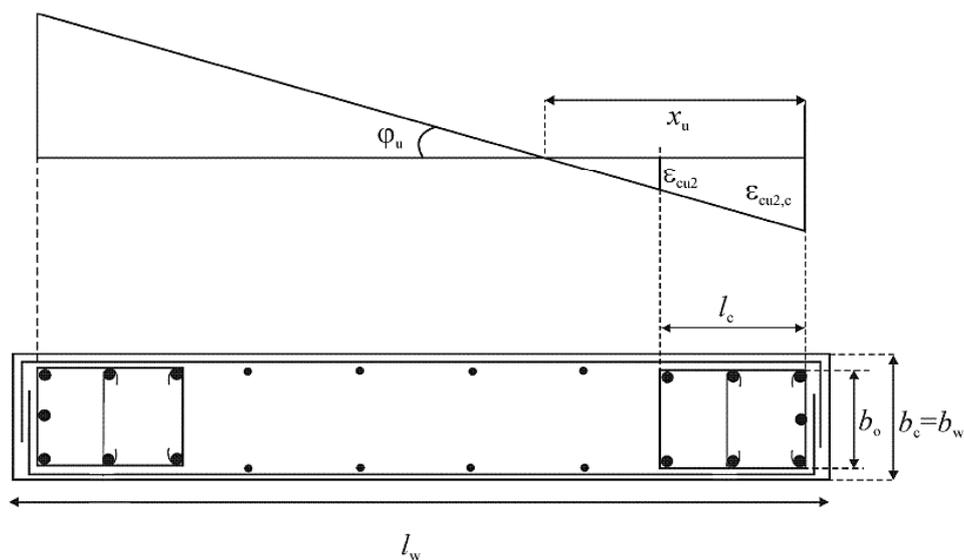


Figura 20 – Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (em cima: extensões na curvatura última; em baixo: seção transversal da parede).

O comprimento do pilar fictício (l_{cr}) é determinado através da aplicação das expressões indicadas a seguir (cláusula § 5.4.3.4.2 (6) do EC8):

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (7.90)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad (7.91)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times \alpha \omega_{wd} \quad (7.92)$$

$$\omega_v = \frac{A_{s,v}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.93)$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c \times b_c \times f_{cd}} \quad (7.94)$$

onde,

x_u - dimensão da zona comprimida do plano de flexão;

ε_{cu2} - extensão de compressão do betão;

$\varepsilon_{cu2,c}$ - extensão máxima do betão confinado;

N_{Ed} - esforço axial para a combinação sísmica;

h_c - comprimento da alma da secção de parede;

ω_v - taxa mecânica das armaduras verticais da alma;

A_{sv} - armadura vertical da alma.

O mesma cláusula § impõe também restrições no que diz respeito ao valor mínimo deste comprimento, ou seja:

$$l_c \geq \max\{0,15l_w ; 1,5b_w\} \quad (7.95)$$

onde,

l_w - maior dimensão em planta da parede;

b_w - menor dimensão em planta da parede.

A altura da zona crítica (h_{cr}) é determinada segundo as indicações descritas na cláusula § 5.4.3.4.2 (1) do EC8:

$$h_{cr} = \max\left\{l_w ; \frac{h_w}{6}\right\} \quad (7.96)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_s & \text{sen } \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \times h_s & \text{sen } \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (7.97)$$

onde,

l_w - maior dimensão em planta da parede;

h_w - altura total da parede na vertical, é medida a partir do nível do solo ou da parede acima da fundação ;

h_s - altura live entre pisos.

A altura da zona crítica de cada parede deverá ser considerada no sentido ascendente e descendente, ou seja, desde a fundação até ao topo do piso 0.

De acordo com a cláusula § 5.4.3.4.2 (9) do EC8, aplica-se às zonas de extremidade da parede as condições análogas às dos pilares, já que estas zonas são consideradas como “pilares fictícios”.

O valor da taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas (ω_{wd}) deverá ser superior ou igual a 0,08 (cláusula § 5.4.3.2.2 (9) do EC8).

O espaçamento das cintas (s) não deverá ser superior a (cláusula § 5.4.3.2.2 (11a) do EC8):

$$s = \min\{b_0 / 2 ; 175 \text{ mm} ; 8d_{bL}\} \quad (7.98)$$

onde,

b_0 - dimensão mínima do núcleo de betão (mm);

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões longitudinais (mm).

A distância entre varões longitudinais consecutivos, que estejam abraçados por cintas ou ganchos, não deverá ser inferior a 200mm (cláusula § 5.4.3.2.2 (11b) do EC8).

7.2.6.4 Dimensionamento

O dimensionamento das paredes sísmicas primárias, em estruturas DCM, deverá seguir as disposições expostas na cláusula § 5.4.2.4 do EC8. Os valores de cálculo dos momentos fletores e dos esforços transversos devem ser obtidos de acordo com os princípios de cálculo do “capacity design”, os quais estabelecem que as rótulas plásticas em paredes formam-se na sua base (zona de momentos máximos).

Na determinação dos valores de cálculo dos momentos fletores deverão ser consideradas as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos (cláusula § 5.4.2.4 (1) do EC8). Na ausência de um método rigoroso, como é o caso deste trabalho, para ter em conta estes efeitos poderá utilizar-se um método simplificado. Este método é descrito nos próximos parágrafos e consiste em sobredimensionar as paredes, relativamente aos esforços resultantes da análise elástica, através de uma envolvente de cálculo para os momentos fletores (Figura 21). Este sobredimensionamento deverá evitar a formação de rótulas plásticas acima da base das paredes, garantindo todo o seu funcionamento em regime elástico. Esta metodologia pode ser efetuada da seguinte forma (cláusula § 5.4.2.4 (5) do EC8):

1. conseguir ao longo de toda a altura da parede o diagrama dos momentos fletores, resultantes da análise elástica;
2. admitir a envolvente linear, isto se a estrutura não apresentar qualquer descontinuidade significativa de massa, de rigidez ou resistência ao longo da sua altura;
3. aplicar uma translação do diagrama de momentos fletores linear; este deslocamento vertical deverá ser consistente com a inclinação das escoras (θ), considerada na verificação do estado limite último de esforço transversal; quanto ao valor da translação é dado pela seguinte expressão:

$$a_1 = z \cot(\theta) \tag{7.99}$$

onde,

z - braço interior da parede;

θ - ângulo de inclinação das escoras.

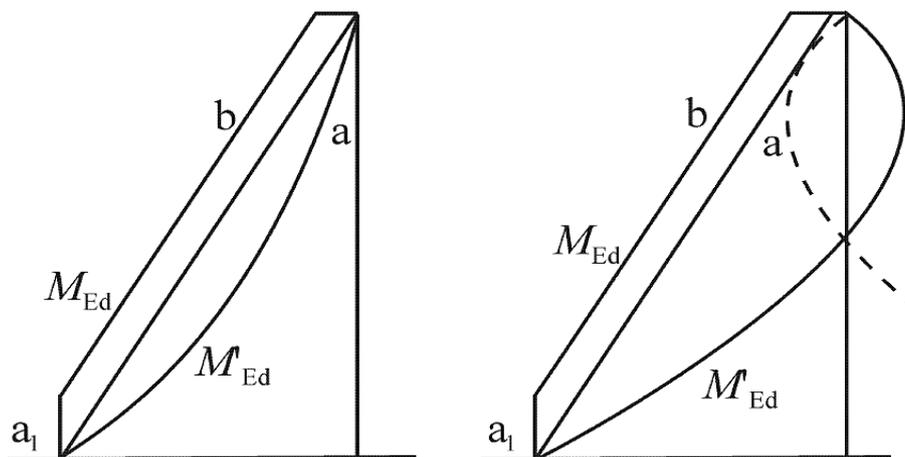


Figura 21 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores de dimensionamento (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos).

- a – diagrama de momentos resultante da análise elástica;
- b – envolvente de esforços considerada no dimensionamento;
- a_1 – Translação que origina a envolvente de esforços.

Na determinação dos valores de cálculo dos esforços transversos, deverá considerar-se a possibilidade de um aumento destes esforços após a plastificação na base da parede. Este requisito poderá ser satisfeito, se os valores dos esforços transversos forem aumentados em 50%, face aos esforços transversos obtidos em análise (cláusula § 5.4.2.4 (7) do EC8). Quanto ao diagrama de dimensionamento de esforço transversal deverá também ser obtido através de uma envolvente de cálculo (Figura 22).

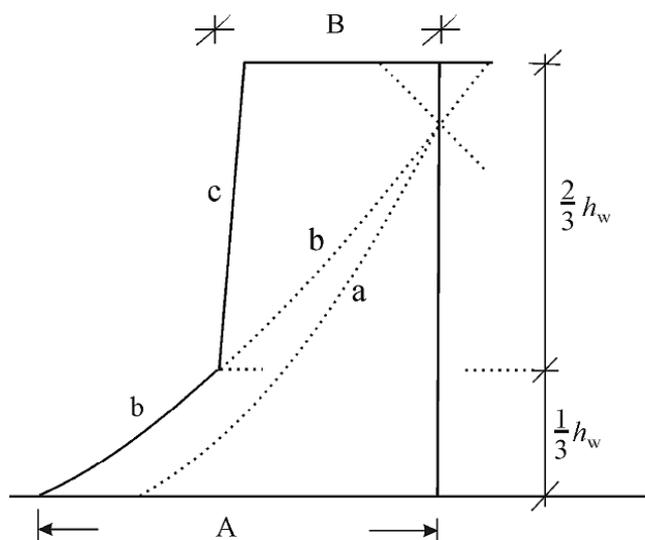


Figura 22 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos de dimensionamento.

- a – diagrama dos esforços transversos resultante da análise elástica;
- b – diagrama dos esforços transversos majorados;

c – envolvente de cálculo;

A – $V_{parede,base}$;

B – $V_{parede,topo} \geq V_{parede,base}/2$.

Para o projeto em estudo, optou-se por exemplificar o dimensionamento do núcleo de elevadores (NU).

O dimensionamento e análise do núcleo de elevadores, parede em “U”, deveriam ter sido efetuados, considerando como um todo as paredes que o constituem (cláusula § 5.4.3.4.1 (4) de EC8). De modo a simplificar todos os cálculos envolventes no dimensionamento decidiu considerar-se o núcleo dividido em 3 paredes (Figura 23).

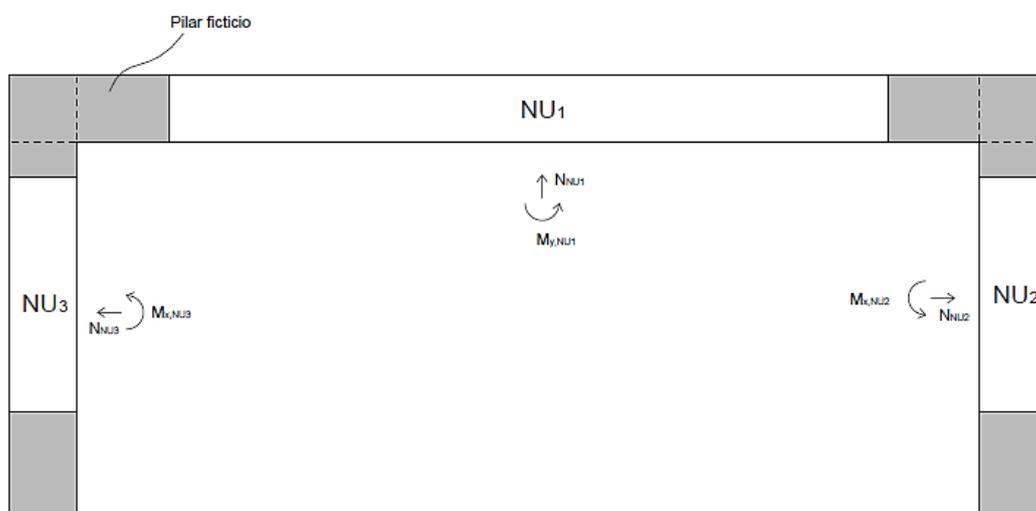


Figura 23 - Representação esquemática do núcleo de elevadores.

A altura crítica do núcleo de elevadores (Tabela 61) é determinada através das expressões (7.96) e (7.97).

Tabela 61- Altura crítica nas paredes que constituem o núcleo.

l_w (m)	h_w (m)	h_s (m)	h_{cr} (m)
4,55	15	3,00	2,5

Na Tabela 62 apresentam-se as características referentes às paredes que constituem o núcleo de elevadores, nomeadamente, a espessura (e_{parede}), o braço da armadura de flexão (z) e o comprimento dos pilares fictícios ($L_{pilar\ ficticio}$).

Tabela 62 - Características das paredes que constituem o núcleo de elevadores.

Parade	e_{parede} (m)	z (m)	$L_{pitar\ ficticio}$ (m)
NU1	0,3	3,9	0,70
NU2	0,3	1,5	0,45
NU3	0,3	1,5	0,45

Os esforços atuantes de cálculo, em cada parede constituinte do núcleo, foram determinados, considerando a ação da combinação sísmica mais desfavorável. Através destes valores, foram obtidos os diagramas de momentos fletores ($M_{Ed,analise}$) e esforços transversos ($V_{Ed,analise}$). Posteriormente, seguiu-se a metodologia, descrita anteriormente, para obtenção da envolvente de cálculo de dimensionamento (M_{Ed}) e (V_{Ed}). Nas próximas figuras (Figura 24 e Figura 25) encontram-se representadas as envolturas de cálculo de dimensionamento, consideradas para cada parede do núcleo.

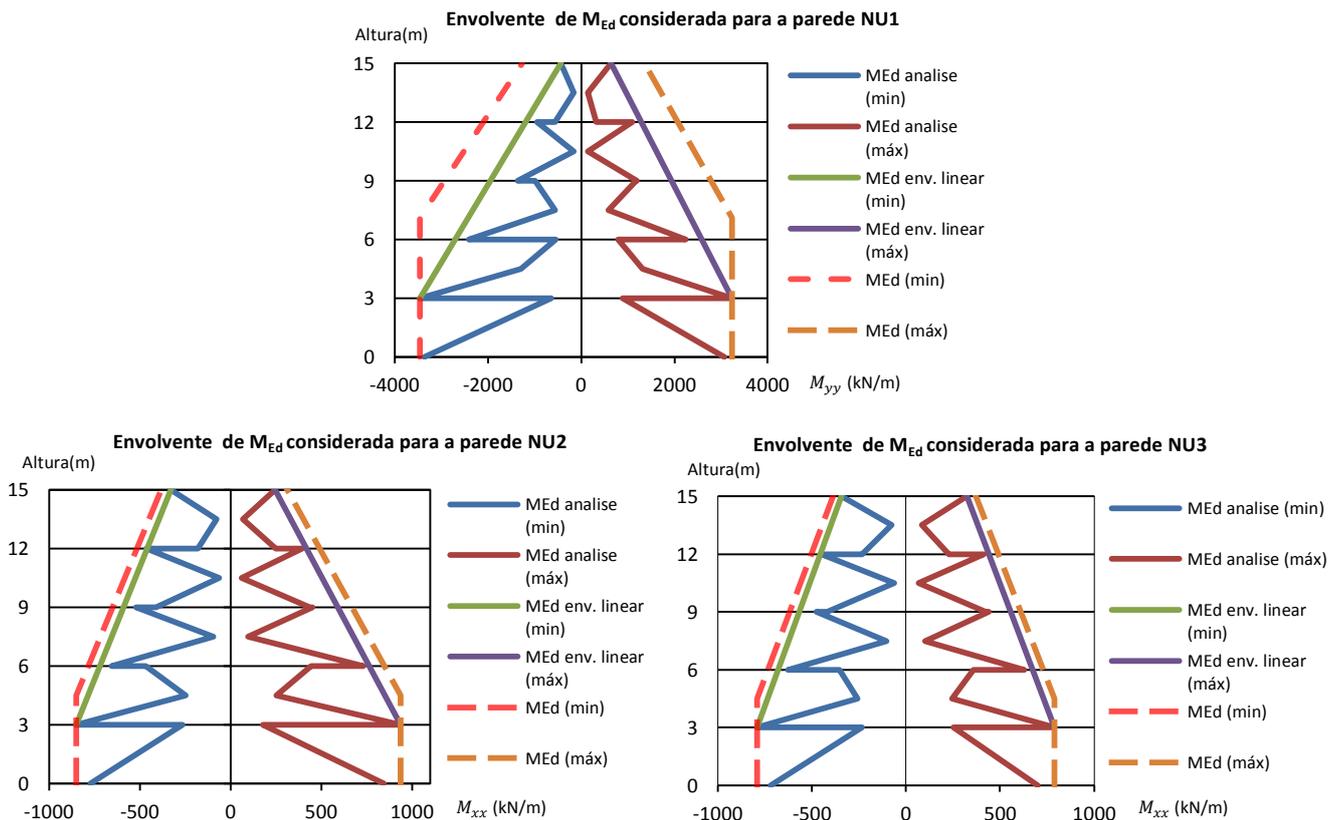


Figura 24 - Envolvente de momentos fletores de cálculo considerados nas paredes do núcleo.

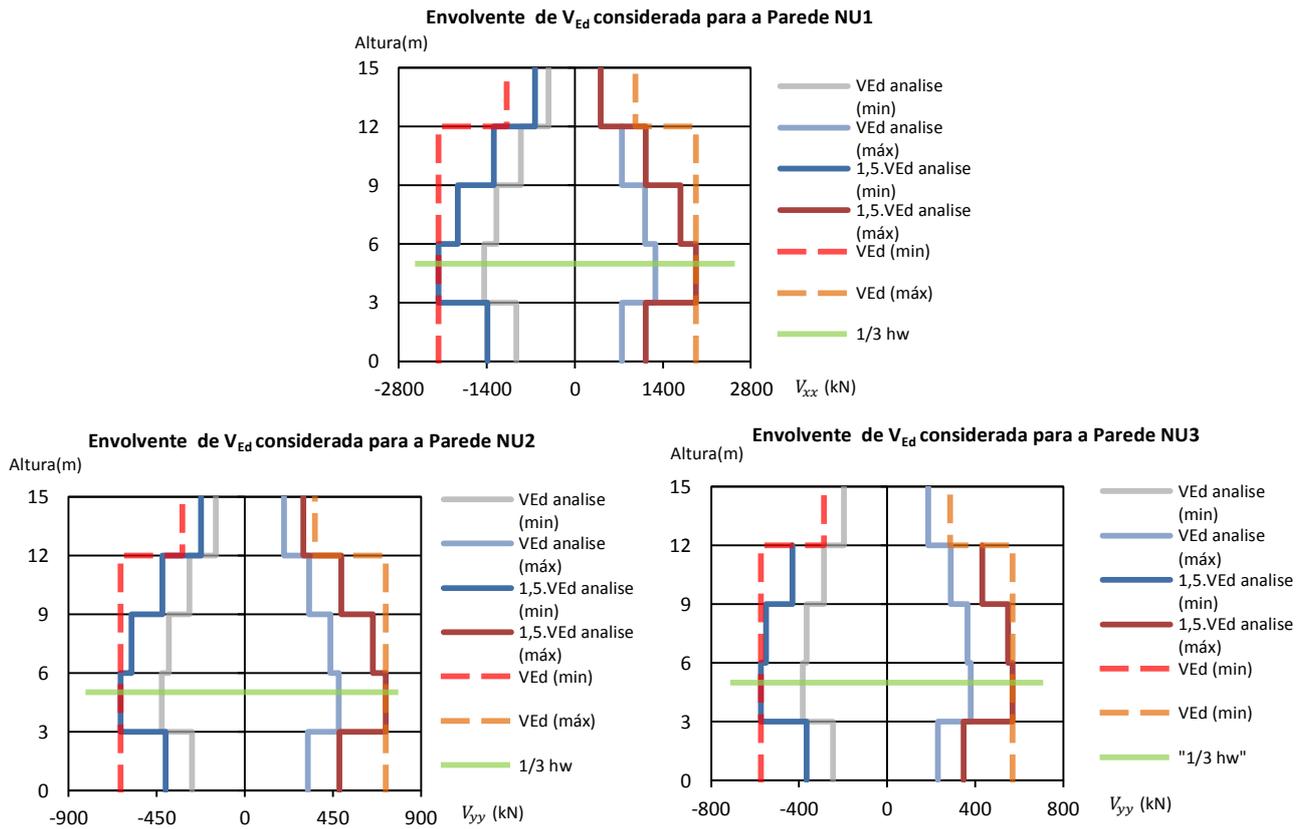


Figura 25 - Envoltente de esforços transversos de cálculo considerados nas paredes do núcleo.

Através dos valores dos esforços, obtidos na envoltente de cálculo de cada gráfico, procedeu-se ao cálculo das armaduras longitudinais e transversais em cada parede constituinte do núcleo.

Na Tabela 63 e Tabela 64 apresentam-se os valores dos momentos fletores e esforços axiais em cada parede, as forças de tração e as respectivas armaduras longitudinais em cada pilar fictício. Nestas tabelas encontram-se também determinados em cada pilar fictício o valor do esforço axial normalizado e a taxa de armadura longitudinal.

Tabela 63- Armadura longitudinal na parede NU1.

Piso	$M_{Ed,x}^{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$M_{Ed,y}^{m\acute{a}x}$ (kN/m)	N_{Ed}^{min} (kN)	$N_{Ed}^{m\acute{a}x}$ (kN)	$F_t^{m\acute{a}x}$ (kN)	v_d	$A_{s,v,pilar\ ficticio}$ (cm ²)	Armd.	$A_{s,v,adopt.}$ (cm ²)	ρ_v (%)
Piso -1	-	1922,2	-4284,4	720,7	0,04	857,36	48,54	22 Ø 20	69,12	5,1
Piso 0	-	3462,3	-4160,1	1015,2	0,06	1402,83	64,74	22 Ø 20	69,12	5,1
Piso 1	-	3462,3	-1788,1	444,8	0,02	1117,63	51,73	22 Ø 20	69,12	5,1
Piso 2	-	3462,3	-925,4	-257,1	0,01	766,68	36,59	22 Ø 16	44,24	3,2
Piso 3	-	3079,7	-608,1	-431,6	0,02	580,50	25,56	22 Ø 16	44,24	3,2
Piso 4	-	2475,6	-55,0	59,3	0,01	669,75	25,81	22 Ø 16	44,24	3,2

Tabela 64 - Armadura longitudinal na parede NU2/NU3.

Piso	$M_{Ed,x}^{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$M_{Ed,y}^{m\acute{a}x}$ (kN/m)	N_{Ed}^{min} (kN)	$N_{Ed}^{m\acute{a}x}$ (kN)	$F_t^{m\acute{a}x}$ (kN)	v_d	$A_{s,v,pilar\ ficticio}$ (cm ²)	Armd.	$A_{s,v,adopt.}$ (cm ²)	ρ_v (%)
Piso -1	671,3	-	-3320,5	1604,9	0,09	1252,99	28,82	4 Ø 20 + 10 Ø 16	32,68	5,6
Piso 0	936,4	-	-2963,6	1567,4	0,09	1412,16	32,48	4 Ø 20 + 10 Ø 16	32,68	5,6
Piso 1	936,4	-	-1219,1	1006,2	0,06	1131,56	26,03	4 Ø 20 + 10 Ø 16	32,68	5,6
Piso 2	936,4	-	-592,8	391,2	0,02	824,06	18,95	4 Ø 16 + 10 Ø 12	19,35	3,3
Piso 3	728,2	-	-363,1	84,3	0,01	530,87	12,21	4 Ø 16 + 10 Ø 12	19,35	3,3
Piso 4	590,2	-	107,9	112,9	0,01	452,56	10,41	4 Ø 16 + 10 Ø 12	19,35	3,3

A armadura em cada pilar fictício da parede NU1 já tem acrescentada a área de armadura proveniente das paredes NU2/3.

No dimensionamento das paredes correspondentes ao NU2 e NU3 considerou-se, para ambas a mesma armadura, ou seja, a mais desfavorável entre as duas paredes.

Através das expressões (7.45) e (7.46), verificou-se para armadura transversal adotada, a segurança ao esforço transverso de cada parede (Tabela 65 à Tabela 68):

Tabela 65 - Esforço transverso resistente máximo na parede NU1.

α	b_w (m)	h_w (m)	d (m)	z (m)	F_{cd} (MPa)	ν_1	θ (°)	$V_{Rd,x,m\acute{a}x}$ (kN)
1	0,3	4,55	4,52	4,1	20	0,528	45	6436,6

Tabela 66 - Esforço transverso resistente máximo na parede NU2/NU3.

α	b_w (m)	h_w (m)	d (m)	z (m)	F_{cd} (MPa)	ν_1	θ (°)	$V_{Rd,y,m\acute{a}x}$ (kN)
1	0,3	1,94	1,91	1,7	20	0,528	45	2175,8

Tabela 67 - Verificação da segurança ao esforço transverso na parede NU1.

	Piso	$V_{Ed,x}$ (kN)	z (m)	$A_{s,h}$ (cm ² /cm)	Armd.	$A_{s,h,adopt}$ (cm ² /cm)	$V_{Rd,x}$ (kN)
Zona critica	Piso -1	2165,4	4,0635	12,25	Ø10 // 0,1	15,72	2777,4
	Piso 0	2165,4	4,0635	12,25	Ø10 // 0,1	15,72	2777,4
Restante zona	Piso 1	2165,4	4,0635	12,25	Ø10 // 0,1	15,72	2777,4
	Piso 2	2165,4	4,0635	12,25	Ø10 // 0,1	15,72	2777,4
	Piso 3	2165,4	4,0635	12,25	Ø10 // 0,1	15,72	2777,4
	Piso 4	1082,7	4,0635	6,13	Ø10 // 0,2	7,85	1388,7

Tabela 68 - Verificação da segurança ao esforço transversal na parede NU2/NU3.

	Piso	$V_{Ed,y}$ (kN)	z (m)	$A_{s,h}$ (cm ² /cm)	Armd.	$A_{s,h,adopt}$ (cm ² /cm)	$V_{Rd,y}$ (kN)
Zona critica	Piso -1	635,6	1,715	8,52	Ø 10 // 0,1	15,72	1173,3
	Piso 0	635,6	1,715	8,52	Ø 10 // 0,1	15,72	1173,3
Restante zona	Piso 1	635,6	1,715	8,52	Ø 10 // 0,1	15,72	1173,3
	Piso 2	635,6	1,715	8,52	Ø 10 // 0,1	15,72	1173,3
	Piso 3	635,6	1,715	8,52	Ø 10 // 0,1	15,72	1173,3
	Piso 4	317,8	1,715	4,26	Ø 10 // 0,2	7,85	585,9

Relativamente à armadura longitudinal a adotar na zona da alma de cada troço da parede (entre os “pilares fictícios”) optou-se por colocar um valor superior ao mínimo regulamentar (Tabela 69). A armadura transversal foi calculada de acordo com a cláusula § 9.6.4 (2) do EC2, anteriormente descrito neste trabalho (Tabela 70).

Tabela 69 - Armadura longitudinal na alma das paredes constituintes do núcleo.

Parede	$A_{c,alma da parede}$ (m ²)	$A_{s,v,min}$ (cm ²)	Armd.	$A_{s,v,alma da parede}$ (cm ²)
NU1	0,945	18,9	24 Ø 10	18,84
NU2/3	0,312	6,2	10 Ø 10	7,85

Tabela 70 - Armadura transversal na alma das paredes constituintes do núcleo.

Parede	Armd.	nº cintas por //	Comprimento da alma (m)	nº cintas por m ² de área de parede (≥ 4)
NU1	Ø8 // 0,20	3	3,15	4,8
NU2/3	Ø8 // 0,20	1	1,04	4,8

Determinadas as armaduras, longitudinal e transversal, necessárias em cada parede constituinte do núcleo de elevadores, procedeu-se à verificação da armadura de confinamento nos respetivos “pilares fictícios”. Previamente, iniciou-se esta verificação, definindo quais as zonas da secção do núcleo a confinar. De acordo com a cláusula § 5.4.3.4.2 (7) do EC8, não é necessário que os elementos de extremidade das almas (correspondente à parede NU1) verifiquem o confinamento, desde que, sejam cumpridas as seguintes expressões:

$$b_f \geq h_s/15 \quad (7.100)$$

$$l_f \geq h_s/5 \quad (7.101)$$

onde,

b_f - espessura do banzo (correspondente à parede NU2/NU3);

l_f - largura do banzo (correspondente à parede NU2/NU3);

h_s - altura livre entre pisos.

Substituindo os parâmetros das expressões anteriores pelos seus respetivos valores, obtêm-se seguintes relações:

$$0,3 \geq 3/15 \Leftrightarrow 0,3 \geq 0,2$$

$$1,9 \geq 3/5 \Leftrightarrow 1,9 \geq 0,6$$

Através dos resultados obtidos conclui-se que não é necessário verificar a armadura de confinamento nos elementos de extremidade da alma (correspondente à parede NU1). Esta verificação será apenas efetuada nas extremidades do banzo (correspondente à parede NU2/NU3). Na Figura 26, encontram-se representadas as referidas zonas.



Figura 26 – Zonas do núcleo de elevadores a confinar.

Na Tabela 71 encontram-se os valores utilizados e o respetivo resultado obtido através da equação (7.88).

Tabela 71 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de confinamento nos pilares fictícios do núcleo de elevadores.

b_c (m)	h_c (m)	b_0 (m)	h_0 (m)	l_w (m)	N_{Ed} (kN)	ν_d	ω_v	μ_0	$\varepsilon_{sy,d}$	s (m)	$\alpha\omega_{wd}$
0,3	0,45	0,23	0,38	1,94	3580,8	0,08	0,48	5,5	2,18E-03	0,1	0,225

Na Tabela 72 encontra-se a verificação, da armadura de confinamento, efetuada aos “pilares fictícios” do Núcleo de elevadores.

Tabela 72 - Verificação da armadura de confinamento nos pilares fictícios do núcleo de elevadores.

							Diâmetro dos varões utilizados no cálculo (mm)		
α_s	α_n	α	ω_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ω_{wd} cálculo	Cintas exteriores	Cintas interiores	
0,680	0,651	0,443	0,100	20	435	0,297	10	8	

Na Tabela 72 encontra-se a verificação dos valores adotados para o comprimento de cada pilar.

Tabela 73 - Verificação dos comprimentos adotados em cada pilar fictício

Parede	b_w (m)	l_w (m)	ε_{cu2}	$\varepsilon_{cu2,c}$	X_u	l_c (m)	$l_{c,adot}$ (m)
NU1	0,3	4,55	0,0035	0,006	0,72	0,28	0,70
NU2/3	0,3	1,94	0,0035	0,006	0,30	0,11	0,45

Os valores referentes aos comprimentos das zonas críticas e espaçamentos máximos das armaduras das restantes paredes podem ser consultados no Anexo K.

Os valores referentes às armaduras necessárias em cada parede, e respetiva verificação da armadura de confinamento, podem ser consultados no Anexo L.

7.2.7 Laje

7.2.7.1 Verificação ao estado limite último de flexão e esforço transverso

De acordo com a cláusula § 9.4.1 (1) do EC2, a zona da laje onde se encontram pilares interiores deverá estar dotada de uma concentração de armaduras superior às restantes zonas. Nestas zonas é estabelecido na cláusula § 9.4.1 (2) do EC2 que a armadura superior deverá conter uma área de $0,5 A_t$ distribuída numa largura em torno de cada pilar correspondente a 0,125 vezes a largura do painel de laje. O EC2 preconiza ainda que deve ser adotada uma armadura inferior que atravesse os pilares interiores igual ou superior a 2 varões, devendo esta armadura estar segundo as duas direções ortogonais (cláusula § 9.4.1 (3) do EC2).

** A_t representa a área necessária para resistir ao momento negativo total que resulta da soma dos 2 semi-painéis de cada lado do pilar.*

Relativamente à armadura de esforço transverso, esta poderá ser omitida pelas condições descritas na cláusula § 6.2.1 (4) do EC2, visto que a laje considerada neste projeto é do tipo maciça. Nestes casos, em que não é necessário esta armadura, o esforço transverso resistente ($V_{Rd,c}$), calculado através da expressão (7.102), deverá ser inferior ao esforço transverso atuante (V_{Ed}) (cláusula § 6.2.2 do EC2).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq \left[v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (7.102)$$

onde,

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \quad d \text{ [mm];}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 0,02 ;$$

$$k_1 = 0,15 ;$$

A_{sl} - área de armadura de tração, prolongada num valor superior a $d + l_{b,net}$ para além da secção considerada;

b_w - menor largura da secção transversal na área tracionada;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \geq 0,2 f_{cd}, \quad f_{cd} \text{ [MPa];}$$

N_{Ed} - esforço normal na secção devido às ações aplicadas;

A_c - área da secção transversal de betão;

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad f_{ck} \text{ [MPa].}$$

Para uma espessura da laje de 0,25 m e uma classe de betão C30/37, para o valor de k citado na expressão anterior obteve-se o seguinte resultado:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{250}{270}} = 1,96 < 2 \rightarrow k = 1,96 \quad (7.103)$$

A taxa de armadura (ρ_l) foi determinada, considerando uma malha geral de $\emptyset 10 // 0,15$, ou seja, adotando a situação mais desfavorável, através da seguinte expressão:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{5,24}{1,0 \times 0,27} \times 10^{-4} = 0,0019 \quad (7.104)$$

Substituindo os valores na expressão (7.102), obteve-se o seguinte valor para $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times 1,96 \times (100 \times 0,0019 \times 30)^{1/3} \right] \times 1,0 \times 270 \geq \left[0,035 \times 1,96^{3/2} \times 30^{1/2} \right] \times 1,0 \times 270 \quad (7.105)$$

$$V_{Rd,c} = 142,03 \text{ kN/m} \quad (7.106)$$

Através dos valores obtidos no modelo de cálculo, pode concluir-se que nenhum valor do esforço transversal atuante (V_{Ed}) ultrapassa o valor do esforço resistente ($V_{Rd,c}$), verificando-se assim a segurança ao esforço transversal.

A verificação da segurança das lajes ao estado de limite de flexão foi realizada através do programa de cálculo automático. Os diagramas correspondentes a esta verificação podem ser consultados no Anexo M.

7.2.7.2 Verificação ao estado limite último de Punção

O punção é caracterizado por um tipo de rotura frágil que ocorre nas lajes fungiformes e nas sapatas flexíveis. Este fenómeno que ocorre em zonas localizadas da estrutura e acontece quando as lajes estão sujeitas a uma distribuição uniforme de cargas e apoiadas em secções de pequena dimensão. A verificação deste estado limite é de grande importância, já que o seu incorreto dimensionamento poderá originar um aumento significativo de esforços em elementos verticais adjacentes, provocando o próprio colapso global da estrutura.

De acordo com a cláusula § 6.4.1 (2) do EC2, o punção é o resultado de uma carga concentrada ou de uma reação que está aplicada numa área relativamente pequena, sendo esta área designada por área carregada (A_{load}).

Em lajes fungiformes, como é o caso da estrutura deste projeto, a verificação ao estado limite último de punçoamento deverá ser efetuada na zona crítica correspondente à ligação laje/pilar, sendo nesta zona onde se verifica a transmissão dos efeitos de corte e flexão entre os dois elementos.

Na Figura 27, apresenta-se o modelo de verificação ao estado limite último de punçoamento, estabelecido pela cláusula § 6.4.1 (3) do EC2.

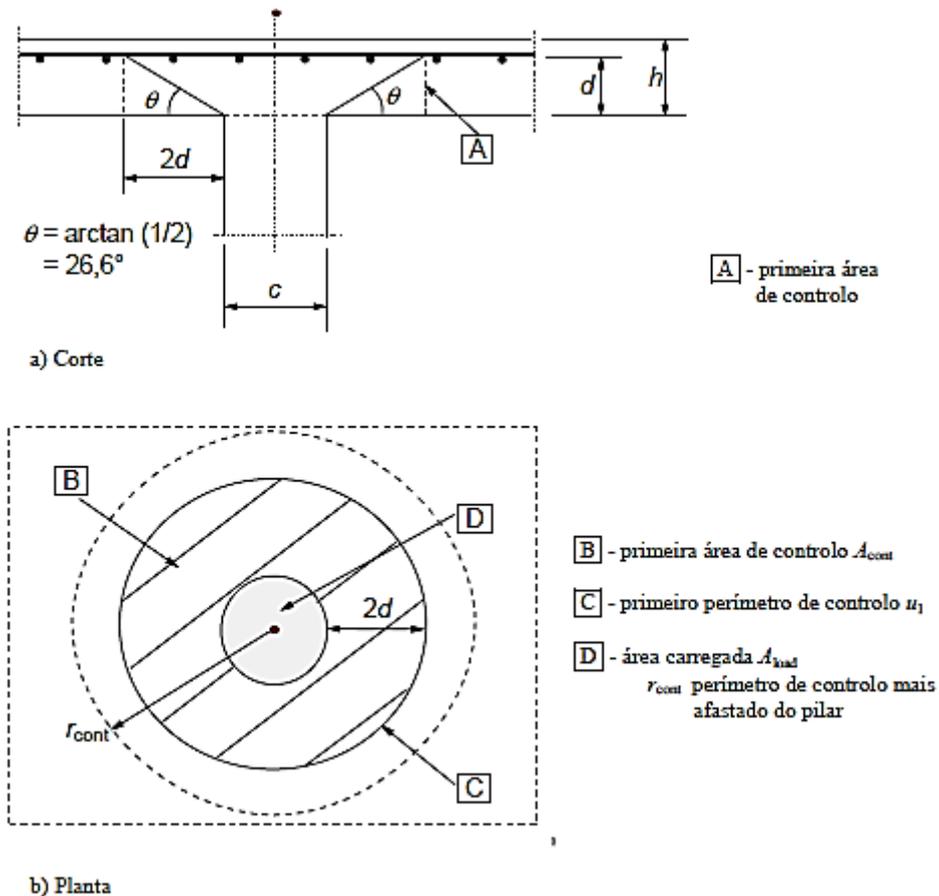


Figura 27 – Modelo para a verificação do punçoamento no estado limite último

A resistência ao esforço de corte por punçoamento deve ser verificada na face do pilar e no perímetro de controlo de referência (u_1). Se for necessária armadura específica, deve determinar-se um outro contorno ($u_{out,ef}$) a partir do qual já não seja necessária essa armadura (cláusula § 6.4.1 (4) do EC2).

De acordo com a cláusula § 6.4.2 (1) do EC2, o perímetro de controlo de referência (u_1) é definido a uma distância de $2,0d$ da área carregada, devendo o seu traçado corresponder a um comprimento que seja o mínimo (Figura 28). A altura útil da laje (d) poderá ser determinada através da seguinte expressão:

$$d_{eff} = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad (7.107)$$

onde,

$d_x; d_y$ - são as alturas úteis da armadura nas duas direções ortogonais.

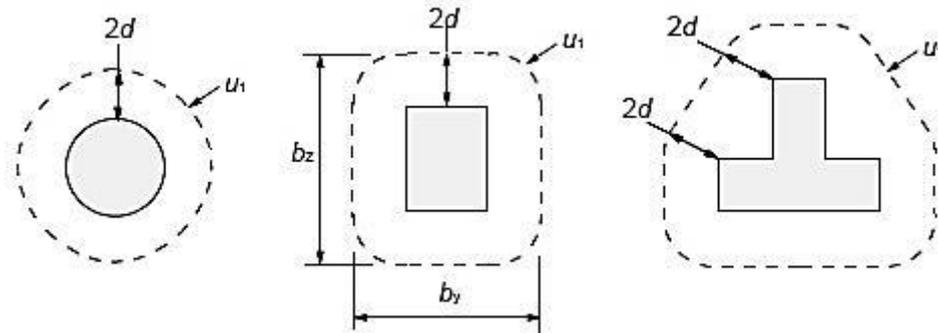


Figura 28 – Contornos de controlo de referência típicos em torno de áreas carregadas.

Os pilares interiores com ligação à laje deste projeto, são todos de secção retangular. O perímetro de controlo de referência (u_1), para este tipo secção, é calculado através da seguinte expressão:

$$u_1 = 2a_x + 2a_y + 4\pi d \quad (7.108)$$

onde,

a_x - dimensão do pilar segundo a direção x;

a_y - dimensão do pilar segundo a direção y;

d - altura útil da laje.

Para áreas carregadas junto de aberturas, se a menor distância entre o perímetro da área carregada e o bordo da abertura não for superior a $6d$, não deve ser considerada a parte do perímetro de controlo compreendida entre as duas tangentes à abertura traçadas desde o centro da área carregada (ver Figura 29) (cláusula §6.4.2 (3) do EC2).

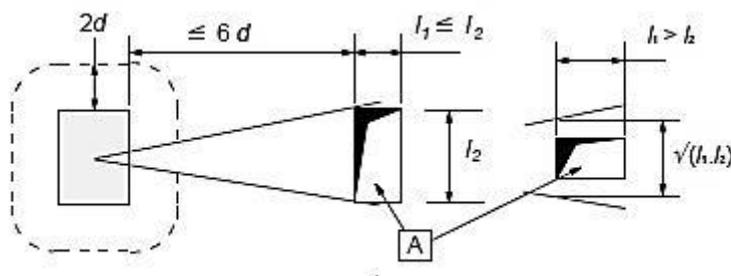


Figura 29 – Contorno de controlo junto de uma abertura.

Na estrutura deste projeto, verificou-se que as aberturas estão localizadas a uma distância superior a $6d$ dos pilares interiores, não sendo, por isso, necessário considera-las quanto à verificação da segurança ao punçoamento.

De acordo com a cláusula § 6.4.3 (2) do EC2, a verificação ao punçoamento é efetuada, garantindo que no perímetro do pilar ou no perímetro da área carregada, o valor de cálculo da tensão de corte por punçoamento (v_{Ed}) obedece à seguinte expressão:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_0 \times d} \leq V_{Rd,máx} \quad (7.109)$$

em que:

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{cd} \quad (7.110)$$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad f_{ck} \text{ [MPa]} \quad (7.111)$$

$$u_0 = 2a_x + 2a_y \quad (7.112)$$

onde,

$V_{Rd,máx}$ - valor de cálculo da tensão máxima resistente ao corte por punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

V_{Ed} - valor da carga de punçoamento vertical;

β - fator de agravamento devido à excentricidade;

u_0 - perímetro do contorno do pilar;

v - fator de redução da resistência ao corte do betão fendilhado.

Os restantes parâmetros foram descritos anteriormente

Existem situações em que não é necessária a adoção de armadura específica de punçoamento. Para que isto se verifique, deve ser cumprida a condição expressa pela seguinte expressão (cláusula § 6.4.3 (2) do EC2):

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_1 \times d} \leq V_{Rd,c} \quad (7.113)$$

em que:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (7.114)$$

onde,

$V_{Rd,c}$ - valor de cálculo da tensão máxima resistente ao corte por punçoamento de uma laje sem armadura específica, ao longo da secção de controlo considerada;

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, f_{ck} \text{ [MPa];}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, d \text{ [mm];}$$

$$k_1 = 0,1;$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}} \leq 0,02;$$

$\rho_{lx}; \rho_{ly}$ - referem-se às armaduras de tração aderentes nas direções x e y, respetivamente. Os valores ρ_{lx} e ρ_{ly} devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})/2;$$

$\sigma_{cx}; \sigma_{cy}$ - são as tensões normais no betão na secção crítica nas direções x e y (MPa, positivas se forem de compressão).

As tensões σ_{cx} e σ_{cy} não foram consideradas. Normalmente estas tensões só se consideram em lajes pré-esforçadas.

Nos casos em que não for verificada a expressão (7.113), deverá ser calculada uma armadura de punçoamento, de acordo com a seguinte expressão (cláusula § 6.4.5 (1) do EC2):

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \times (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times (1/(u_1 d)) \times \sin\alpha \quad (7.115)$$

onde,

A_{sw} - área de um perímetro de armadura de punçoamento em torno do pilar [mm²];

s_r - espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento [mm], em que $s_r \leq 0,75d$.

$f_{ywd,ef}$ - valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \text{ [MPa];}$$

d - média das alturas úteis nas direções ortogonais [mm];

α - ângulo de entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje (ângulo de 90° pelo facto de se considerarem estribos).

Para este projeto o parâmetro s_r tomou o valor de 150mm.

O parâmetro β toma o valor de 1,0 para casos de punçoamento centrado e em situações de punçoamento excêntrico, e é determinado através da seguinte expressão, para o caso de pilares retangulares interiores com momentos nas duas direções:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(e_y/b_x\right)^2 + \left(e_x/b_y\right)^2} \quad (7.116)$$

onde,

e_x, e_y - excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} , segundo os eixos x e y, respetivamente,

b_x, b_y - dimensões máximas do contorno de controlo básico.

Contudo, e de acordo com a cláusula § 6.4.3 (6) do EC2, o parâmetro β pode tomar o valor de 1,15 em estruturas cuja estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórtico das lajes e dos pilares, em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25%. Considerou-se esta situação para a laje do piso 0 já que lateralmente se encontra travada pela existência do muro de suporte.

Como os pilares que suportam diretamente a laje foram considerados elementos secundários, os seus valores de momentos fletores e esforços transversos são nulos, assim, o valor de β calculado através da expressão (7.116) toma o valor de 1,0 para os restantes pisos.

Os valores relativos à verificação ao estado limite último de punçoamento podem ser consultados no Anexo N.

7.2.8 Muro de Suporte

O dimensionamento do muro de suporte foi efetuado através de um modelo de cálculo simplificado. Neste modelo, considerou-se que o muro se encontrava completamente enterrado, correspondendo esta situação a uma altura máxima de 3 metros. As forças que o muro suporta são provenientes das terras adjacentes. Como não existem informações sobre as características do terreno foram adotadas as seguintes:

- $\gamma_{solo} = 18 \text{ kN/m}^3$ (peso volúmico do solo)
- $\phi = 29^\circ$ (ângulo de atrito interno)
- $k_0 = 0,5$ (coeficiente de impulso em repouso, $k_0 = 1 - \sin \phi$)

Na Figura 30, encontra-se representado o modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento do muro de suporte.

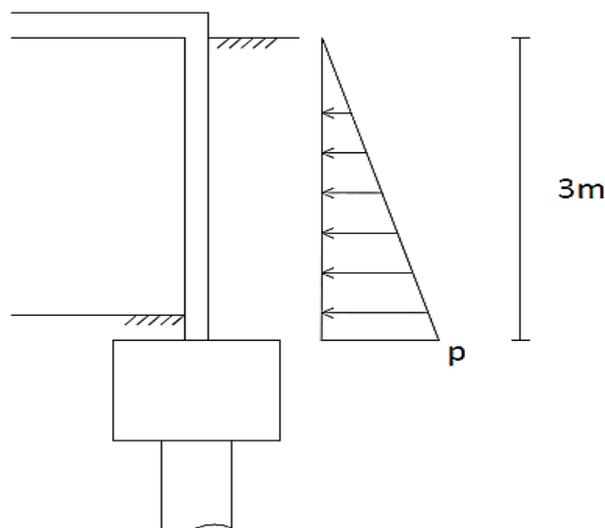


Figura 30 - Modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento do muro de suporte.

O valor da carga p é determinado através da seguinte expressão:

$$p = k_0 \times h \times \gamma_{solo} = 0,5 \times 3,0 \times 18 = 27 \text{ kN/m}^3 \quad * \quad (7.117)$$

*os parâmetros foram citados anteriormente

Considerando que o modelo é apoiado no topo e apoiado na base, o momento fletor máximo é:

$$M_{m\acute{a}x} = 23,4 \text{ kN.m/m} \quad (7.118)$$

Os valores dos momentos fletores foram multiplicados pelo coeficiente parcial de segurança relativo às sobrecargas $\gamma_q = 1,5$

Face aos resultados obtidos, adotou-se a mesma armadura em ambas as faces do muro de suporte. As armaduras a colocar são apresentadas na Tabela 74.

Tabela 74 – Armadura a adotar no muro de suporte

e (m)	b (m)	d (m)	F_{ywd} (MPa)	F_{cd} (MPa)	Arm. Adotada (cm ² /m)	x (m)	M_{Rd} (kN.m/m)	
0,3	1,0	0,27	435	20	∅ 10 // 0,20	3,93	0,01	27,5

7.2.9 Escadas

A conceção estrutural da escada obedeceu a um modelo de cálculo simplificado. Os resultados deste modelo permitiram obter as cargas a acrescentar no modelo estrutural do edifício e as armaduras a adotar no dimensionamento da escada.

O modelo estrutural escolhido encontra-se representado na Figura 31, em que a solução adotada compreende a seguinte análise:

- um dos patins encontra-se com bordo livre e é apoiado lateralmente nas paredes estruturais da escada;
- o outro patim encontra-se, em consola, apoiado numa viga.

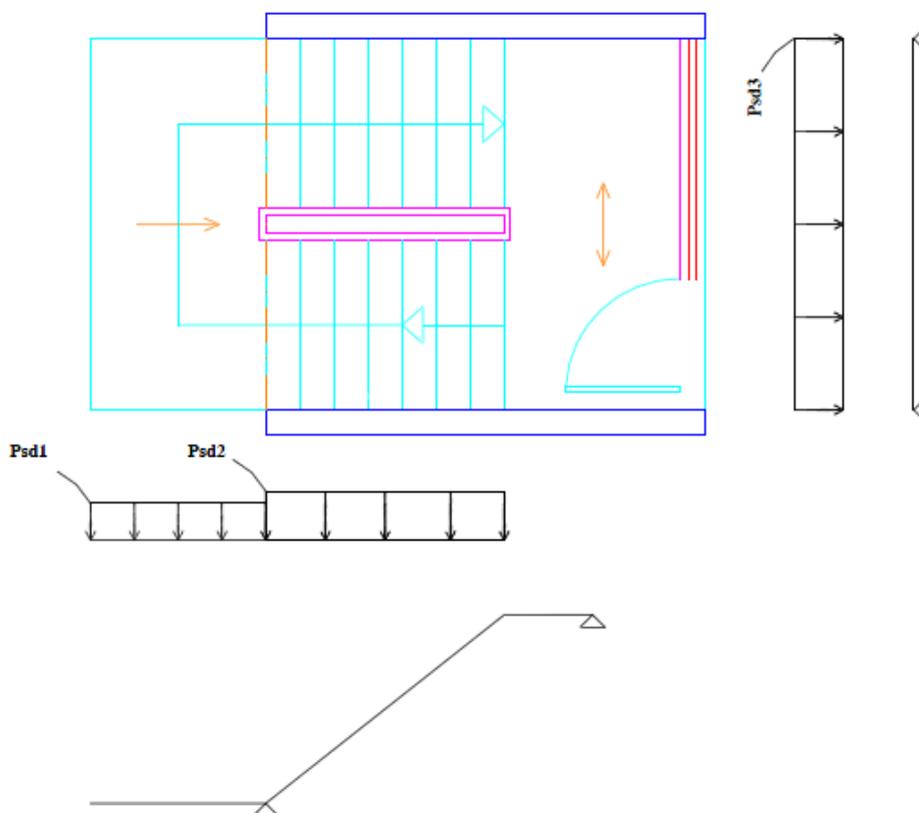


Figura 31 – Representação esquemática do modelo estrutural adotado para as escadas.

As expressões para o cálculo de Psd1, Psd2 e Psd3 são apresentadas mais à frente.

Cargas no lanço das escadas:

inclinação do lanço

$$\alpha = 38^\circ \quad (7.119)$$

peso próprio da laje

$$pp_{laje} = \frac{h}{\cos \alpha} \times \gamma_{betão} = \frac{0,25}{\cos 38} \times 25 = 7,9 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.120)$$

peso do revestimento

$$pp_{revestimento} = 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.121)$$

peso próprio dos degraus

$$pp_{degraus} = \frac{a}{2} \times \gamma_{betão} = \frac{0,19}{2} \times 25 = 2,4 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.122)$$

onde,

h - espessura da laje das escadas;

a - espelho do degrau.

Aplicando as respectivas expressões, obteve-se para cada lanço da escada, em relação às cargas permanentes, o valor de $11,8 \text{ kN} / \text{m}^2$ ($pp_{laje} + pp_{revestimento} + pp_{degraus}$) e em relação à sobrecarga o valor de $3 \text{ kN} / \text{m}^2$ (ver Tabela 5).

Cargas no patim:

Considerou-se que as cargas que atuam no patim são idênticas às cargas que atuam na laje dos pisos intermédios, e, por isso, assumiu-se para as cargas permanentes o valor de $9,34 \text{ kN} / \text{m}^2$ (ver Tabela 4) e para a sobrecarga o valor de $3 \text{ kN} / \text{m}^2$ (ver Tabela 5)

Para cada carregamento, as cargas que representam a situação mais desfavorável em cada apoio são as seguintes:

- apoio A

Cálculo de $psd1$ e $psd2$ através das seguintes expressões:

$$psd1 = 9,34 \times 1,35 + 3 \times 1,5 = 17,11 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.123)$$

$$psd2 = 11,8 \times 1,35 + 3 \times 1,5 = 20,43 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.124)$$

- apoio B

Cálculo de $psd1$ e $psd2$ através das seguintes expressões:

$$psd1 = 9,34 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.125)$$

$$psd2 = 11,8 \times 1,35 + 3 \times 1,5 = 20,43 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.126)$$

Na Figura 32, está representado o carregamento para cada a situação mais desfavorável do apoio A.

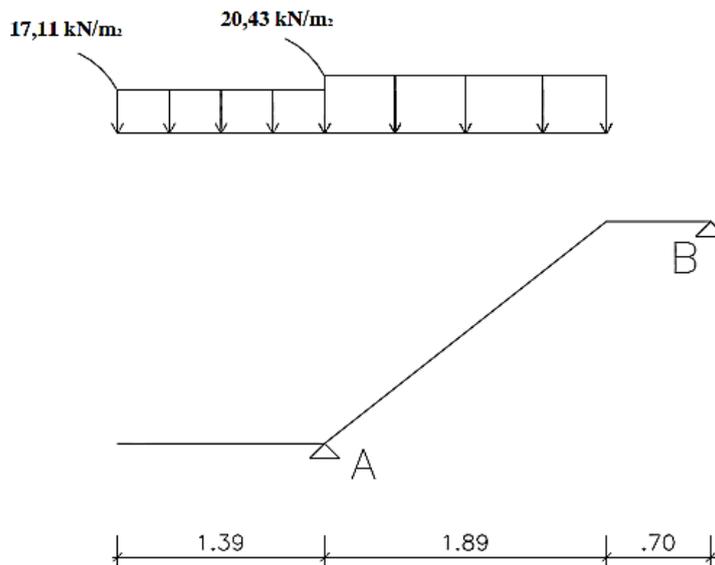


Figura 32- Carregamento para a situação mais desfavorável no apoio A.

Cálculo da reação no apoio A (R_A):

$$\sum M_B = 0 \leftrightarrow (1,89 + 0,7) \times R_A = 17,11 \times 1,39 \times (1,39 / 2 + 1,89 + 0,7) + 20,43 \times 1,89 \times (1,89 / 2 + 0,7) \leftrightarrow R_A = 54,7 \text{ kN} / \text{m} \quad (7.127)$$

Na Figura 33, está representado o carregamento para a situação mais desfavorável no apoio B.

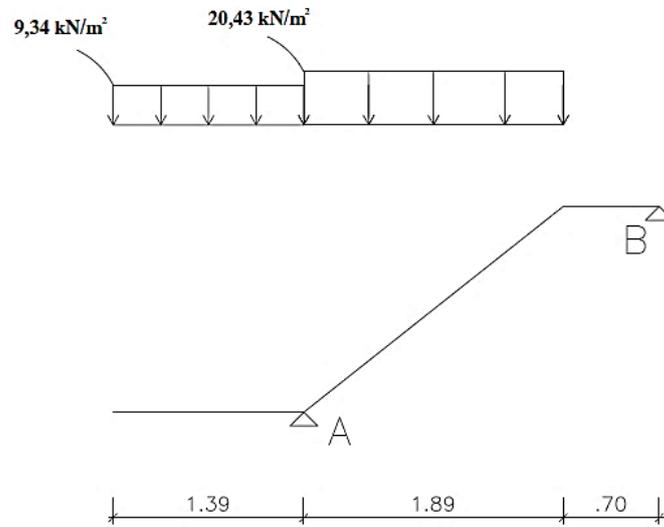


Figura 33 - Carregamento para a situação mais desfavorável no apoio B.

Cálculo da reação no apoio B (R_B):

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow (1,89 + 0,7) \times R_B = 20,43 \times 1,89 \times (1,89 / 2) - 9,34 \times 1,39 \times (1,39 / 2) \leftrightarrow R_B = 10,61 \text{ kN} / \text{m}$$

(7.128)

Através dos valores obtidos anteriormente, correspondentes à reação máxima em cada apoio, efetuou-se o cálculo das cargas a serem aplicadas no modelo global da estrutura

Na Figura 34, está representada o carregamento para situação de carga da viga de apoio.

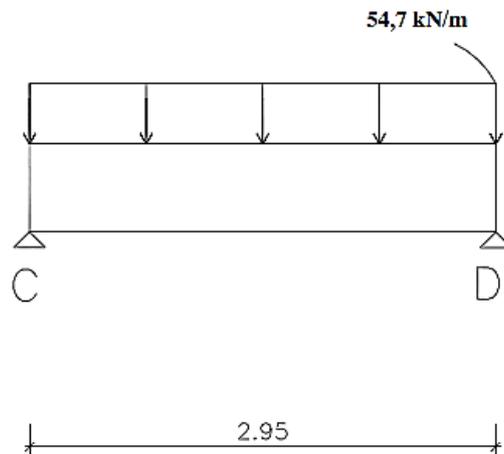


Figura 34 - Situação de carga para viga de apoio.

Cálculo da reação no apoio C e D (R_C e R_D):

$$\sum F_V = 0 \leftrightarrow R_C = R_D = 54,7 \times 2,95 / 2 \leftrightarrow R_C = R_D = 80,68 \text{ kN} \quad (7.129)$$

O valor desta reação ($R_C = R_D$) será aplicado em cada parede estrutural da escada, através de uma carga pontual no seguimento da viga onde se apoia um dos patins.

Na Figura 35, está representada o carregamento para situação de carga do patim apoiado diretamente nas paredes estruturais.

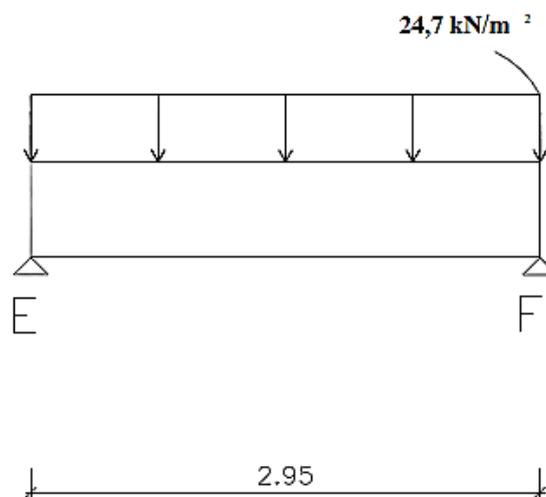


Figura 35 - Situação de carga do patim apoiado diretamente nas paredes estruturais.

Cálculo de $psd3$ (carga majorada) através da seguinte expressão:

$$psd3 = 17,11 + \frac{R_B}{a} = 17,11 + \frac{10,61}{1,4} = 24,69 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (7.130)$$

Cálculo da reação no apoio E e F (R_E e R_F):

$$\sum F_V = 0 \leftrightarrow R_E = R_F = 24,69 \times 2,95 / 2 \leftrightarrow R_C = R_D = 36,42 \text{ kN} / \text{m} \quad (7.131)$$

O valor desta reação ($R_E = R_F$) será aplicado em cada parede estrutural da escada, através de uma carga distribuída ao longo de todo o bordo lateral do patim.

As amaduras longitudinais e transversais da escada foram obtidas através dos diagramas de momentos fletores, provenientes dos modelos de cálculo anteriores. Estes diagramas, além de corresponderem às duas situações de carga mais desfavoráveis em cada apoio, correspondem, também, às situações onde se obtêm os valores máximos positivo e negativo de momentos fletores (Figura 36 e Figura 37).

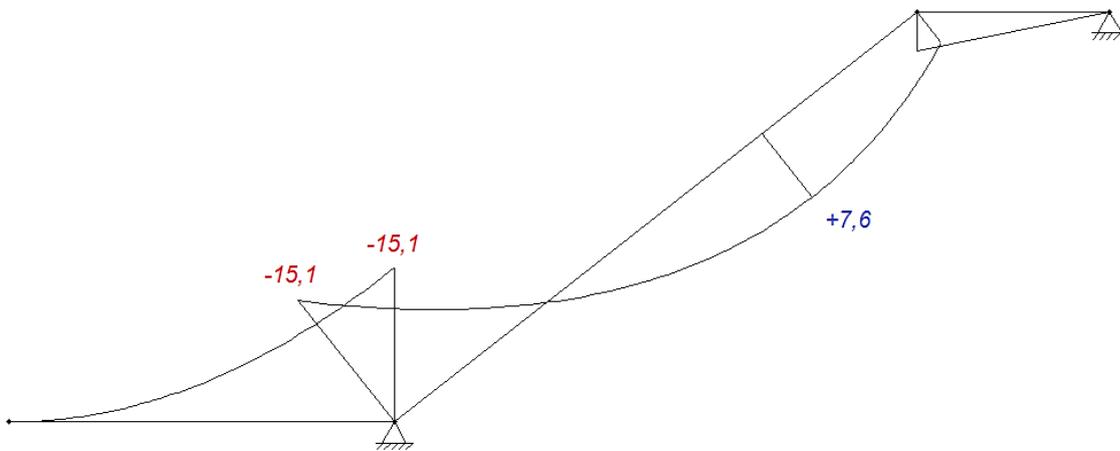


Figura 36 - Diagrama de momentos fletores para a situação mais desfavorável no apoio A ($M_{máx}^-$)

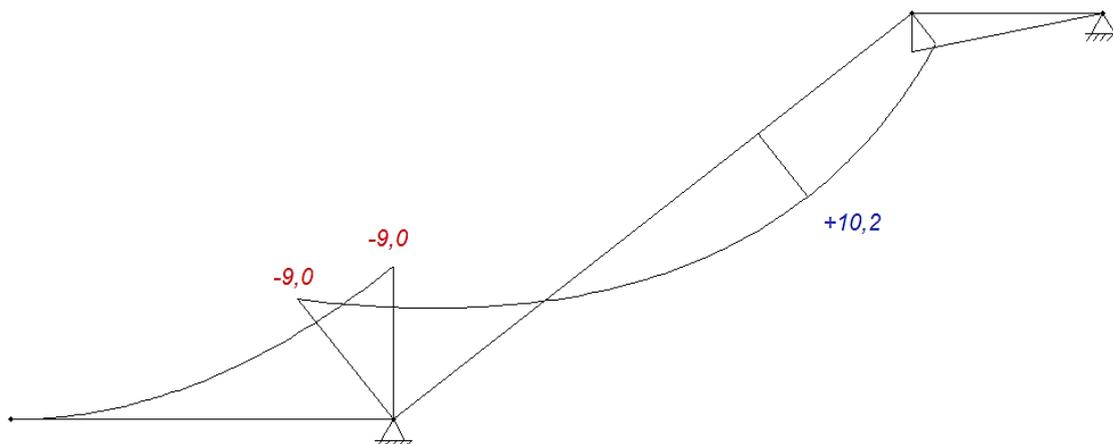


Figura 37 - Diagrama de momentos fletores para a situação mais desfavorável no apoio B ($M_{máx}^+$).

A seguir à determinação dos valores de momentos fletores máximos, positivo e negativo, no modelo considerado para a escada, calcularam-se as áreas de armadura longitudinal e transversal, recorrendo às seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{máx}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (7.132)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad (7.133)$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \quad (7.134)$$

$$A_{s,d} = 0,2 A_s \quad (7.135)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (7.136)$$

onde,

A_s - armadura paralela ao eixo longitudinal das escadas;

$A_{s,d}$ - armadura perpendicular ao eixo longitudinal das escadas;

$M_{máx}$ - momento máximo positivo e negativo;

μ - momento fletor reduzido;

ω - percentagem mecânica de armadura.

Os resultados obtidos para as armaduras através das expressões citadas anteriormente ((7.132) a (7.136)) encontram-se nas Tabela 75 e Tabela 76.

Tabela 75 – Armadura inferior adotada.

$M_{m\acute{a}x}^+$ (kN/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Arm.	$A_{s,adopt.}$ (cm ² /m)	$A_{s,d}$ (cm ² /m)	Arm.	$A_{s,d,adopt.}$ (cm ² /m)
10,2	0,0110	0,0111	1,10	3,24	Ø 10 // .15	5,24	1,05	Ø 8 // .20	2,51

Tabela 76 – Armadura superior adotada.

$M_{m\acute{a}x}^-$ (kN/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Arm.	$A_{s,adopt.}$ (cm ² /m)	$A_{s,d}$ (cm ² /m)	Arm.	$A_{s,d,adopt.}$ (cm ² /m)
15,2	0,0163	0,0165	1,163	3,24	Ø 10 // .15	5,24	1,05	Ø 8 // .20	2,51

A armadura longitudinal e transversal correspondente à viga de apoio foi determinada através do programa de cálculo automático e é apresentado na Tabela 77.

Tabela 77 – Armadura longitudinal e transversal adotada na viga de apoio

Armadura Longitudinal		Armadura Transversal
Superior	Inferior	
2 Ø12	4 Ø12	Ø 10 // .125

7.2.10 Fundações

As fundações são os elementos estruturais que suportam todas as forças provenientes da estrutura, que são transmitidas ao terreno. Representam a base de uma estrutura e são elementos essenciais para um desempenho eficiente da mesma.

Conforme já foi referido anteriormente (subcapítulo 4.2), o solo de fundação que suporta a estrutura deste projeto não apresenta capacidade resistente suficiente que permita a adoção de fundações diretas. Por este motivo, foram dimensionadas fundações indiretas, constituídas por estacas de betão armado, moldadas no terreno. Estas estacas foram encabeçadas por maciços, os quais se encontram ligados por vigas de fundação. O dimensionamento das fundações deverá ser efetuado através de um conjunto de critérios existentes no EC2, EC7 e EC8.

Os varões a utilizar nas fundações devem ter um diâmetro igual ou superior a 8 mm (cláusula § 9.8.2.1 (1) do EC2).

De acordo com a cláusula § 4.4.2.6 (2) do EC8, os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados segundo os princípios do cálculo pela capacidade real. Esta condição considera-se satisfeita, se os valores de cálculo dos esforços nas fundações forem determinando através da expressão (3.8), citada anteriormente. No entanto, a mesma cláusula também refere que, os efeitos provocados pelo cálculo da capacidade real não necessitam de exceder os correspondentes à da resposta da estrutura na situação de projeto sísmica obtidos na hipótese de comportamento elástico da mesma ($q=1$).

Para a verificação e cálculo das fundações, segundo o EC7, são utilizados os esforços obtidos através da combinação fundamental (expressão (2.14)).

O dimensionamento e verificação da segurança aos ELU nos elementos da fundação são apresentados nos próximos subcapítulos.

7.2.10.1 Estacas

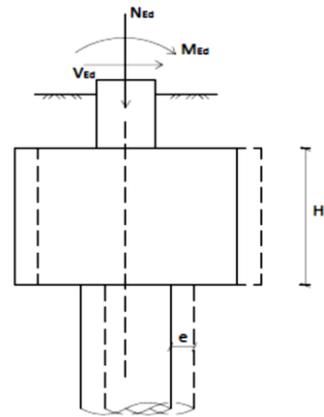
As cargas atuantes em cada estaca, transmitidas pela estrutura, são determinadas através dos esforços existentes no topo dos maciços. No cálculo destas cargas não foi contabilizado o peso proveniente do solo sobre cada maciço. Esta ausência deveu-se à inexistência de dados referentes ao peso volúmico do solo e sobretudo pelo efeito destas cargas não ser significativo. Como existem vigas de fundação, os momentos fletores na cabeça das estacas são nulos devido a estes serem absorvidos pelas próprias vigas. Assim, as expressões para calcular os esforços em cada estaca são as seguintes:

Maciço de uma estaca

$$N_{estaca} = N_{Ed} + (\gamma_c \times V_{maciço})$$

$$M_{estaca} = 0$$

$$V_{estaca} = V_{Ed}$$

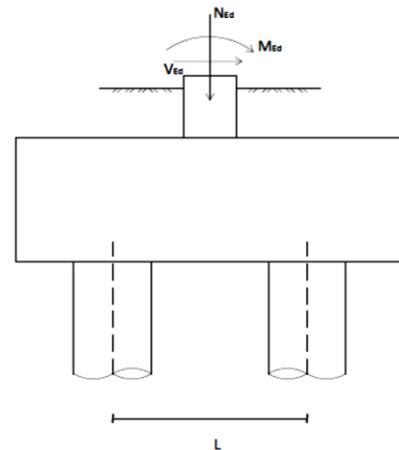


Maciço de duas ou mais estacas

$$N_{estaca} = \frac{N_{Ed} + (\gamma_c \times V_{maciço})}{n} \pm (M_{Ed}/L) + (V_{Ed} \times H/L)$$

$$M_{estaca} = 0$$

$$V_{estaca} = V_{Ed}/n$$



onde,

N_{estaca} – esforço axial na cabeça da estaca;

M_{estaca} – momento fletor na cabeça da estaca;

V_{estaca} – esforço transversal na cabeça da estaca.

No dimensionamento das estacas admitiu-se apenas a resistência de ponta, ou seja, não foi contabilizada a resistência por atrito lateral. Por isso, o valor da capacidade de carga em cada estaca (Q_p) foi calculado através da seguinte expressão:

$$Q_p = A_p \times K_c \times q_{ca} \quad (7.137)$$

em que,

$$q_{ca} = 4 \times N_{SPT} \quad (7.138)$$

onde,

A_p - área da estaca;

K_c - fator de suporte penetrométrico ($K_c = 0,45$);

q_{ca} - resistência de ponta equivalente;

N_{SPT} - número de pancadas do ensaio SPT na ponta da estaca ($N_{SPT} = 60$).

Neste projeto utilizou-se o método do penetrómetro para calcular a capacidade resistente da estaca.

Para determinar o valor de k_c e definir a expressão de q_{ca} , considerou-se o solo uma areia argilosa

As estacas terão um comprimento de 20 metros, correspondente à profundidade onde se atingem as 60 pancadas no ensaio SPT. O diâmetro de cada estaca será de 0,6 metros.

O dimensionamento e verificação da segurança aos ELU nos elementos da fundação, foram efetuados garantindo que todos os esforços de cálculo provenientes das combinações mais desfavoráveis fossem inferiores aos esforços resistentes. Para efetuar todos estes cálculos, utilizaram-se as reações na base de cada elemento estrutural, obtidas através do modelo de cálculo.

Após uma análise dos resultados obtidos verificou-se que os esforços nas fundações das paredes estruturais e núcleo de elevadores eram condicionados pelo cálculo da capacidade real estabelecido pelo EC8 (expressão (3.8)*). Sendo, por outro lado, os esforços das fundações dos pilares condicionados pela combinação de ações estabelecida pelo EC7 (expressão (2.14)).

**O valor de Ω tomou o valor de 1.*

O dimensionamento das fundações, referentes ao muro de suporte, foi efetuado através do esforço axial por metro de muro. Esta determinação foi alcançada pelo cálculo do esforço axial ao longo de todo muro, sendo o valor obtido dividido pelo comprimento do mesmo. De uma forma conservativa, e por estar do lado da segurança, adotou-se em todos os muros estacas com um comprimento de 20 m, um diâmetro de 0,6 m e um afastamento entre si aproximadamente de dois metros.

Relativamente à armadura em cada estaca seguiram-se os seguintes critérios:

- os varões longitudinais devem ser pelo menos 6 e devem estar dispostos, simetricamente e igualmente, espaçados; cada varão deve apresentar no mínimo um diâmetro de 12mm;
- as cintas são helicoidais com diâmetro de 8 mm e o espaçamento entre elas deve ser inferior a 200 mm;
- a área da armadura longitudinal ($A_{s,v}$) de cada estaca é calculada através da seguinte expressão:

$$A_{s,v} = 0,3 \times A_c \quad (7.139)$$

onde,

A_c - área de armadura da secção de betão de cada estaca.

Todos os cálculos referentes ao dimensionamento das estacas são apresentados no Anexo O.

7.2.10.2 Maciços de Encabeçamento

O dimensionamento dos maciços de encabeçamento será efetuado, considerando o método de escoras e tirantes. Este método permite obter campos de tensão de compressão (bielas) e campos de tensão de tração (tirantes). Por sua vez, estas tensões serão absorvidas majoritariamente pelo betão no caso das compressões e pelas armaduras no caso das trações. A espessura dos maciços de encabeçamento será constante ao longo dos seus comprimentos e alturas.

No seguimento do método adotado, os maciços devem possuir na zona inferior uma armadura principal que resistirá às forças de tração originadas pelo modelo escora-tirante, e três armaduras secundárias, uma disposta na face superior e uma disposta em cada face lateral do respetivo maciço. Na Figura 38, apresenta-se o esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de uma estaca. Para estes maciços não se efetuaram cálculos relativamente à quantidade de armadura longitudinal e transversal, tendo sido adotada uma armadura de $\phi 10//0,15$ em ambas as direções.

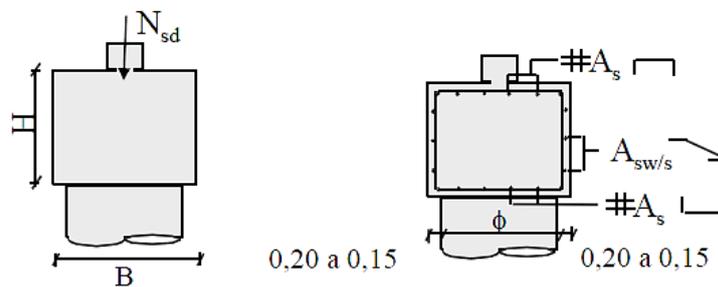


Figura 38 – Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de uma estaca.

Na Figura 39, apresenta-se o esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de duas estacas.

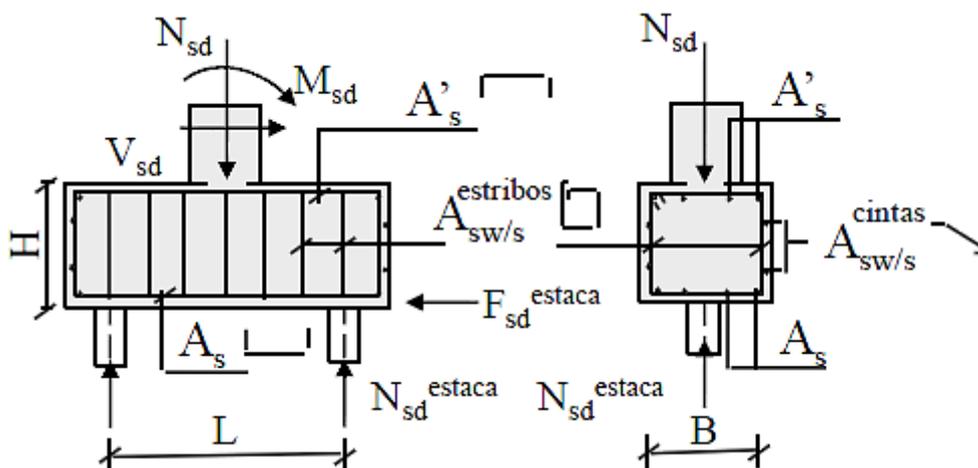


Figura 39 - Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de duas estacas.

Neste caso, a armadura longitudinal e transversal é determinada através das seguintes expressões:

$$Ft_{sd}^{estaca} = N_{sd}^{estaca} \times ((0,5L - 0,25a_0) / 0,9H) \quad (7.140)$$

$$A_s = Ft_{sd}^{estaca} / f_{syd} \quad (7.141)$$

$$A'_s = 0,5A_s \quad (7.142)$$

$$A_{sw/s} = (Ft_{sd}^{estaca} - \tau_1 B d) / (0,9 d f_{syd}) \quad (7.143)$$

$$A_{sw/s} = (Ft_{sd}^{estaca} - \tau_1 B d) / (0,9 d f_{syd}) \quad (7.144)$$

Ft_{sd}^{estaca} - força de tração de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base do maciço;

a_0 - dimensão da parede;

τ_1 - tensão tangencial de corte sem armaduras ($\tau_1 = 0,85$);

L - distância entre as duas estacas;

H - altura do maciço;

B - largura do maciço;

d - altura útil da seção.

Na Figura 40, apresenta-se o esquema utilizado no dimensionamento para o caso do maciço de quatro estacas. Este maciço corresponderá ao do núcleo de elevadores. Como os esforços provenientes da estrutura foram obtidos através das três paredes estruturais que o constituem, efetuou-se uma simplificação, calculando os esforços em cada estaca com o mesmo procedimento que foi utilizado para os maciços de duas estacas.

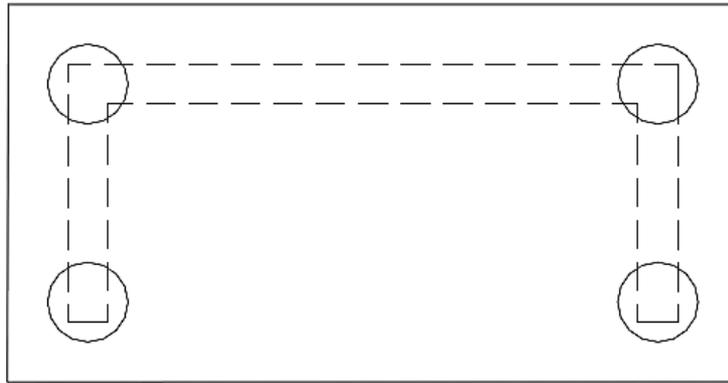


Figura 40 – Posicionamento em planta das estacas no dimensionamento para o caso de maciços de quatro estacas.

O equilíbrio de esforços de tração em todo o maciço será efetuado através da colocação de armaduras primárias e secundárias (Figura 41). As armaduras primárias (principais) são colocadas segundo bandas, entre as estacas, proporcionando a sua ligação. Estas armaduras são calculadas de forma idêntica às armaduras correspondentes às dos maciços de duas estacas. A armadura secundária será colocada na zona central do maciço e neste projeto correspondeu a 30% da armadura primária.

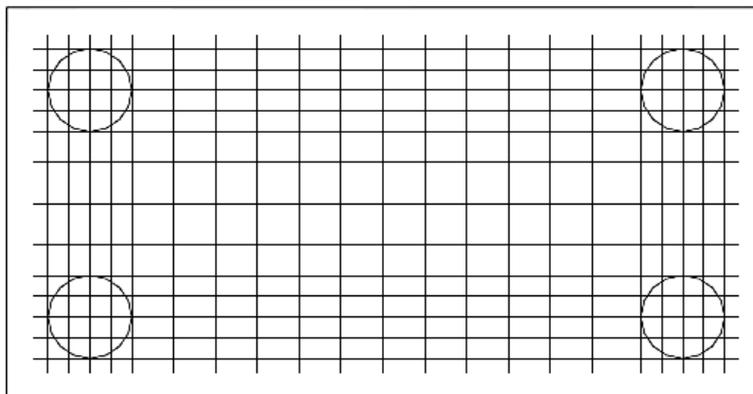


Figura 41 - Esquema utilizado no dimensionamento para o caso de maciços de quatro estacas.

Para efetuar o cálculo da armadura principal longitudinal no maciço de encabeçamento de quatro estacas, considerou-se um valor fictício para a largura de cada banda ($B_{Fictício}$).

No caso dos maciços dos muros de suporte utilizou-se o esquema apresentado na Figura 42.

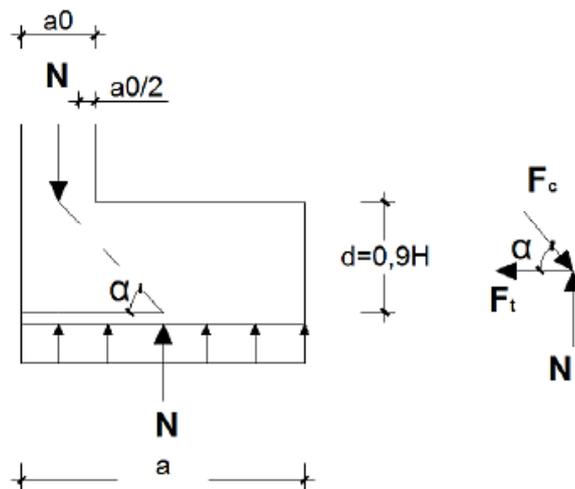


Figura 42 - Esquema utilizado no dimensionamento dos maciços dos muros de suporte.

Neste cálculo foram utilizadas as seguintes expressões:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\left(\frac{a - a_0}{2}\right)} \quad (7.145)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(N_b/2)}{F_t} \quad (7.146)$$

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \times \gamma \left(\frac{a - a_0}{2}\right)}{d} \quad (7.147)$$

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{syd} \times b} \quad (7.148)$$

onde,

$F_{t_{sd}}^{estaca}$ - força de tração de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base do maciço;

N_b - esforço axial proveniente da estrutura;

a_0 - largura do muro;

a - largura do maciço;

$\gamma = 1,5$;

b - dimensão da área ativa na outra direção;

d - altura útil da secção.

Os esforços utilizados para o dimensionamento dos maciços, são os mesmos utilizados no dimensionamento das estacas. As armaduras longitudinais e transversais de cada maciço podem ser consultadas no Anexo O.

7.2.10.3 Vigas de Fundação

De acordo com a cláusula § 5.8.2 (3) do EC8, a largura da secção transversal das vigas de fundação deverá ser, pelo menos, igual a $b_{w,\min}$ e a sua altura igual a, pelo menos, $h_{w,\min}$. Para a estrutura em estudo, os valores a atribuir para estes parâmetros são os seguintes:

$$b_{w,\min} = 0,25m$$

$$h_{w,\min} = 0,5m$$

As vigas de fundação foram dimensionadas de acordo com os princípios do cálculo pela capacidade real. Os valores de cálculo dos esforços nestes elementos foram determinados através da expressão (3.8)*, já anteriormente citada. As áreas de armadura necessárias para resistirem aos esforços a que as vigas de fundação estão sujeitas foram determinadas pelo programa de cálculo automático. Os valores determinados, para a armadura longitudinal e transversal em todas as vigas de fundação correspondem ao valor da armadura mínima, por isso, são apresentados na Tabela 78.

*O valor de γ_{Rd} toma o valor 1,4 (cláusula §4.4.2.6 (8))

Tabela 78 – Armadura longitudinal e transversal adotada na viga de apoio

Seção das vigas de Fundação		Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
b (m)	h (m)	SAP2000 (cm ²)	Superior / Inferior (cm ²)		SAP2000 (cm ² /m)	Arm. adotada (cm ² /m)	
0,35	0,6	2,89	3 Ø12	3,39	3,10	Ø8//0,15	3,35

8 Conclusão

O projeto que foi desenvolvido neste trabalho recorreu à aplicação de várias normas constantes dos Eurocódigos estruturais. Esta regulamentação acrescentou vários conceitos inovadores face à regulamentação ainda em vigor em Portugal (RSA/REBAP), tornando o dimensionamento de estruturas mais abrangente e exigente. Entre os vários Eurocódigos utilizados, na conceção da estrutura do edifício, constatou-se que o regulamento mais exigente correspondeu ao EC8. Esta exigência refletiu-se pela introdução de novos conceitos e metodologias que fazem parte do regulamento citado, apesar do mesmo apresentar algumas lacunas. Estas omissões reportam-se entre outras à falta de clareza quanto ao modo de dimensionar os elementos secundários, à forma como as alvenarias são contabilizadas em estruturas da classe DCM e ao facto de não integrar as estruturas com lajes fungiformes. Tendo em conta que este projeto é de uma estrutura com laje fungiforme, este constrangimento foi contornado, considerando, uma estrutura com maior ductilidade (capacidade de dissipação de energia), em que se considerou apenas a resistência lateral dos pilares travados por vigas (pilares primários) e desprezou-se a resistência lateral dos pilares com ligação direta à laje (pilares secundários). Seguindo os pressupostos anteriores, a solução estrutural que foi adotada correspondeu à solução inicialmente pensada, ou seja, a um sistema de paredes. Para assegurar que a estrutura não fosse classificada como um sistema torsionalmente flexível houve a necessidade de implantar um maior número de paredes na periferia do edifício além do que estava previsto. Este procedimento proporcionou a adoção de um coeficiente de comportamento superior ao 1,5 recomendado para este tipo de estruturas possibilitando assim um dimensionamento eficiente e economicamente viável. Caso a solução adotada se tivesse mostrado inviável dada a sua forma em L sismicamente não recomendável, poder-se-ia recorrer a uma junta sísmica dividindo-a em duas estruturas de implantação retangular com funcionamentos independentes.

Neste projeto a arquitetura do edifício acabou por não ser cumprida na sua totalidade. A razão deste incumprimento resultou do aparecimento de valores elevados de esforços provenientes da aplicação dos espectros de cálculo do EC8. Para garantir uma melhor articulação entre o projeto de arquitetura e o projeto de estrutura, os mesmos devem ser desenvolvidos conjuntamente desde o início do projeto na sua globalidade.

Todos os resultados obtidos neste projeto permitem concluir que a aplicação dos novos requisitos constantes da nova regulamentação, nomeadamente do EC8, relativamente ao RSA/REBAP, originam soluções de armaduras mais exigentes, principalmente nos elementos verticais. Esta consequência torna-se mais evidente neste tipo de estrutura que entra em conflito com os princípios de conceção gerais do EC8. Estes princípios estão associados a fatores que condicionam significativamente o comportamento da estrutura à ação sísmica.

9 Bibliografia

NP EN 1990:2009; “Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas”, CEN, Bruxelas

NP EN 1991-1-1:2009; “Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações 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 1997-1:2010; “Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais”, CEN, Bruxelas

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

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

NP EN 1998-1:2010: “Anexo Nacional NA”

APPLETON, J. ; MARCHÃO, C. – “Estruturas de Betão II – Modulo 2 – Lajes de Betão Armado”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2012

APPLETON, J. ; MARCHÃO, C. ; CAMARA, J. – “Estruturas de Betão II – Modulo 2 – Fundações de Edifícios”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2012

CAMARA, J. – “Estruturas de Betão I – Folhas de Apoio às Aulas”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2012

COSTA, A. – “Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de edifícios – Projeto de de estruturas para resistência aos sismos”, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2011

CARVALHO, E.C. – “Aplicação do Eurocódigo 8 à conceção e projeto de edifícios”, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2011

CANDEIS, M. – “Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2012

FARDIS, M. ; CARVALHO, E.C. –“Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”, Thomas Telford, Londres, 2005

GORGULHO, A. – “Betão Estrutural II – Versão atualizada segundo o Eurocódigo 2”, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

LÚCIO, V. – “Estruturas de Betão Armado I – Estado Limite de Deformação”, Departamento de Engenharia Civil, UNL, 2006

LOPES, M. ; BENTO,R. – “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2000

“Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to Eurocode 8”, The Institution of Structural Engineers, London, May 2010

OLIVEIRA, M. – “Verificação da Segurança da Estrutura de um Edifício localizado em Faro, utilizando os Eurocódigos Estruturais”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2012

ROMÃOZINHO, M. – “Dimensionamento para a Ação do Eurocódigo 8”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2010

SANTOS, P. – “Projeto de estruturas de um edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2010

SOEIRO e SÁ, A. – “Betão Estrutural I”, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

“Edifícios em Betão Armado com Fundações Indiretas por Estacas”

http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/MEE_FundacoesEstacas.pdf, acedido em Nov 2014