



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO HABITACIONAL EM BETÃO ARMADO SEGUNDO OS EUROCÓDIGOS

SÍLVIA ISABEL CHAVES PENACHO

(Licenciada em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Júri:

Presidente:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, ISEL

Vogais:

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista, ISEL

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

maio 2021

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO HABITACIONAL EM BETÃO ARMADO SEGUNDO OS EUROCÓDIGOS

SÍLVIA ISABEL CHAVES PENACHO

(Licenciada em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Mestre Especialista António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Júri:

Presidente:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, ISEL

Vogais:

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista, ISEL

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Mai 2021

Dedicatória

Dedico este trabalho aos meus pais e ao Carlos

Agradecimentos

Agradeço aos meus pais por serem a referência mais perfeita que pode existir! Por estarem sempre ao meu lado, por colaborarem para tornar os meus sonhos reais, por me amarem, respeitarem e nunca me deixarem desistir.

Agradeço ao meu irmão, por ter colaborado diariamente na minha educação e formação enquanto ser humano e por todos os dias ser um exemplo de força e determinação.

Expresso o meu agradecimento ao Carlos, por me fazer amar, sonhar e concretizar!

Agradeço aos grandes amigos que fiz no ISEL, com quem partilhei momentos inesquecíveis e que levo para a vida.

Expresso a minha admiração, respeito e agradecimento ao meu orientador por ter sido sempre tão prestável, paciente, correto e assertivo.

Resumo

O presente trabalho visa o projeto de fundações e estrutura de um edifício de habitação em betão armado localizado em Vila Franca de Xira

De momento a regulamentação a vigorar em Portugal é o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” (REBAPE), o “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) em simultâneo com os Eurocódigos Estruturais, após a publicação destes em Diário da República, no dia 17 de setembro de 2019, através do Despacho Normativo nº 21/2019. Dentro de três anos passarão estes exclusivamente a constituir a regulamentação nacional para a elaboração de projetos de estruturas. Deste modo serão utilizados exclusivamente os eurocódigos estruturais para projetar este edifício. Estas normas impõem os mesmos critérios de projeto em toda a União Europeia. No caso particular da NP EN 1998-1:2010 é especialmente importante a sua aplicação neste trabalho, uma vez que Portugal, e em mais em concreto Lisboa localizam-se numa região com relativo risco sísmico, sendo por isso relevante a sua aplicação no presente projeto estrutural.

Neste trabalho será definida a solução estrutural do edifício em função da sua planta de arquitetura e de todas as condicionantes e regras impostas pelas normas. Proceder-se-á ao seu dimensionamento, e o seu projeto culminará com o desenho dos seus pormenores construtivos. Para auxiliar as diversas fases do trabalho utilizar-se-ão o programa de cálculo automático *ETABS*, que tem como base o método dos elementos finitos e permitirá modelar a estrutura e fazer a sua análise, e o *AutoCAD*, onde serão desenvolvidos os desenhos dos pormenores construtivos.

Palavras – Chave: Projeto, Betão Armado, Análise Sísmica, Eurocódigos Estruturais, Dimensionamento

Abstract

This work consists in a project of foundations and structure of a residential building in reinforced concrete in Vila Franca de Xira.

At the moment, the regulation in use in Portugal is “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAPE) and “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) simultaneously with Structural Eurocodes, after their publication in Diário da República, at September 17th, 2019, through Normative order nr 21/2019. In three years Eurocodes will be exclusively regulations to do structural design. So will be used exclusively Eurocodes to design the building. These normatives put the same discretion in entire European Union. In the particular case of NP EN 1998-1:2010 it's especially important to apply it in this work. Portugal, and in particular Lisbon, are in a region with relative seismic risk, and therefore its application in the present structural project is relevant.

In this work will be define the structural solution of the building according to its architecture and all the constraints and rules imposed by normatives. Its design will proceed and the project will end with the design of the constructive details. To assist the various phases of the work will use *ETABS* is an automatic calculation program, based on the finite element method, will allow the modeling of the structure and its analysis, and AutoCAD, where the detailed drawings will be done.

Key words: Project, Reforced Concrete, Seismic Analysis, Eurocode, Structural Design

Índice

1. Introdução	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Resumo dos Capítulos	2
1.4. Apresentação do Projeto.....	2
2. Bases de Projeto	9
2.1. Tempo de Vida Útil.....	9
2.2. Classes de Ductilidade e Materiais.....	9
2.2.1. Betão	11
2.2.2. Aço.....	12
2.3. Definição de Ações.....	12
2.3.1. Cargas Permanentes	13
2.3.2. Peso Próprio	13
2.3.3. Restantes Cargas Permanentes	13
2.3.4. Sobrecargas	14
2.3.5. Ação Sísmica.....	15
2.3.6. Combinações de Ações	20
Estados Limites Últimos	21
Estados Limites de Utilização	22
3. Pré-Dimensionamento	25

3.1. Lajes	25
3.2. Vigas.....	26
3.3. Pilares	26
4. Conceção Estrutural para a Ação Sísmica	27
4.1. Princípios Básicos	27
4.1.1. Simplicidade Estrutural.....	27
4.1.2. Uniformidade, Simetria e Redundância da Estrutura.....	27
4.1.3. Resistência e Rigidez nas duas Direções.....	27
4.1.4. Resistência e Rigidez à Torção	27
4.1.5. Ação de Diafragma ao Nível dos Pisos.....	28
4.1.6. Fundação Adequada.....	28
4.1.7. Elementos Primários e Secundários	28
4.2. Regularidade Estrutural	28
4.2.1. Critérios de Regularidade em Planta.....	29
4.2.2. Critérios de Regularidade em Altura.....	32
4.3. Tipos de Estrutura.....	33
4.3.1. Classificação do sistema estrutural em estudo	34

4.4. Coeficiente de Comportamento	35
4.5. Efeitos Acidentais de Torção.....	37
4.6. Combinação das Respostas Modais.....	41
4.7. Combinação Direcional	43
4.8. Cálculo dos Deslocamentos devido à ação sísmica.....	44
4.9. Efeitos de 2ª Ordem.....	45
5. Modelação e Análise Estrutural	47
5.1. Modelação Estrutural.....	47
5.1.1. Definição de materiais.....	47
5.1.2. Elementos de barra - “Frame”	47
5.1.3. Elementos de laje - “Shell”	47
5.1.4. Restrições	48
5.1.5. Constrições.....	48
5.1.6. Ações e Combinações de ações.....	48
5.1.7. Dimensionamento e Pormenorização das Armaduras.....	48
5.2. Análise Modal por Espectro de Resposta	48
6. Dimensionamento	51
6.1. Regras Gerais para a pormenorização	51
6.1.1. Recobrimento de Armaduras.....	51
Recobrimento Mínimo	52
Recobrimento Nominal	53
6.1.2. Distância mínima entre varões	53

6.1.3. Diâmetro mínimo de dobragem dos varões.....	54
6.1.4. Comprimento de amarração dos varões	55
6.1.5. Amarração de armaduras transversais.....	57
6.1.6. Sobreposição de armaduras.....	58
6.2. Análise dos Estados Limite Últimos	59
6.2.1. Lajes	59
6.2.1.1. Estado Limite Último de Flexão.....	61
6.2.1.2. Estado Limite Último de Esforço Transverso	62
6.2.2. Vigas	66
6.2.3. Pilares.....	83
6.2.4. Paredes dúcteis	93
6.2.5. Muros de Suporte.....	104
6.2.6. Fundações	107
6.3. Estados Limites de Utilização.....	113
6.3.1. Controlo de Fendilhação.....	113
6.3.2. Controlo das Deformações	114
6.3.3. Limitação de Danos	119
7. Conclusão	121

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Planta da zona de implantação do edifício	3
Figura 1.2 – Corte do edifício	3
Figura 1.3 – Alçado Principal	4
Figura 1.4 – Alçado lateral esquerdo	4
Figura 1.5 – Alçado posterior.....	5
Figura 1.6 – Planta do piso 0.....	5
Figura 1.7 – Planta do piso 1.....	6
Figura 1.8 – Planta dos pisos 2 a 5.....	6
Figura 1.9 – Planta da cobertura.....	7
Figura 1.10 – Planta do piso -1	7
Figura 1.11 – Planta do piso -2	8
Figura 2.1 – Zonamento sísmico de Portugal Continental definido pelo Anexo Nacional; a) Para a ação sísmica do Tipo I; b) Para a ação sísmica do Tipo II	17
Figura 2.2 – Espectro de resposta elástica horizontal de cálculo do sismo do tipo I com $\xi = 5\%$	20
Figura 2.3 – Espectro de resposta elástica horizontal de cálculo do sismo do tipo II com $\xi = 5\%$	20
Figura 6.1 – Área de armadura superior segundo y em mm ² /m da laje do piso 2.....	61
Figura 6.2 – Geometria das escadas	64
Figura 6.3 – Modelo simplificado da escada.....	65
Figura 6.4 – Viga A.....	66

Figura 6.5 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um pilar exterior, sem viga transversal	68
Figura 6.6 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um pilar exterior, com viga transversal	68
Figura 6.7 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um pilar interior, com viga transversal	69
Figura 6.8 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um interior, sem viga transversal .	69
Figura 6.9 – Prolongamento da viga/laje	72
Figura 6.10 – Chapa de amarração.....	72
Figura 6.11 – Cintas em torno dos varões do pilar.....	73
Figura 6.12 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas	75
Figura 6.13 – Pormenor construtivo de uma ligação viga-viga.....	75
Figura 6.14 – Valor de cálculo dos esforços transversos na viga pela Capacidade Real	77
Figura 6.15 – Diagrama retangular simplificado.....	79
Figura 6.16 – Esquema de viga com contribuição da laje.....	80
Figura 6.17 – Valor de cálculo dos esforços transversos no pilar pela Capacidade Real	85
Figura 6.18 – Diagrama parábola retângulo simplificado.....	86
Figura 6.19 – Pormenorização do pilar exemplo	92
Figura 6.20 – Método dos Pilares Fictícios.....	94
Figura 6.21 – Extensões na curvatura última de secção transversal de parede	97
Figura 6.22 – Espessura mínima de elementos de extremidade confinada	99
Figura 6.23 – Envoltivo de cálculo dos momentos fletores para um sistema de paredes	99

Figura 6.24 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto	100
Figura 6.25 – Impulso provocado pela ação do solo	105
Figura 6.26 – Impulso devido à sobrecarga rodoviária	106
Figura 6.27 – Diagrama de Esforço Transverso	106
Figura 6.28 – Diagrama de Momentos Fletores	106
Figura 6.29 – Método das Bielas para o cálculo de sapatas rígidas	110
Figura 6.30 – Método das Bielas para o cálculo de sapatas rígidas dos muros de suporte	111
Figura 6.31 – Método das consolas	111
Figura 6.32 – Deformação do piso 5 para a combinação quase-permanente	115

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Categorização do tempo de vida útil de estruturas	9
Tabela 2.2 – Classes de exposição dos elementos estruturais	11
Tabela 2.3 - Valores das características do betão C25/30	11
Tabela 2.4 – Requisitos do betão em função da classe de exposição	12
Tabela 2.5 – Valores das características do aço A400 NR SD	12
Tabela 2.6 – Cálculo da Restante Carga Permanente relativa às Paredes Exteriores	13
Tabela 2.7 – Cálculo da Restante Carga Permanente relativa às Paredes Interiores	14
Tabela 2.8 – Categorias, valores de sobrecarga e coeficientes de combinação	14
Tabela 2.9 – Zona Sísmica e valores de aceleração máxima	17
Tabela 2.10 – Classificação e descrição do tipo de terreno	17
Tabela 2.11 – Valores do coeficiente de importância γ_I para a classe de importância II	17
Tabela 2.12 – Valores de cálculo e de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A	18
Tabela 2.13 – Valores recomendados dos parâmetros	18
Tabela 2.14 – Valores do parâmetro φ	22
Tabela 2.15 - Valores dos coeficientes parciais de segurança	24
Tabela 3.1 - Valores do coeficiente k	25
Tabela 4.1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico	29
Tabela 4.2 – Verificação da esbelteza	29
Tabela 4.3 – Determinação dos raios de torção	30

Tabela 4.4 – Coordenadas dos centros de massa e rigidez e valores da respectiva excentricidade	31
Tabela 4.5 – Verificação da excentricidade estrutural, verificação da expressão (4.2.2).	31
Tabela 4.6 – Cálculo do raio de giração	32
Tabela 4.7 - Verificação dos raios de torção e de giração	32
Tabela 4.8 – Valores em percentagem do corte basal nas paredes	34
Tabela 4.9 – Valores em percentagem do corte basal nos pilares	34
Tabela 4.10 – Valores básicos do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura	35
Tabela 4.11 – Valores do coeficiente k_w	36
Tabela 4.12 – Cálculo do valor de α_0	37
Tabela 4.13 – Cálculo do valor do coeficiente de comportamento	37
Tabela 4.14 – Cálculo da excentricidade accidental	38
Tabela 4.15 – Cálculo do fator corretivo para o Sismo do Tipo I	39
Tabela 4.16 – Cálculo do fator corretivo para o Sismo do Tipo II	39
Tabela 4.17 – Cálculo do valor da força de corte na base para o Sismo do Tipo I	40
Tabela 4.18 – Cálculo do valor da força de corte na base para o sismo do Tipo II	40
Tabela 4.19 – Cálculo do valor da força horizontal em cada piso i	40
Tabela 4.20 – Cálculo dos valores dos momentos torsores ao nível de cada piso	40
Tabela 4.21 – Valores torsores aplicadas ao nível de cada piso	41
Tabela 4.22 - Deslocamentos devido à ação sísmica	45

Tabela 4.23 – Efeitos de 2ª ordem para o sismo I	46
Tabela 4.24 - Efeitos de 2ª ordem para o sismo II	46
Tabela 5.1 – Valores dos fatores de participação modal	49
Tabela 5.2 – Verificação dos modos de vibração necessários	50
Tabela 6.1 – Valores de recobrimento para os diversos elementos estruturais	53
Tabela 6.2 – Distância livre mínima entre varões	54
Tabela 6.3 – Valores dos diâmetros mínimos de dobragem de varões	55
Tabela 6.4 – Valores de comprimento de amarração de referência	56
Tabela 6.5 – Valores de comprimento de amarração mínimos	57
Tabela 6.6 – Valores do comprimento de amarração	57
Tabela 6.7 – Valores dos comprimentos de sobreposição	59
Tabela 6.8 – Cálculo das armaduras máximas e mínimas	60
Tabela 6.9 – Valor do esforço transversal resistente sem armadura específica	63
Tabela 6.10 – Características Geométricas da escada	64
Tabela 6.11 – Valores dos carregamentos nos lanços de escada	64
Tabela 6.12 – Valores dos carregamentos nos patins das escadas	65
Tabela 6.13 - Valores de armaduras para a escada	66
Tabela 6.14 – Valores de esforço transversal	66
Tabela 6.15 – Coeficiente de ductilidade em curvatura	70
Tabela 6.16 – Valores de armadura mínima e máxima para a viga exemplo	80

Tabela 6.17 – Tipo de ligação entre viga e pilar em cada uma das extremidades da viga exemplo	81
Tabela 6.18 - Valores de esforço transverso para a combinação quase-permanente	81
Tabela 6.19 – Valores das áreas de armaduras da viga	81
Tabela 6.20 – Valores de taxa de armadura longitudinal	81
Tabela 6.21 – Valores de momentos calculados com contribuição da laje	81
Tabela 6.22 – Valores do Esforço Transverso calculado para cada uma das extremidades da viga exemplo	82
Tabela 6.23 – Valor de Esforço Transverso Máximo da viga exemplo	82
Tabela 6.24 – Espaçamento máximo da armadura transversal para a viga exemplo segundo a NP EN 1998-1:2010	82
Tabela 6.25 – Espaçamento máximo das armaduras transversais da viga de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010	82
Tabela 6.26 – Valores de armaduras transversais da viga exemplo	83
Tabela 6.27 – Verificação das condições 6.2.21 e 6.2.22	83
Tabela 6.28 - Características do Pilar Exemplo	90
Tabela 6.29 - Valor do comprimento crítico do Pilar Exemplo	90
Tabela 6.30 – Valores máximos de espaçamento das armaduras transversais do pilar exemplo	90
Tabela 6.31 – Área de armadura longitudinal do pilar exemplo no piso 0	90
Tabela 6.32 – Valores dos momentos resistentes em torno de X e Y	91
Tabela 6.33 – Valor de esforço transverso obtido pelo programa de cálculo automático	91
Tabela 6.34- Valores de armadura transversal do pilar exemplo no piso 0	91

Tabela 6.35 – Valores de esforço transversal resistente máximo para o pilar exemplo	91
Tabela 6.36 – Valores de cálculo da resistência	91
Tabela 6.37 – Verificação do confinamento do pilar exemplo	92
Tabela 6.38 – Valores mínimos de comprimento dos pilares fictícios	100
Tabela 6.39 – Valores máximos dos pilares fictícios	101
Tabela 6.40 – Altura crítica das paredes	101
Tabela 6.41 - Dimensões das paredes e respetivos pilares fictícios	101
Tabela 6.42 – Armadura longitudinal nos pilares fictícios da parede 1	102
Tabela 6.43 – Armadura de flexão na alma da parede 1	102
Tabela 6.44 – Armadura transversal na parede 1	103
Tabela 6.45 – Taxa de armadura mecânica na alma da parede 1	103
Tabela 6.46 - Valor de espaçamento máximo das armaduras de confinamento	103
Tabela 6.47 – 1º Membro da expressão (6.2.69)	103
Tabela 6.48 – 2º Membro da expressão (6.2.69)	103
Tabela 6.49 – Verificação da inequação (6.2.69)	104
Tabela 6.50 – Valor do impulso provocado pela ação do solo	105
Tabela 6.51 – Valor do impulso provocado pela ação da sobrecarga rodoviária	105
Tabela 6.52 – Valor de armadura de flexão adotada no muro	107
Tabela 6.53 – Cálculo do esforço transversal resistente sem armadura	107
Tabela 6.54 – Valor de Área mínima da sapata exemplo	112

Tabela 6.55 – Verificação da tensão no solo	112
Tabela 6.56 – Valores de armaduras nas direções x e y para a sapata exemplo	112
Tabela 6.57 – Valores do espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação	114
Tabela 6.58 – Momento de Fendilhação	116
Tabela 6.59 - Cálculo do coeficiente de homogeneização	116
Tabela 6.60 - Taxa de armadura em ambas as faces	116
Tabela 6.61 – Valores dos momentos de inércia segundo as tabelas	117
Tabela 6.62 - Valor do módulo de elasticidade efetivo	117
Tabela 6.63 – Valor de cálculo do coeficiente de homogeneização	118
Tabela 6.64 - Valores dos momentos de inércia segundo as tabelas	118
Tabela 6.65 – Verificação da expressão (6.2.104) referente á limitação de danos para o sismo 1	119
Tabela 6.66 - Verificação da expressão (6.2.104) referente á limitação de danos para o sismo 2	120

Glossário

Letras Maiúsculas Latinas

T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
S	Coefficiente de solo
A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção de betão
$A_{E,d}$	Valor de cálculo da ação sísmica
$A_{Piso,i}$	Área do piso i
A_{sw}	Área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s
$A_{Total,Piso}$	Área Total do Piso
CQC	Combinação Quadrática Completa
E	Efeito da ação
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de cálculo das ações
E_E	Efeito da ação sísmica
$E_{F,E}$	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
E_s	Valor de cálculo do modo de elasticidade
F_b	Força de corte na base provocada pelo sismo
F_i	Força horizontal que atua no piso i

F_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
H_{parede}	Altura da parede
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.
L_x	Dimensão em planta da estrutura segundo o eixo XX
L_y	Dimensão em planta da estrutura segundo o eixo YY
M_{ai}	Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i
M_{CR}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento fletor atuante de cálculo
$M_{piso,i}$	Massa do piso i
M_{QP}	Momento resultante da combinação quase-permanente de ações
M_{Rb}	Momento resistente da viga
M_{Rc}	Valor de cálculo do momento resistente do pilar
M_{Rd}	Valor de cálculo do momento resistente fletor de cálculo
$N_{b,Ed}$	Esforço axial resultante da combinação de cálculo corrigido na base da sapata
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
P	Valor representativo de uma ação de pré-esforço
P_{DLR}	Probabilidade de excedência de referência em 10 anos da ação sísmica de referência para o requisito de limitação de danos
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso

PP_{Parede}	Peso próprio da Parede
P_{tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i
RCP	Restantes Cargas Permanentes
R_d	Valor de cálculo resistente
R_i	Percentagem de massa mobilizada em rotação em torno de i
$S_d(T_1)$	Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1
$S_d(T)$	Espectro de cálculo para análise elástica
T_1	Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada, em segundos
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_{DLR}	Período de retorno de referência da ação sísmica para o requisito de limitação de danos
T_k	Período de vibração do modo k .
T_{NCR}	Período de retorno de referência da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso
U_i	Percentagem de massa mobilizada em translação segundo a direção de i
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante na secção em estudo

$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
V_{tot}	Força de corte sísmica total no piso
$X_{cm,i}$	Coordenada X do centro de massa do piso i
$X_{cr,i}$	Coordenada X do centro de rigidez do piso i
$Y_{cm,i}$	Coordenada Y do centro de massa do piso i
$Y_{cr,i}$	Coordenada Y do centro de rigidez do piso i

Letras Minúsculas Latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno do Tipo A
a_I	Valor da flecha para o estado não fendilhado
a_{II}	Valor da flecha para o estado fendilhado
b_0	Dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas
b_c	Largura do pilar na direção considerada
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_t	Largura média da zona tracionada
b_w	Largura da alma do elemento
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 da secção transversal, distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e da fibra mais comprimida da secção
d_{bL}	Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal
d_{bw}	Diâmetro dos estribos
d_e	Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural determinado pela análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo. Devem ser tidos em conta os efeitos da torção devido à ação sísmica
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado (mm)
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado
d_s	Valor do deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
e_{0i}	Distância medida entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, segundo a direção j perpendicularmente à direção de cálculo considerada
e_{ai}	Excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos
f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$f_{ctk,0,05}$	5% do valor de tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço à tração

f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
h	Altura entre pisos
h_c	Largura do pilar na direção paralela aos varões
h_f	Espessura da laje
h_w	Altura da viga
h_{wi}	Altura da parede
k	Número de modos de vibração considerados
k	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais
k_0	Coefficiente de impulso em repouso
k_D	Coefficiente função da classe de ductilidade
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	Comprimento do vão a vencer
l_0	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento mínimo de sobreposição
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração de cálculo
l_{cl}	Comprimento livre
l_s	Raio de giração da massa do piso em planta
l_{wi}	Comprimento da secção da parede

m	Massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível de uma cave rígida
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_i	Raio de torção, raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção i
s	Espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento
$s_{cl,máx}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,máx}$	Espaçamento máximo entre estribos
s_{max}	Espaçamento máximo entre varões
$s_{max,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões longitudinais em lajes
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
u_i	Deslocamento dos pisos na direção i
x	Posição da linha neutra
z	Braço do binário das forças interiores, correspondente ao momento fletor do elemento

Letras Minúsculas Gregas

α	Coeficiente de homogeneização
α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal
α	Coeficiente de eficácia do confinamento, cujo valor é igual a $\alpha_n \cdot \alpha_s$
α_{ct}	Valor que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tração
α_n	Relação entre a área confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção confinada a meia distância entre as cintas e área interior das cintas
α_u	Valor de majoração da ação sísmica horizontal de modo a formar rótulas plásticas num número suficiente de secções para provocar a instabilidade global da estrutura. Todas as outras ações de cálculo são constantes
β	Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Margem de segurança
$\Delta C_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo em caso de aço inoxidável
$\Delta C_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo em caso de proteção adicional
ΔC_{dev}	Margem de cálculo para as tolerâncias de execução
ϵ_{cu2}	Extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão
$\epsilon_{cu2,c}$	Extensão última do betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
ϕ	Ângulo de atrito interno
γ_c	Valor do Peso Volúmico

γ_I	Coeficiente de importância
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_P	Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
γ_{solo}	Peso volúmico do solo
η	Coeficiente de correção do amortecimento
λ	Fator de correção
μ	Momento fletor reduzido
μ_ϕ	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
v_d	Esforço normal reduzido
v	Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da secção
ρ'	Taxa de armadura da zona comprimida
$\rho_{máx}$	Taxa máxima admissível de armadura de tração
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transversal
σ_{adm}	Tensão admissível no solo
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devido ao esforço normal

σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
ν	Valor do Coeficiente de Poisson
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_d	Esforço normal reduzido de cálculo
ω_v	Taxa mecânica das armaduras verticais da alma
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
ξ	Coeficiente do valor de amortecimento viscoso
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coeficientes de combinação

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Face à localização geográfica de Portugal torna-se bastante relevante fazer uma análise sísmica cuidada em projetos estruturais de edifícios a desenvolver. Por essa razão é utilizada a NP EN 1998-1:2010 na realização do presente trabalho. Esta norma pretende garantir que aquando da ocorrência de sismos as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil estão operacionais. As estruturas devem obedecer a dois requisitos fundamentais: a não ocorrência de colapso e a limitação de danos.

Pela aplicação da NP EN 1998-1:2010 explora-se a ductilidade da estrutura e faz-se o cálculo pelo método do Capacity Design, ou seja, pela Capacidade Real, que consiste na escolha dos elementos estruturais que serão projetados e pormenorizados para garantir a dissipação de energia quando submetidos a elevadas deformações; os restantes elementos são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia funcione.

1.2. Objetivos

Para projetar as fundações e a estrutura do edifício em desenvolvimento recorre-se às normas europeias, que já foram utilizadas em diversas unidades curriculares ao longo dos cursos de licenciatura e mestrado em engenharia civil.

Os objetivos principais deste trabalho são:

- Definir uma solução estrutural a partir do projeto de arquitetura;
- Pré-dimensionar os elementos estruturais;
- Definir e compreender a conceção estrutural para a ação sísmica;
- Modelar e analisar a estrutura no programa de cálculo automático *ETABS*;
- Proceder ao dimensionamento dos elementos estruturais face aos estados limite de serviço e estados limite últimos;
- Elaborar as peças desenhadas relativas aos pormenores construtivos.

1.3. Resumo dos Capítulos

Por forma a dividir o projeto em tarefas e etapas é importante subdividi-lo em capítulos. Farão parte do trabalho final de mestrado os seguintes capítulos:

1º Capítulo: **Introdução** – pretende-se fazer uma breve introdução ao projeto, delimitar os objetivos, apresentar e caracterizar o edifício, explicar as normas a aplicar e por fim indicar a solução estrutural.

2º Capítulo: **Bases de projeto** – o objetivo é definir e caracterizar materiais, ações e combinações de ações.

3º Capítulo: **Pré-dimensionamento** – nesta fase pretende-se pré-dimensionar sapatas, lajes, vigas, pilares e escadas.

4º Capítulo: **Conceção estrutural para a ação sísmica** – a fase de análise sísmica constitui uma parte importante do projeto, uma vez que Portugal é um país gravoso em termos de atividade sísmica. Será realizada uma breve introdução à NP EN 1998-1:2010 e aplicada toda a metodologia inerente.

5º Capítulo: **Modelação e análise estrutural** - utilizar-se-á o programa de cálculo automático *ETABS* para fazer a modelação estrutural do edifício e a análise modal por espectro de resposta.

6º Capítulo: **Dimensionamento** – o edifício será analisado aos estados limite de serviço e os estados limite últimos.

7º Capítulo: **Conclusão** – este capítulo visa uma reflexão acerca dos resultados obtidos e das opções tomadas.

Anexos: fazem parte deste capítulo os cálculos justificativos e as tabelas utilizadas para o projeto.

1.4. Apresentação do Projeto

O edifício a ser objeto do projeto estrutural situa-se em Alverca do Ribatejo, que pertence ao concelho de Vila Franca de Xira. É constituído por seis pisos acima do nível térreo e dois pisos subterrâneos. Conta com uma área de implantação de cerca de 726 m² e uma altura de 18,5 m

acima do solo e 5,40 m abaixo do solo, o que faz um total de 23,90 m. Todos os pisos acima do nível térreo contam com um pé direito de 2,60 m e os pisos enterrados têm um pé direito de 2,40 m. O acesso dentro do edifício é feito por uma caixa de escadas e dois elevadores, em cada um dos pisos enterrados conta também com uma rampa de acesso. Na Figura 1.1 é apresentada a planta de implantação e na Figura 1.2 o corte do edifício.

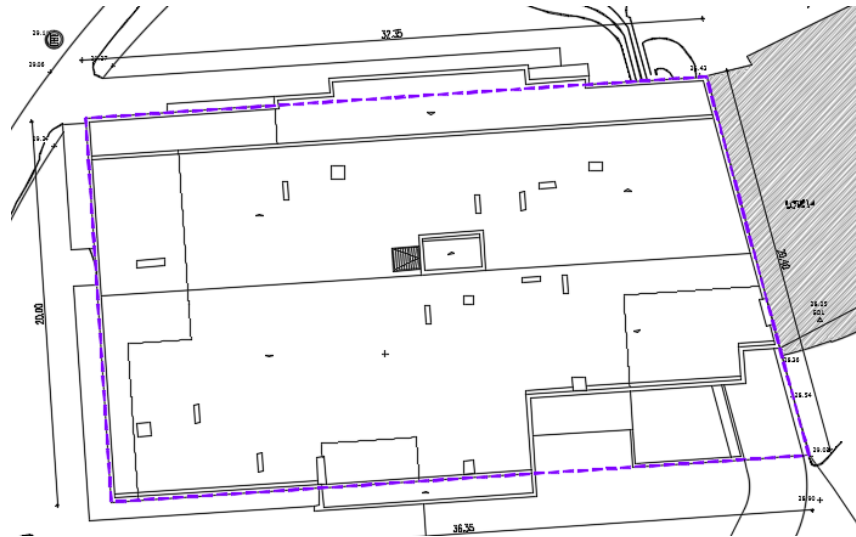


Figura 1.1 - Planta da zona de implantação do edifício

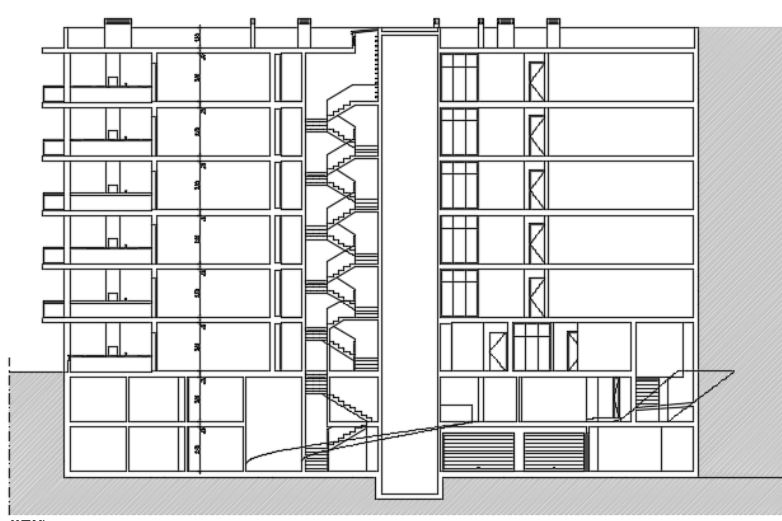


Figura 1.2 – Corte do edifício

O aspeto dos alçados do edifício é apresentado nas Figura 1.3 a 1.5.



Figura 1.3 – Alçado Principal

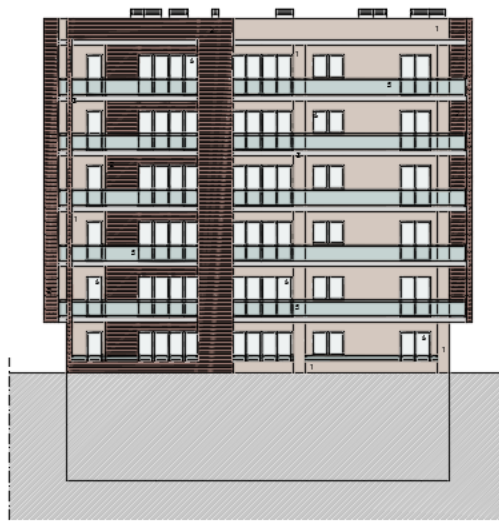


Figura 1.4 – Alçado lateral esquerdo



Figura 1.5 – Alçado posterior

O piso térreo conta com dois fogos de tipologia T2, um de tipologia T3 e outro de tipologia T1. Na Figura 1.6 é possível visualizar a planta do piso 0.

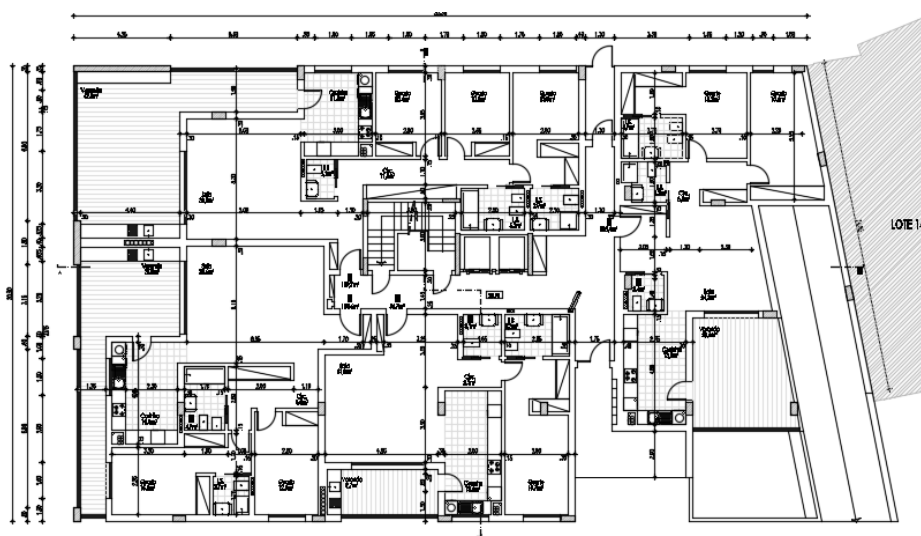


Figura 1.6 – Planta do piso 0

O piso 1 é dividido em quatro fogos, dois de tipologia T2 e dois de tipologia T3. Na Figura 1.7 é apresentada a planta do piso 1.

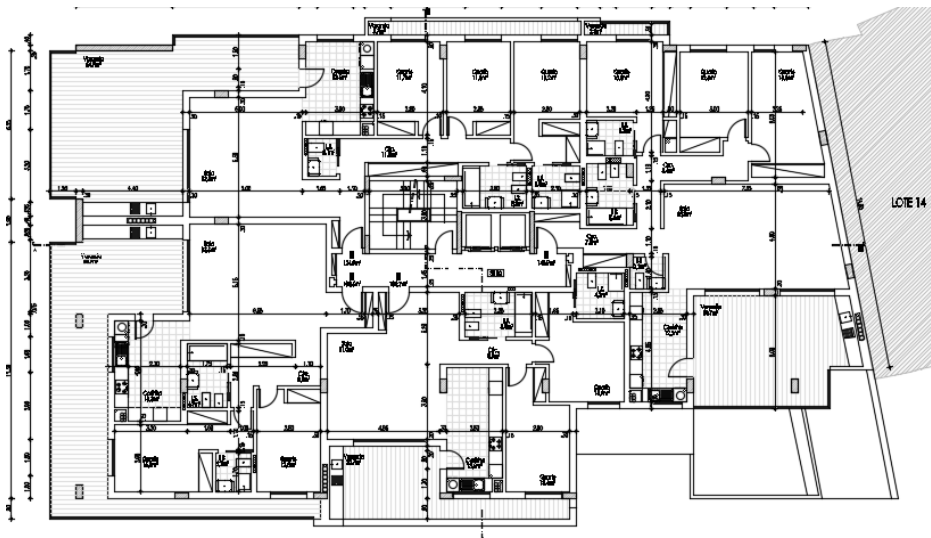


Figura 1.7 – Planta do piso 1

Os pisos 2, 3, 4 e 5 são constituídos por quatro fogos, dois de tipologia T2 e dois de tipologia T3. Na Figura 1.8 é apresentada a planta dos pisos 2 a 4.

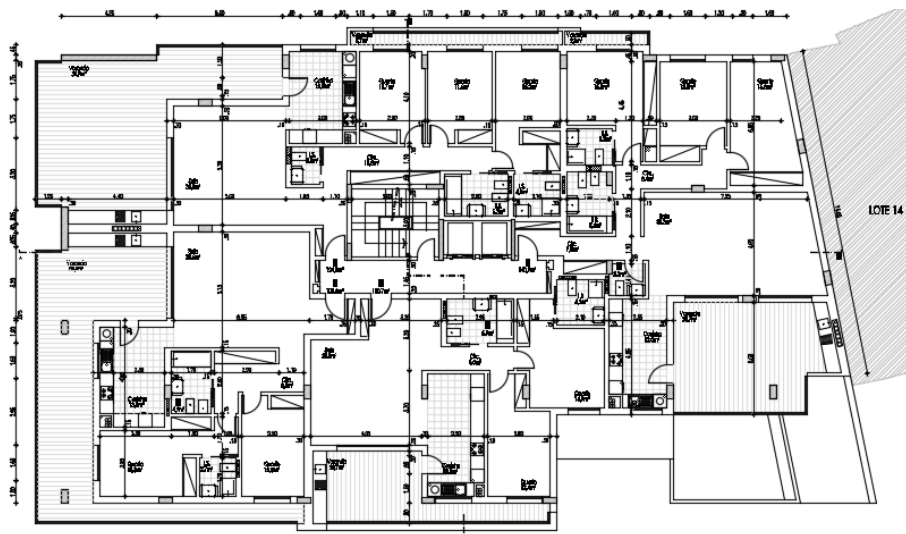


Figura 1.8 – Planta dos pisos 2 a 5

A planta de cobertura é apresentada na Figura 1.9. Está-se perante uma cobertura em terraço.

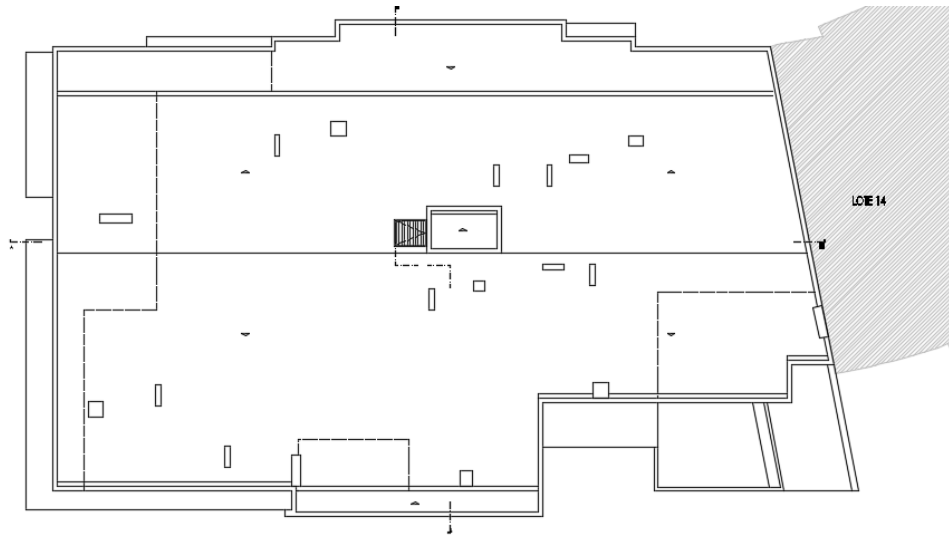


Figura 1.9 – Planta da cobertura

Os pisos enterrados contam com um total de 23 boxes. Têm um pé direito de 2,40 m. As plantas das caves são apresentadas na Figura 1.10 e Figura 1.11.

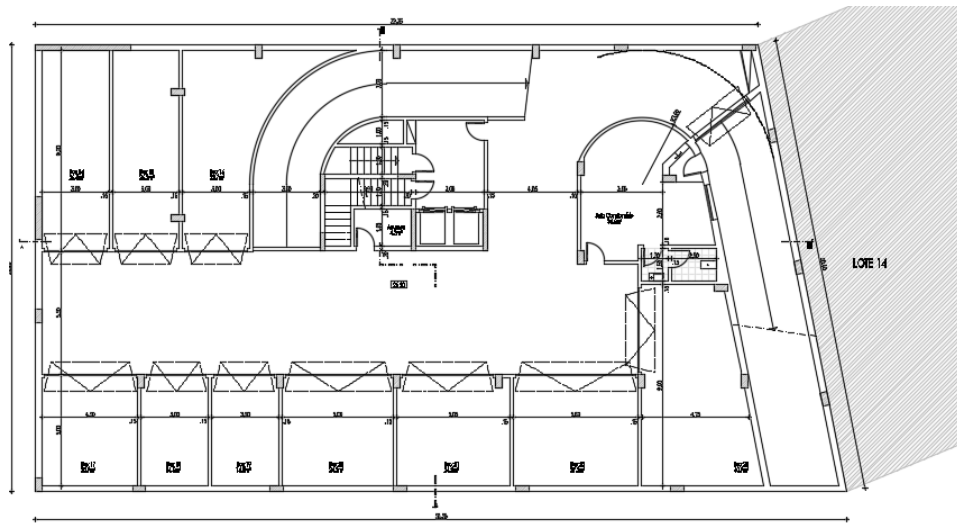


Figura 1.10 – Planta do piso -1

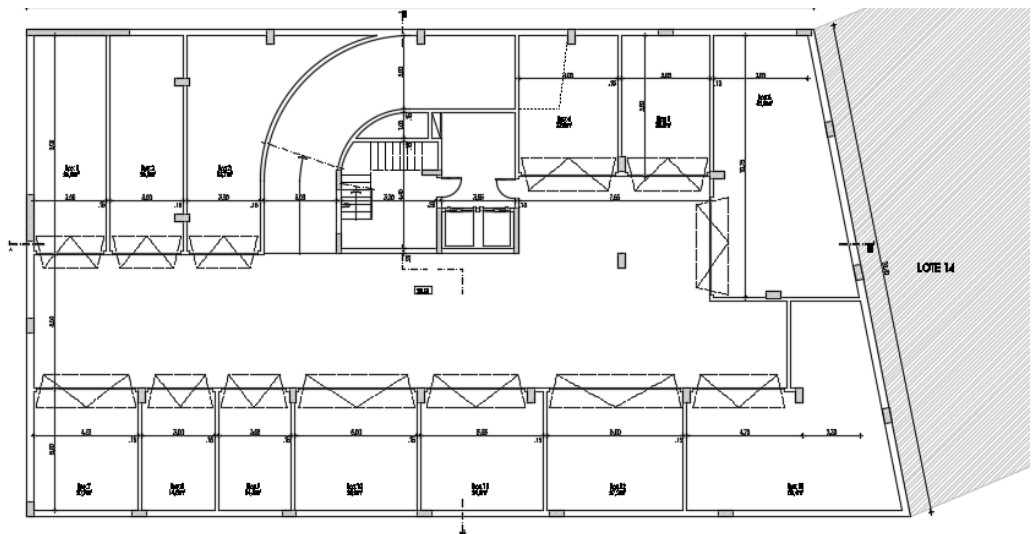


Figura 1.11 – Planta do piso -2

2. Bases de Projeto

No presente capítulo pretende-se fazer uma análise das bases necessárias ao início do projeto.

2.1. Tempo de Vida Útil

De acordo com a NP EN 1990:2009, cláusula 2.3, é necessário caracterizar qualquer estrutura em função do seu tempo de vida útil, ou seja, o período em que a estrutura deve funcionar sem necessidade de grandes reparações. Por se tratar de um edifício para fins habitacionais insere-se na categoria S4, tal como é possível ver na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Categorização do tempo de vida útil de estruturas

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

2.2. Classes de Ductilidade e Materiais

A ductilidade é um fator essencial a ter em conta a nível de projeto de edifícios de acordo com a NP EN 1998-1:2010. Esta propriedade reside na capacidade de a estrutura suportar, sem deterioração da sua resistência, deformações superiores às elásticas. Quanto mais elevada for a ductilidade da estrutura, menores serão os esforços gerados pela ação sísmica. Desta forma a norma anteriormente referida pressupõe três classes de ductilidade em função da capacidade de dissipação de energia da estrutura.

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL)
- Classe de Ductilidade Média (DCM)
- Classe de Ductilidade Alta (DCH)

DCL – Classe de Ductilidade Baixa

Nesta classe de ductilidade inserem-se as estruturas projetadas de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, que por recomendação da mesma norma devem ser implementadas apenas em zonas de baixa sismicidade. Contudo, de acordo com o Anexo Nacional esta classe de ductilidade pode ser utilizada noutras zonas para estruturas regulares e de classe de importância inferior a II. Em Portugal, de acordo com a NP EN 1998-1:2010, NA-3.2.1(4) d), as zonas de baixa sismicidade são aquelas em que $a_g \times S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$, para as ações sísmicas do tipo 1 e 2.

DCM - Classe de Ductilidade Média

Através da aplicação da secção 5 da NP EN 1998-1:2010 ao projeto de um edifício de betão é possível obter uma estrutura de classe de ductilidade média ou alta, em função da sua capacidade de dissipação histerética, ou seja, capacidade de dissipação de energia. Estas classes de ductilidade permitem à estrutura o desenvolvimento de mecanismos com estabilidade associados a elevada dissipação histerética de energia sob a repetição e alternância de ações sem que ocorram roturas do tipo frágil

A classe de ductilidade média é obtida através da aplicação da cláusula 5.4 do NP EN 1998-1:2010, cujo objetivo é que a estrutura desenvolva ciclos histeréticos aquando da atuação de uma ação sísmica.

DCH - Classe de Ductilidade Alta

A classe de ductilidade alta é obtida através da aplicação da cláusula 5.5 do NP EN 1998-1:2010, cujo objetivo é a elevada plastificação dos materiais.

A relação entre a resistência e a capacidade dissipativa de energia está relacionada com o coeficiente de comportamento (q). Este coeficiente reduz as forças obtidas em regime de análise linear de forma a contabilizar a análise não linear da estrutura que está diretamente relacionada com o material, sistema estrutural e ao projeto.

O edifício em estudo será projetado para a classe de ductilidade média (DCM) e será constituído por betão armado, sendo por isso necessário distinguir dois tipos de materiais: betão e aço. De acordo com a cláusula 5.4.1.1 da NP EN 1998-1:2010 existem limitações ao nível de projeto para estruturas de classe de ductilidade média, apresentadas em seguida.

- Os elementos sísmicos primários devem ser constituídos por betão de classe superior a C16/20;

- As zonas críticas dos elementos sísmicos primários devem ser constituídas por armaduras de aço de classe B/C e só é permitido o uso de varões nervurados na armadura, com exceção dos estribos fechados e ganchos; Se satisfeitas estas condições podem ser utilizadas redes eletrossoldadas.

2.2.1. Betão

Na escolha do tipo de betão a aplicar é necessário primeiramente proceder à escolha da classe de exposição do betão do edifício, com recurso à NP EN 206-1, cláusula 4.2.1. A classe de exposição resulta da interação entre os materiais da estrutura e o meio ambiente. Considera-se que num dado elemento estrutural as superfícies de betão podem estar sujeitas a condições ambientais distintas.

Por o betão estar sujeito à humidade e ao ar, a estrutura encontra-se com risco de corrosão induzida por carbonatação, sendo por isso escolhida a classe de exposição XC. Classificando em seguida o ambiente em que a estrutura estará inserida, com recurso ao quadro 4.1 da NP EN 1992-1-1:2010 obteve-se a classificação visível na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classes de exposição dos elementos estruturais

Estrutura	Classe de Exposição	Descrição do ambiente
Elementos de fundação	XC2	Húmido ou raramente seco
Restantes elementos	XC1	Seco ou permanentemente húmido

A classe de resistência do betão a adotar é a C25/30.

Com base no Quadro 3.1 da NP EN 1992-1-1:2010, na Tabela 2.3 encontram-se as características mecânicas do betão C25/30.

Tabela 2.3 - Valores das características do betão C25/30

C25/30		
Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias - f_{ck}	25	MPa
Valor médio da tensão de rotura à compressão - f_{cm}	33	MPa
Valor médio da tensão de rotura à tração simples - f_{ctm}	2,6	MPa
Valor do módulo de elasticidade secante - E_{cm}	31	GPa
Valor do Peso Volúmico - γ_c	25	kN/m ³
Valor do Coeficiente de Poisson - ν	0,2	-

De acordo com o Quadro 6 das especificações LNEC E 464-2007 devem ser consideradas as seguintes condições expostas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Requisitos do betão em função da classe de exposição

Requisito	Classe de Exposição	
	XC1	XC2
Recobrimento (mm)	25	35
Mínima razão A/C	0,65	0,65
Mínima classe de resistência	C25/30	C25/30
Mínima dosagem de cimento (kg/m ³)	240	240

2.2.2. Aço

O tipo de aço escolhido pertence à classe C e é A400 NR SD e as suas características são apresentadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores das características do aço A400 NR SD

A400 NR SD		
Valor característico da tensão de cedência à tração aos 28 dias - f_{yk}	400	MPa
Valor característico da tensão de rotura	460	MPa
Valor de cálculo do módulo de elasticidade - E_s	200	MPa
Peso volúmico - γ_s	78,5	kN/m ³

2.3. Definição de Ações

As ações a que a estrutura está sujeita podem ser divididas em três grupos:

- Ações Permanentes
- Sobrecargas
- Ações Sísmicas

As ações da temperatura e do vento foram desprezadas nesta situação de projeto, uma vez que a ação sísmica é a ação condicionante e a ação da temperatura só ser relevante em estruturas com elementos de elevada dimensão, o que não acontece neste caso.

2.3.1.Cargas Permanentes

As cargas permanentes são cargas mais ou menos constantes a que a estrutura está sujeita durante o seu tempo de vida útil.

2.3.2.Peso Próprio

O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo programa de cálculo automático ETABS. Assume-se o peso específico do betão como 25 kN/m³.

2.3.3.Restantes Cargas Permanentes

Representam todas as cargas a que a estrutura está sujeita durante o seu tempo de vida útil exceto o peso próprio.

Revestimento

O peso próprio dos revestimentos das lajes tem o valor de 1,5 kN/m² e como a cobertura é não acessível exceto para operações de manutenção e reparação o valor do revestimento é aí também de carga é 1,5 kN/m².

Paredes

A restante carga permanente relativa às paredes exteriores foi calculada tendo em conta a expressão (2.3.1).

$$RCP = 0,8 \times h_{\text{Parede}} \times PP_{\text{Parede}} \quad (2.3.1)$$

Através da aplicação da expressão anterior foi possível chegar aos valores da Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Cálculo da Restante Carga Permanente relativa às Paredes Exteriores

Piso	Altura da parede h (m)	PP Parede (kN/m ²)	RCP Par ext (kN/m)
0	2,60	2,60	5,41
1	2,60	2,60	5,41
2	2,60	2,60	5,41
3	2,60	2,60	5,41
4	2,60	2,60	5,41
5	2,60	2,60	5,41

Relativamente às paredes interiores a expressão de cálculo utilizada para calcular a Restante Carga Permanente é a (2.3.2), da qual resultam os valores indicados na Tabela 2.7.

$$RCP = \frac{\text{Extensão}_{\text{Parede}} \times h_{\text{Parede}} \times PP_{\text{Parede}}}{A_{\text{TotalPiso}}} \quad (2.3.2)$$

Tabela 2.7 – Cálculo da Restante Carga Permanente relativa às Paredes Interiores

Piso	Extensão Parede (m)	Altura da Parede (m)	PP _{Parede} (kN/m ²)	A _{Total do Piso} (m ²)	PP _{Par Int} (kN/m ²)
-2	82,71	2,40	1,80	658,10	0,54
-1	110,31	2,40	1,80	658,10	0,72
0	233,89	2,60	1,80	463,73	2,36
1	204,68	2,60	1,80	479,53	2,00
2	204,68	2,60	1,80	479,53	2,00
3	204,68	2,60	1,80	479,53	2,00
4	204,68	2,60	1,80	479,53	2,00
5	204,68	2,60	1,80	479,53	2,00

2.3.4. Sobrecargas

A sobrecarga num edifício é resultante da sua ocupação. Através da categorização dos elementos e de acordo com a NP EN 1991-1-1:2009 obteve-se a seguinte tabela:

Tabela 2.8 – Categorias, valores de sobrecarga e coeficientes de combinação

Piso	Categoria	Utilização	Sobrecarga (kN/m ²)	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
-2	F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (≤ 30 kN de peso bruto e ≤ 8 de lugares, não incluindo o do condutor)	2,5	0,7	0,7	0,6
-1	F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (≤ 30 kN de peso bruto e ≤ 8 de lugares, não incluindo o do condutor)	2,5	0,7	0,7	0,6
0	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
1	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
2	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
3	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3

4	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
5	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
Cobertura	H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes	0,4	0	0	0
Escadas	A	Atividades domésticas e residenciais	3,0	0,7	0,5	0,3
Varandas	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0 *	0,7	0,5	0,3

* 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m junto ao bordo.

Os valores dos coeficientes (ψ) foram retirados da NP EN 1990:2009 do quadro A1.1.

2.3.5. Ação Sísmica

A ação sísmica é de tal forma relevante e complexa que tem uma norma especialmente para auxiliar o projeto de estruturas contemplando a sua ação, a NP EN 1998-1:2010.

Esta estrutura pertence à classe de importância II onde se inserem os edifícios correntes, como definido na cláusula 4.3 da NP EN 1998-1:2010.

Este projeto por se localizar numa zona com atividade sísmica contempla a aplicação da NP EN 1998-1:2010, cujos objetivos aquando da ocorrência de um evento sísmico, segundo a cláusula 1.1.1 do mesmo, são:

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

Para respeitar estes princípios é necessário que qualquer estrutura cumpra os requisitos fundamentais descritos na cláusula 2.1 da NP EN 1998-1:2010.

Requisito da não ocorrência de colapso – Estado Limite Último

A preservação da integridade estrutural e a capacidade resistente residual após o sismo são os objetivos aquando do projeto e construção de uma estrutura. A estrutura não deve apresentar colapso local ou global quando sujeita à ação sísmica de cálculo. Esta ação sísmica está associada

a um período de retorno de referência (T_{NCR}) de 475 anos ou a uma probabilidade de excedência e referência $P_{NCR}=10\%$ em 50 anos. Os valores T_{NCR} e P_{NCR} apresentados são os recomendados pelo Anexo Nacional da NP EN 1998:2010. O coeficiente de importância (γ_I) está, também, associado à ação sísmica de cálculo, pois visa diferenciar a fiabilidade, tomando neste caso o valor unitário tanto para a ação sísmica do tipo 1 como para a ação sísmica do tipo 2, tal como é visível no quadro NA.II do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010

Requisito da limitação de danos – Estado Limite de Utilização

A estrutura deve resistir à ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja superior à da ação sísmica de cálculo, sem que exista ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam muito elevados comparativamente aos da estrutura. Esta ação tem uma probabilidade de excedência $P_{DLR} = 10\%$ em 10 anos ou um período de retorno (T_{DLR}) de 95 anos. O valor do coeficiente de redução ν é definido no Anexo Nacional da NP EN 1998:2010, uma vez que varia em função do país. Para Portugal o coeficiente de redução toma o valor 0,40 para a ação sísmica do tipo 1 e 0,55 para a ação sísmica do tipo 2, tal como é perceptível no quadro NA.III do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010.

Tipos de Ação de Sísmica

Existem dois tipos de ação sísmica possíveis em Portugal decorrentes do local onde se localiza o epicentro do sismo:

- Ação sísmica do tipo I;
- Ação Sísmica do tipo II.

Zonas Sísmicas

Portugal é dividido em zonas sísmicas em função da sismicidade do local em causa, tal como é visível na Figura 2.1. A sismicidade é descrita pelo valor de referência da aceleração máxima na base do terreno do tipo A (a_{gR}).

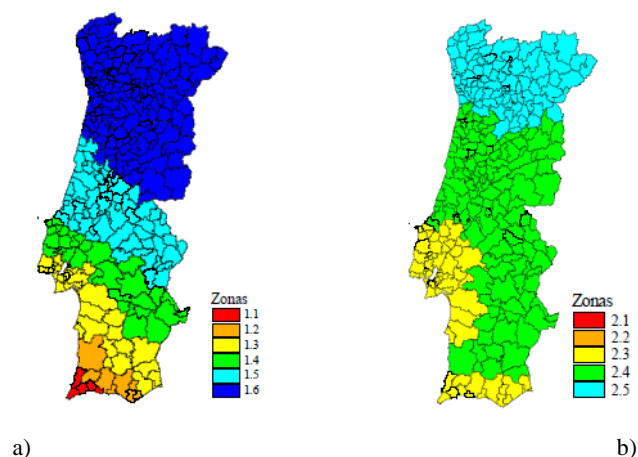


Figura 2.1 – Zonamento sísmico de Portugal Continental definido pelo Anexo Nacional; a) Para a ação sísmica do Tipo I; b) Para a ação sísmica do Tipo II

Na Tabela 2.9 estão quantificados os valores da aceleração máxima, e identificada a zona sísmica à qual pertence o município de Vila Franca de Xira, local do projeto em estudo.

Tabela 2.9 – Zona Sísmica e valores de aceleração máxima

Município	Tipo de ação sísmica	Zona Sísmica	Valor da aceleração a_{gR} (m/s^2)
Vila Franca de Xira	I	1.4	1,0
	II	2.3	1,7

Tipo de terreno

O edifício em estudo vai ser construído num terreno do tipo C, cuja descrição se encontra na Tabela 2.10 e cuja informação foi retirada do quadro 3.1 da NP EN 1998-1:2010.

Tabela 2.10 – Classificação e descrição do tipo de terreno

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

Tabela 2.11 – Valores do coeficiente de importância γ_I para a classe de importância II

Tipo de Ação Sísmica	Coeficiente de importância
Ação Sísmica do Tipo I	1,0
Ação Sísmica do Tipo II	1,0

Como o coeficiente de importância para uma estrutura de classe II toma sempre o valor unitário e a relação entre os valores de a_g e a_{gR} é dada pela expressão (2.3.3), tal significa que o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) é igual ao valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (a_{gR}). Tal como se verifica na Tabela 2.12.

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \quad (2.3.3)$$

Tabela 2.12 – Valores de cálculo e de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A

Tipo de ação sísmica	a_g	a_{gR}
I	1,0	1,0
II	1,7	1,7

Tabela 2.13 – Valores recomendados dos parâmetros

Tipo de terreno	Tipo de ação sísmica	$S_{m\acute{a}x}$	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
C	I	1,6	1,6	0,1	0,6	2,0
	II	1,6	1,46	0,1	0,25	2,0

O parâmetro S, coeficiente de solo foi determinado através das expressões seguintes, tal como explicito no Anexo Nacional na cláusula 3.2.2.2(2)P.

$$\text{Se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} \quad (2.3.4)$$

$$\text{Se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (2.3.5)$$

$$\text{Se } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (2.3.6)$$

Onde

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

$S_{m\acute{a}x}$ – parâmetro cujo valor é indicado nos quadros NA-3.2 e NA-3.3.

Espectro de Resposta de Cálculo para a Análise Elástica

A movimentação sísmica em determinado ponto da superfície de um terreno é representada por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Deste espectro fazem parte duas grandezas: a aceleração horizontal e a aceleração vertical.

As forças obtidas através de uma análise linear podem ser reduzidas e convertidas numa análise não linear, em função do tipo de material, sistema estrutural e normas do projeto. Esta conversão é feita através do coeficiente de comportamento (q). Este parâmetro permite fazer um equilíbrio entre a resistência da estrutura e a sua capacidade de dissipação de energia.

Espectro de resposta de cálculo na direção horizontal

Este espectro é definido com base na cláusula 3.2.2.2 da NP EN 1998-1:2010.

As expressões seguintes permitem obter o espectro de cálculo para a análise elástica $S_d(T)$:

$$0 \leq T \leq T_B : S_c(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_c(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_c(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g \quad (2.3.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_c(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times a_g \quad (2.3.10)$$

onde as variáveis têm os seguintes significados:

T - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$) (s);

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_C - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);

S - coeficiente de solo;

q – coeficiente de comportamento;

β – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado é 0,2.

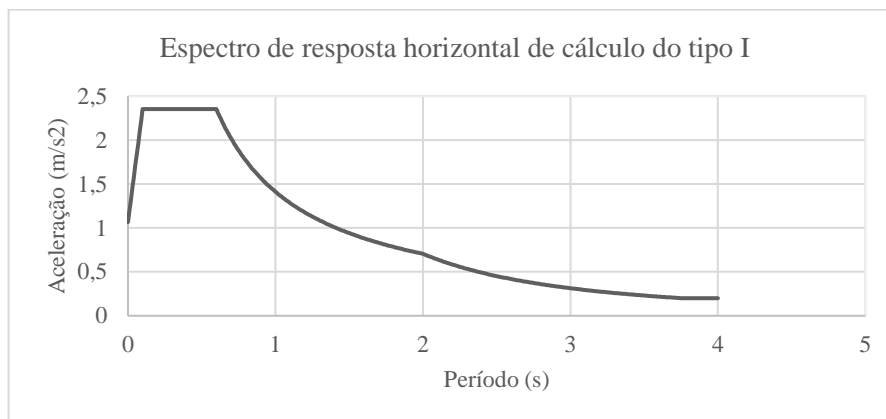


Figura 2.2 – Espectro de resposta elástica horizontal de cálculo do sismo do tipo I com $\xi = 5\%$

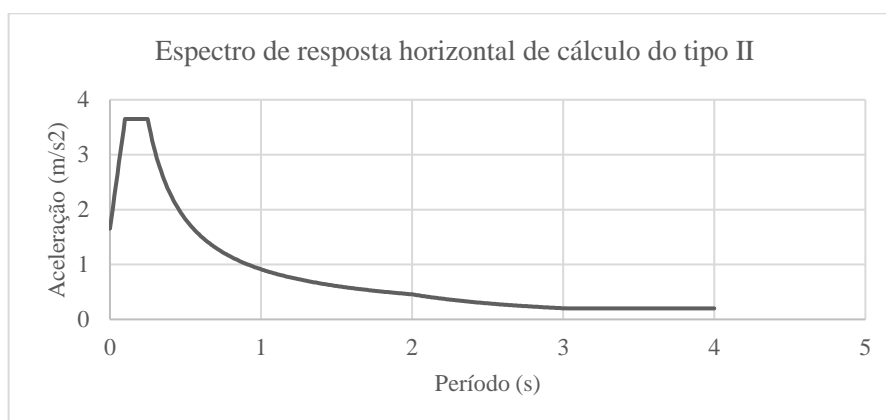


Figura 2.3 – Espectro de resposta elástica horizontal de cálculo do sismo do tipo II com $\xi = 5\%$

2.3.6. Combinações de Ações

Com base no Anexo A da NP EN 1990-2009, cláusula A1.2.1 (1), deve assumir-se que os efeitos das ações que, por motivos físicos ou funcionais, não ocorrem em simultâneo, não devem ser considerados em conjunto nas combinações de ações.

- As ações permanentes figuram sempre em todas as combinações, mas não devem ser majoradas quando os efeitos forem favoráveis;

- As ações variáveis só devem figurar, se a sua presença for desfavorável para o Estado limite em consideração;
- Só devem figurar na mesma combinação as ações cuja ocorrência simultânea seja verossímil. Ações que, por razões físicas ou funcionais, não poderão ocorrer simultaneamente, não devem combinar-se (cl. A1.3.1(1), p.46). Por exemplo, não faz sentido considerar a ação da neve em conjunto com variações uniforme de temperatura positiva (condições de Verão).

Estados Limites Últimos

Estão associados ao colapso ou rotura da estrutura, colocando vidas humanas em perigo

Combinação fundamental para situações de projeto persistentes ou transitórias de acordo com a cláusula 6.4.3.2 da NP EN 1990-2009.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (2.3.11)$$

Combinação fundamental para o estado limite GEO, associado à deformação, rotura ou deformação excessiva do terreno, de acordo com a cláusula 6.4.3.2 da NP EN 1990-2009. Deve ser utilizada a mais desfavorável das duas expressões.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.3.12)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.3.13)$$

Combinação de ações para situações de projeto sísmicas de acordo com a cláusula 6.4.3.4 da NP EN 1990-2009.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.3.14)$$

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, cláusula 3.2.4(2), para a quantificação da ação sísmica, pretende-se que os efeitos da inércia da estrutura, sejam avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forcas gravíticas que resultam na seguinte combinação de ações.

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.3.15)$$

Onde

$\Psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação para a ação variável i . cujo cálculo é feito através da expressão (2.3.16) tal como presente na cláusula 4.2.4 da NP EN 1998-1:2010.

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (2.3.16)$$

Os valores do parâmetro φ são definidos no quadro 4.2 da NP EN 1998-1:2010.

Tabela 2.14 – Valores do parâmetro φ

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categoria A	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8

Estados Limites de Utilização

Estão associados às condições de conforto na utilização de uma estrutura, a danos que não colocam em causa o funcionamento da estrutura.

De acordo com a cláusula 6.5 da NP EN 1990-2009, deve ser satisfeita a condição (2.3.17) para que seja garantida a segurança.

$$E_d \leq C_d \quad (2.3.17)$$

Onde:

E_d – valor de cálculo que corresponde ao valor limite do critério de utilização;

C_d – valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Combinação característica de acordo com a cláusula 6.5.3 da NP EN 1990-2009.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (2.3.18)$$

Combinação frequente de acordo com a cláusula 6.5.3 da NP EN 1990-2009.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.3.19)$$

Combinação quase-permanente de acordo com a cláusula 6.5.3 da NP EN 1990-2009.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.3.20)$$

As siglas utilizadas nas expressões de combinações de ações para os estados limite utilização e último assumem os seguintes significados:

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

$G_{k,j}$ – Valor característico da ação permanente j;

γ_P – Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço. Neste caso assume o valor zero, por não existir recurso a pré-esforço.

P – Valor representativo de uma ação de pré-esforço. Neste caso assume o valor zero, por não existir recurso a pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à ação 1;

$Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável de base da combinação;

$\gamma_{Q,i}$ – Coeficiente parcial relativo à ação variável i;

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i

$Q_{k,i}$ – Valor característico da ação variável acompanhante i;

A_{Ed} – Valor de cálculo de uma ação sísmica $A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$

$\Psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i

Como o presente projeto é de elementos estruturais não envolvendo ações geotécnicas, ou seja, a verificação é feita ao estado limite último STR, rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, muros de caves, em que a condicionante é a

resistência dos materiais. Os coeficientes parciais de segurança tomam os valores indicados na Tabela 2.15, de acordo com o Quadro A1.2(B) da NP EN 1990-2009.

Tabela 2.15 - Valores dos coeficientes parciais de segurança

Ações Favoráveis	$\gamma_{Gj,inf}$	1,00
	$\gamma_{Q,i}$	0
Ações Desfavoráveis	$\gamma_{Gj,sup}$	1,35
	$\gamma_{Q,i}$	1,5

3. Pré-Dimensionamento

Nesta fase do trabalho são atribuídas dimensões aos elementos estruturais por forma a ser possível proceder à sua modelação estrutural. Do pré-dimensionamento fazem parte a determinação da altura das vigas, espessura das lajes e dimensões da secção dos pilares.

3.1. Lajes

O edifício será constituído por lajes maciças vigadas, pré-dimensionadas de acordo com a expressão (3.1.1).

O pré dimensionamento de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010 é feito a partir da esbelteza máxima que conduz ao controlo indireto de deformação feito com base na seguinte expressão:

$$d > \frac{l}{k \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1.1)$$

Onde:

d – altura útil mínima a ser adotada (m);

l – comprimento do vão a vencer (m) (menor vão no caso de lajes bidirecionais);

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

k – coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais.

De acordo com o quadro 7.4N da NP EN 1998-1:2010 os valores do coeficiente k são os indicados na Tabela 3.1

Tabela 3.1 - Valores do coeficiente k

Sistema Estrutural	K	$\rho = 0,5 \%$, betão levemente solicitado
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do maior lado	1,30	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1,5	30
Consola	0,4	8

3.2. Vigas

A expressão geral para o cálculo da altura da viga (h) é a representada em (3.2.1).

$$h \geq \frac{1}{10a12} \quad (3.2.1)$$

3.3. Pilares

Sabendo as dimensões de vigas e lajes foi possível pré-dimensionar os pilares, uma vez que foi calculado o esforço axial de cada pilar para uma combinação fundamental de ações.

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0,65 \cdot f_{cd}} \quad (3.3.1)$$

Em que:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}, \quad 0,65 \geq v \geq 0,10 \quad (3.3.2)$$

Onde:

A_c – área de cada pilar;

N_{sd} – Esforço normal de cálculo de cada pilar (para a combinação fundamental);

v - esforço normal reduzido.

4. Conceção Estrutural para a Ação Sísmica

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 existem uma série de critérios que devem ser verificados na fase de projeto e conceção de uma estrutura para que esta resista ao sismo sem originar roturas frágeis e mecanismos precoces e instáveis, o que acontece através de um comportamento global dissipativo e dúctil. Os princípios mais relevantes são apresentados e explicados em seguida segundo a cláusula 4.2.1 do NP EN 1998-1:2010.

4.1. Princípios Básicos

4.1.1. Simplicidade Estrutural

O conceito de simplicidade estrutural defende que quanto mais simples for a estrutura mais previsível é o seu comportamento e menor o grau de incerteza face ao mesmo.

4.1.2. Uniformidade, Simetria e Redundância da Estrutura

A uniformidade ou regularidade em planta é feita à custa de uma distribuição regular dos elementos estruturais o que permite uma transmissão curta e direta das forças de inércia associadas às massas distribuídas no edifício. É também fundamental que exista regularidade em altura, por forma a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar colapso precoce.

4.1.3. Resistência e Rigidez nas duas Direções

Sendo a ação sísmica atuante nas duas direções, os elementos estruturais devem estar dispostos numa malha perpendicular para apresentarem características de rigidez e resistência semelhantes em ambas as direções. Além disso é importante minimizar os esforços sísmicos, limitando os respetivos deslocamentos excessivos e instabilidades devidas aos efeitos de segunda ordem.

4.1.4. Resistência e Rigidez à Torção

Para ser possível projetar uma estrutura que seja resistente e com rigidez à torção é importante que os principais elementos de contraventamento estejam localizados nas periferias, de modo a reduzir os movimentos de torção não uniformes sobre os elementos estruturais.

4.1.5. Ação de Diafragma ao Nível dos Pisos

Os pavimentos ao nível de cada um dos pisos, incluindo cobertura, funcionam como diafragmas recebendo e transmitindo as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais garantindo a sua resistência à ação sísmica horizontal. Esta ação torna-se mais importante no caso de disposições menos uniformes e complexas dos elementos estruturais verticais ou em sistemas com diferentes características de deformabilidade horizontal. Uma laje maciça de betão armado pode ser considerada um diafragma quando tem uma espessura igual ou superior a 70 mm, for armada em duas direções e ter armadura mínima e desde que a diferença entre deslocamentos no piso não exceda 10%.

4.1.6. Fundação Adequada

A fundação deve permitir uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício, através da sua ligação à superestrutura.

No caso em que existem elementos de fundação isolados (estacas ou sapatas) é recomendada a utilização de lajes ou vigas de fundação que liguem os mesmos nas duas direções principais.

4.1.7. Elementos Primários e Secundários

Os elementos primários visam resistir à ação sísmica, enquanto que os elementos secundários não fazem parte do sistema que deve resistir à mesma, sendo por isso as suas rigidez e resistência desprezadas. Contudo, nos seus dimensionamento e pormenorização devem ser considerados os efeitos de segunda ordem e a capacidade de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devido à situação de projeto sísmica mais desfavorável.

4.2. Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural é analisada em altura e planta. De acordo com a NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.2.3.1, para efeitos de projeto sismo-resistente as estruturas dos edifícios são classificadas em regulares e não regulares. Esta distinção é importante pois interfere noutros aspetos do projeto, nomeadamente no modelo de análise. Pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial, a análise pode ser simplificada através de forças estáticas equivalentes ou modal por espetro de resposta. O valor do coeficiente de comportamento tem que ser reduzido para edifícios não regulares em altura.

A Tabela 4.1 é baseada no quadro 4.1 da NP EN 1998-1:2010 expõe as consequências da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico.

Tabela 4.1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de Comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica	para análise linear
Sim	Sim	Plano	Força Lateral ^{a)}	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^{b)}	Força lateral ^{a)}	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

4.2.1. Critérios de Regularidade em Planta

As condições para que um edifício seja classificado como regular em planta são definidos na NP EN 1998-1:2010 pela cláusula 4.2.3.2 e expressos nos parágrafos seguintes.

- A estrutura deve apresentar simetria em relação aos dois eixos ortogonais no que se refere à rigidez lateral e distribuição de massas.
- Uma linha poligonal convexa deve delimitar a planta de cada um dos pisos. No caso da existência de ângulos reentrantes ou bordos recuados se estes não afetarem a rigidez do piso no plano e se para cada um deles a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa não for superior a 5% da área do piso, existe regularidade em planta.
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente superior à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, de forma a que a deformação do piso tenha um efeito diminuto na distribuição das forças entre os elementos.
- A esbelteza do edifício em planta deve ser inferior ou igual a 4, expressão (4.2.1).

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4 \quad (4.2.1)$$

A esbelteza do edifício em estudo foi calculada e o valor obtido foi 1,61, tal como se pode ver na Tabela 4.2 – Verificação da esbelteza.

Tabela 4.2 – Verificação da esbelteza

Piso	L _x (m)	L _y (m)	λ	λ ≤ 4
Todos	31,8	19,75	1,61	Verifica

- Em cada piso e para ambas as direções x e y, a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as condições expressas em (4.2.2) e (4.2.3).

$$e_{0j} \leq 0,30 \times r_j \quad (4.2.2)$$

$$r_j \geq l_s \quad (4.2.3)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

e_{0j} - distância medida entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, segundo a direção j perpendicularmente à direção de cálculo considerada;

r_i - raio de torção, raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção i ;

l_s - raio de giração da massa do piso em planta.

Na tabela seguinte apresentam-se os deslocamentos e rotações no centro de rigidez para a aplicação de cargas horizontais de 1000 kN e momento torsor de 1000 kN/m em cada piso e respectivas rigidezes.

Tabela 4.3 – Determinação dos raios de torção

F (kN)	Piso	u_x (m)	u_y (m)	Θ (°)	k_x	k_y	k_θ	r_x	r_y
1000	Cobertura	0,012	0,013	0,000082	83333,33	76923,08	12195121,95	12,59	12,10
	5	0,008	0,009	0,000061	125000,00	111111,11	16393442,62	12,15	11,45
	4	0,004	0,005	0,000161	250000,00	200000,00	6211180,12	5,57	4,98
	3	0,003	0,004	0,000028	333333,33	250000,00	35714285,71	11,95	10,35
	2	0,001	0,002	0,000014	1000000,00	500000,00	71428571,43	11,95	8,45
	1	0,00038	0,00039	0,000004	2631578,95	2564102,56	250000000,00	9,87	9,75

Como o projeto desta estrutura foi efetuado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS, este permitiu fazer o cálculo automático dos centros de massa e rigidez, que são apresentados na tabela seguinte.

Tabela 4.4 – Coordenadas dos centros de massa e rigidez e valores da respetiva excentricidade

Piso	X _{cm} (m)	Y _{cm} (m)	X _{cr} (m)	y _{cr} (m)	e _{0x} (m)	e _{0y} (m)
Cobertura	15,40	10,53	14,59	13,87	0,81	3,35
5	15,16	10,40	14,50	14,65	0,66	4,26
4	15,04	10,35	14,41	15,47	0,63	5,12
3	14,98	10,33	14,30	16,29	0,68	5,97
2	14,94	10,31	14,12	17,14	0,82	6,83
1	14,91	10,30	13,94	17,90	0,97	7,59

Na Tabela 4.5 é verificada a excentricidade estrutural de acordo com a expressão (4.2.2).

Tabela 4.5 – Verificação da excentricidade estrutural, verificação da expressão (4.2.2).

Piso	e _{0x}	e _{0x} ≤ 0,3*r _x	0,3*r _x	e _{0y}	e _{0y} ≤ 0,3*r _y	0,3*r _y
Cobertura	0,81	Verifica	3,78	3,35	Verifica	3,63
5	0,66	Verifica	3,64	4,26	Não Verifica	3,44
4	0,63	Verifica	1,67	5,12	Não Verifica	1,50
3	0,68	Verifica	3,59	5,97	Não Verifica	3,11
2	0,82	Verifica	3,59	6,83	Não Verifica	2,54
1	0,97	Verifica	2,96	7,59	Não Verifica	2,92

Para os pisos de 1 a 5 na direção y a condição (4.2.2) não é verificada, o que significa que a estrutura não é regular em planta.

O cálculo do raio de giração (I_s) foi feito a partir da raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso, tal como é verificado nas expressões (4.2.4) e (4.2.5).

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{M_{\text{Piso},i}}} \quad (4.2.4)$$

Onde:

$$I_p = \frac{M_{\text{Piso},i}}{A_{\text{Piso},i}} \cdot (I_x + I_y) \quad (4.2.5)$$

Em que as siglas tomam os seguintes significados:

I_p – momento polar de inércia;

$M_{\text{Piso},i}$ – massa do piso i;

$A_{\text{Piso},i}$ – área do piso i ;

I_x – inércia segundo o eixo XX ;

I_y – inércia segundo o eixo YY .

Os valores obtidos estão resumidos na Tabela 4.6 – Cálculo do raio de giração.

Tabela 4.6 – Cálculo do raio de giração

Piso	Massa (ton)	A_{piso} (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_p	I_s
Cobertura	601,78	599,83	83761,16	198565,31	283242,66	21,70
5	827,55	599,83	83761,16	198565,31	389510,42	21,70
4	831,48	599,83	83761,16	198565,31	391360,91	21,70
3	831,56	599,83	83761,16	198565,31	391396,25	21,70
2	831,48	599,83	83761,16	198565,31	391360,91	21,70
1	831,56	599,83	83761,16	198565,31	391396,25	21,70

Tabela 4.7 - Verificação dos raios de torção e de giração

Piso	r_x	I_s	$r_x \geq I_s$	r_y	I_s	$r_y \geq I_s$
Cobertura	12,59	21,70	Não Verifica	12,61	21,70	Não Verifica
5	12,15	21,70	Não Verifica	12,31	21,70	Não Verifica
4	5,57	21,70	Não Verifica	11,42	21,70	Não Verifica
3	11,95	21,70	Não Verifica	11,55	21,70	Não Verifica
2	11,95	21,70	Não Verifica	11,95	21,70	Não Verifica
1	9,87	21,70	Não Verifica	9,81	21,70	Não Verifica

A condição (4.2.3) não é verificada, o que significa que o sistema é torsionalmente flexível.

4.2.2. Critérios de Regularidade em Altura

A NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.2.3.3 define as características a que um edifício deve obedecer para que seja classificado como regular em altura.

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais são contínuos da fundação até ao topo do edifício, no caso de pisos recuados a diferentes alturas até ao topo da zona considerada.
- A rigidez lateral e a massa de cada piso são constantes ou têm uma redução sem alterações bruscas desde a base ao topo do edifício.
- Em estruturas porticadas a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.
- Em caso de recuos:

- Em edifícios com sucessivos recuos que apresentam uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo;
- Em edifícios com um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. A estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para a resistir a pelo menos 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base
- Em edifícios com recuos não simétricos, a soma em cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida. Sendo que, cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

O edifício em estudo não apresenta recuos, o que faz com que possa ser classificado como sendo regular em altura.

4.3. Tipos de Estrutura

A classificação dos edifícios de betão é determinada em função do seu comportamento sob as ações sísmicas horizontais.

Sistema de Paredes – Quando a resistência às ações verticais e horizontais é assegurada, principalmente, por paredes estruturais verticais, que permitem uma resistência à força de corte na base do edifício superior a 65% da resistência total do mesmo.

Sistema Porticado – Quando a resistência às ações verticais e horizontais é assegurada por pórticos espaciais, que permitem uma resistência à força de corte na base do edifício superior a 65% da resistência total do mesmo.

Sistema Misto equivalente a um Sistema Porticado - Quando a resistência do sistema à força de corte basal do edifício é superior a 50% da resistência à força de corte de todo o sistema estrutural.

Sistema Misto equivalente a um Sistema de Paredes - Quando a resistência das paredes à força de corte basal do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

Sistema de Pêndulo Invertido - Quando 50% ou mais da massa da estrutura se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou quando a maior dissipação de energia ocorre na base de um único elemento.

Sistema Torsionalmente Flexível - Quando o sistema misto ou de paredes não tem rigidez à torção mínima. Está-se perante um sistema torsionalmente flexível caso não seja verificada a expressão (4.2.3).

4.3.1. Classificação do sistema estrutural em estudo

O sistema é torsionalmente flexível pois não verifica a condição (4.2.3).

O sistema não é um pendulo invertido, pois a maioria da massa situa-se na parte inferior da estrutura

A clausula 5.2.2.1 3P da NP EN 1998-1:2010 não é verificada, uma vez que o sistema apenas possui uma parede na direção X.

De modo a fazer a classificação do sistema estrutural do edifício em causa, através da determinação da resistência da estrutura à força de corte basal aplicou-se uma força com a intensidade de 1000 kN no piso 1 em ambas as direções e registaram-se os valores da resistência, conforme consta na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Valores em percentagem do corte basal nas paredes

Direção	% Corte basal nas paredes
X	88
Y	83

Tabela 4.9 – Valores em percentagem do corte basal nos pilares

Direção	% Corte basal nos pilares
X	12
Y	17

O sistema estrutural em causa é um sistema de paredes, pois o valor da força de corte na base é superior a 65% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

4.4. Coeficiente de Comportamento

Este coeficiente representa a aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto considerando o comportamento não linear da estrutura.

O valor máximo do coeficiente de comportamento para cada direção de cálculo resulta do produto entre o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) e o coeficiente que reflete o modo de rotura (k_w), tal como visível na expressão (4.4.1), retirada da cláusula 5.2.2.2(1)P da NP EN 1998-1:2010.

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (4.4.1)$$

onde:

q_0 - valor básico do coeficiente de comportamento. Os seus valores variam de acordo com o tipo de estrutura, tal como indicado na Tabela 4.10.

k_w - coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Deve tomar os valores indicados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Valores básicos do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

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

α_1 – valor de majoração da ação sísmica horizontal para obter pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura. Todas as outras ações de cálculo são constantes.

α_u – valor de majoração da ação sísmica horizontal de modo a formar rótulas plásticas num número suficiente de secções para provocar a instabilidade global da estrutura. Todas as outras ações de cálculo são constantes.

Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- Um piso - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- Vários pisos, pórticos de um só tramo - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- Vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$;

Para sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

- Unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
- Outros sistemas de paredes não acopladas - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- Mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas - $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

No caso de edifícios não regulares em planta o valor aproximado de α_u/α_1 a utilizar, quando não realizados cálculos para a sua avaliação, é igual à média de 1,0 e do valor estabelecido para o tipo de sistema estrutural.

Tabela 4.11 – Valores do coeficiente k_w

k_w	Tipo Estrutural
1,00	Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos
$0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1$	Sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (4.4.2)$$

h_{wi} – altura da parede;

l_{wi} – comprimento da secção da parede.

Para o sistema em causa o valor obtido para o coeficiente α_0 é de 1,41, tal como é visível

Tabela 4.12. O que faz com que o valor de k_w seja 0,80, que está compreendido entre 0,5 e 1,0.

Tabela 4.12 – Cálculo do valor de α_0

Parede Estrutural	h_{wi} (m)	l_{wi} (m)
1	17,40	2,90
2	17,40	1,74
3	17,40	1,74
4	17,40	4,25
5	17,40	1,74
$\Sigma =$	17,40	12,37
$\alpha_0 =$	1,41	

O valor do coeficiente de comportamento a utilizar é 1,60, tal como calculado através da Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Cálculo do valor do coeficiente de comportamento

q_0	k_w	q	$q \geq 1,5$
2,0	0,80	1,6	Verifica

4.5. Efeitos Acidentais de Torção

De acordo com a NP EN 1998 – 1: 2010 para que seja tida em conta a incerteza na localização das massas e a variação espacial do movimento sísmico é necessário proceder à aplicação de uma excentricidade acidental dada através da expressão (4.5.1).

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (4.5.1)$$

Onde:

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

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

Esta excentricidade deve ser aplicada em cada piso i e em cada direção na posição nominal do centro de massa.

Tabela 4.14 – Cálculo da excentricidade accidental

Piso	L_{ix} (m)	L_{iy} (m)	e_{aix} (m)	e_{aiy} (m)
5	31,8	19,75	1,59	0,99
4	31,8	19,75	1,59	0,99
3	31,8	19,75	1,59	0,99
2	31,8	19,75	1,59	0,99
1	31,8	19,75	1,59	0,99
0	31,8	19,75	1,59	0,99

Para um modelo de análise espacial estes efeitos accidentais de torção podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores M_{ai} de eixo vertical aplicados em cada piso, calculados pela expressão (4.5.2).

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (4.5.2)$$

Onde:

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

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

F_i – força horizontal que atua no piso i , determinada pela expressão (4.5.3). Para a utilização desta expressão assume-se que o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura.

$$F_i = F_b \times \frac{z_j \times m_j}{\sum z_j \times m_j} \quad (4.5.3)$$

Onde:

z_i e z_j – alturas das massas m_i e m_j acima do nível da aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida).

F_b – força de corte na base provocada pelo sismo, obtida pela expressão (4.5.4).

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (4.5.4)$$

Onde:

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 – período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível de uma cave rígida.

λ – fator de correção que traduz o facto de nos edifícios com mais de três pisos com graus de liberdade de translação em cada direção horizontal, a massa modal efetiva do modo fundamental ser menor, em média 15% do que a massa total do edifício. Toma os seguintes valores:

$\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 \times T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos; onde T_c corresponde ao limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

$\lambda = 1$, nos restantes casos.

Dado que o edifício em estudo tem mais de três pisos é necessário em primeiro lugar calcular o fator de correção (λ), encontrado através da comparação entre o valor do período fundamental (T_1) e o valor do limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (T_c). Obtiveram-se os valores do fator corretivo apresentados na Tabela 4.15 e Tabela 4.16.

Tabela 4.15 – Cálculo do fator corretivo para o Sismo do Tipo I

Sismo I	Direção	T_c (s)	T_1 (s)	$2 \times T_c$		λ
	X	0,6	1,162	1,2	$T_1 \leq 2 \times T_c$	0,85
Y	0,6	0,997	1,2	$T_1 \leq 2 \times T_c$	0,85	

Tabela 4.16 – Cálculo do fator corretivo para o Sismo do Tipo II

Sismo II	Direção	T_c (s)	T_1 (s)	$2 \times T_c$		λ
	X	0,25	1,162	0,5	$T_1 > 2 \times T_c$	1
Y	0,25	0,997	0,5	$T_1 > 2 \times T_c$	1	

Conhecidas as expressões que permitem calcular o valor dos momentos torsores e sabendo que a massa total do edifício acima da cave rígida é aproximadamente igual a 4755 toneladas é possível determinar o valor da força de corte na base, tal como apresentado na Tabela 4.17 e Tabela 4.18.

Tabela 4.17 – Cálculo do valor da força de corte na base para o Sismo do Tipo I

Sismo I	Direção	λ	S_d (m/s ²)	m (ton)	F_b (kN)
	X	0,85	1,22	4755,41	4919,39
	Y	0,85	1,42	4755,41	5723,76

Tabela 4.18 – Cálculo do valor da força de corte na base para o sismo do Tipo II

Sismo II	Direção	λ	S_d (m/s ²)	m (ton)	F_b (kN)
	X	1	0,79	4755,41	3734,39
	Y	1	0,92	4755,41	4352,46

Conhecendo o valor da força de corte basal é possível aplicar a expressão (4.5.3) e calcular a força horizontal atuante em cada piso, tal como apresentado na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Cálculo do valor da força horizontal em cada piso i

Piso	Z_i (m)	m_i (ton)	$Z_i \times m_i$	Sismo Tipo I		Sismo Tipo II	
				Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
				F_{ix1} (kN)	F_{iy1} (kN)	F_{ix2} (kN)	F_{iy2} (kN)
Cobertura	17,4	601,78	10470,89	1105,75	1286,55	839,39	978,32
5	14,5	827,55	11999,49	1267,17	1474,37	961,93	1121,14
4	11,6	831,48	9645,20	1018,55	1185,10	773,20	901,17
3	8,7	831,56	7234,55	763,98	888,90	579,95	675,94
2	5,8	831,48	4822,60	509,28	592,55	386,60	450,59
1	2,9	831,56	2411,52	254,66	296,30	193,32	225,31
$\sum Z_i \times m_i$			46584,25				
F_b (kN)				4919,39	5723,76	3734,39	4352,46

Através da aplicação da expressão (4.5.2) chega-se aos valores dos momentos torsões ao nível de cada piso, tal como indicado na tabela Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Cálculo dos valores dos momentos torsões ao nível de cada piso

Piso	e_{ox} (m)	e_{oy} (m)	Sismo Tipo I			
			Direção X		Direção Y	
			F_{ix1} (kN)	M_{eix1} (kN/m)	F_{iy1} (kN)	M_{ey1} (kN/m)
Cobertura	0,81	3,35	1105,75	899,42	1286,55	4304,66
5	0,66	4,26	1267,17	830,50	1474,37	6274,90
4	0,63	5,12	1018,55	638,73	1185,10	6066,39
3	0,68	5,97	763,98	520,27	888,90	5303,19
2	0,82	6,83	509,28	415,88	592,55	4047,64
1	0,97	7,59	254,66	247,30	296,30	2249,87

Sismo Tipo II						
			Direção X		Direção Y	
Piso	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)	F_{ix2} (kN)	M_{eix2} (kN/m)	F_{iy2} (kN)	M_{eiy2} (kN/m)
Cobertura	0,81	3,35	839,39	682,76	978,32	3273,35
5	0,66	4,26	961,93	630,45	1121,14	4771,56
4	0,63	5,12	773,20	484,87	901,17	4613,00
3	0,68	5,97	579,95	394,95	675,94	4032,65
2	0,82	6,83	386,60	315,70	450,59	3077,90
1	0,97	7,59	193,32	187,73	225,31	1710,85

O valor do momento torsor em cada piso e para cada sismo é obtido pelo método da Combinação SRSS (Square Root of Sum of Squares), ou seja, o valor do efeito máximo da ação sísmica é obtido como sendo a raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devidos a cada componente.

Tabela 4.21 – Valores torsores aplicadas ao nível de cada piso

Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
Mei (kN/m)	
4397,62	3343,80
6329,62	4813,03
6099,92	4638,42
5328,65	4051,95
4068,95	3094,05
2263,42	1721,12

4.6. Combinação das Respostas Modais

Na NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.3.3.3.2 é afirmado que deverão ser consideradas todas as respostas dos modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura, ou seja que uma das seguintes condições seja satisfeita:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, no mínimo, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

Consideram-se independentes as respostas de dois modos de vibração i e j se os respetivos períodos, T_i e T_j , satisfizerem a condição (4.6.1), e se $T_j \leq T_i$.

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad (4.6.1)$$

Quando a expressão (4.6.1) não é verificada, deve utilizar-se a combinação quadrática completa, caso a expressão seja satisfeita utiliza-se a combinação quadrática

A combinação quadrática completa (CQC) é usada quando as respostas de dois modos de vibração não são independentes, ou seja, os modos têm frequências muito próximas. Este método é aplicado a partir das seguintes expressões:

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (4.6.2)$$

Onde:

E_E – efeito da ação sísmica;

ρ_{ij} – coeficiente de correlação modal que depende de λ e ξ ;

E_{Ei} e E_{Ej} – efeitos da ação sísmica para os modos i e j .

Em que:

$$\rho_{ij} = \frac{\xi^2 (1 + \lambda)^2}{(1 - \lambda)^2 + 4 \xi^2 \lambda} \quad (4.6.3)$$

ξ – coeficiente do valor de amortecimento viscoso;

O valor de λ é dado pela expressão (4.6.4).

$$\lambda = \frac{T_i}{T_j} \quad (4.6.4)$$

Sempre que as respostas modais consideradas forem independentes o valor máximo do efeito de uma ação sísmica E_E é dado pela combinação quadrática simples e calcula-se através da expressão (4.6.5).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.6.5)$$

Onde:

E_E – efeito considerado da ação sísmica;

E_{Ei} – valor do efeito considerado da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

O método utilizado foi a combinação quadrática completa, pois apresenta resultados mais exatos em modos com frequências próximas, uma vez que tem em conta o efeito da correlação entre as respostas dos vários modos.

4.7. Combinação Direcional

Em função da cláusula 4.3.3.5.1 da NP EN 1998-1:2010, de modo genérico deve considerar-se que as componentes horizontais da ação sísmica atuam em simultâneo. Existem duas formas de combinar as componentes horizontais, a combinação SRSS (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados) e a combinação RCL (Regra da Combinação Linear).

Para o método da Combinação SRSS, tal como explicito na cláusula 4.3.3.5.1(2)b, NP EN 1998-1:2010, o valor máximo de cada efeito da ação sísmica é calculado pela raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços resultantes das componentes horizontais. Esta oferece uma estimativa dos valores prováveis dos outros esforços simultâneos em função do valor máximo obtido. O método da combinação SRSS é aplicado através da expressão (4.7.1).

$$E_E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (4.7.1)$$

Onde:

E_x – esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_y - esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

Difícilmente as componentes máximas da ação sísmica ocorrem em simultâneo e, por isso, a combinação utilizada para abranger este caso é a SRSS (Square Root of Sum of Squares), ou seja, o valor do efeito máximo da ação sísmica é obtido como sendo a raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devidos a cada componente.

A NP EN 1998-1:2010 indica em alternativa à expressão (4.7.1) a regra da Combinação RCL dada pelas expressões (4.7.2) e (4.7.3). Esta combinação tem em conta a pouca probabilidade de o valor máximo do efeito da ação sísmica ocorrer em simultâneo para as duas direções.

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (4.7.2)$$

$$0,3E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.7.3)$$

Onde:

E_{Edx} – esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura;

“+” – a combinar com

A combinação utilizada foi SRSS.

4.8. Cálculo dos Deslocamentos devido à ação sísmica

De acordo com a cláusula 4.3.4 da NP EN 1998-1:2010 quando efetuada uma análise linear os deslocamentos devidos à ação sísmica devem ser calculados tendo em conta a deformação elástica do sistema através da aplicação da expressão (4.8.1).

$$d_s = q_d \times d_e \quad (4.8.1)$$

Onde:

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

q_d – coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , exceto indicação em contrário. Este valor é superior a q se o período fundamental da estrutura for inferior a T_c .

d_e – deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural determinado pela análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo. Devem ser tidos em conta os efeitos da torção devido à ação sísmica.

Os valores dos deslocamentos no centro de rigidez de cada piso devidos à ação sísmica com base na análise linear encontram-se registados na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Deslocamentos devido à ação sísmica

Piso	Sismo 1			Sismo 2		
	Direção	d _e (m)	d _s (m)	Direção	d _e (m)	d _s (m)
Cobertura	X	0,035	0,060	X	0,023	0,039
	Y	0,047	0,080	Y	0,031	0,053
5	X	0,029	0,049	X	0,019	0,032
	Y	0,041	0,070	Y	0,027	0,046
4	X	0,022	0,037	X	0,014	0,024
	Y	0,034	0,058	Y	0,022	0,037
3	X	0,015	0,026	X	0,010	0,017
	Y	0,025	0,043	Y	0,016	0,027
2	X	0,009	0,015	X	0,006	0,010
	Y	0,015	0,026	Y	0,010	0,017
1	X	0,003	0,005	X	0,002	0,003
	Y	0,005	0,009	Y	0,003	0,005

Os efeitos máximos para as direções X e Y ocorrem durante a atuação do sismo 1, tal como é visível na Tabela 4.22.

4.9. Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados caso a expressão (4.9.1) seja verificada, tal como é indicado na cláusula 4.4.2.2(2) da NP EN 1998-1:2010.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (4.9.1)$$

Onde:

θ - coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} - carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado;

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

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

h – altura entre pisos.

Tabela 4.23 – Efeitos de 2ª ordem para o sismo I

Piso	Sismo 1					
	Direção X					
	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _r (m)	h (m)	θ	θ ≤ 0,1
Cobertura	5562,46	1158,83	0,0595	2,9	0,0985	Verifica
5	6240,56	2186,38	0,0119		0,0117	Verifica
4	14941,75	2951,42	0,0119		0,0208	Verifica
3	23647,68	3541,59	0,0102		0,0235	Verifica
2	32354,34	3967,72	0,0102		0,0287	Verifica
1	41060,27	4193,58	0,0051		0,0172	Verifica
Piso	Direção Y					
	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _r (m)	h (m)	θ	θ ≤ 0,1
	Cobertura	5562,46	1498,17	0,0102	2,9	0,0131
5	6240,56	2867,35	0,0119	0,0089		Verifica
4	14941,75	3913,20	0,0153	0,0201		Verifica
3	23647,68	4721,56	0,0170	0,0294		Verifica
2	32354,34	5299,78	0,0170	0,0358		Verifica
1	41060,27	5572,42	0,0085	0,0216		Verifica

Tabela 4.24 - Efeitos de 2ª ordem para o sismo II

Piso	Sismo 2					
	Direção X					
	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _r (m)	h (m)	θ	θ ≤ 0,1
Cobertura	5562,46	1149,94	0,0068	2,9	0,0113	Verifica
5	6240,56	1717,03	0,0085		0,0107	Verifica
4	14941,75	2027,94	0,0068		0,0173	Verifica
3	23647,68	2370,62	0,0068		0,0234	Verifica
2	32354,34	2774,89	0,0068		0,0273	Verifica
1	41060,27	3126,34	0,0034		0,0154	Verifica
Piso	Direção Y					
	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _r (m)	h (m)	θ	θ ≤ 0,1
	Cobertura	5562,46	1523,42	0,0068	2,9	0,0086
5	6240,56	2329,03	0,0085	0,0079		Verifica
4	14941,75	2732,56	0,0102	0,0192		Verifica
3	23647,68	3130,69	0,0102	0,0266		Verifica
2	32354,34	3674,39	0,0119	0,0361		Verifica
1	41060,27	4098,07	0,0051	0,0176		Verifica

Dado que o valor do coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1, tal significa que os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados.

5. Modelação e Análise Estrutural

A modelação da estrutura foi efetuada no programa de cálculo automático *ETABS*, uma ferramenta de trabalho bastante interessante para a modelação, análise e dimensionamento de edifícios. Permite simplificar o trabalho de cálculo, como por exemplo, através do cálculo de centros de massa e centros de rigidez do edifício e a análise das paredes, a partir de elementos de superfície e do cálculo das respetivas armaduras a partir do método dos pilares fictícios, o que é uma mais-valia em relação ao programa *SAP2000*.

5.1. Modelação Estrutural

5.1.1. Definição de materiais

Os dois tipos de material utilizados são o betão de classe C25/30 e aço A400 NR, tal como referido no capítulo 1. Para simular os elementos fendilhados reduziu-se o valor do módulo de elasticidade do betão para metade. O valor da constante torsional foi reduzido para 0,1 nos pilares e para quase zero nas vigas para simular a fendilhação.

5.1.2. Elementos de barra - “Frame”

Os elementos do tipo barra foram utilizados para simular as vigas e pilares.

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.3.1, relativa à Modelação, no ponto 6 é recomendado que em edifícios de betão se considere que a rigidez dos elementos resistentes seja avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação, esse valor de rigidez deverá corresponder ao início de cedência da armadura. No ponto 7 da mesma cláusula diz que a menos que seja feita uma análise mais rigorosa, devem considerar-se que 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 aos elementos não fendilhados.

A resistência à torção do sistema foi retirada, adotando um coeficiente multiplicador torsional no modelo com o valor de 1×10^{-5} no caso das vigas e 0,1 no caso dos pilares.

5.1.3. Elementos de laje - “Shell”

As lajes e os muros de contenção foram modeladas como elementos do tipo laje

Foi utilizado o elemento “Shell Thick” em vez de “Shell Thin” pois permite contabilizar a deformação por efeito do esforço de corte tornando os resultados mais precisos.

Na componente de torção M_{12} é multiplicado por um valor de coeficiente quase nulo (1×10^{-5}) de modo a eliminar os momentos torsões na laje e transformar M_x e M_y nos momentos principais.

5.1.4. Restrições

A ligação entre os pilares/paredes de betão armado e os elementos de fundação é feita através de apoios fixos que permitem a rotação, para que os momentos sejam absorvidos pelas vigas de fundação e não exista passagem de momentos para as sapatas.

5.1.5. Condições

As condições são aplicadas para simular o comportamento de um corpo rígido. Na laje ao nível de cada piso foi aplicado o efeito de Diafragma.

5.1.6. Ações e Combinações de ações

As ações atuantes na estrutura foram quantificadas e aplicadas nos respetivos elementos estruturais. Para os elementos do tipo “Frame” foram aplicadas cargas distribuídas por metro linear (kN/m) e nos elementos do tipo “Shell” foram aplicadas cargas distribuídas por área (kN/m²). As ações resultantes da torção acidental são momentos concentrados (kN/m) segundo o eixo zz e aplicadas no centro de rigidez de cada piso. Os espectros de resposta dos sismos I e II foram também considerados. As combinações de ações são definidas e é feita a análise estrutural.

5.1.7. Dimensionamento e Pormenorização das Armaduras

Para fazer o dimensionamento e pormenorização das armaduras é necessário verificar os estados limites impostos pelas normas europeias. O programa de cálculo automático ETABS faz os cálculos com base no “Capacity Design” através da opção “Start Concrete Design/Check of Structure”.

5.2. Análise Modal por Espectro de Resposta

O comportamento elástico linear da estrutura permite que o método de referência para a determinação dos efeitos sísmicos seja a análise modal pelos espectros de resposta das figuras Figura 2.2 e Figura 2.3.

Os dois métodos de análise existentes no regime elástico linear são o “Método de Análise por Forças Laterais” e o “Método de Análise Modal por Espectro de Resposta”, estes são utilizados em função das características da estrutura.

Para a utilização do método de análise por espectro de resposta devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta global da estrutura, para que tal aconteça é necessário que uma das condições seguintes seja satisfeita. Neste caso é necessário que seja verificada para ambas as direções consideradas, por se tratar de um modelo espacial.

- A soma das massas modais efetivas para os modos de vibração considerados representa, no mínimo, 90 % da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração com massas modais efetivas superiores a 5 % da massa total são considerados.

Tabela 5.1 – Valores dos fatores de participação modal

Modo	Período (s)	U _x (m)	U _y (m)	U _z (m)	∑ U _x (m)	∑ U _y (m)	∑ U _z (m)
1	1,086	0,337	0,064	0	0,337	0,064	0
2	0,945	0,064	0,542	0	0,401	0,606	0
3	0,746	0,203	0,008	0	0,604	0,614	0
4	0,335	0,053	0,007	0	0,656	0,621	0
5	0,275	0,007	0,094	0	0,664	0,715	0
6	0,195	0,057	0,000	0	0,721	0,716	0
7	0,179	0,025	0,002	0	0,745	0,718	0
8	0,134	0,002	0,040	0	0,747	0,758	0
9	0,114	0,011	0,001	0	0,758	0,759	0
10	0,091	0,025	0,000	0	0,783	0,759	0
11	0,082	0,004	0,000	0	0,787	0,759	0
12	0,079	0,000	0,023	0	0,787	0,782	0
13	0,067	0,002	0,000	0	0,789	0,782	0
14	0,056	0,008	0,000	0	0,797	0,782	0
15	0,052	0,000	0,013	0	0,797	0,795	0
16	0,041	0,003	0,000	0	0,800	0,795	0
17	0,04	0,000	0,005	0	0,800	0,800	0
18	0,034	0,001	0,000	0	0,801	0,800	0
19	0,022	0,001	0,158	0	0,802	0,959	0
20	0,018	0,153	0,001	0	0,955	0,960	0

Onde:

U_i – percentagem de massa mobilizada em translação segundo a direção de i ;

O primeiro modo corresponde à translação em X, o segundo modo corresponde à translação em Y. São necessários 19 modos de vibração para se obter uma soma da contribuição de massas modais efetivas superiores a 90%.

A estrutura é um sistema torsionalmente flexível e por isso a torção tem uma contribuição significativa nos modos de vibração, dessa forma tem de se garantir que o modos de vibração sejam em número igual ou superior a k para que sejam verificadas as condições (5.2.1) e (5.2.2), tal como indicado na cláusula 4.3.3.3.1(5) da NP EN 1998-1:2010.

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad (5.2.1)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (5.2.2)$$

Onde:

k - número de modos considerados;

n – número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

T_k – período de vibração do modo k .

Tabela 5.2 – Verificação dos modos de vibração necessários

n	k	$3 \times \sqrt{n}$	T_8	$T_k \leq 0,20 s$	$k \geq 3 \times \sqrt{n}$
6	8	7,35	0,134	Verifica	Verifica

Os 20 modos de vibração satisfazem as condições.

6. Dimensionamento

O dimensionamento estrutural deste edifício é realizado com base no Método de Cálculo pela Capacidade Real (Capacity Design). Este método consiste na escolha de determinados elementos estruturais, que serão projetados e pormenorizados para que quando submetidos a grandes deformações sejam capazes de dissipar energia e possuam ductilidade adequada. Isto permite evitar roturas frágeis e mecanismos. Os restantes elementos estruturais devem ter resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia funcione corretamente.

Os princípios base do método são:

- Escolha do tipo de mecanismo global admissível;
- Dotação das secções críticas de ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

O dimensionamento dos elementos estruturais foi feito com recurso ao programa de cálculo automático *ETABS*, através da obtenção dos esforços atuantes e das armaduras necessárias para garantir a segurança da estrutura. Para garantir essa segurança é necessário fazer a verificação aos Estados Limites de Utilização/Serviço e Estados Limites Últimos.

6.1. Regras Gerais para a pormenorização

Tendo em conta a NP EN 1992-1-1:2010 e a NP EN 1998-1:2010 existem regras para a pormenorização e que são vigentes nos Estados Limites de Serviço e Estados Limites Últimos, sendo:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Distâncias mínimas de dobragem;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais.

6.1.1. Recobrimento de Armaduras

O recobrimento das armaduras corresponde à distância entre a superfície da armadura mais próxima da superfície do betão e a face exterior do betão. Está diretamente relacionado com as classes de exposição.

Existem dois tipos de revestimento: mínimo e nominal.

Revestimento Mínimo

De acordo com a cláusula 4.4.1.2 da NP EN 1992-1-1:2010, o revestimento mínimo das armaduras deve satisfazer os três critérios seguintes:

- Transmissão eficaz das forças de aderência;
- Proteção do aço contra a corrosão;
- Adequada resistência ao fogo.

O seu cálculo é efetuado com base na expressão (6.1.1)

$$C_{\min} = \max \{ C_{\min, b}; C_{\min, \text{dur}} + \Delta C_{\text{dur}, \gamma} - \Delta C_{\text{dur}, \text{st}} - \Delta C_{\text{dur}, \text{add}}; 10 \text{mm} \} \quad (6.1.1)$$

Onde:

$C_{\min, b}$ – revestimento mínimo para os requisitos de aderência. No caso de varões isolados este valor corresponde ao diâmetro do varão; no caso de varões agrupados é necessário calcular o diâmetro equivalente (ϕ_n), dado pela expressão (6.1.2), onde n_b corresponde ao número de varões agrupados.

$$\phi_n = \phi \times \sqrt{n_b} \quad (6.1.2)$$

$C_{\min, \text{dur}}$ – revestimento mínimo relativo às condições ambientais;

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

$\Delta C_{\text{dur}, \text{st}}$ – redução do revestimento mínimo em caso de aço inoxidável;

$\Delta C_{\text{dur}, \text{add}}$ – redução do revestimento mínimo em caso de proteção adicional.

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010 e por não existirem outras especificações em contrário, os valores para $\Delta C_{\text{dur}, \gamma}$, $\Delta C_{\text{dur}, \text{st}}$ e $\Delta C_{\text{dur}, \text{add}}$ tomam o valor 0 e por isso a expressão (6.1.1) toma a forma simplificada presente em (6.1.3).

$$C_{\min} = \max \{C_{\min,b}; C_{\min,dur}; 10\text{mm}\} \quad (6.1.3)$$

Recobrimento Nominal

O recobrimento nominal corresponde ao recobrimento mínimo ao qual é associada uma margem de cálculo para tolerâncias de execução.

$$C_{\text{nom}} = C_{\min} + \Delta C_{\text{dev}} \quad (6.1.4)$$

Onde:

ΔC_{dev} – margem de cálculo para as tolerâncias de execução. Em Portugal o valor recomendado é 10 mm.

Para determinar os valores de recobrimento é necessário conhecer as classes de exposição, já determinadas na Tabela 2.2. Sabendo as classes de exposição da estrutura e a classe da estrutura, foi possível consultar os quadros 4.3N e 4.4N da NP EN 1992-1-1:2010 e chegar aos valores da Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Valores de recobrimento para os diversos elementos estruturais

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	Φ (mm)	$C_{\min,b}$ (mm)	$C_{\min,dur}$ (mm)	C_{\min} (mm)	ΔC_{dev} (mm)	C_{nom} (mm)	$C_{\text{nom adot}}$ (mm)
Sapatas, Muros de Contenção e Vigas de Fundação	XC2	10	12	25	25	10	35	40
		12	16					
		16	20					
		20	25					
Paredes, Pilares, Vigas e Lajes	XC1	10	10	15	15	10	25	30
		12	12		15		25	
		16	16		16		26	
		20	20		20		30	

6.1.2. Distância mínima entre varões

A distância mínima entre varões, de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 8.2, deve permitir betonar, compactar o betão de forma satisfatória e assegurar as condições de aderência.

A distância livre (vertical e horizontal) entre varões paralelos é calculada pela expressão (6.1.5).

$$d_{\min} \geq \max \{k_1 \times \phi; d_g + k_2, \text{mm}; 20\text{mm}\} \quad (6.1.5)$$

Em que:

k_1 – assume o valor 1 (mm);

ϕ – diâmetro do varão (mm);

d_g – dimensão nominal máxima do agregado (mm), admite-se 20 mm;

k_2 – assume o valor 5 (mm).

Para evitar a fendilhação são recomendados diâmetros máximos para os varões. Foram efetuados os cálculos de acordo com a expressão (6.1.5) e obtida a distância mínima entre varões, tal como é possível verificar pela Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Distância livre mínima entre varões

Φ (mm)	k_1 (mm)	$\Phi \times k_1$ (mm)	d_g (mm)	k_2 (mm)	$d_g + k_2$ (mm)	20 mm	d_{\min} (mm)
≤ 20	1	20	20	5	25	20	25

6.1.3. Diâmetro mínimo de dobragem dos varões

A cláusula 8.3 da NP EN 1992-1-1:2010 faz referência ao diâmetro mínimo de dobragem dos varões. O valor do diâmetro mínimo de dobragem deve ser tal que não provoca fendas nos varões nem rotura do betão no interior da curva do varão. O diâmetro de dobragem nunca deve ser inferior a $\phi_{m,\min}$.

De acordo com o Quadro 8.1N da NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 8.3, o diâmetro mínimo é determinado de acordo com as expressões (6.1.6) e (6.1.7).

$$\phi_{m,\min} = 4\phi \text{ se } \phi \leq 16\text{mm} \quad (6.1.6)$$

$$\phi_{m,\min} = 7\phi \text{ se } \phi > 16\text{mm} \quad (6.1.7)$$

Na Tabela 6.3 são apresentados os valores dos diâmetros mínimos de dobragem para laços, ganchos e cotovelos.

Tabela 6.3 – Valores dos diâmetros mínimos de dobragem de varões

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

6.1.4. Comprimento de amarração dos varões

Esta característica tem em conta o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. A expressão que permite calcular o comprimento de amarração de cálculo (l_{bd}), é a (6.1.8).

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \quad (6.1.8)$$

Onde as siglas tomam os seguintes significados:

l_{bd} – comprimento de amarração de cálculo;

α_1 – considera o efeito da forma dos varões admitindo um correto recobrimento;

α_2 – considera o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 – considera o efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 – considera a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

α_5 – considera o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

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

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência. Este valor é obtido pela aplicação da expressão (6.1.9).

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi / 4}{\sigma_{sd} / f_{bd}} \quad (6.1.9)$$

ϕ – diâmetro do varão;

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

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura de aderência. Calcula-se pela expressão (6.1.10);

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (6.1.10)$$

η_1 – valor relacionado com as condições de aderência e posição do varão durante o processo de betonagem. Toma o valor mais desfavorável que é 0,7;

η_2 – valor relacionado com o diâmetro do varão. Para varões de diâmetro igual ou inferior a 32 mm toma o valor 1;

f_{ctd} – valor de cálculo da resistência do betão à tração;

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (6.1.11)$$

α_{ct} – valor que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tração. O valor recomendado é 1.

$f_{ctk,0,05}$ – 5% do valor de tensão de rotura do betão à compressão. Para o betão C25/30 toma o valor de 1,8.

γ_c – coeficiente parcial relativo ao betão. Para situações de projeto permanentes/transitórias toma o valor 1,5.

Os comprimentos de amarração de referência obtidos encontram-se na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Valores de comprimento de amarração de referência

α_{ct}	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	γ_c	f_{ctd} (MPa)	η_1	η_2	f_{bd} (MPa)	σ_{sd} (MPa)	ϕ (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)
1	1,8	1,5	1,2	0,7	1	1,89	348	8	0,37
								10	0,46
								12	0,55
								16	0,74
								20	0,92
25	1,15								

O comprimento de amarração mínimo, salvo limitações, é dado por:

- Varões Tracionados: $l_{bmin} \geq \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$;
- Varões Comprimidos: $l_{bmin} \geq \max \{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}$.

Os valores de comprimento de amarração mínimos obtidos são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Valores de comprimento de amarração mínimos

ϕ	10ϕ	mm	Varões Tracionados	l_{bmin} (m)	Varões Comprimidos	l_{bmin} (m)
			$0,3l_{b,rqd}$ (mm)		$0,6l_{b,rqd}$	
8	80	100	110	0,11	221	0,22
10	100		138	0,14	276	0,28
12	120		166	0,17	331	0,33
16	160		221	0,22	442	0,44
20	200		276	0,28	552	0,55
25	250		345	0,28	690	0,69

Conhecendo todos os valores, inclusive os dos coeficientes α cujo valor é apresentado no quadro 8.2 da NP EN 1992-1-1:2010 e aplicando a equação (6.1.8) é possível calcular o comprimento de amarração, tal como é visível na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Valores do comprimento de amarração

ϕ	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	$l_{b,rqd}$ (m)	$l_{bd,adot}$ (m)
8	1	1	1	0,7	1	0,37	0,30
10						0,46	0,35
12						0,55	0,40
16						0,74	0,55
20						0,92	0,65
25						1,15	0,85

6.1.5. Amarração de armaduras transversais

Segundo a NP EN 1998-1: 2010 cláusula 5.6.1, as cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes os estribos devem ser fechados e dobradas a 135° e com comprimento de amarração de $10d_{bw}$.

De acordo com a NP EN 1992-1-1: 2010, cláusula 8.5 a amarração de cintas e armaduras de esforço transversal deve ser efetuada por meio de cotovelos e ganchos ou de armaduras transversais soldadas. No interior dos ganchos e cotovelos deverá ser colocado um varão.

6.1.6. Sobreposição de armaduras

A sobreposição de armaduras, segundo a cláusula 8.7 da NP EN 1992-1-1:2010, tem como objetivos:

- Assegurar a transmissão de esforços de um varão para o outro;
- Evitar o destacamento do betão nas áreas vizinhas;
- Evitar a ocorrência de largas fendas que possam prejudicar o funcionamento da estrutura.

Estas sobreposições devem ser desfasadas e não estarem situadas em zonas de esforços elevados e devem ser simétricas.

Se todos os varões estiverem dispostos numa camada a percentagem admissível de varões tracionados sobrepostos deverá ser 100%. No caso dos varões estarem dispostos em várias camadas esta percentagem deverá ser reduzida a 50%.

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 8.7.3 o comprimento de sobreposição é calculado de acordo com a expressão (6.1.12).

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (6.1.12)$$

Onde:

l_0 – comprimento de sobreposição;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ – coeficientes cujos valores são retirados do quadro 8.2 da NP EN 1992-1-1:2010;

α_6 – coeficiente dependente da percentagem de varões sobrepostos. O seu valor é calculado por $\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$. Este valor deverá estar compreendido entre 1,0 e 1,5. ρ_1 representa a percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,65l_0$ da seção média da sobreposição considerada. Os valores de α_6 são retirados do quadro 8.3 da NP EN 1992-1-1:2010. O valor admitido foi 1,5.

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência, calculado pela expressão (6.1.13);

$l_{0,min}$ – comprimento mínimo de sobreposição, calculado pela expressão (6.1.14)

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (6.1.13)$$

$$l_{0,min} \geq \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{mm}\} \quad (6.1.14)$$

Tabela 6.7 – Valores dos comprimentos de sobreposição

ϕ	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (mm)	l_0 (mm)	$l_{0,adot}$ (mm)
8	1	1	1	1	1,5	368	200	552	600
10						460	207	690	700
12						552	248	828	850
16						737	332	1106	1150
20						921	414	1382	1400
25						1151	518	1727	1800

6.2. Análise dos Estados Limite Últimos

A análise e verificação dos estados limites últimos para cada elemento estrutural visa garantir a não ocorrência de colapso da estrutura. Para garantir a segurança de cada elemento estrutural é necessário que seja verificada a expressão (6.2.1).

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

Em que:

E_d – corresponde ao valor de cálculo do efeito das ações;

R_d – corresponde ao valor de cálculo resistente para esse efeito.

6.2.1. Lajes

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 5.3.1 (4), uma laje é um elemento da estrutura cuja dimensão mínima no plano não é inferior a cinco vezes a sua espessura total.

As lajes do edifício em estudo são lajes vigadas com uma espessura de 0,25 m.

A NP EN 1992-1-1:2010 obriga a que sejam obtidos valores de armaduras máximas e mínimas, que são apresentadas na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Cálculo das armaduras máximas e mínimas

h(m)	f _{ctm} (MPa)	f _{yk} (MPa)	b _t (m)	d (m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _c (m ²)	A _{s,max} (cm ² /m)
0,25	2,6	400	1,0	0,22	3,72	0,25	100

De modo a fazer o controlo da fendilhação do betão é também necessário calcular o limite máximo dos espaçamentos entre varões, $s_{max,slabs}$. Este limite é calculado tendo em conta a cláusula 9.3.1.1(3) da NP EN 1992-1-1:2010.

- Armaduras principais:

$$S_{max,slabs} = 3h \leq 400mm \quad (6.2.2)$$

- Armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} = 3,5h \leq 450mm \quad (6.2.3)$$

Em zonas com cargas concentradas ou zonas de momento máximo:

- Armaduras principais:

$$S_{max,slabs} = 2h \leq 250mm \quad (6.2.4)$$

- Armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} = 3h \leq 400mm \quad (6.2.5)$$

Através da verificação das disposições anteriores, concluiu-se que o espaçamento máximo entre varões é 250 mm para a armadura principal, tendo sido adotada uma armadura principal de $\phi 10/0.15$, que corresponde a uma área de armadura efetiva de 5,27 cm²/m.

6.2.1.1. Estado Limite Último de Flexão

A análise ao estado limite último de flexão nas lajes foi realizada com a ajuda do programa de cálculo automático ETABS através da ferramenta Contour Range. Admitiu-se uma malha $\phi 10/0.15$ em ambas as faces da laje, correspondente a uma área efetiva de $5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Com recurso ao ETABS é possível verificar se a armadura adotada é suficiente ou se existem locais que necessitam de armadura de reforço. Como exemplo apresenta-se a Figura 6.1 que corresponde a face superior da laje do piso 1 direção x, onde é possível verificar as áreas de armadura necessárias para verificar a segurança da laje à flexão. A roxo aparecem os locais em que a armadura é suficiente para verificar a segurança, as restantes cores correspondem a zonas onde é necessário um reforço de armadura, sendo que o gradiente de cores varia com a área necessária sendo os tons azuis os locais em que é necessária uma maior área de armadura para verificação da segurança. Pela figura é possível verificar que são necessárias armaduras de reforço da laje, principalmente junto aos pilares e paredes estruturais, para que seja garantida a segurança da laje.

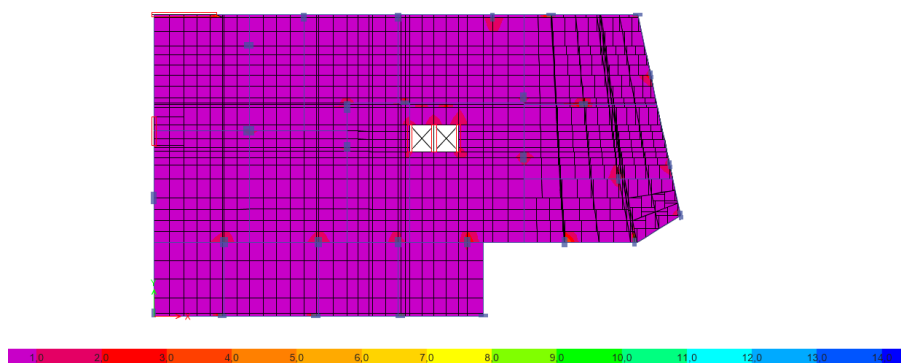


Figura 6.1 – Área de armadura superior segundo y em mm^2/m da laje do piso 2

De acordo com a cláusula 9.3.1.1(2) no caso das lajes armadas numa direção devem ser utilizadas armaduras transversais de distribuição correspondentes a pelo menos 20% da armadura principal. Nas zonas junto dos apoios, no caso de não existir momento fletor transversal, não é necessária armadura transversal aos varões superiores principais.

Pela aplicação da cláusula 9.3.1.2 junto aos apoios no caso das lajes simplesmente apoiadas, metade da armadura calculada para o vão deverá ser prolongada até ao apoio e amarrada aí.

Em caso de encastramento parcial ao longo de um dos bordos da laje, não considerado no cálculo, a armadura superior deverá resistir a pelo menos 25% do momento máximo no vão adjacente. Esta armadura deverá ter um comprimento de pelo menos 0,2 vezes o vão adjacente, medido a partir da face do apoio, ser contínua nos apoios intermédios e amarrada nos apoios extremos. Num apoio extremo, o momento a resistir poderá ser reduzido até 15% do momento máximo no vão adjacente.

6.2.1.2. Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.3.2(1), uma laje com armadura de esforço transverso deve ter uma espessura igual ou superior a 200 mm.

O esforço transverso de cálculo deve ser igual ou inferior ao esforço transverso resistente. É por isso necessário verificar a condição (6.2.6). Caso esta expressão seja respeitada não são necessárias armaduras do esforço transverso.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (6.2.6)$$

Em que:

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transverso atuante na secção em estudo;

$V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso.

O valor do esforço transverso resistente é obtido pela expressão (6.2.7).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (6.2.7)$$

Onde:

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02, A_{sl} \text{ corresponde à área da armadura de tração prolongada de um comprimento } \geq$$

$(l_{bd}+d)$ para além da secção considerada; b_w corresponde à menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

f_{ck} – tensão de rotura do betão à compressão em MPa;

k_1 – toma o valor 0,15;

σ_{cp} – tensão de compressão no betão devido ao esforço normal: $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$, N_{Ed} corresponde

na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço aplicado em N. A influência das deformações impostas pode ser ignorada; A_c corresponde à área de secção transversal de betão, em mm^2 ;

O valor mínimo do esforço transversal resistente é dado pela expressão (6.2.8)

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.8)$$

Tabela 6.9 – Valor do esforço transversal resistente sem armadura específica

$C_{rd,c}$	k	ρ_1	f_{ck} (MPa)	k_1	σ_{cp} (kN/m ²)	b_w (m)	d (m)	$V_{rd,c}$ (kN/m)	v_{\min} (MPa)	$V_{rd,c \min}$ (kN/m)
0,12	1,95	0,00240	25	0,15	3340	1	0,22	110,31	0,478	110,33

Recorrendo, mais uma vez, à ferramenta Contour Range do programa de cálculo automático ETAB foi possível verificar que o esforço transversal atuante não excede o esforço transversal resistente, estando por isso garantida a segurança nas lajes.

Escadas

Para o dimensionamento das escadas foram criados modelos simplificados

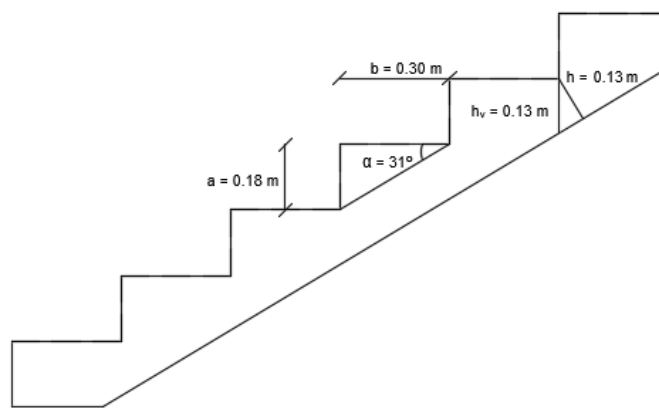


Figura 6.2 – Geometria das escadas

As características geométricas da escada são indicadas na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Características Geométricas da escada

a (m)	b (m)	h (m)	α (°)
0,18	0,3	0,13	31

Determinadas as características geométricas das escadas é possível determinar os carregamentos nos lanços e nos patins, tal como se pode verificar pelas Tabela 6.11 e

Tabela 6.12, respetivamente.

Tabela 6.11 – Valores dos carregamentos nos lanços de escada

Carregamentos nos Lanços (kN/m)	
PP Laje	3,79
PP Revestimento	1,5
PP Degrau	2,25
CP	7,54
SC	3
Psd	14,68

Tabela 6.12 – Valores dos carregamentos nos patins das escadas

Carregamentos nos Patins(kN/m)	
PP Laje	3,25
PP Revestimento	1,5
CP	4,75
SC	3
Psd	10,91

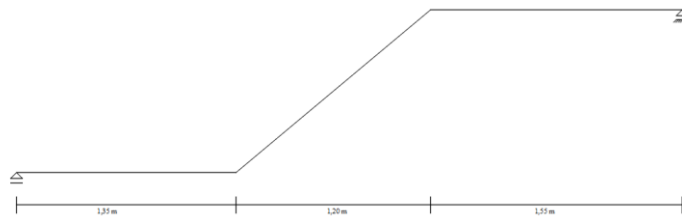


Figura 6.3 – Modelo simplificado da escada

Para determinar as armaduras longitudinais e transversais aplicam-se as expressões (6.2.9), (6.2.10), (6.2.11), (6.2.12) e (6.2.13).

$$\mu = \frac{M_{M\acute{a}x}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (6.2.9)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad (6.2.10)$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.2.11)$$

$$A_{s,d} = 0,2 \times A_s \quad (6.2.12)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (6.2.13)$$

Onde:

A_s – Armadura paralela ao eixo longitudinal das escadas;

ω – Percentagem mecânica de armadura;

μ - Momento fletor reduzido;

$A_{s,d}$ – Armadura perpendicular ao eixo longitudinal das escadas;

$M_{m\acute{a}x}$ – Momento maximo.

Tabela 6.13 - Valores de armaduras para a escada

$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m/m)	b (m)	d (m)	f_{cd} (kPa)	μ	ω	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s,adotada}$ (cm ² /m)	Porm
26,76	1	0,22	16,70	0,033	0,034	4,27	3,58	5,27	$\phi 10/0,15$
							$A_{s,d}$ (cm ² /m)	$A_{s,d adotada}$ (cm ² /m)	Porm
							0,72	3,33	$\phi 8//0,15$

Calcula-se o esforço transversal resistente sem armadura específica, $V_{rd,c}$, de acordo com a expressão (6.2.8). Como o valor de V_{Ed}  inferior ao valor de $V_{rd,c}$ dispensa-se a utilizao de armadura específica de esforço transversal, tal como se v na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Valores de esforço transversal

K	ρ_L	d	$V_{rd,c}$ (kN/m)	$V_{ed,m\acute{a}x}$ (kN/m)
1,95	0,000527	0,22	110,79	24,74

6.2.2. Vigas

A NP EN 1992-1-1:2010 , cláusula 5.3.1 (3), define uma viga como sendo um elemento cujo vo  pelo menos três vezes superior  altura da sua seco transversal.

Para proceder ao dimensionamento das armaduras transversais e longitudinais recorreu-se ao cáculo de uma viga exemplo, a que se chamou viga A e que está representada na Figura 6.4.

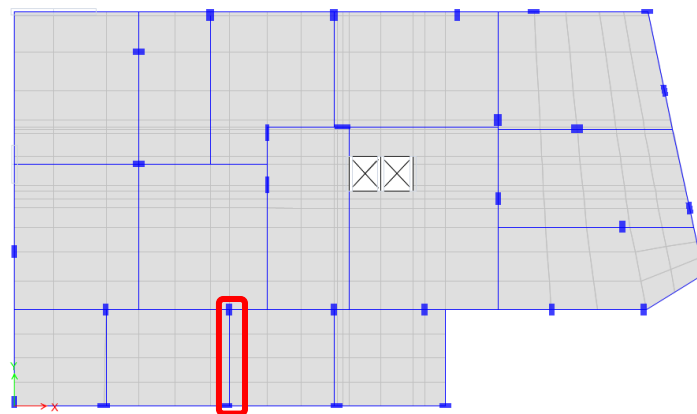


Figura 6.4 – Viga A

Armadura Longitudinal

As armaduras longitudinais das vigas devem ser definidas de acordo com a armadura mínima e máxima calculadas, respetivamente, pelas expressões (6.2.14) e (6.2.15).

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.2.1.1 a armadura mínima é calculada pela expressão (6.2.14).

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (6.2.14)$$

$A_{s,\min}$ – armadura mínima;

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço à tração;

b_t – largura média da zona tracionada;

d – altura útil da secção transversal.

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.2.1.1 a armadura máxima é calculada pela expressão (6.1.13), que indica que a armadura máxima não deve exceder 4% da área da secção de betão da viga.

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c \quad (6.2.15)$$

$A_{s,\max}$ – armadura máxima;

A_c – área da secção de betão.

De acordo com a cláusula 5.4.3.1.1 da NP EN 1998-1:2010 e, apesar das armaduras superiores das secções transversais de extremidade das vigas sísmicas primárias serem colocadas dentro da alma, apenas parte da armadura poderá ser colocada fora da largura da alma e dentro da largura efetiva do banzo (b_{eff}). A largura efetiva do banzo é determinada por:

- **Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores**

Quando não existe uma viga transversal a largura efetiva do banço (b_{eff}) é igual à largura (b_c) do pilar, expressão (6.2.16).

$$b_{\text{eff}} = b_c \quad (6.2.16)$$

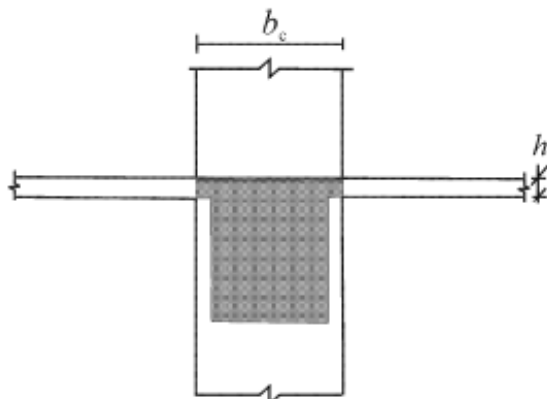


Figura 6.5 – Largura efetiva do banço de uma viga ligada a um pilar exterior, sem viga transversal

Quando existe uma viga transversal de altura semelhante e largura efetiva do banço é igual a esta, mas aumentada $2h_f$ para ambos os lados da viga, expressão (6.2.17).

$$b_{\text{eff}} = 2h_f \quad (6.2.17)$$

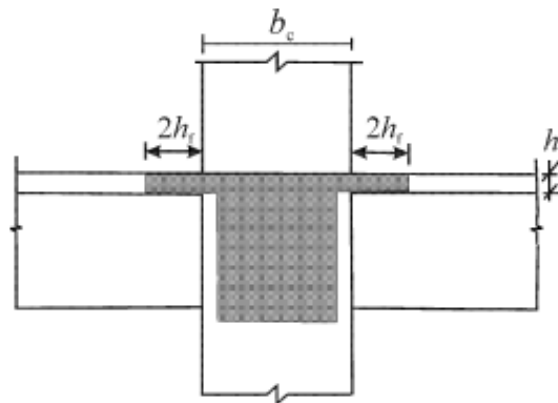


Figura 6.6 – Largura efetiva do banço de uma viga ligada a um pilar exterior, com viga transversal

- **Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores**

A largura efetiva do banço deve ser aumentada em $2h_f$ para cada lado da viga, quando não existe viga transversal e $4h_f$ para cada lado, se existir viga transversal.

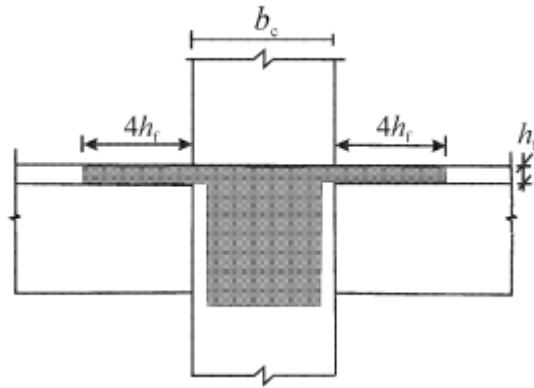


Figura 6.7 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um pilar interior, com viga transversal

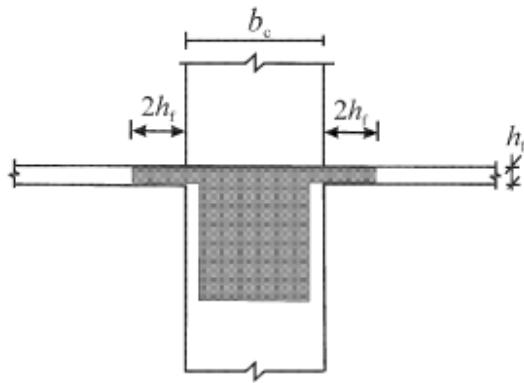


Figura 6.8 – Largura efetiva do banzo de uma viga ligada a um interior, sem viga transversal

Onde:

h_f - espessura da laje;

b_c – largura do pilar na direção considerada

A NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.1.2, define algumas disposições construtivas para a ductilidade local das vigas, apresentadas em seguida:

- as zonas críticas a considerar são as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão de $l_{cr} = h_w$ (h_w é a altura da viga) a partir de uma secção transversal de extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar, ou a partir de ambos os lados de qualquer outra secção transversal com possibilidade de plastificação na situação de projeto sísmica;

- Nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias o valor do fator de ductilidade em curvatura é dado por:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \text{ se } T_1 \geq T_C \quad (6.2.18)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1 \text{ se } T_1 < T_C \quad (6.2.19)$$

Tabela 6.15 – Coeficiente de ductilidade em curvatura

Sismo	Direção	q ₀	T ₁ (s)	T _C (s)	μ _φ
I	X	2,0	1,086	0,6	3,0
	Y		0,95		
II	X		1,086	0,25	
	Y		0,95		

Contudo segundo a cláusula 5.4.3.1.2 (4) da NP EN 1998-1:2010 os requisitos de ductilidade ficam satisfeitos se forem cumpridas as condições seguintes:

- Na zona comprimida da viga é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona tracionada;
- A taxa de armadura da zona tracionada (ρ) não excede o valor $\rho_{\text{máx}}$ dado por:

$$\rho_{\text{máx}} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi}} \cdot \frac{f_{cd}}{\epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.2.20)$$

Onde:

ρ' – taxa de armadura da zona comprimida;

μ_{ϕ} – valor de ductilidade em curvatura;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Para evitar possíveis roturas de aderência, a cláusula 5.6.2.2 da NP EN 1998-1:2010, indica que o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar, d_{bL} , deve ser limitado de acordo com as expressões (6.2.21) e (6.2.22).

- a) Nós viga-pilar interior

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{m\acute{a}x}} \quad (6.2.21)$$

b) Nós viga-pilar exterior

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.2.22)$$

Onde:

h_c – largura do pilar na direção paralela aos varões;

f_{ctm} – valor médio da resistência à tração do betão;

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

v_d – esforço normal reduzido de cálculo do pilar, considerando o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D – coeficiente função da classe de ductilidade, igual 2/3 para a classe DCM;

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

$\rho_{m\acute{a}x}$ – taxa máxima admissível de armadura de tração;

γ_{Rd} – coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, igual a 1,0 para DCM (devido à sobrerresistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga).

Quando não é possível garantir as condições anteriores, são apresentadas condições complementares, ainda pela cláusula 5.6.2.2, que são:

- A viga ou laje deve ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores, figura Figura 6.9.

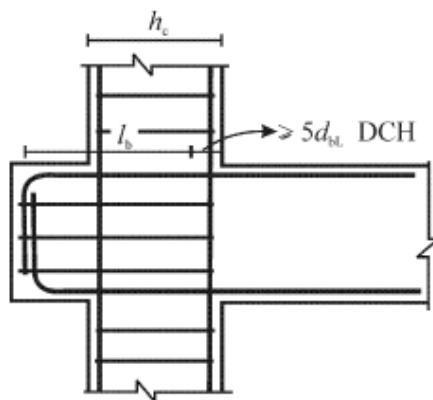
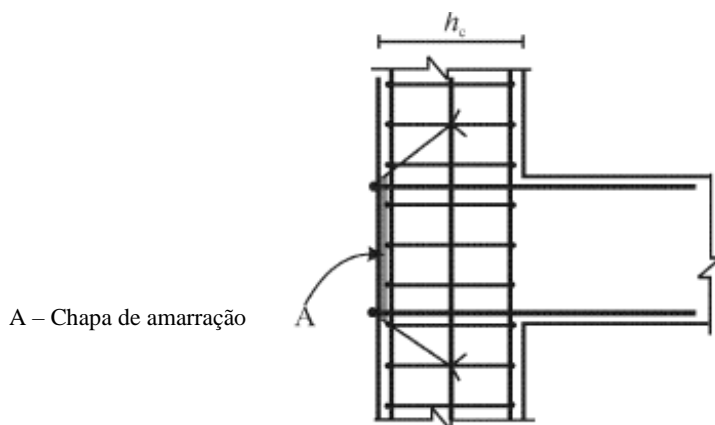


Figura 6.9 – Prolongamento da viga/laje

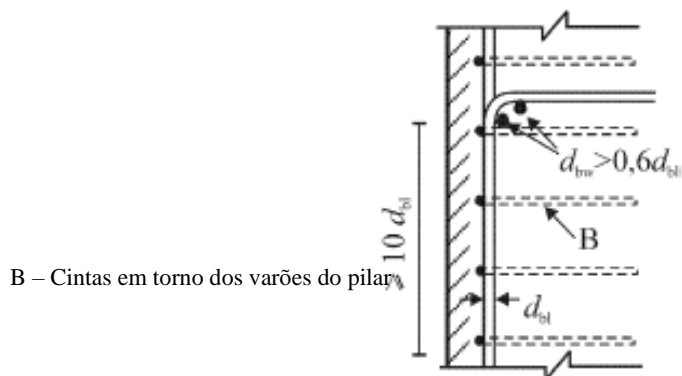
- Podem ser utilizados varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas às extremidades dos varões, Figura 6.10.



A – Chapa de amarração

Figura 6.10 – Chapa de amarração

- Pode optar-se pela dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem, Figura 6.11.



B – Cintas em torno dos varões do pilar

Figura 6.11 – Cintas em torno dos varões do pilar (EC8)

Armadura Transversal

Ao nível do cálculo da armadura transversal a NP EN 1992-1-1:2010 também coloca restrições, tal como é possível depreender a partir da análise da cláusula 9.2.2. O limite mínimo da taxa de armadura transversal é dado pela expressão (6.2.23)

$$\rho_{w,\min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (6.2.23)$$

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela expressão (6.2.24).

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha) \quad (6.2.24)$$

Onde:

ρ_w – taxa de armadura de esforço transversal;

A_{sw} – área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s ;

s – espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w – largura da alma do elemento;

α – ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal. Este ângulo deve estar compreendido entre 45° e 90°, adotou-se 90°.

Por consequência a armadura mínima de esforço transversal é calculada pela expressão

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \text{sen}\alpha \quad (6.2.25)$$

A mesma cláusula indica ainda a forma como calcular o espaçamento das armaduras de esforço transversal, tal como se indica nas expressões (6.2.26), (6.2.27) e (6.2.28).

- Espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cotg \alpha) \quad (6.2.26)$$

- Espaçamento longitudinal máximo de varões inclinados

$$s_{b,max} = 0,6d(1 + \cotg \alpha) \quad (6.2.27)$$

- Espaçamento transversal entre os ramos dos estribos

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (6.2.28)$$

A NP EN 1998-1:2010 apresenta restrições nas zonas críticas das vigas sísmicas primárias através da cláusula 5.4.3.1., que são apresentadas em seguida.

- O diâmetro máximo, d_{bw} , das armaduras de confinamento em milímetros não deve ser inferior a 6 mm.
- O valor máximo do espaçamento, s , das armaduras de confinamento em milímetros é dado pela expressão (6.2.29).

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \} \quad (6.2.29)$$

Onde:

h_w – altura da viga;

d_{bw} – diâmetro dos estribos;

d_{bL} – diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal.

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

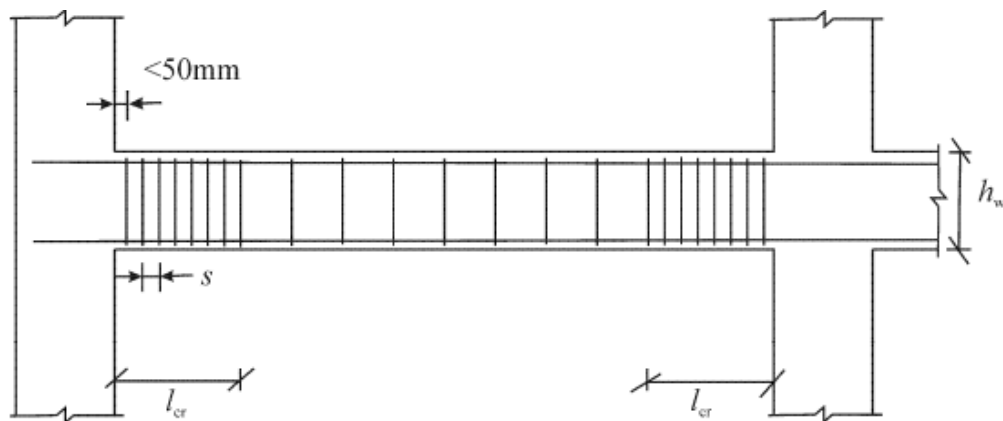
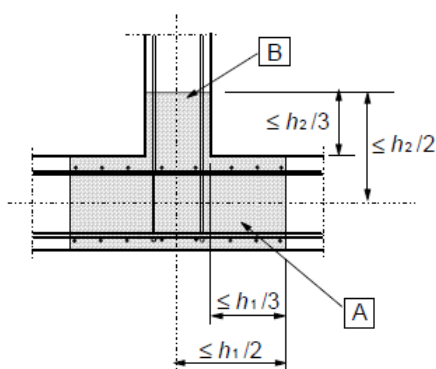


Figura 6.12 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas (NP EN 1998-1:2010)

Neste projeto existem ligações viga-viga, que por se tratarem de apoios indiretos são regulados pela cláusula 9.2.5 da NP EN 1992-1-1:2010, cuja pormenorização se pode verificar na Figura 6.13.



A viga de apoio com altura h_1 **B** viga apoiada com altura h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figura 6.13 – Pormenor construtivo de uma ligação viga-viga (NP EN 1992-1-1:2010)

Nesta situação é necessário adotar armadura de suspensão na respetiva interseção entre vigas. Armadura essa que deverá ser constituída por estribos a envolver a armadura principal da viga de apoio.

A cláusula 6.2.3(3) da NP EN 1992-1-1:2010 permite calcular a resistência das armaduras transversais através das expressões (6.2.30) e (6.2.31).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg \theta \quad (6.2.30)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.2.31)$$

Onde:

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

s – espaçamento dos estribos;

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

v_1 – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso. O valor é calculado por $v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$. Como $f_{ck} \leq 60$ MPa, o valor de v_1 é 0,60.

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Como não existe pré-esforço α_{cw} toma o valor 1,0.

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

b_w – menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

z – braço do binário das forças interiores, correspondente ao momento fletor do elemento. Na verificação em relação ao esforço transverso numa secção de betão armado sem esforço normal, pode utilizar-se o valor aproximado de $z = 0,9 \cdot d$

f_{cd} – valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento.

Dimensionamento

Tal como referido anteriormente, o dimensionamento é realizado com recurso à Capacidade Real (Capacity Design) através das regras impostas pela NP EN 1998-1:2010. Este método, no caso das vigas, visa que as mesmas possam resistir à ação sísmica através da formação de rótulas plásticas por flexão e não por esforço transverso. Na cláusula 5.4.2.2 da NP EN 1998-1:2010 que se podem encontrar as regras de cálculo pela capacidade real para as vigas.

No caso das vigas sísmicas primárias o cálculo do esforço transverso deve ser efetuado com base no equilíbrio da viga. Deve considerar-se que as rótulas plásticas se formam nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais ligados aos nós em que concorrem as extremidades das vigas, tal como é visível na figura Figura 6.14.

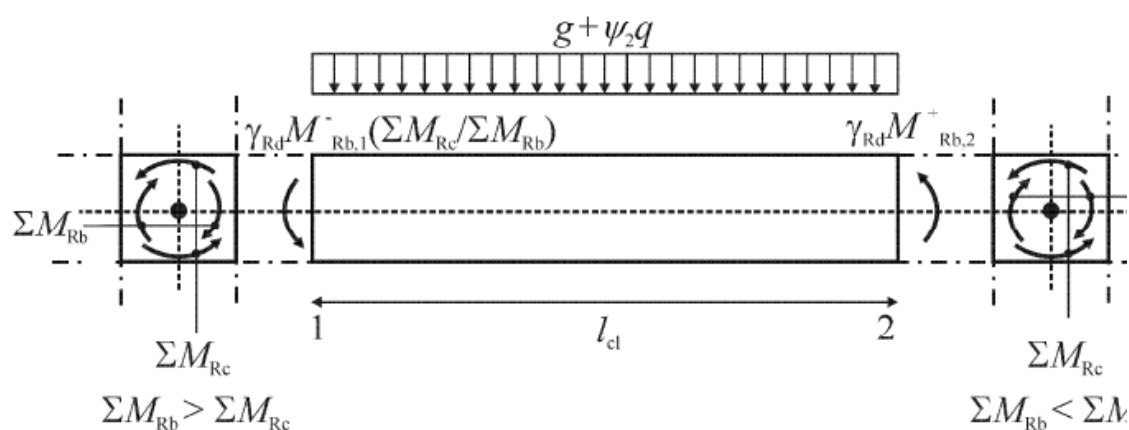


Figura 6.14 – Valor de cálculo dos esforços transversos na viga pela Capacidade Real (NP EN 1998-1:2010)

Como é visível pela Figura 6.14, o valor de cálculo dos esforços transversos deve ser determinado tendo em conta o equilíbrio da viga sob ação:

- carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico;
- os momentos nas extremidades $M_{i,d}$ ($i=1,2$ designa a extremidade da viga) associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivo e negativo da ação sísmica.

Na secção de extremidade devem ser calculados dois valores de esforço transverso, o mínimo ($V_{Ed,min,i}$) e o máximo ($V_{Ed,max,i}$), que correspondem aos momentos positivo máximo e negativo máximo que se desenvolvem em ambas as extremidades da viga. Estes momentos são determinados com base na expressão (6.2.32).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (6.2.32)$$

Onde:

γ_{Rd} – coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço. No caso das vigas de classe de ductilidade média toma o valor unitário;

$M_{Rb,i}$ – valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deverá corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projeto sísmica para o sentido considerado da ação sísmica.

M_{Rc} - valor de cálculo do momento resistente do pilar

Nos casos em que a extremidade da viga está apoiada indiretamente noutra viga, em vez de estar ligada a um elemento vertical, o momento na extremidade da viga $M_{i,d}$ pode ser considerado igual ao momento atuante na secção de extremidade da viga na situação de projeto sísmica.

A expressão (6.2.33) indica a forma de cálculo do esforço transversal atuante.

$$V_{Ed,max} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm \frac{(g + \psi_2 \cdot q) \cdot l_{cl}}{2} \quad (6.2.33)$$

Onde:

$M_{Rb,1}$ – momento resistente na extremidade 1 da viga;

$M_{Rb,2}$ – momento resistente na extremidade 2 da viga;

$(g + \psi_2 \cdot q)$ – carregamento para a combinação quase-permanente;

l_{cl} – comprimento livre da viga.

A NP EN 1998-1:2010, cláusula 4.4.2.3 (4) indica que a condição (6.2.34) deve ser verificada em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários, no

caso de edifícios do tipo pórtico ou sistemas mistos equivalentes a pórticos. Pelo Método da Capacidade Real é adotado o princípio da viga fraca/pilar forte, isto significa que a totalidade dos momentos resistentes dos pilares deve ser pelo menos 30% superior à totalidade dos momentos resistentes da viga.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (6.2.34)$$

Onde:

$\sum M_{Rc}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Deve ser utilizado o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projeto sísmico;

$\sum M_{Rb}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

O edifício em estudo é do tipo parede e por isso não se aplica a expressão (6.2.34), sendo por isso adotada a forma simplificada indicada pela expressão (6.2.35).

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (6.2.35)$$

Para o cálculo do momento resistente assume-se que o betão não tem resistência à tração, as armaduras estão em cedência e que a carga distribuída que equivale à compressão do betão é retangular. Tendo em consideração estas premissas o equilíbrio das forças atuantes na secção é efetuado de acordo com a Figura 6.15.

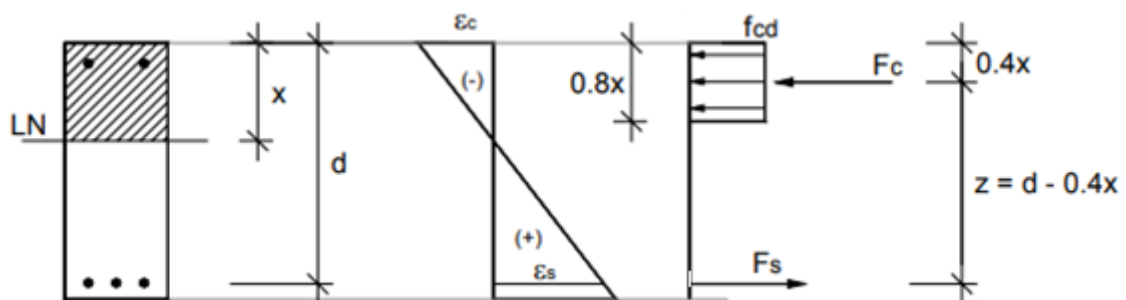


Figura 6.15 – Diagrama retangular simplificado (IST, Betão Armado e Pré-Esforçado I)

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (6.2.36)$$

$$M_{Rb,d} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4 \times x) \quad (6.2.37)$$

Onde:

A_s – área de armadura longitudinal de tração;

d – distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e da fibra mais comprimida da secção;

x – posição da linha neutra;

Para o cálculo dos momentos resistentes da viga é necessário contabilizar a contribuição da laje, tal como indicado na Figura 6.16.

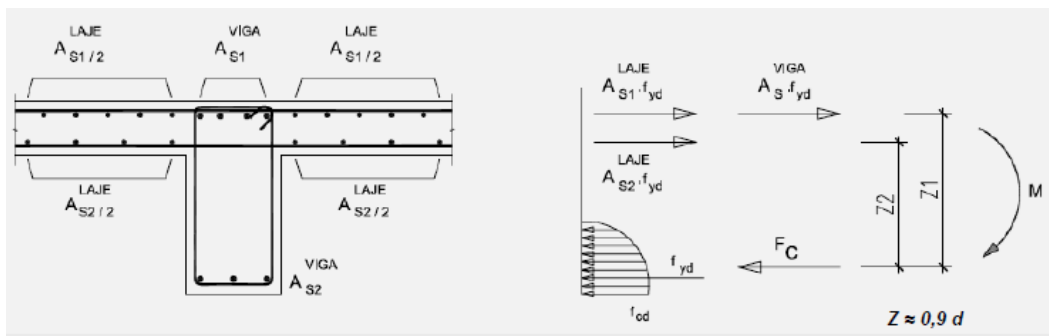


Figura 6.16 – Esquema de viga com contribuição da laje (OE, António Costa)

A título exemplificativo apresenta-se o cálculo da viga A, com uma secção de 0.20 x 0.50, sendo o dimensionamento das restantes vigas apresentado em anexo.

Tabela 6.16 – Valores de armadura mínima e máxima para a viga exemplo

b (m)	h (m)	A_c (m ²)	f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	b_t (m)	d (m)	L (m)	l_{cl} (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)
0,2	0,5	0,1	2,6	400	0,2	0,46	4,83	4,38	1,55	40

Tabela 6.17 – Tipo de ligação entre viga e pilar em cada uma das extremidades da viga exemplo

Secção	Tipo de ligação	b_c (m)	b_{eff} (m)	$A_{s,laje}$ (cm ² /m)	A_{laje} (cm ²)
1	Pilar exterior com viga transversal	0,6	1,6	5,27	8,43
2	Pilar interior com viga transversal	0,5	2,5	5,27	13,18

O programa de cálculo automático utilizado (ETABS) permite determinar os esforços e as áreas de armaduras necessárias.

Tabela 6.18 - Valores de esforço transverso para a combinação quase-permanente

Secção	$V_{EdQuase-Permanente}$ (kN)
1	-25,2
2	38,74

Tabela 6.19 – Valores das áreas de armaduras da viga

Secção	Face	$A_{s,ETABS}$ (cm ²)	Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ (cm ²)
1	Superior	3,94	2 ϕ 16	4,02
	Inferior	2,91	2 ϕ 16	4,02
2	Superior	5,98	4 ϕ 16	8,04
	Inferior	5,43	4 ϕ 16	8,04

Tabela 6.20 – Valores de taxa de armadura longitudinal

Secção	Face	$A_{s,Efetiva}$ (cm ²)	ρ'	ρ	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho < \rho_{m\acute{a}x}$
Secção 1	Superior	12,45	0,004	0,012	0,020	Verifica
	Inferior	4,02				
Secção de Meio Vão	Superior	4,02	0,004	0,004	0,020	Verifica
	Inferior	4,02				
Secção 2	Superior	21,22	0,008	0,021	0,024	Verifica
	Inferior	8,04				

Tabela 6.21 – Valores de momentos calculados com contribuição da laje

Secção	Face	$A_{s,Viga}$ (cm ²)	$A_{s,Laje}$ (cm ²)	$M_{Calculado}$ (kN/m)
1	Superior	4,02	8,43	-255,94
	Inferior	4,02	0	57,92
2	Superior	8,04	13,18	-425,43
	Inferior	8,04	0	115,83

O programa de cálculo automático não considera as áreas de armadura da laje nem a área efetiva colocada na viga, tendo por isso que ser introduzidas manualmente. Apesar desta introdução o programa não procedeu ao cálculo dos esforços com base na contribuição da armadura da laje e na área efetiva colocada na viga, justificando-se assim a diferença entre o valor do esforço transversal calculado e o obtido através do *ETABS*, tal como é visível na Tabela 6.22.

Tabela 6.22 – Valores do Esforço Transverso calculado para cada uma das extremidades da viga exemplo

Secção	V _{Ed} , Quase-Permanente (kN)	M _{Rb} (kN/m)	l _{cl} (m)	V _{Ed,calculado} (kN/m)	V _{Ed,ETABS} (kN/m)
1	-25,11	-255,94	4,38	110,08	35,24
		57,92			
2	38,74	-425,43		149,09	49,08
		115,83			

Em seguida calculou-se o valor do esforço transversal máximo resistente da viga, que está acima do valor de esforço transversal calculado, tal como é observável através da Tabela 6.23.

Tabela 6.23 – Valor de Esforço Transverso Máximo da viga exemplo

α_{cw}	b _w (m)	z (m)	v ₁	f _{cd} (kPa)	Tg(45°)	Cotg(45°)	V _{Rd,máx}
1	0,2	0,414	0,6	16700	1	1	414,83

Tanto a NP EN 1992-1-1:2010 como a NP EN 1998-1:2010 definem expressões que permitem aferir os espaçamentos entre armaduras transversais nas vigas, tal como se vê na Tabela 6.24 e Tabela 6.25.

Tabela 6.24 – Espaçamento máximo da armadura transversal para a viga exemplo segundo a NP EN 1998-1:2010

h _w =l _{cr} (mm)	d _{bw} (mm)	225 (mm)	d _{bL} (mm)	h _w /4	24d _{bw} (mm)	8d _{bL} (mm)	S _{t,máx} (mm)	
							Zona corrente	Zona crítica
500	10	225	16	125	240	128	345	125

Tabela 6.25 – Espaçamento máximo das armaduras transversais da viga de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010

d (m)	α (°)	S _{l,máx} (mm)	S _{t,máx} (mm)
0,46	90	345	345

Com base na armadura obtida através do *ETABS* e no cálculo do espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal foi possível chegar às áreas de armaduras efetivas, armaduras estas que garantem o confinamento nos nós viga-pilar.

Tabela 6.26 – Valores de armaduras transversais da viga exemplo

	$A_{s,ETABS}$ (cm ²)	$A_{s,Efetiva}$ (cm ²)	Pormenorização	$V_{Rd,máx}$ (kN)
Secção 1	2,00	8,00	ϕ8//0,125 (2r)	505
Secção de Meio Vão	2,00	8,00	ϕ8//0,125 (2r)	
Secção 2	2,26	8,00	ϕ8//0,125 (2r)	

As condições (6.2.21) e (6.2.22) são satisfeitas para a viga exemplo, tal como se pode verificar pela Tabela 6.27.

Tabela 6.27 – Verificação das condições 6.2.21 e 6.2.22

	Tipo de ligação	h_c (m)	v_d	$\frac{7,5 \times f_{ctm} \times (1 + 0,8 \times v_d)}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}}$	$\frac{7,5 \times f_{ctm} \times (1 + 0,8 \times v_d)}{\gamma_{Rd} \times f_{yd} \times (1 + 0,75 \times k_D \times \rho' / \rho_{máx})}$	d_{bl}/h_c (m)
Secção 1	Viga - Pilar Exterior	0,50	0,32	0,07	-	0,05
Secção 2	Viga - Pilar Interior	0,70	0,41	-	0,06	0,02

6.2.3. Pilares

A NP EN 1992-1-1:2010 define um pilar como um elemento com uma secção na qual uma das dimensões em planta não é quatro vezes superior à outra dimensão em planta.

Pilares Sísmicos Primários

Este tipo de pilares sísmicos é dimensionado de acordo com a NP EN 1998-1:2010.

Armadura Longitudinal

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.2.1(3)P. no caso deste tipo de pilares o valor do esforço normal reduzido (v_d) não deve ser superior a 0,65 e é calculado pela expressão (6.2.38).

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad (6.2.38)$$

Os varões devem ter um diâmetro superior ao diâmetro mínimo, no caso de Portugal o diâmetro mínimo é 8 mm.

A área total da armadura longitudinal não deve ser inferior à armadura mínima, que é dada pelo maior valor das expressões (6.2.39) e (6.2.40), nem superior à armadura máxima.

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (6.2.39)$$

$$A_{s,\min} \geq 0,002A_c \quad (6.2.40)$$

Onde:

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

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

A_c – área da secção transversal do betão.

Se a armadura for fora das zonas de emenda por sobreposição, a armadura máxima é calculada pela expressão (6.2.41). No caso de a armadura ser numa zona de emendas por sobreposição é utilizada a expressão (6.2.42).

$$A_{s,\max} = 0,04A_c \quad (6.2.41)$$

$$A_{s,\max} = 0,08A_c \quad (6.2.42)$$

A NP EN 1998-1:2010, pela cláusula 5.4.3.2.2, dá indicações complementares relativas às armaduras:

- A taxa de armadura longitudinal (ρ_l) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04;
- Para as secções transversais simétricas devem ser adotadas armaduras simétricas;
- Ao longo de cada face do pilar deve ser colocado no mínimo um varão intermédio entre os varões de canto;
- As zonas numa extensão l_{cr} a partir das duas secções de extremidade do pilar sísmico primário devem ser consideradas como zonas críticas.

O comprimento da zona críticas pode ser calculado de acordo com a expressão (6.2.43).

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cr} / 6; 0,45\} \quad (6.2.43)$$

Onde:

h_c – maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} – comprimento livre do pilar.

Se $l_{cl}/h_c < 3$, a altura total do pilar deve ser considerada como zona crítica e armada como tal.

Na zona crítica na base de pilares sísmicos primários, o valor do fator de ductilidade em curvatura μ_ϕ deve ser pelo menos o indicado nas expressões (6.2.18) e (6.2.19).

Para o primeiro troço a partir das caves a altura total dos pilares é considerada como zona crítica, devendo ser armada com cintas com a quantidade e a disposição exigidas para as zonas críticas, como indicado na cláusula 5.9 da NP EN 1998-1:2010.

O valor de esforço transversal máximo na extremidade de um pilar é obtido através da expressão (6.2.44) e na Figura 6.17 apresenta-se o esquema de cálculo do esforço transverso no pilar.

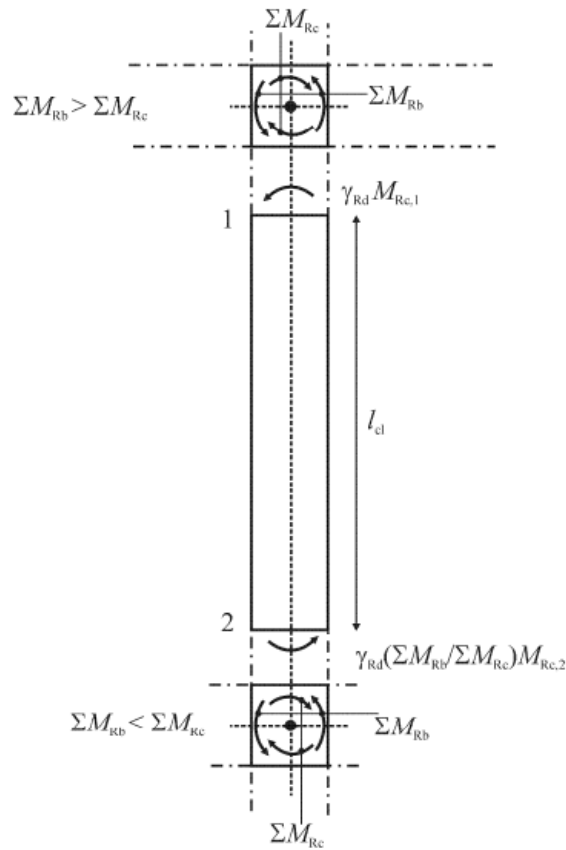


Figura 6.17 – Valor de cálculo dos esforços transversos no pilar pela Capacidade Real (NP EN 1998-1:2010)

$$V_{Ed,max} = \left(\frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \right) \times \gamma_{Rd} \quad (6.2.44)$$

Onde:

$$\gamma_{Rd} = 1,1$$

M_1 – valor do momento associado à formação de rótula plástica na extremidade 1 do pilar;

M_2 – valor do momento associado à formação de rótula plástica na extremidade 2 do pilar.

Na Figura 6.18 apresenta-se o esquema do diagrama parábola retângulo utilizado para o cálculo do momento resistente no pilar.

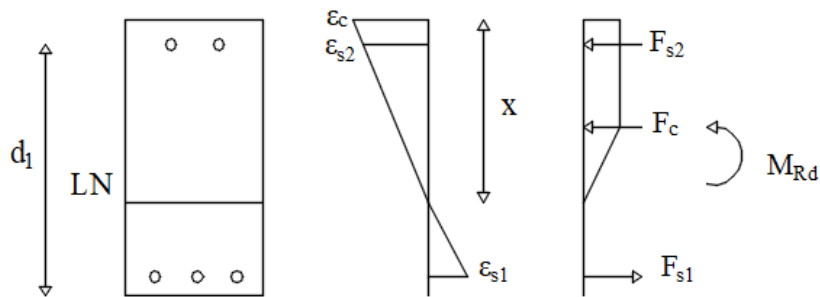


Figura 6.18 – Diagrama parábola retângulo simplificado

No cálculo da posição da linha neutra (x) utiliza-se a expressão (6.2.45).

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (6.2.45)$$

Em que:

x – altura comprimida;

N – esforço axial na secção para a combinação sísmica;

A_{s1} – armadura tracionada;

A_{s2} – armadura comprimida.

O cálculo do momento resistente da secção é calculado com base na expressão (6.2.46).

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \times x \right) \quad (6.2.46)$$

Onde:

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.

Armadura Transversal

Em relação às armaduras transversais NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.5.3, recomenda que o diâmetro das mesmas não seja inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. As armaduras devem ser convenientemente amarradas. O espaçamento das armaduras ao longo do pilar não deve ser superior a $S_{cl,max}$ que é dado pela expressão (6.2.47).

$$S_{cl,max} = \max \{ 20 \times d_{bL}; b; 400 \} \quad (6.2.47)$$

Onde:

d_{bL} – diâmetro dos varões longitudinais (mm);

b – menor dimensão do pilar (mm).

Este valor de espaçamento deve ser reduzido por um fator igual a 0,6, em secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo de uma viga ou de uma laje. Deve ser reduzido também em zonas de emendas por sobreposição, se o diâmetro máximo dos varões longitudinais for superior a 14 mm, são necessários no mínimo 3 varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição.

Um varão longitudinal ou um agrupamento de varões colocado num canto deve ser travado por meio de armaduras transversais. Nas zonas de compressão nenhum varão deve localizar-se a mais de 150 mm de um varão travado.

A NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.2.2(10)P recomenda que nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem ser adotadas cintas e ganchos de diâmetro nunca inferior a 6 mm. A distância entre varões longitudinais abraçados por cintas ou ganchos não deve ser superior a 200 mm, cláusula 5.4.3.2.2(11b) da mesma norma.

Em relação às zonas críticas a NP EN 1998-1:2010 também estabelece várias condições para serem verificadas, através da cláusula 5.4.3.2.2. O comprimento da zona crítica (l_{cr}) é calculado pela expressão (6.2.48).

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl} / 6; 0,45\} \quad (6.2.48)$$

Em que:

h_c – maior dimensão da secção transversal do pilar (m);

l_{cl} – comprimento livre do pilar (m).

Quando $l_{cl}/h_c < 3$, a altura total do pilar deve ser considerada como crítica e ter armaduras para esse efeito.

As cláusulas 5.9 (1) e (3) da NP EN 1998-1:2010 fazem recomendações para os efeitos locais devido a enchimentos de alvenaria e betão. A vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos faz com que na ausência de um método mais preciso a altura dos pilares do piso térreo seja considerada na sua totalidade como zona crítica e ser devidamente confinada.

O espaçamento das cintas (s) é dado pela expressão (6.2.49), presente na cláusula 5.4.3.2.2(11a) da NP EN 1998-1:2010.

$$s = \min \{b_0 / 2; 175; 8d_{bL}\} \quad (6.2.49)$$

Em que:

b_0 – dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas (mm);

d_{bL} – diâmetro mínimo dos varões longitudinais (mm).

Armadura de Confinamento

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 cláusula 5.4.3.2.2 na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deve ser pelo menos igual ao calculado pelas expressões (6.2.18) e (6.2.19). Se para este valor de μ_ϕ , for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a $\epsilon_{cu2}=0,0035$, a perda de resistência

devida ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado no núcleo de betão.

Para serem satisfeitas estes requisitos deve ser verificada a condição (6.2.50).

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.2.50)$$

Onde:

ω_{wd} – taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas, calcula-se pela expressão (6.2.51);

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.2.51)$$

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

v_d – esforço normal reduzido de cálculo, calcula-se pela expressão (6.2.38);

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

h_c - altura bruta da secção transversal (paralela à direção horizontal em que se aplica o valor de μ_{ϕ});

h_0 – altura do núcleo confinado;

b_c – largura bruta da secção transversal;

b_0 – largura do núcleo confinado

α – coeficiente de eficácia do confinamento, cujo valor é igual a $\alpha_n \cdot \alpha_s$. Para secções transversais os valores de α_n e α_s calculam-se com base nas expressões (6.2.52) e (6.2.53).

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (6.2.52)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (6.2.53)$$

Em que:

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;

b_i – distância entre varões consecutivos abraçados.

O valor de ω_{wd} deve ser igual ou superior a 0,08 na zona crítica na base dos pilares, de acordo com a cláusula 5.4.3.2.2(9) da NP EN 1998-1:2010.

Dimensionamento

Para proceder ao dimensionamento pela capacidade real elegeu-se como pilar exemplo o pilar 3 no piso 0. Na Tabela 6.28 apresentam-se as principais características do pilar exemplo.

Tabela 6.28 - Características do Pilar Exemplo

Pilar	Piso	Dim X (m)	Dim Y (m)	A_c (m ²)
3	0	0,6	0,3	0,18

O valor da extensão crítica é apresentado na Tabela 6.29 e foi obtido através da aplicação da expressão (6.2.48).

Tabela 6.29 - Valor do comprimento crítico do Pilar Exemplo

Pilar	Piso	h_c (m)	l_{cl} (m)	l_{cr} (m)
3	0	0,6	2,78	0,6

Os valores de espaçamento máximos das armaduras transversais são apresentados na Tabela 6.30 e foram calculados através da aplicação das expressões (6.2.47) e (6.2.49).

Tabela 6.30 – Valores máximos de espaçamento das armaduras transversais do pilar exemplo

b (m)	d_{bl} (mm)	EC2		EC8			
		$20d_{bl}$ (mm)	$s_{cl,tmax}$ (mm)	b_0 (m)	$b_0/2$ (m)	$8d_{bl}$ (mm)	s_{max} (mm)
0,3	16	320	300	0,22	0,11	128	110

As armaduras longitudinais foram obtidas através do modelo ETABS e apresentam-se na Tabela 6.31.

Tabela 6.31 – Área de armadura longitudinal do pilar exemplo no piso 0

Piso	$A_{s,ETABS}$ (cm ²)	$A_{s,Efetiva}$ (cm ²)	Porm
0	40,57	48,3	6 ϕ 25+6 ϕ 20

Através da aplicação das expressões (6.2.45) e (6.2.46) calcularam-se as posições da linha neutra e consequentemente os valores dos momentos resistentes em torno de X e de Y para o pilar exemplo.

Tabela 6.32 – Valores dos momentos resistentes em torno de X e Y

Direção	b (m)	h (m)	d ₁ (m)	d (m)	A _{s,efetiva} (cm ²)	A _{s1} =A _{s2} (cm ²)	N _{Ed} (kN)	x (m)	M _{Rd} (kN/m)
X	0,6	0,3	0,04	0,26	48,3	21,01	956,04	0,119	477,99
Y	0,3	0,6	0,04	0,56		12,96	956,04	0,239	294,81

Tabela 6.33 – Valor de esforço transversal obtido pelo programa de cálculo automático

Piso	l _{cl} (m)	Direção	V _{Ed,ETABS} (kN)	V _{Ed,Calculado} (kN)
0	2,40	X	300,36	438,16
		Y	220,14	270,25

Os valores de esforço transversal calculados são um pouco superiores aos valores de esforço transversal obtidos pelo programa de cálculo automático, uma vez que se adotou uma armadura efetiva cerca de 20% maior que a calculada (Figura 6.15).

As armaduras de esforço transversal utilizadas encontram-se na Tabela 6.34.

Tabela 6.34- Valores de armadura transversal do pilar exemplo no piso 0

Piso	Direção	A _{sw/s,calculado} (cm ² /m)	A _{s,Efetiva} (cm ² /m)	Pormenorização
0	X	17,13	23,70	ϕ 10//0,10 (3ramos)
	Y	27,03	31,60	ϕ 10//0,10 (4ramos)

O valor da resistência ao esforço transversal é dado pelo menor dos valores entre V_{Rd,máx} e V_{Rd,s}, tal como indicado na cláusula 6.2.3(4) da NP EN 1998-1:2010. Os valores calculados encontram-se na Tabela 6.35 e Tabela 6.36.

Tabela 6.35 – Valores de esforço transversal resistente máximo para o pilar exemplo

Piso	Direção	b (m)	z (m)	θ (°)	V _{Rd, máx} (kN)
0	X	0,60	0,504	45	1515,02
	Y	0,30	0,234	45	351,70

Tabela 6.36 – Valores de cálculo da resistência

Piso	Direção	A _{s,Efetiva} (cm ² /m)	z (m)	V _{rd,s} (kN)	V _{Ed} (kN)
0	X	23,70	0,504	554,24	438,16
	Y	31,60	0,234	257,33	270,25

Na Figura 6.19 está representado o pilar exemplo.

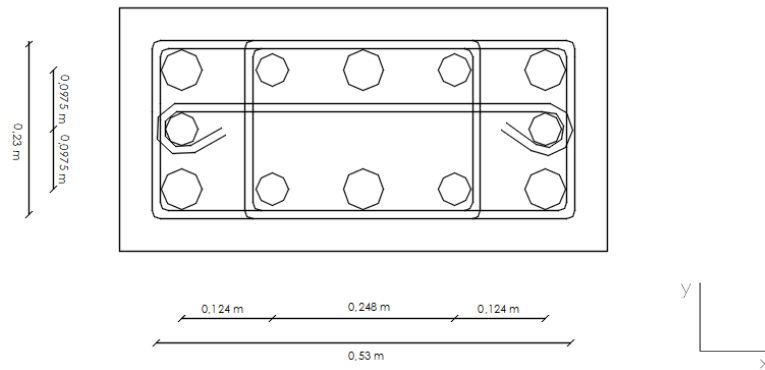


Figura 6.19 – Pormenorização do pilar exemplo

De acordo com a cláusula 5.4.3.2.2 foram aplicadas as exigências para a garantia de ductilidade, apresentadas na Tabela 6.37.

Tabela 6.37 – Verificação do confinamento do pilar exemplo

b_0 (m)	h_0 (m)	V_{cintas} (m^3)	$V_{betão}$ (m^3)	w_{wd}	$(30 \cdot \mu\phi \cdot v_d \cdot E_{syd} \cdot b_c / b_0 - 0,035) / \omega_{wd}$	α_n	α_n	α	$\alpha \geq 0,065$
0,53	0,23	0,000237	0,01219	0,41	0,065	0,737	0,709	0,55	Verifica

É possível concluir que o pilar exemplo cumpre os requisitos relativos ao confinamento

6.2.4.Paredes dúcteis

Para o dimensionamento das paredes estruturais recorreu-se às normas descritas na NP EN 1998-1:2010. Este regulamento define que uma parede é um elemento estrutural que suporta outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação comprimento – espessura l_w/l_b superior a 4, tal como define a cláusula 5.1.2. Uma parede dúctil é uma parede fixa na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada para dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão e que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

A espessura da alma (b_{wo}) de uma parede dúctil é dada pela cláusula 5.4.1.2.3(1) da NP EN 1998-1:2010, tal como é visível na expressão (6.2.54).

$$b_{wo} \geq \max \{0,15, h_s / 20\} \quad (6.2.54)$$

Onde h_s é a altura livre do piso em metros.

De acordo com a cláusula 5.4.3.4.1 da NP EN 1998-1:2010 as resistências à flexão e ao esforço transversal devem ser calculadas de acordo com NP EN 1998-1:2010, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projeto sísmica. No caso das paredes sísmicas primárias o valor do esforço normal reduzido u_d não deve ser superior a 0,4. A armadura vertical da alma deve ser considerada no cálculo da resistência à flexão das secções de parede.

A altura da zona crítica h_{cr} acima da base da parede poderá ser calculada de acordo com a expressão (6.2.55).

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w / 6] \quad (6.2.55)$$

Em que

l_w – maior dimensão em planta da parede;

h_w – altura total da parede.

Onde

$$h_{cr\max} = \min \{ 2.l_w ; 2.h_s \} \quad (6.2.56)$$

h_s - altura livre do piso e em que a base é definida como o nível da fundação ou o nível superior dos pisos em cave com diafragmas rígidos e paredes periféricas;

n – número de pisos.

Armadura Longitudinal

Para o cálculo das armaduras longitudinais das paredes utiliza-se o método dos pilares fictícios. O seu princípio passa por concentrar uma grande percentagem de armadura junto às extremidades das paredes, pilares fictícios, onde há uma maior concentração de esforços. A Figura 6.20 representa o método dos pilares fictícios.

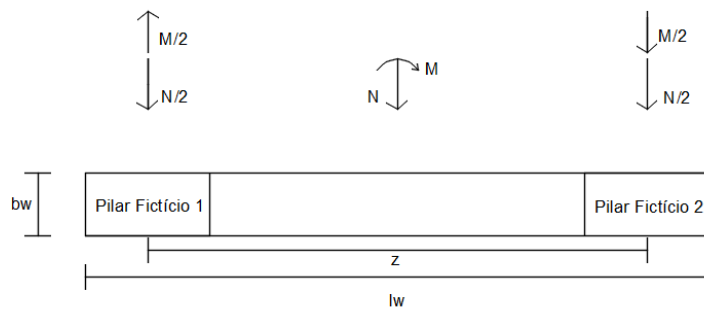


Figura 6.20 – Método dos Pilares Fictícios

A análise através deste método visa obter o maior momento fletor que provoca trações na zona dos pilares fictícios, em ambas as direções dependendo da orientação da parede.

O valor da força de tração (F_t) é calculado pela expressão (6.2.57).

$$F_t = \left| \frac{M_{Ed}}{z} \right| \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad (6.2.57)$$

Onde

N_{Ed} – esforço normal da parede;

M_{Ed} – corresponde a M_x se a parede estiver orientada segundo Y; ou corresponde a M_y se a parede estiver orientada segundo X.

Após ser conhecido o valor da força de tração pode-se calcular a área ($A_{s,v}$) e taxa de armadura (ρ_v) longitudinal, de acordo com as expressões (6.2.58) e (6.2.59), respetivamente.

$$A_{s,v} = \frac{F_t}{f_{syd}} \quad (\text{armadura de tração}) \quad (6.2.58)$$

$$\rho_v = \frac{A_{s,v}}{L_{\text{PilarFictício}} \times e_{\text{parede}}} \quad (6.2.59)$$

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, cláusula 9.6.2(1) e à semelhança dos restantes elementos estruturais, também neste caso é necessário que a armadura esteja compreendida entre a armadura mínima ($A_{s,vmin}$) e armadura máxima ($A_{s,vmax}$).

$$A_{s,vmin} = 0,002.A_c \quad (6.2.60)$$

$$A_{s,vmax} = 0,04.A_c \quad (6.2.61)$$

Além deste parâmetro, a NP EN 1992-1-1:2010 recomenda também que a distância entre dois varões verticais adjacentes seja igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 3 vezes a espessura da parede;
- 400 mm.

A NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.4.2(8) recomenda que a taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade seja igual ou superior a 0,005.

Armadura Horizontal

A cláusula 9.6.3 da NP EN 1992-1-1:2010 recomenda que a distância entre dois varões horizontais adjacentes seja igual ou inferior a 400 mm. Devem ser dispostas armaduras horizontais paralelas aos paramentos e aos bordos livres da parede em cada face. A secção dessas armaduras não deve ser inferior a $A_{s,bmin}$, que é calculada através da expressão (6.2.62).

$$A_{s,bmin} \geq \max \{0,25A_{s,v}; 0,001A_c\} \quad (6.2.62)$$

Armadura Transversal

As armaduras transversais devem ser dispostas sob a forma de estribos ou ganchos sempre que, em qualquer parte da parede, a área total de armadura vertical nas duas faces seja superior a $0,02A_c$.

A armadura mínima deve também utilizar-se uma armadura transversal constituída por pelo menos 4 estribos por m^2 de área da parede, na zona da alma.

A NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.4.2(12) indica que a armadura transversal dos elementos de extremidade pode ser determinada de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, desde que seja verificada uma das seguintes condições:

- O valor do esforço normal reduzido de cálculo (ν_d) seja igual ou inferior a 0,15;
- O valor do esforço normal reduzido de cálculo (ν_d) seja igual ou inferior a 0,20 e o coeficiente de comportamento (q) utilizado na análise seja reduzido de 15%.

Armadura de confinamento

O comprimento dos pilares fictícios é definido pela NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.4.2(6), como sendo o resultado da expressão (6.2.63).

$$l_c = x_u \times \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.2.63)$$

Onde:

x_u – posição da linha neutra correspondente à curva última antes do destacamento do betão;

ε_{cu2} – extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão. Toma o valor de 0,0035;

$\varepsilon_{cu2,c}$ – extensão último do betão confinado. Toma o valor dado pela expressão (6.2.64).

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha_{\text{od}} \quad (6.2.64)$$

O valor do comprimento dos pilares fictícios deve fixar-se no mínimo definido pela equação (6.2.65).

$$l_c \geq \max \{0,15l_w; 1,5b_w\} \quad (6.2.65)$$

A posição do eixo neutro (x_u) para a curvatura última é dada pela expressão (6.2.66).

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} \quad (6.2.66)$$

O valor do comprimento dos pilares fictícios é medido desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão não confinado pode destacar-se devido a grandes extensões de compressão, tal como ilustrado na Figura 6.21.

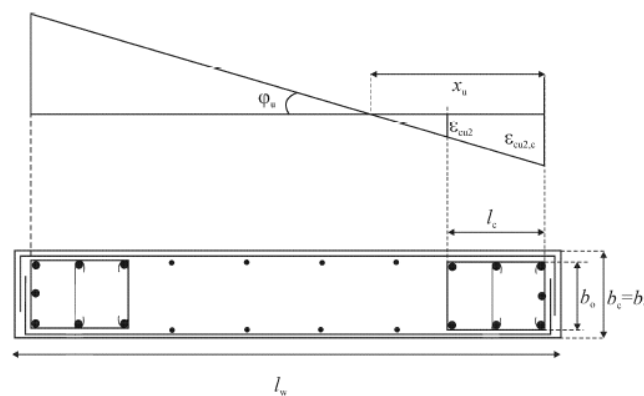


Figura 6.21 – Extensões na curvatura última de secção transversal de parede (EC8, 2010)

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, cláusula 5.4.3.4.1(2) o valor do esforço normal reduzido (v_d) não deve ser superior a 0,4. O seu valor é calculado através da expressão (6.2.67).

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad (6.2.67)$$

A taxa mecânica de armaduras verticais da alma é dada pela expressão (6.2.68).

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (6.2.68)$$

Onde:

A_{sv} – armadura vertical na alma;

$f_{yd,v}$ – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma;

No caso das paredes de secção transversal retangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento (ω_{wd}) nos elementos de extremidade deve verificar a condição (6.2.69).

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.2.69)$$

Em que:

α – coeficiente de eficácia do confinamento. O seu valor é calculado tal e qual como para o caso dos pilares, através das expressões (6.2.55) e (6.2.56);

ω_v – taxa mecânica das armaduras verticais da alma;

b_c – largura bruta da secção transversal do pilar fictício;

b_0 – largura do núcleo de betão confinado do pilar fictício em relação ao eixo das cintas;

A NP EN 1998-1:2010 cláusula 5.4.3.4.2(2) define que o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_{ϕ}) deve ser pelo menos igual ao calculado pelas expressões (6.2.18) e (6.2.19), sendo o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) dessas expressões substituído pelo produto de q_0 pelo valor máximo da relação M_{Ed}/M_{Rd} na base da parede para a situação de projeto sísmica. Assumindo a situação mais desfavorável o valor de M_{Ed}/M_{Rd} é unitário. Sendo o valor de q_0 igual a 2,0 e o valor de M_{Ed}/M_{Rd} resulta que o valor básico do coeficiente de comportamento seja igual a 2,0 e o fator de ductilidade em curvatura seja igual a 3,0.

Tal como acontece no caso dos pilares a taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica (ω_{wd}) deve ser superior a 0,08.

Pela NP EN 1998-1:2010 cláusula 5.4.3.4.2(10) a espessura b_w das partes confinadas da secção da parede não deve ser inferior a 200mm. Se a parte confinada não for superior ao maior dos valores $2b_w$ e $0,2l_w$, b_w não deve ser inferior a $h_s/15$, sendo h_s a altura do piso. Se o comprimento da parte confinada for superior ao maior dos valores $2b_w$ e $0,2l_w$, b_w não deve ser inferior a $h_s/10$. Tudo isto é visível na Figura 6.22.

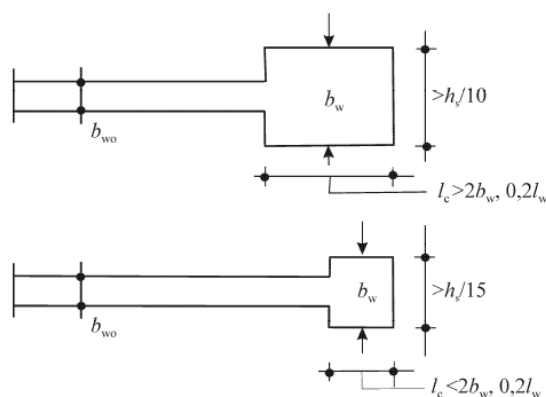


Figura 6.22 – Espessura mínima de elementos de extremidade confinada (NP EN 1998-1:2010)

Dimensionamento

No dimensionamento de paredes dúcteis devem ser consideradas incertezas na análise e nos efeitos dinâmicos pós-elásticos quando utilizado um método simplificado adequado. Para isso a NP EN 1998-1:2010 prevê na cláusula 5.4.2.4 algumas disposições a serem tidas em conta.

O método simplificado consiste na obtenção dos esforços através de uma envolvente de cálculo para a determinação dos esforços atuantes, ou seja, devem ser sobredimensionadas as paredes de forma a evitar a formação de rótulas plásticas acima da base das paredes.

O diagrama dos valores de cálculo dos momentos fletores ao longo da parede deve ser determinado por uma envolvente do diagrama de momentos fletores obtido através da análise e deslocado verticalmente, o valor a_1 , tal como é possível verificar através da Figura 6.23.

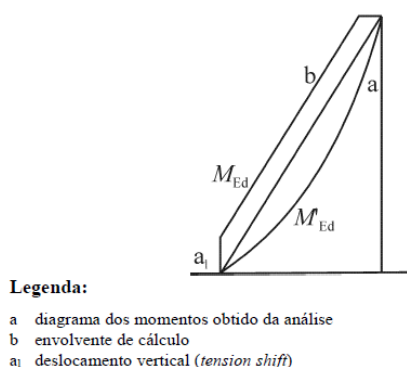


Figura 6.23 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores para um sistema de paredes (NP EN 1998-1:2010)

O valor do deslocamento vertical (a_1) é calculado através da expressão (6.2.70).

$$a_1 = z \cdot \cotg \theta \quad (6.2.70)$$

Em que:

z – braço interior da parede;

θ – ângulo de inclinação das escoras.

Para ter em conta as incertezas devidas aos efeitos dos modos de vibração mais elevados nos sistemas mistos com paredes esbeltas deve ser utilizada uma envolvente de cálculo dos esforços transversos, tal como indicado na Figura 6.24.

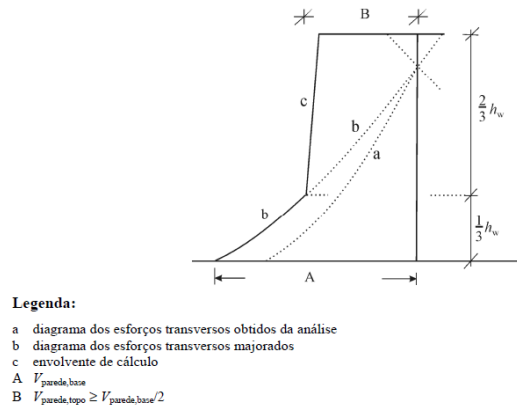


Figura 6.24 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto (NP EN 1998-1:2010)

Na Tabela 6.38 são calculados e apresentados os valores mínimos de comprimento dos pilares fictícios para cada uma das paredes constituintes do edifício.

Tabela 6.38 – Valores mínimos de comprimento dos pilares fictícios

Parede	$0,15 \cdot l_w$ (m)	$1,50 \cdot b_w$ (m)	$l_{c,min}$ (m)
1	0,44	0,45	0,44
2	0,26		0,26
3	0,26		0,26
4	0,64		0,45
5	0,26		0,26

Os valores máximos de comprimento dos pilares fictícios para cada uma das paredes são apresentados na Tabela 6.39, só se $b_w \geq h_s/15$ e $b_w \leq h_s/10$.

Tabela 6.39 – Valores máximos dos pilares fictícios

Parede	$2.b_w$ (m)	$0,2.l_w$ (m)	$l_{c,max}$ (m)
1	0,60	0,58	0,60
2		0,35	0,60
3		0,35	0,60
4		0,85	0,85
5		0,35	0,60

Neste caso como $b_w=0,30 > h_s/10=0,24$ significa que não há limitação.

Os valores das alturas críticas das paredes são representados na Tabela 6.40.

Tabela 6.40 – Altura crítica das paredes

Parede	l_w (m)	h_w (m)	$h_w/6$ (m)	h_s (m)	$2.l_w$ (m)	h_{cr} (m)
1	2,90	17,40	2,90	2,40	5,8	2,40
2	1,74	22,80	3,80	2,40	3,48	2,40
3	1,74	22,80	3,80	2,40	3,48	2,40
4	4,25	17,40	2,90	2,40	8,5	2,40
5	1,74	22,80	3,80	2,40	3,48	2,40

Na tabela seguinte estão representadas as dimensões das paredes constituintes do edifício, bem como as dimensões adotadas para os respetivos pilares fictícios.

Tabela 6.41 - Dimensões das paredes e respetivos pilares fictícios

Parede	b_w (m)	h_w (m)	l_c (m)
1	0,3	1,9	0,5
2		1,74	0,5
3		1,74	0,5
4		4,25	0,7
5		1,74	0,5

Conhecidas as dimensões das paredes e dos pilares fictícios é possível fazer o dimensionamento das armaduras. Na Tabela 6.42 apresentam-se os valores de momentos fletores máximos e mínimos, bem como os valores de esforço normal retirados do programa *ETABS*. De seguida foram calculados os valores das armaduras longitudinais de tração e compressão e definido o valor de armadura efetiva e a respetiva pormenorização.

Tabela 6.42 – Armadura longitudinal nos pilares fictícios da parede 1

Piso	Envolvente	M_{edx} (kN/m)	N_{Ed} (kN)	F_s (kN)	$A_{s\Gamma}$ (cm ²)	$A_{s,efetiva}$ (cm ²)	Pormenorização	ρ_v (%)
5	Máx	482,59	-131,15	279,13	8,02	12,06	6 ϕ 16	0,80
	Mín	-635,02	-253,03	327,07	-			
4	Máx	1139,55	-349,6	639,16	18,37	20,1	8 ϕ 12+4 ϕ 16	1,34
	Mín	-761,46	-646,16	220,82	-			
3	Máx	1161,25	-508,03	575,45	16,54	18,84	6 ϕ 20	1,26
	Mín	-888,39	-1059,92	104,60	-			
2	Máx	1083,46	-622,24	462,78	13,30	18,84	6 ϕ 20	1,26
	Mín	-1075,3	-1485,41	25,37	-			
1	Máx	1429,6	-569,88	736,20	21,16	25,12	8 ϕ 20	1,67
	Mín	-1284,85	-2286,17	-225,34	-			
0	Máx	3206,06	-695,16	1942,46	55,82	60,86	6 ϕ 25+10 ϕ 20	4,06
	Mín	-3377,79	-2820,82	1002,30	-			

No caso da parede 1 o valor máximo da taxa de armadura longitudinal (ρ_v) é 4,06%, o que é ligeiramente superior aos 4%, mas mesmo assim aceite por estar bastante próximo desta percentagem.

Conhecidas as dimensões das armaduras nas extremidades das paredes (pilares fictícios) e garantida a sua resistência, é necessário também determinar e aplicar a armadura de flexão na alma das paredes.

Tabela 6.43 – Armadura de flexão na alma da parede 1

$A_{s,v \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s,v \text{ máx}}$ (cm ²)	$A_{s,v \text{ adotado}}$ (cm ² /m)	Pormenorização
5,40	108	7,9	ϕ 10//0,10 /face

Os valores das armaduras longitudinais para as restantes paredes são apresentados em anexo.

Após definidas as armaduras longitudinais das extremidades e da alma das paredes é efetuado o dimensionamento da armadura transversal. São utilizados os valores de esforço transversal retirados do ETABS, e majorados em 50%. Na Tabela 6.44 são apresentados os valores de esforço transversal obtido pelo modelo, bem como a respetiva majoração e a consequente armadura transversal da parede 1.

Tabela 6.44 – Armadura transversal na parede 1

Piso	$V_{rd,max}$ (kN)	$V_{ed,modelo}$ (kN)	$V_{ed,Majorado}$ (kN)	z (m)	$A_{s,h}$ (cm ² /m)	Pormenorização	$A_{s,h}$ efetiva (cm ² /m)
5	2264,42	251,28	376,92	2,565	4,06	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80
4		422,93	634,395		6,84	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80
3		513,72	770,58		8,31	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80
2		689,76	1034,64		11,16	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80
1		827,46	1241,19		13,38	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80
0		934,14	1401,21		15,11	2Ramos $\phi 10/0,10$	15,80

Determinadas as armaduras longitudinais e transversais é necessário verificar as armaduras de confinamento, tal como efetuado no caso dos pilares sísmicos primários. Através da expressão (6.2.68) foi calculada a taxa de armadura mecânica da alma da parede 1 apresentada na Tabela 6.45.

Tabela 6.45 – Taxa de armadura mecânica na alma da parede 1

$A_{s,v}$ (cm ² /m)	$A_{s,v}$ (cm ²)	A_c (m ²)	ρ (%)	ω_v
15,8	14,22	0,27	0,527	0,110

Através da expressão (6.2.49) foi calculado o espaçamento máximo das armaduras de confinamento nas zonas críticas, tal como apresentado na Tabela 6.46.

Tabela 6.46 - Valor de espaçamento máximo das armaduras de confinamento

Parede	$b_0/2$ (mm)	$8.d_{bL}$ (mm)	$s_{máx}$ (mm)	$s_{adotado}$ (mm)
1	110	160	110	100

É possível fazer a verificação das armaduras de confinamento dos pilares fictícios.

Tabela 6.47 – 1º Membro da expressão (6.2.69)

Parede	s (m)	$V_{betão}$ (m ³)	V_{cintas} (m ³)	α_n	α_s	α	ω_{od}	$\alpha \cdot \omega_{od}$
1	3	0,00924	0,000257	0,75	0,68	0,51	0,58	0,29

Tabela 6.48 – 2º Membro da expressão (6.2.69)

Parede	μ_ϕ	v	ω_v	ϵ_{syd}	b_c	b_0	$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot b_c / b_0 - 0,035$
1	3	0,189	0,11	0,00175	0,3	0,22	0,029

Tabela 6.49 – Verificação da inequação (6.2.69)

$\alpha \cdot \omega_{od}$	\geq	$30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot b_c / b_0 - 0,035$	Verifica
0,29		0,029	

Conclui-se assim, que a inequação (6.2.69) é verificada, sendo por isso as cintas suficientes para garantir as exigências de confinamento presentes na NP EN 1998-1:2010.

A partir das expressões (6.2.63), (6.2.64) e (6.2.66) é possível proceder-se ao cálculo da posição da linha neutra e consequente verificação do comprimento dos pilares fictícios.

6.2.5. Muros de Suporte

O dimensionamento dos muros de suporte foi realizado tendo em conta um modelo simplificado, onde o muro é modelado através de um elemento de barra. Nesse modelo foram restringidos os movimentos de translação na base e ao nível da cave -1 e no topo.

Para o cálculo dos esforços atuantes foi considerado o caso mais desfavorável, em que o muro está totalmente enterrado a 5,40 metros. Considerou-se o valor da resultante de impulso de terras e uma sobrecarga rodoviária regulamentar de 10 kN/m². As características do solo são apresentadas em seguida:

Peso Volúmico do solo (γ_{solo}) – 19 kN/m³

Ângulo de atrito interno (ϕ) = 30°

Coefficiente de impulso em repouso (k_0) – $k_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$

O valor do impulso do muro resultante da ação do solo tem geometria triangular e resulta da aplicação da expressão (6.2.71).

$$I_1 = \gamma_{solo} \cdot h \cdot k_0 \cdot \gamma_{GDesf} \quad (6.2.71)$$

O valor do impulso do muro resultante da sobrecarga rodoviária tem geometria retangular e resulta da aplicação da expressão (6.2.72).

$$I_2 = SC_{Rodoviária} \cdot k_0 \cdot \gamma_{GDesf} \quad (6.2.72)$$

O valor total do impulso do muro é dado pela soma entre o valor resultante da ação do solo e o valor resultante da sobrecarga rodoviária.

$$I_T = \gamma_{\text{solo}} \cdot h \cdot k_0 \cdot \gamma_{\text{Gdesf}} + SC_{\text{Rodoviária}} \cdot k_0 \cdot \gamma_{\text{Gdesf}} \quad (6.2.73)$$

Na Tabela 6.50 e Tabela 6.51 apresentam-se os valores dos impulsos provocados pela sobrecarga rodoviária e pela ação do solo.

Tabela 6.50 – Valor do impulso provocado pela ação do solo

γ_{solo} (kN/m ³)	h (m)	ϕ (°)	k_0	γ_{Gdesf}	I_I (kN/m)
19	5,4	30	0,5	1,35	69,26

Tabela 6.51 – Valor do impulso provocado pela ação da sobrecarga rodoviária

$SC_{\text{Rodoviária}}$ (kN/m ²)	γ_{Gdesf}	k_0	I_{II} (kN/m)
10	1,5	0,50	7,50

Na Figura 6.25 e Figura 6.26 é apresentado o modelo de cálculo utilizado, do qual resultaram os diagramas de esforço transverso e de momentos fletores representados pelas Figura 6.27 e Figura 6.28, respetivamente.

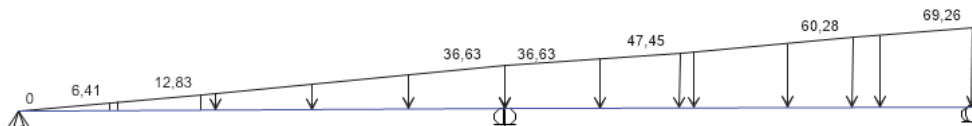


Figura 6.25 – Impulso provocado pela ação do solo

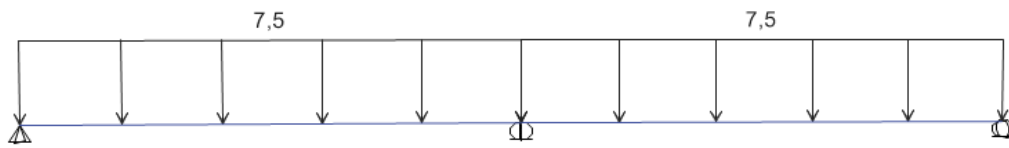


Figura 6.26 – Impulso devido à sobrecarga rodoviária

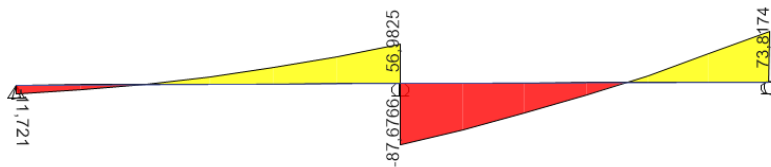


Figura 6.27 – Diagrama de Esforço Transverso

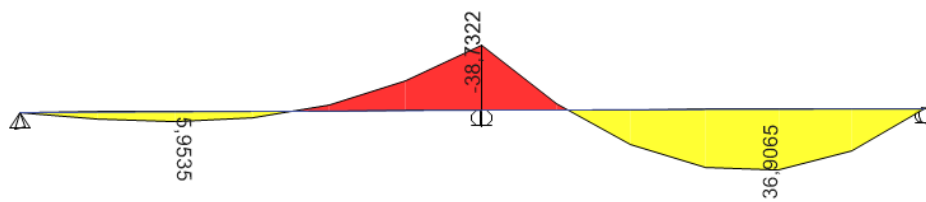


Figura 6.28 –Diagrama de Momentos Fletores

Tendo os valores dos esforços está-se em condições de calcular as armaduras, para isso utilizam-se as equações (6.2.74), (6.2.75) e (6.2.76).

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.2.74)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad (6.2.75)$$

$$A_s = \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.2.76)$$

O valor da armadura tem de ser sempre superior à armadura mínima, indicada pela expressão (6.2.77).

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \quad (6.2.77)$$

O valor da armadura de flexão adotada no muro de suporte apresenta-se na Tabela 6.52.

Tabela 6.52 – Valor de armadura de flexão adotada no muro

	M _{ed,Máx} (kN.m/m)	A _{smin} (cm ² /m)	μ	ω	A _s (cm ² /m)	A _{sefetiva} (cm ² /m)	Pormenorização
Apoio	38,73	4,4	0,034	0,035	4,37	5,00	φ8//0,10
Meio Vão	36,91	4,4	0,033	0,033	4,16	5,00	φ8//0,10

Tal como no caso das lajes é necessário também fazer a verificação ao esforço transversal através das expressões (6.2.6) e (6.2.7).

Tabela 6.53 – Cálculo do esforço transversal resistente sem armadura

V _{Ed,máx} (kN)	V _{rd,c} (kN.m/m)	C _{Rd,c}	k	ρ _l	k _l	σ _{cp} (kPa)	b _w (m)	d (m)
87,68	130,36	0,12	1,877	0,0019	0,15	3340	1	0,26

Verifica-se que o valor do esforço transversal máximo atuante (V_{Ed,max}) é inferior ao esforço transversal resistente sem armadura (V_{rd,c}), não sendo por isso necessário fazer o cálculo da armadura específica de esforço transversal, pois está garantida a segurança ao esforço transversal.

6.2.6. Fundações

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.4.2.6 os esforços nos elementos de fundação devem ser calculados através da Capacidade Real, tendo em atenção sobrerresistências. A exceção acontece quando o valor do coeficiente de comportamento toma o valor unitário no cálculo dos esforços.

No caso das fundações de elementos verticais isolados (paredes e pilares) os valores dos esforços (E_{Fd}) são determinados através da expressão (6.2.78).

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (6.2.78)$$

Onde:

γ_{Rd} – coeficiente de sobrerresistência; toma o valor 1 no caso de $q \leq 3$ ou o valor 1,2 nos outros casos;

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

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

Ω – valor de $R_{di}/E_{di} \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influencia no efeito E_F , em que:

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

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

Quando as fundações são vigas de fundação, sapatas contínuas, etc., considera-se o valor $\Omega = 1$ e o coeficiente de sobrerresistência $\gamma_{Rd} = 1,4$.

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.8.2.1(1) o valor mínimo recomendado para sapatas de pilares ou de paredes em Portugal é 8 mm.

Sapatas

Para o dimensionamento de sapatas é necessário recorrer a iterações. O valor do esforço axial atuante (N_{Ed}) é majorado em 10% para ser tida em conta o peso próprio da sapata. Valor esse que é corrigido depois de se conhecerem as dimensões reais da sapata. O esforço axial condicionante resulta de uma comparação entre a Combinação Sísmica e a Combinação GEO, privilegiando a mais desfavorável.

A segurança das sapatas em termos de Estado Limite Último de Rotura por corte ou punçoamento do solo é verificada se a condição (6.2.79) for verificada.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{solo} \quad (6.2.79)$$

Para prevenir o punçoamento através dos elementos verticais e simular o comportamento rígido das sapatas em meio elástico deve ser respeitada a altura mínima da sapata calculada através da condição de rigidez, expressão (6.2.80). Além disso com uma sapata flexível não se pode considerar uniforme a tensão no solo (plastificação).

$$H \geq \frac{a'}{2} \quad (6.2.80)$$

Onde:

a' – maior distância entre a face exterior da sapata e a face exterior do pilar ou parede.

A altura da sapata deve respeitar a condição (6.2.81).

$$\frac{a'}{2} \leq H \leq a' \quad (6.2.81)$$

O valor mínimo de diâmetro dos varões (ϕ_{min}) recomendado pela NP EN 1992-1-1:2010, cláusula 9.8.2.1(1) para sapatas de pilares ou de paredes é de 8 mm.

O valor da tensão admissível toma o valor de 200 kPa. Por a ação sísmica ter um caráter instantâneo o valor da tensão admissível pode ser majorado em 100%, tomando assim o valor de 400 kPa, o que faz com que as dimensões das sapatas não tenham valores muito elevados.

Para o dimensionamento das sapatas isoladas utilizou-se o método de Labelle ou método das Bielias que apenas pode ser aplicado a sapatas rígidas. O Método é representado na Figura 6.29.

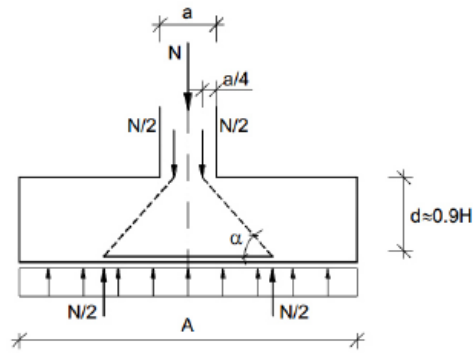


Figura 6.29 – Método das Bielas para o cálculo de sapatas rígidas (Gomes, 2015)

O valor da força de tração na base da sapata é calculado pela expressão (6.2.82).

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (A - a_0)}{8 \cdot d} \quad (6.2.82)$$

Onde:

$N_{b,Ed}$ – esforço axial resultante da combinação de cálculo corrigido na base da sapata; resulta da expressão (6.2.83).

$$N_{b,Ed} = (N_{Ed,pilar} + N_{PPsapata}) \cdot \gamma \quad (6.2.83)$$

E o valor de γ é 1,35 (admite-se este valor para passar da combinação do tipo GEO para a combinação fundamental que é utilizada no cálculo das armaduras).

A área de armadura de flexão para garantir a segurança da sapata ao estado limite último é dada pela expressão (6.2.84).

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{b \cdot f_{syd}} \quad (6.2.84)$$

No caso das sapatas dos muros de suporte, como são excêntricas são calculadas através do Método das Bielas com pilar excêntrico, tal como indicado na Figura 6.30.

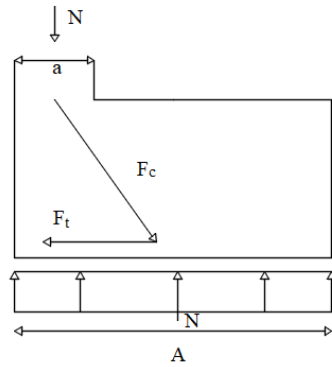


Figura 6.30 – Método das Bielas para o cálculo de sapatas rígidas dos muros de suporte

A força de tração da base da sapata dos muros de suporte é dada pela expressão (6.2.85).

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (A - a_0)}{2 \cdot d} \quad (6.2.85)$$

O valor do esforço axial corrigido $N_{b,Ed}$ utilizado para as sapatas dos muros de suporte é retirado do modelo de cálculo para toda a extensão do muro e dividido pelo seu comprimento, o que resulta num valor em kN/m de muro.

Para o cálculo das sapatas agrupadas utilizou-se o método das consolas, que tal como o nome indica recorre a consolas laterais encastradas nos pilares/parede. Este método permite obter os valores de momentos máximos sob os elementos verticais e no meio vão, o que conduz aos valores de armaduras.

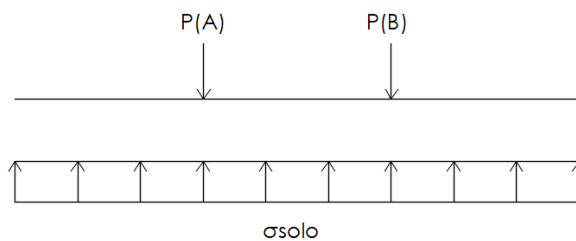


Figura 6.31 – Método das consolas

Dimensionamento

Como exemplo procede-se à apresentação dos cálculos da Sapata S11. Para realizar o dimensionamento da sapata é necessário saber o valor do esforço axial na base do pilar para a combinação STR/GEO, com a finalidade de ser conhecida a área mínima da sapata, a qual se apresenta na Tabela 6.54

Tabela 6.54 – Valor de Área mínima da sapata exemplo

Sapata	N_{Geo} (kN)	$1,1 \times N_{Geo}$ (kN)	σ_{adm} (kPa)	$A_{min, sapata}$ (m ²)
S11	416,94	458,63	200	2,29

Definida a área da sapata é possível calcular o Peso Próprio da sapata e desta forma chegar ao valor de tensão no solo, que para o caso da sapata S11 é inferior à tensão admissível.

Tabela 6.55 – Verificação da tensão no solo

a_x (m)	b_y (m)	A_{sapata} (m ²)	H (m)	PP_{Sapata} (kN/m)	$N_{b,sd}$ (kN/m)	σ_{solo} (kPa)	σ_{adm} (kPa)	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$
3,5	4,5	15,75	1,5	590,63	2989,61	189,82	200	Verifica

Ao aplicar as expressões de cálculo foram obtidas áreas de sapatas que conduzem à sua sobreposição, optando-se por proceder ao agrupamento dessas sapatas.

Para cada uma das direções foram calculadas as áreas de armaduras necessárias para garantir a segurança.

Tabela 6.56 – Valores de armaduras nas direções x e y para a sapata exemplo

Sapata	d (m)	Direção	F_{tsdx} (kN)	A_{sx} (cm ² /m)	$A_{sxefetiva}$ (cm ² /m)	Pormenorização
S(1)	0,45	X	399,61	5,74	7,90	$\phi 10//0,10$
		Direção	F_{tsdy} (kN)	A_{sy} (cm ² /m)	$A_{syefetiva}$ (cm ² /m)	Pormenorização
		Y	329,09	4,73	5,00	$\phi 8//0,10$

Vigas de Fundação

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 cláusula 5.8.2(3) a largura da secção transversal das vigas de fundação deve ser no mínimo $b_{w,min}$ e a altura da secção transversal igual a $h_{w,min}$. O valor recomendado para $b_{w,min}$ é 0,25 m e $h_{w,min}$ é 0,5 m no caso de edifícios com quatro ou mais pisos acima da cave. Para este projeto o valor de b_w adotado é 0,30 m.

A cláusula 5.8.2(5) da mesma norma indica que ao longo de todo o comprimento das vigas de fundação, estas devem ter uma percentagem de armadura longitudinal $\rho_{b,\min} \geq 0,4\%$ tanto na face superior como na inferior.

Os valores relativos ao cálculo e pormenorização das vigas encontram-se em anexo.

6.3. Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização ou de serviço visam a verificação da estrutura a danos pouco severos, que não implicam a desativação da mesma, e estão ligados a efeitos estéticos e funcionais da estrutura e ao conforto dos seus utilizadores.

A NP EN 1992-1-1:2010 e a NP EN 1998-1:2010 referem-se a três estados limites, sendo eles: controlo de fendilhação, controlo de deformações e limitação de danos relativos à atividade sísmica.

6.3.1. Controlo de Fendilhação

A NP EN 1992-1-1:2010 cláusula 7.3.1 indica que a fendilhação é um acontecimento normal em estruturas de betão armado sujeitos a efeitos de flexão, esforço transversal, torção ou tração. A fendilhação deve ser reduzida de forma a não prejudicar o correto funcionamento, durabilidade e aspeto da estrutura.

Deve ser definido um valor limite máximo, w_{\max} , de abertura de fendas, w_k , de acordo com a natureza da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação.

Para simplificar, a NP EN 1992-1-1:2010 permite a limitação ou do espaçamento entre varões ou do diâmetro máximo dos mesmos. Neste caso optou-se por limitar o espaçamento dos varões considerando uma abertura de fendas $w_k = 0,3$ mm. A Tabela 6.57 indica os valores de espaçamento máximo dos varões.

Tabela 6.57 – Valores do espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação (Quadro 7.3N da NP EN 1992-1-1:2010)

Tensão no Aço (MPa)	Espaçamento máximo dos varões (mm)		
	wk=0,4	wk=0,3	wk=0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Admitindo uma tensão no aço para uma combinação frequente de ações de 280 MPa, o espaçamento máximo entre varões toma assim o valor de 150 mm para que seja verificado o estado limite de fendilhação.

6.3.2. Controlo das Deformações

O controlo das deformações é imposto pela NP EN 1992-1-1:2010 de modo a que as estruturas não tenham flechas elevadas que coloquem em causa o seu funcionamento e aspeto.

De acordo com a cláusula 7.4.1(4) a flecha deve ser limitada a $L/250$ para a combinação de ações quase-permanentes. A cláusula 7.4.1(5) indica que para flechas que ocorrem depois da construção e que são suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura como por exemplo alvenarias o limite passa a ser $L/500$.

Para fazer as verificações foi necessário analisar todos os pisos para a combinação de ações quase-permanentes e verificou-se que o maior deslocamento ocorre no piso 5, com o seu valor máximo a ser 13,92 mm, o que conduz a um valor de flecha de 6,96 mm e o $M_{QP} = 18,21$ kN/m, como é visível na Figura 6.32.

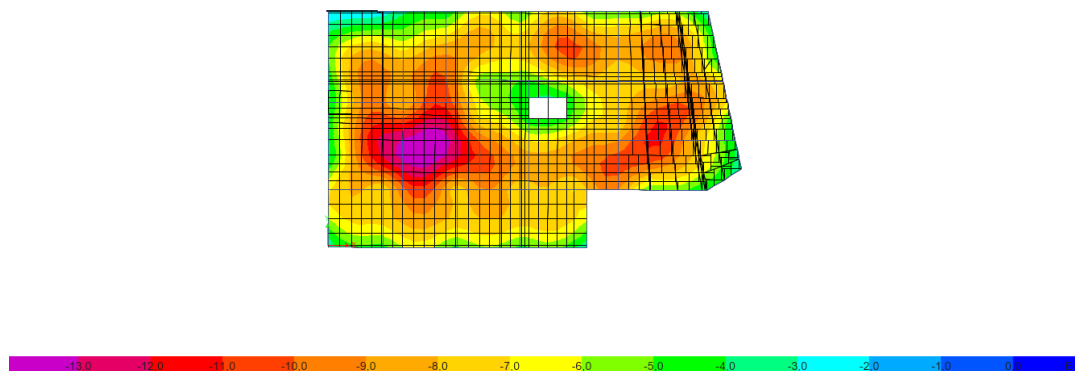


Figura 6.32 – Deformação do piso 5 para a combinação quase-permanente

É possível assim calcular o valor da flecha considerando o estado fendilhado e não fendilhado, de acordo com a expressão (6.2.86).

$$a = \xi \cdot a_{II} + (1 - \xi) \cdot a_I \quad (6.2.86)$$

Onde

a – Flecha total;

a_{II} – valor da flecha para o estado fendilhado;

a_I – valor da flecha para o estado não fendilhado;

ξ – coeficiente de distribuição. Calculado através da expressão (6.2.87).

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 \quad (6.2.87)$$

Em que:

β – coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma o valor $\beta=1,0$ para carregamentos de curta duração e $\beta=0,5$ para carregamentos de longa duração.

M_{QP} – momento resultante da combinação quase-permanente de ações;

M_{CR} – momento de fendilhação, calculado pela expressão (6.2.88).

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.2.88)$$

Onde:

b – largura da secção, no caso das lajes é igual a 1,0 m;

h – altura da laje.

O valor de cálculo do momento de fendilhação é apresentado na tabela

Tabela 6.58 – Momento de Fendilhação

f_{ctm}	b (m)	h (m)	M_{CR} (kN.m/m)
2600	1	0,25	27,08

Como $M_{CR} > M_{QP}$ significa que se está perante uma zona não fendilhada. Como a laje não está fendilhada não é necessário fazer o cálculo da flecha quando fendilhada (a_{II}), o que implica que o coeficiente de distribuição (ξ) tome o valor zero.

Cálculo da flecha a curto prazo através do método dos coeficientes globais

Coeficiente de homogeneização

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (6.2.89)$$

Tabela 6.59 - Cálculo do coeficiente de homogeneização

E_s (GPa)	E_{cm} (GPa)	α
200	31	6,45

Taxa de armadura

$$\rho = \frac{A_{s,inf}}{b \cdot d} \quad (6.2.90)$$

Tabela 6.60 - Taxa de armadura em ambas as faces

$A_{s,eff}$ (cm ²)	b (m)	d (m)	ρ
5,27	1	0,22	0,0024

$$\alpha \cdot \rho = 6,45 \times 0,0024 \cong 0,02 \quad (6.2.91)$$

$$\beta = \frac{A s_{sup}}{A s_{inf}} = \frac{5,27}{5,27} = 1 \quad (6.2.92)$$

$$d / h = 0,22 / 0,25 \cong 0,9 \quad (6.2.93)$$

Recorrendo a tabelas obtém-se:

Tabela 6.61 – Valores dos momentos de inércia segundo as tabelas (Valter Lúcio,2006)

I_I/I_c	I_{II}/I_c
1,08	0,14

É assim possível calcular o valor da flecha no estado não fendilhado a curto prazo através da expressão (6.2.94).

$$a_{10} = \frac{a_c}{\left(\frac{I_I}{I_c}\right)} = \frac{6,96}{1,08} \cong 6,44 \text{ mm} \quad (6.2.94)$$

Como o valor da flecha no estado fendilhado a curto prazo (a_{II0}) é igual a 0, o valor da flecha a curto prazo é calculado pela expressão (6.2.95).

$$a_0 = (1 - \xi) \times a_{10} = (1 - 0) \times 6,44 = 6,44 \text{ mm} \quad (6.2.95)$$

Valor da flecha a longo prazo através do método dos coeficientes globais

Para o cálculo do valor da flecha a longo prazo é necessário calcular, em primeiro lugar, o valor do módulo de elasticidade efetivo, de acordo com a expressão (6.2.96).

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} \quad (6.2.96)$$

Tabela 6.62 - Valor do módulo de elasticidade efetivo

E_{cm} (GPa)	$\varphi (\infty, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
31	2,50	9,3

O valor do coeficiente de homogeneização é calculado pela expressão (6.2.97).

$$\alpha = \frac{E_c}{E_{c,eff}} \quad (6.2.97)$$

Tabela 6.63 – Valor de cálculo do coeficiente de homogeneização

E_s (GPa)	$E_{c,eff}$ (GPa)	α
200	9,3	21,51

$$\alpha \cdot \rho = 21,51 \times 0,0024 \cong 0,05 \quad (6.2.98)$$

$$\beta = \frac{A_{s_{sup}}}{A_{s_{inf}}} = \frac{5,27}{5,27} = 1 \quad (6.2.99)$$

$$d / h = 0,22 / 0,25 \cong 0,9 \quad (6.2.100)$$

Recorrendo a tabelas obtém-se:

Tabela 6.64 - Valores dos momentos de inércia segundo as tabelas (Valter Lúcio, 2006)

I_I/I_c	I_{II}/I_c
1,19	0,3

É assim possível calcular o valor da flecha no estado não fendilhado a longo prazo através da expressão (6.2.101).

$$a_{I\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_I}{I_c}\right)} = (1 + 2,5) \times \frac{6,96}{1,19} = 20,47 \text{ mm} \quad (6.2.101)$$

Como o valor da flecha no estado fendilhado a longo prazo ($a_{II\infty}$) é igual a 0, o valor da flecha a longo prazo é calculado pela expressão (6.2.102).

Valor da flecha a longo prazo

$$a_{\infty} = (1 - \zeta) \cdot a_{I\infty} = (1 - 0) \times 20,47 = 20,47 \text{ mm} \quad (6.2.102)$$

Valor máximo admissível regulamentar para a flecha

$$\frac{L}{250} = \frac{7,30}{250} = 29,2 \text{ mm} \quad (6.2.103)$$

Como o valor da flecha a curto e a longo prazo é inferior a $L/250$, tal significa que está verificado o limite ao estado de limite de deformação

6.3.3.Limitação de Danos

A NP EN 1998-1:2010 cláusula 4.4.3.2 indica que para o caso de edifícios com elementos não estruturais constituídos por matérias frágeis fixos à estrutura (envidraçados e paredes de alvenaria) o requisito de limitação de danos é verificado se os deslocamentos entre pisos provocados pela ação sísmica cumprirem a condição (6.2.104).

$$d_r.v \leq 0,005.h \quad (6.2.104)$$

Onde:

d_r – valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

h – altura entre pisos;

v – coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Tabela 6.65 – Verificação da expressão (6.2.104) referente à limitação de danos para o sismo 1

Piso	h (m)	0,005.h	Sismo 1					
			v	Direção	d_s (m)	d_r (m)	$d_r.v$	$d_r.v \leq 0,005.h$
Cobertura	2,9	0,0145	0,4	X	0,048	0,005	0,002	Verifica
				Y	0,051	0,006	0,0024	Verifica
5				X	0,043	0,007	0,0028	Verifica
				Y	0,045	0,008	0,0032	Verifica
4				X	0,036	0,009	0,0036	Verifica
				Y	0,037	0,009	0,0036	Verifica
3				X	0,027	0,01	0,004	Verifica
				Y	0,028	0,01	0,004	Verifica
2				X	0,017	0,01	0,004	Verifica
				Y	0,018	0,01	0,004	Verifica
1				X	0,007	0,007	0,0028	Verifica
				Y	0,008	0,008	0,0032	Verifica

Tabela 6.66 - Verificação da expressão (6.2.104) referente á limitação de danos para o sismo 2

Piso	h (m)	0,005.h	Sismo 2					
			v	Direção	d _s (m)	d _r (m)	d _{r.v}	d _{r.v} ≤ 0,005.h
Cobertura	2,9	0,0145	0,55	X	0,032	0,004	0,002	Verifica
				Y	0,034	0,004	0,002	Verifica
5				X	0,028	0,004	0,002	Verifica
				Y	0,03	0,005	0,003	Verifica
4				X	0,024	0,006	0,003	Verifica
				Y	0,025	0,006	0,003	Verifica
3				X	0,018	0,006	0,003	Verifica
				Y	0,019	0,007	0,004	Verifica
2				X	0,012	0,007	0,004	Verifica
				Y	0,012	0,007	0,004	Verifica
1				X	0,005	0,005	0,003	Verifica
				Y	0,005	0,005	0,003	Verifica

7. Conclusão

O projeto deste edifício iniciou-se com base na análise da sua arquitetura, o que implicou algumas condicionantes ao projeto estrutural. Por existência de algumas limitações arquitetónicas não foi possível que todas as vigas fossem ligadas a pilares, havendo por isso vigas ligadas a vigas, o que não é recomendado pela NP EN 1998-1:2010, mas que foi a única solução possível.

Está-se perante um sistema de paredes torsionalmente flexível e irregular em planta. A irregularidade em planta e o facto de o sistema ser torsionalmente flexível poderiam ser corrigidos caso a arquitetura do edifício assim o permitisse, o que não aconteceu.

Optou-se por desenvolver a modelação e análise estrutural do edifício no programa de cálculo automático *ETABS*, em substituição do *SAP2000*, pois é mais direcionado para edifícios.

Todo o dimensionamento foi baseado nos Eurocódigos estruturais, com especial incidência na NP EN 1998-1:2010, por se tratar de um edifício situado em zona sísmica.

A análise pela capacidade real permitiu explorar a ductilidade dos elementos estruturais, ou seja, estes elementos suportam, sem deterioração da sua capacidade resistente, deformações superiores às deformações elásticas, através da formação de rótulas plásticas, melhorando o desempenho estrutural, aumentando a precisão e a confiabilidade da análise. Por consequência o conceito de coeficiente de comportamento foi introduzido, o que reduz os esforços de uma análise linear para considerar a resposta não linear da estrutura.

O ato de projetar a estrutura de um edifício é bastante minucioso, complexo e trabalhoso, com o engenheiro a ter de tomar decisões tendo em conta a gestão financeira da obra e segurança inerente à aplicação nas normas europeias.

Referências Bibliográficas

- Costa, A. (2011). *Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de edifícios - Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Ordem dos Engenheiros. Lisboa/Porto
- Gomes, M. (2015). Trabalho final de mestrado *Projeto de Fundações e Estrutura de um hotel em Lisboa*. ISEL
- Gorgulho, A. (2016). *Betão Estrutural II – Versão Atualizada segundo o Eurocódigo 2*. Lisboa.
- Jacinto, L. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. ISEL
- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. (ORION, Ed.) Lisboa.
- Lúcio, V. (2006). *Estruturas de Betão Armado I - Estado limite de deformação*. FCT - UNL
- Melo, M. (2017). Trabalho final de mestrado *Projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação situado no Algarve segundo os eurocódigos estruturais*. ISEL
- Moutinho, P. (2015). Trabalho final de mestrado *Projeto de estruturas de um edifício em betão armado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS*. ISEL
- NP EN 1990:2009. *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*. Caparica: IPQ.
- NP EN 1991-1-1:2009. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Caparica: IPQ
- NP EN 1992-1-1:2010. *Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios*. Caparica: IPQ.
- NP EN 1997-1:2010. *Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico - Parte 1: Regras gerais*. Caparica: IPQ .
- NP EN 1998-1:2010. *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas resistentes aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Caparica: IPQ.
- NP EN 206-1:2007. *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Caparica: IPQ

