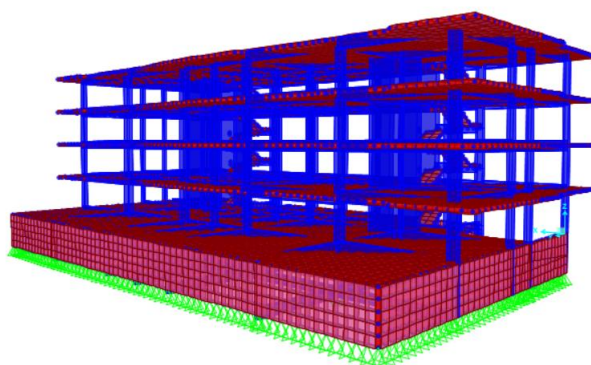




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



**Projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação situado
no Algarve segundo os Eurocódigos estruturais**

Miguel Catanho Menezes Nazaré e Melo

(Licenciado em Engenharia Geológica)

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

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, ISEL

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Doutor Luciano Jacinto, ISEL

Outubro de 2017

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil

**Projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação situado
no Algarve segundo os Eurocódigos estruturais**

Miguel Catanho Menezes Nazaré e Melo

(Licenciado em Engenharia Geológica)

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

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, ISEL

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL

Doutor Luciano Jacinto, ISEL

Outubro de 2017

AGRADECIMENTOS

Neste espaço gostaria de prestar a minha profunda gratidão não só às pessoas que me acompanharam neste projeto, mas sim em todo o meu percurso escolar. Que me orientaram desafiaram e incentivaram no caminho do conhecimento.

Gostaria de fazer um agradecimento especial à minha avó Maria Antónia que de forma altruísta me acolheu na sua casa durante estes anos, tornando a sua casa na minha. Finalmente um agradecimento a toda a minha família que tornou possível este meu sonho de estudar, e um obrigado especial à minha namorada que nos momentos decisivos soube encontrar as palavras certas e ajudar-me a encontrar as melhores decisões.

Ao meu orientador um muito obrigado acompanhado de uma enorme admiração pelo seu conhecimento e capacidade de o transmitir sempre de uma forma calma e assertiva. Bem como um obrigado a todo o corpo docente do ISEL que me acompanhou nestes dois anos.

Finalmente aos colegas que se tornaram grandes amigos, um muito obrigado pelo apoio e acima de tudo pela amizade verdadeira que se foi construindo durante as longas horas de trabalho.

Resumo

O seguinte trabalho consiste num projeto de Estruturas e Fundações em betão armado, segundo os Regulamentos Europeus, de um edifício habitacional situado em Faro. Regulamentos esses que foram desenvolvidos para que existisse uma uniformidade regulamentar na Europa e os diferentes países pudessem ser mais competitivos, mas sempre seguindo os mesmos princípios de conceção estrutural.

Em Portugal apesar de ainda não existir nenhum Regulamento Nacional, que imponha a sua utilização obrigatória, espera-se que num futuro próximo esta realidade se altere.

Para a modelação da estrutura em causa e análise estrutural, foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000, versão 19. Este programa oferece uma grande versatilidade na modelação de estruturas, e uma análise modal por espectro de resposta exigido pelo EC8, em estruturas de maior complexidade. A análise estrutural deste programa baseia-se no método dos elementos finitos e permite de forma automática o dimensionamento dos vários elementos estruturais segundo o método de cálculo pela capacidade real. Procedeu-se também a uma análise comparativa entre os valores determinados por um método analítico e os obtidos pelo programa de cálculo automático.

Finalmente neste trabalho foi realizado uma análise comparativa entre as combinações direcionais do sismo segundo dois métodos, a (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados) SRRS e (Regra da Combinação Linear) RCL.

Abstract

The following work is a project of structures and foundations to reinforce concrete, of a residential building located in Faro by the Eurocodes.

These Norms were developed because Europe need a standard regulation to be used by all countries, this way, they all used the same roles, so that the competition become more balance and trustful.

In Portugal however, the use of this regulation is not yet obligated by law. We hope that, in a brief time, this will change, and the government makes the use of this regulation a legal obligation.

For modelling the structure and structure analyses, the program SAP 2000 v.19 was used. This is a very versatile program used in modelling, which can also perform model analysis in response spectrum required by the EC8, in more complex structures. The structural analysis by the program is based on finite elements and can automatically design the various structural elements according to the capacity design method. It was also made a comparative analysis of the values required by the program and the values calculated by the analytical method.

Finally, a comparison between two directional combinations of the seism, the SRRS (Square Root of the Sum of Squares) and the LCR (Linear Combination Rule), was performed to verify which one could be best applied in the context of this project.

ÍNDICE GERAL

1	ENQUADRAMENTO	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Localização	1
1.3	Descrição Arquitetónica	2
1.4	Descrição da Solução Estrutural	3
1.5	Organização do Trabalho	4
1.6	Enquadramento Regulamentar	5
2	BASES DE PROJETO	7
2.1	Tempo de Vida Útil do Projeto.....	7
2.2	Classe de Ductilidade	7
2.3	Materiais	8
2.3.1	Classes de exposição	8
2.3.2	Betão	9
2.3.3	Aço.....	10
2.4	Ações.....	10
2.4.1	Cargas Permanentes.....	10
2.4.2	Peso Próprio	11
2.4.3	Restantes Cargas Permanentes.....	11
2.4.4	Sobrecargas.....	12
2.4.5	Ação Sísmica.....	13
2.4.6	Vento	20
2.4.7	Temperatura.....	20
2.5	Combinações de ações.....	20
2.5.1	Estados Limites Últimos	20
2.5.2	Estados Limites de Utilização	22
3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	25
3.1	Lajes	25
3.2	Vigas	26
3.3	Pilares.....	26
3.4	Sapatas.....	27
4	EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA NA CONCEÇÃO ESTRUTURAL	29
4.1	Princípios Básicos da Conceção Estrutural.....	30
4.2	Sistemas Estruturais.....	31

4.2.1	Classificação do sistema estrutural do projeto em causa.....	32
4.3	Critérios de Regularidade Estrutural.....	33
4.3.1	Critérios de regularidade em planta	34
4.3.2	Critérios de regularidade em altura	40
4.4	Coeficiente de Comportamento	41
4.5	Efeitos Acidentais da Torção.....	44
4.6	Combinação das Respostas Modais.....	47
4.7	Combinação Direcional	49
4.8	Cálculo dos Deslocamentos Devido à Ação Sísmica	50
4.9	Efeitos de 2º Ordem.....	52
5	MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL	55
5.1	Modelação	55
5.1.1	Construção do modelo tridimensional.....	55
5.1.2	Elementos de barra	55
5.1.3	Elementos de superfície “tipo Shell”	56
5.1.4	Definição dos materiais e seções.	56
5.1.5	Condições de fronteira “Restraints” e “Constraints”	56
5.1.6	Cargas e combinações de ações.....	57
5.1.7	Dimensionamento e pormenorização.....	57
5.2	Análise Modal por Espectro de Resposta	57
6	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	59
6.1	Regras Gerais para o Dimensionamento em Edifícios de Betão.....	59
6.1.1	Recobrimento das armaduras	59
6.1.2	Distância mínima entre varões.....	61
6.1.3	Diâmetro mínimo de dobragem de varões	62
6.1.4	Comprimento de amarração dos varões.....	62
6.1.5	Amarração de armadura transversal	66
6.1.6	Comprimento de emendas em armaduras	66
6.2	Estados Limites Últimos	68
6.2.1	Vigas	69
6.2.2	Pilares	83
6.2.3	Paredes Estruturais	95
6.2.4	Lajes.....	111
6.2.5	Muros de Suporte.....	116
6.2.6	Elementos de Fundação	119

6.3 Estados Limites de Serviço	124
6.3.1 Controlo de Fendilhação.	124
6.3.2 Controlo de Deformações	125
6.3.3 Limitação de Danos	129
7 CONCLUSÃO	133
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	135
9 LISTA DE PEÇAS DESENHADAS	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Enquadramento do Edifício.....	1
Figura 1-2 – Planta do piso -1.....	2
Figura 1-3 – Planta do piso 0.....	2
Figura 1-4 – Planta do piso 1 e 2.....	3
Figura 1-5 – Planta do piso 3.....	3
Figura 2-1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, de acordo com (EC8, 2010).....	15
Figura 2-2 - Espectro de Resposta horizontal de Cálculo, para o sismo Tipo 1 e Tipo 2.....	20
Figura 4-1 – Planta com a localização do Centro de Massa e Centro de Rigidez.....	36
Figura 4-2 - Influência do coeficiente de comportamento na força elástica equivalente ao sismo.....	41
Figura 4-3 – Planta com a distribuição das paredes resistentes.....	44
Figura 5-1 – Modelação da ligação entre a laje de escada e viga da caixa de escadas.....	57
Figura 6-1 – Planta da localização da V1.04-2.....	69
Figura 6-2 - Fluxograma para o cálculo do b_{eff}	70
Figura 6-3 - Disposições construtivas para amarração das armaduras longitudinais de vigas primárias, de acordo com (EC8, 2010).....	73
Figura 6-4 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas, de acordo com (EC8, 2010).....	77
Figura 6-5 - Esquema ilustrativo do equilíbrio de forças atuantes na seção, de acordo com (Gomes, 2015).....	78
Figura 6-6 - Planta com a localização do P13.....	84
Figura 6-7 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilar, de acordo com (EC8, 2010).....	90
Figura 6-8 - Pormenorização do P13.....	92
Figura 6-9 - Modelo de cálculo dos pilares fictícios, de acordo com (Gomes, 2015).....	96
Figura 6-10 - Extensões na curva última de uma seção transversal da parede, de acordo com (EC8, 2010).....	98

Figura 6-11 - Planta com localização das paredes estruturais	100
Figura 6-12 - Localização dos pilares fictícios e divisão do núcleo de elevador em paredes simples.....	100
Figura 6-13 - Deformação de a) Pilar, e b) Parede, sujeitas ao mesmo deslocamento, de acordo com (LOPES, 2009).....	101
Figura 6-14 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas, em sistemas de parede e mista respetivamente, de acordo com (EC8, 2010).....	102
Figura 6-15 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto, de acordo com (EC8, 2010).	103
Figura 6-16 - Envolvente de cálculo do momento fletor.....	104
Figura 6-17 - Envolvente de cálculo do esforço transverso.	107
Figura 6-18 - Armadura de confinamento do PF2.....	109
Figura 6-19 - Princípios básicos da análise sísmica, de acordo com (LOPES, 2009).	111
Figura 6-20 - Armadura inferior no piso 0, requerida para a verificação dos Estados Limite.	114
Figura 6-21 - Planta de fundações.....	121
Figura 6-22 - Método das bielas com pilar central, de acordo com (Gomes, 2015).	121
Figura 6-23 - Método das bielas com pilar excêntrico, de acordo com (Gomes, 2015).....	123
Figura 6-24 - Deformada da laje do Piso 0.	126

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 - Categoria do tempo de vida útil.....	7
Tabela 2-2 - Características mecânicas do Betão C25/30.....	9
Tabela 2-3 - Classe de exposição dos vários elementos estruturais.....	10
Tabela 2-4 - Características mecânicas do aço.....	10
Tabela 2-5 - Categorias de utilização segundo o EC2.....	13
Tabela 2-6 - Valores das sobrecargas e coeficientes de combinação.....	13
Tabela 2-7 - Valores da aceleração máxima a_{gr}	15
Tabela 2-8 - Características do tipo de terreno segundo o EC8.....	16
Tabela 2-9 - Classe de importância do edifício em estudo.....	16
Tabela 2-10 - Valores da aceleração à superfície para Faro.....	17
Tabela 2-11 - Resumo dos parâmetros relevantes para a definição da ação sísmica.....	18
Tabela 2-12 - Coeficientes parciais de segurança.....	23
Tabela 3-1 - Valores de K, para os diferentes sistemas estruturais.....	26
Tabela 4-1 - Distribuição da força de corte basal do edifício.....	33
Tabela 4-2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo.....	34
Tabela 4-3 - Coordenados do centro de massa e Centro de rigidez nos vários pisos.....	37
Tabela 4-4 - Raio de torção nas duas direções principais ao longo dos vários pisos.....	38
Tabela 4-5 - Verificação da equação [4.2] para a regularidade em planta.....	38
Tabela 4-6 - Verificação da equação [4.3] para a regularidade em planta (método 1).....	39
Tabela 4-7 - Verificação da equação [4.3] para a regularidade em planta (método 2).....	40
Tabela 4-8 - Valor básico do coeficiente de comportamento para os diferentes sistemas estruturais.....	42
Tabela 4-9 - Características geométricas das paredes resistentes.....	43
Tabela 4-10 - Excentricidade da massa do piso nas duas direções principais.....	44
Tabela 4-11 - Força de corte basal, para ambos os sismos nas duas direções principais.....	46

Tabela 4-12 - Forças horizontais atuantes em cada piso nas duas direções principais para os dois sismos.	46
Tabela 4-13 - Momentos torsores atuantes em cada piso nas duas direções principais para os dois sismos.	47
Tabela 4-14 – Análise comparativa entre as combinações SRSS e RCL.....	50
Tabela 4-15 - Cálculo dos deslocamentos em cada piso devido à ação sísmica para ambos os sismos.....	51
Tabela 4-16 - Efeitos de 2º ordem para o sismo tipo 1 em ambas as direções.....	53
Tabela 4-17 - Efeitos de segunda ordem para o sismo tipo 2 em ambas as direções.....	54
Tabela 5-1 - Fatores de participação modal obtidos através do programa SAP2000.....	58
Tabela 6-1 - Classes de exposição para os vários elementos estruturais.....	60
Tabela 6-2 - Recobrimento adotado para os vários elementos estruturais.....	61
Tabela 6-3 - Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões.....	62
Tabela 6-4 - Diâmetro mínimo de dobragem para os diferentes varões.....	62
Tabela 6-5 - Comprimento de amarração de referencia para os varões utilizados.....	64
Tabela 6-6 - Comprimentos de amarração mínimos para os varões utilizados.....	65
Tabela 6-7 - Comprimentos de amarração adotados para os varões utilizados.....	66
Tabela 6-8 - Comprimentos de sobreposição adotados para os diferentes varões.....	68
Tabela 6-9 - Coeficiente de ductilidade em curvatura para as duas direções principais.....	71
Tabela 6-10 - Características da viga V1.04-2.....	78
Tabela 6-11 - Armadura mínima e máximo da viga V1.04-2.....	79
Tabela 6-12 – Armadura longitudinal necessária para a verificação da segurança da viga V1.04-2.....	79
Tabela 6-13 - Pormenorização da viga V1.04-2.....	79
Tabela 6-14 - Armadura da laje para o cálculo do momento resistente na viga.....	80
Tabela 6-15 - Momento resistente da viga V1.04-2.....	80
Tabela 6-16 - Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona critica da viga V1.04-2.....	81
Tabela 6-17 - Verificação da taxa de armadura longitudinal de tração na zona critica da viga V1.04-2.....	81

Tabela 6-18 - Verificação da taxa de armadura mínima na zona corrente da viga V1.04-2.....	81
Tabela 6-19 - Cálculo do esforço transverso de cálculo para a viga V1.04-2.....	82
Tabela 6-20 - Cálculo do esforço transverso resistente máximo para a viga V1.04-2.....	82
Tabela 6-21 - Pormenorização da armadura de esforço transverso da viga V1.04-2.....	82
Tabela 6-22 - Espaçamento máximo segundo o EC8, da armadura de esforço transverso na zona crítica da viga V1.04-2.....	83
Tabela 6-23 - Espaçamento máximo transversal e longitudinal de varões, para a viga V1.04-2.....	83
Tabela 6-24 - Características geométricas do Pilar P13.....	84
Tabela 6-25 - Esforço axial reduzido do pilar P13 ao longo dos vários pisos.....	85
Tabela 6-26 - Armadura longitudinal do pilar P13.	92
Tabela 6-27 - Comparação entre a armadura longitudinal do pilar P13 determinadas pelo SAP 200 e método analítico.	93
Tabela 6-28 - Esforço transverso de cálculo na direção "x" para o pilar P13.	93
Tabela 6-29 - Esforço transverso de cálculo na direção "y" para o pilar P13.	93
Tabela 6-30 - Esforço transverso resistente para o pilar P13 em ambas as direções.....	94
Tabela 6-31 - Esforço transverso resistente máximo para o pilar P13 em ambas as direções.	94
Tabela 6-32 - Parâmetros do 1º membro da equação [6.47].....	94
Tabela 6-33 - Características geométricas das paredes constituintes do núcleo ELEV_1.....	103
Tabela 6-34 - Altura crítica das paredes constituintes do núcleo ELEV_1.	103
Tabela 6-35 - Comprimento mínimo para os pilares fictícios do núcleo de parede ELEV_1.	104
Tabela 6-36 – Pormenorização da armadura longitudinal dos pilares fictícios do ELEV_1 no piso 0.	105
Tabela 6-37 - Verificação da armadura máxima e mínima dos pilares fictícios para o piso 0.	106
Tabela 6-38 - Pormenorização dos PF2 e PF3 do ELEV_1 ao longo dos vários pisos.	106
Tabela 6-39 - Armadura de flexa nas almas das paredes resistentes.....	106
Tabela 6-40 - Esforço transverso resistente máximo nas paredes constituintes do núcleo ELEV_1.....	107

Tabela 6-41 - Pormenorização da armadura de esforço transverso das paredes constituintes do núcleo ELEV_1 até à cota 3.6 m.	108
Tabela 6-42 - Pormenorização da armadura de esforço transverso ao longo dos vários pisos para a parede (2) do ELEV_1.....	108
Tabela 6-43 - Taxa de armadura mecânica na alma das paredes que constituem o núcleo ELEV_1.....	109
Tabela 6-44 - Espaçamento máximo das cintas na zona crítica.....	109
Tabela 6-45 - Dimensões dos pilares fictícios do ELEV_1 e respetivas dimensões do núcleo de betão confinado.	110
Tabela 6-46 - Parâmetros para o cálculo do 1º membro da equação [6.75].....	110
Tabela 6-47 - Parâmetros para o cálculo do 2º membro da equação [6.75].....	110
Tabela 6-48 - Dimensões adotadas para os pilares fictícios do ELEV_1.	111
Tabela 6-49 - Armaduras máxima e mínima das lajes de pavimento e escadas.....	113
Tabela 6-50 - valor do esforço transverso resistente sem armadura na laje de pavimento e escada.	115
Tabela 6-51 - Modelo de cálculo para os esforços atuantes no muro de suporte e respetivos diagramas.....	117
Tabela 6-52 – Armadura longitudinal mínima no muro de suporte.	117
Tabela 6-53 - Armadura longitudinal necessário para a verificação da segurança nos muros de suporte com e sem carga rodoviária.....	118
Tabela 6-54 - Esforço transverso resistente sem armadura nos muros de suporte.	118
Tabela 6-55 -Modelo de cálculo da armadura longitudinal na direção "x" da SAP_4, respetivo diagrama.	122
Tabela 6-56 - Espaçamento máximo dos varões longitudinais para o controlo de fendilhação.	125
Tabela 6-57 - Momento de fendilhação da laje.....	127
Tabela 6-58 - taxa de armadura longitudinal em ambas as faces da laje.....	128
Tabela 6-59 - Momento de inércia da seção transversal da laje.	128
Tabela 6-60 - Verificação do ELS para a limitação de danos do sismo 1 segundo o EC8.....	130
Tabela 6-61 - Verificação do ELS para a limitação de danos do sismo 2 segundo o EC8.....	131

Letras Maiúsculas do Alfabeto Latino

A	Área da seção transversal
A_c	Área da seção do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
AN	Anexo Nacional
A_s	Área de armadura
A_{sw}	Área de armadura de esforço transverso
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima
A_{min}	Área mínima
A_{s1}	Área de armadura tracionada
A_{s2}	Área de armadura comprimida
A_{sv}	Área de armadura vertical
$A_{s,h,min}$	Área de armadura horizontal mínima
Art.º	Artigo
CP	Cargas permanentes
CQC	Combinação quadrática completa
C_u	Resistência ao corte não drenado do solo
C_d	Valor de cálculo correspondente ao limite do critério de utilização
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
$EC0$	Eurocódigo 0
$EC2$	Eurocódigo 2
$EC8$	Eurocódigo 8
E_{cm}	Valor do módulo de elasticidade secante do betão

E_s	Valor do módulo de elasticidade do aço
E_c	Valor do módulo de elasticidade do betão
E_d	Valor de cálculo dos efeitos das ações específicas
E_E	Efeito considerado da ação sísmica
E_n	Valor máximo da resposta para o modo de vibração n
E_x	Componente da ação sísmica segundo a direção “x”
E_y	Componente da ação sísmica segundo a direção “y”
$E_{F,G}$	Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação para a situação sísmica de cálculo
$E_{F,E}$	Efeito das ações resultantes da análise para a ação sísmica de cálculo
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
F_i	Força horizontal atuante no piso i
F_b	Força de corte sísmica na base
Ft_{sd}	Força de tração na base da sapata
F_s	Força de tração
G_k	Valor característico de uma ação permanente
H	Altura da sapata
I_{yi}	Inércia do elemento i segundo “y”
I_{xi}	Inércia do elemento i segundo “x”
I_p	Inércia polar
I_{base}	Impulso de terras na base do muro
I_c	Momento de inércia da seção
K_θ	Rigidez de torção
K_i	Rigidez lateral na direção i
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
K_D	Coefficiente que depende da classe de ductilidade

L_{max}	Maior dimensão do edifício em planta
L_{min}	Menor dimensão do edifício em planta
$M_{rb,i}$	Momento resistente da viga na seção i
$M_{rc,i}$	Momento resistente do pilar na seção i
M_{ai}	Momento torsor
M_{CR}	Momento de fendilhação
M_{QP}	Momento resultante da combinação quase permanente
N_{spt}	Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmico
N_i	Esforço axial no elemento i
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
N_{Rd}	Valor do esforço transversal resistente
PP_{ext}	Carga correspondente às paredes exteriores
$PP_{Par.ext}$	Peso próprio das paredes exteriores
PP_{int}	Carga correspondente às paredes interiores
$PP_{Par.int}$	Peso próprio das paredes interiores
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência
P_i	Peso do elemento i
P_{Total}	Peso total do piso
P_{Tot}	Carga gravítica total devido a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo esse.
PF	Pilar fictício
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
$R_z[\%]$	Percentagem de massa mobilizada em torno do eixo "z"
R_{di}	Valor de cálculo da resistência da zona ou elemento i
RSA	Regulamento de segurança de ações para estruturas de edifícios e pontes

RCP	Restante carga permanente
RCL	Regra da combinação linear
S	Coefficiente de solo
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Ordenada do espectro de cálculo
$SC_{rodoviária}$	Sobrecarga rodoviária
$SRSS$	Raiz quadrada da soma dos quadrados
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura
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 deslocamentos constantes
T_{DLR}	Período de retorno
T_k	Período de vibração do modo k
$U_X[\%]$	Percentagem de massa mobilizada segundo uma translação em "x"
$U_Y[\%]$	Percentagem de massa mobilizada segundo uma translação em "y"
V_{TOT}	Força de corte sísmica total no piso considerado
V_{Rds}	Valor de esforço transversal resistente
$V_{Rd,max}$	Valor do esforço transversal resistente máximo
$V_{Ed,calc}$	Valor de esforço transversal determinado pelo método analítico
V_{SAP200}	Valor de esforço transversal determinado pelo programa SAP2000
V_{Rdc}	Valor do esforço transversal resistente sem armadura
$X_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo "x" do centro de massa do piso i.
$X_{CR,i}$	Coordenada segundo o eixo "x" do centro de rigidez do piso i.
$Y_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo "y" do centro de massa do piso i.

$Y_{CR,i}$ Coordenada segundo o eixo “y” do centro de rigidez do piso i.

Letras Minúsculas do Alfabeto Latino

a_g	Valor da aceleração à superfície
a_{gR}	Valor da aceleração máxima de referência
a	Flecha Total
a_0	Flecha a curto prazo
a_∞	Flecha a longo prazo
a	Largura do elemento vertical que liga com a sapata
a_I	Valor da flecha para o estado fendilhado
a_{II}	Valor da flecha para o estado não fendilhado
a_1	Translação vertical da envolvente dos momentos fletores
b_t	Largura média da zona traciona
b_0	Largura do núcleo confinado de betão
b_c	Largura bruta da seção de betão
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_i	Distância medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_w	Espessura das zonas confinadas
b'	Maior distância entre a face exterior do pilar ou parede e extremidade da sapata
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo do varão tracionado

d_1	Distância entre a fibra mais tracionada da seção e o eixo do varão tracionado
d_s	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
d_e	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_{min}	Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões
d_{bl}	Diâmetro dos varões da armadura longitudinal
d_{bw}	Diâmetro dos varões da armadura transversal
e_{0i}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i , perpendicular a direção de cálculo considerada
e_{ai}	Excentricidade accidental da massa do piso i
f_{ck}	Valor da tensão de rotura à compressão no betão aos 28 dias
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão aos 28 dias
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{bd}	Tensão de rotura de aderência
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras
h	Altura entre pisos
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga
h_c	Altura da seção bruta de betão
h_0	Altura do núcleo confinado de betão
h_{cr}	Altura da zona crítica
$h_{w.min}$	Altura mínima das vigas

k	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas de paredes estruturais
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
l_{par}	Comprimento da parede
l	Comprimento do vão
l_s	Raio de geração do piso em planta
l_{wi}	Comprimento da seção da parede i
$l_{bd,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
$l_{bd,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{bd,adoptado}$	Comprimento de amarração adotado
l_0	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento mínimo de sobreposição
l_{cl}	Comprimento livre
l_c	Comprimento dos pilares fictícios
l_w	Maior dimensão em planta da parede
m	Massa
$m_i; m_j$	Massa do elemento i e do elemento j
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
q_d	Coefficiente de comportamento em deslocamento
r_i	Raio de torsão
s	Espaçamento das armaduras de esforço transversal
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
s_{max}	Espaçamento máximo das armaduras de esforço transversal

$s_{cl,max}$	Espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar
v	Requisito para a limitação de danos
x_i	Coordenada “x” para o elemento i em relação ao referencial escolhido
x_u	Posição do eixo neutro
y_i	Coordenada “y” para o elemento i em relação ao referencial escolhido
$z_i; z_j$	Altura das massas m_i e m_j acima do nível de fundação
z	Braço do binário

Letras do Alfabeto Grego

$\alpha_{abertura}$	Coeficiente que tem em consideração as áreas destinadas a aberturas em paredes exteriores
α	Coeficiente de eficácia do confinamento
α_n	Relação entre a área efetiva confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da seção efetiva confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
α_{ct}	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
β_i	Correlação entre os modos de vibração w_i e w_n
γ_c	Peso volúmico do betão
γ_s	Peso volúmico do aço
γ_1	Coeficiente de importância
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
γ_{solo}	Peso volúmico do solo
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
$\varepsilon_{cu,2,c}$	Extensão última do betão confinado
ε_{cu}	Valor da extensão ultima do betão não confinado
η_1	Coefficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
η_2	Coefficiente relacionado com o diâmetro dos varões
θ	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
μ_\emptyset	Coefficiente de ductilidade em curvatura
ν	Coefficiente de redução da ação sísmica
ν_c	Coefficiente de Poison
$\nu_{s.30}$	Velocidade média das ondas de corte no solo
ν_d	Esforço normal reduzido
ξ	Coefficiente de amortecimento estrutural
ρ_{ni}	Coefficiente de correlação modal
ρ_{min}	Taxa de armadura mínima na zona tracionada
ρ_{max}	Taxa de armadura máxima na zona tracionada
ρ'	Taxa de armadura na zona comprimida
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transversal
$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura mínima de esforço transversal
σ_{adm}	Tensão admissível
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
\emptyset	Diâmetro dos varões
$\Phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões

$\Delta_{cdur,\gamma}$	Margem de segurança no cálculo do recobrimento
$\Delta_{cdur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta_{cdur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
Δ_{cdev}	Margem de cálculo que tem em conta eventuais erros de execução no recobrimento
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficientes de combinação
$\omega_{\omega d}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
ω_v	Taxa de armadura vertical
ω_k	Abertura máxima de fendas aceitável

1 ENQUADRAMENTO

1.1 Objetivos

Pretende-se realizar um projeto de funções e estrutura de um edifício habitacional localizado no Algarve. Para atingir este fim é necessário criar e desenvolver um conjunto de tarefas que orientem o trabalho neste sentido, explorando assim as várias fases da elaboração do mesmo.

Com o tema escolhido pretende-se explorar os Eurocódigos Estruturais, em particular o EC2 e o EC8 de uma forma exaustiva, respeitando os critérios e métodos necessários ao correto dimensionamento dos elementos estruturais. Bem como o dimensionamento dos elementos estruturais e a pormenorização das respetivas armaduras necessárias para satisfazer os Estados Limites Últimos e de Utilização prescritos pelos Regulamentos Europeus.

Optou-se por este tema, pois do ponto de vista do aluno é aquele que abrange um maior leque de matérias lecionadas, fechando deste modo o ciclo de estudos. Sendo assim, existe finalmente a oportunidade, de pôr em prática no mesmo projeto vários conceitos que foram adquiridos ao longo dos anos de estudo.

1.2 Localização

O Edifício que se pretende projetar está localizado a sul de Portugal no Algarve, cidade de Faro, na Rua Professor José Sousa Ferreira. A Figura 1-1 que se segue, permite uma melhor compreensão da localização.

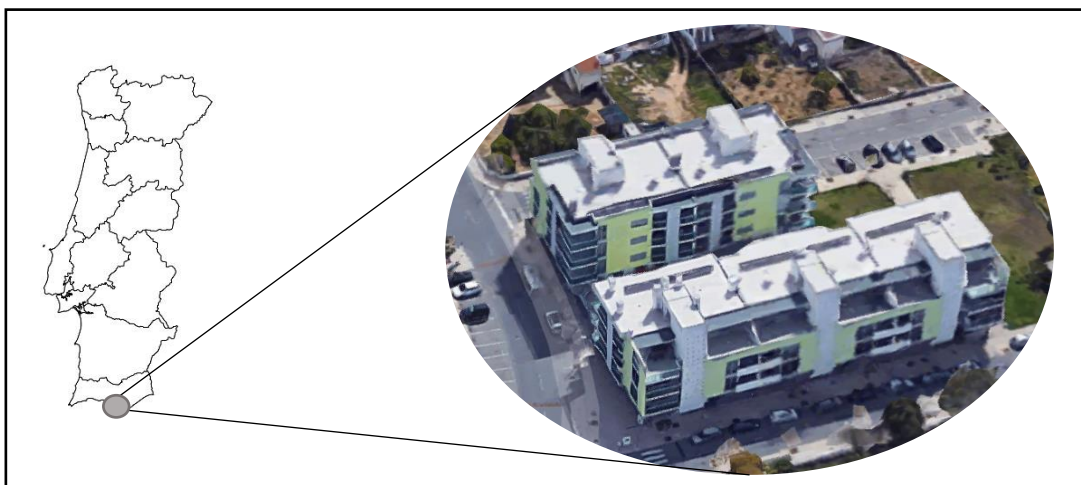


Figura 1-1 – Enquadramento do Edifício.

1.3 Descrição Arquitetônica

O edifício foi concebido para uma finalidade de habitação possuindo quatro pisos destinados a esse efeito e um piso enterrado destinado a garagem e arrecadações.

Este edifício é constituído por dois blocos independentes do ponto de vista da utilização, tendo cada um uma área em planta de 340,00 m² no piso enterrado. Os acessos verticais a ambos os blocos habitacionais são feitos por meio de dois núcleos de escadas e elevadores independentes, como está ilustrado na Figura 1-2.



Figura 1-2 – Planta do piso -1

O piso enterrado (piso -1), possui 20 lugares de estacionamento, com 17 arrecadações, comuns a ambos os blocos. Os lugares de estacionamento cumprem as dimensões mínimas para o efeito em que os lugares com as maiores dimensões apresentam uma área de 17,75 m² (3,55 × 5,00 m) e os de menores dimensões numa área de 12,30 m² (2,46 × 5,00 m), esta irregularidade nas dimensões explicam-se pela necessidade de encontrar um equilíbrio entre as restrições arquitetónicas e os requisitos estruturais. As arrecadações apresentam áreas que variam entre 4,00 m² e os 10,10 m².

O piso térreo (piso 0), encontra-se elevado em relação à cota da estrada, possuindo em ambos os blocos dois fogos, sendo que a área útil no bloco A (esquerda) é afetada pela rampa de acesso ao piso enterrado, apresentando assim uma área bruta de 322,95 m² enquanto o bloco B (direita) apresenta uma área bruta de 340,50 m². Esta informação pode ser visualizada na Figura 1-3.

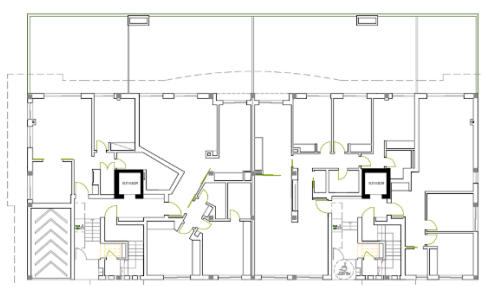


Figura 1-3 – Planta do piso 0

Os pisos superiores (piso 1 e 2), são semelhantes em planta, Figura 1-4, apresentando em cada piso, dois fogos por bloco, sendo que cada bloco apresenta uma área bruta em planta de 293,60 m².

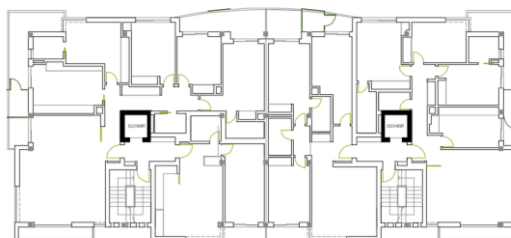


Figura 1-4 – Planta do piso 1 e 2

No último piso (piso 3), planta na Figura 1-5, por motivos regulamentares houve a necessidade de se reduzir a área útil, no entanto essa área útil foi convertida em varandas continuando os fogos a possuir a mesma área bruta. Sendo assim é apresentada uma planta distinta dos restantes pisos.

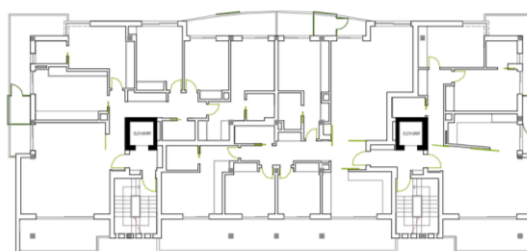


Figura 1-5 – Planta do piso 3

1.4 Descrição da Solução Estrutural

Será adotada uma solução estrutural com recurso ao betão armado. A solução adotada é definida por pórticos e paredes estruturais que garantem a resistência às ações horizontais e têm um comportamento já amplamente estudado e testado. As paredes estruturais tendem a ser localizadas nos núcleos de escada e elevadores, no entanto deve existir a preocupação de evitar a concentração destas no centro do edifício para evitar efeitos de torção.

Os pisos serão constituídos por lajes maciças de betão armado que descarregam em vigas que por sua vez descarregam nos pilares. Finalmente a transmissão de cargas ao solo será feita por meio de sapatas ligadas por vigas de fundação.

Para as paredes enterradas da cave será adotada uma solução do tipo muro de suporte em betão armado.

1.5 Organização do Trabalho

O trabalho desenvolve-se em 7 capítulos. Em seguida apresenta-se um resumo das temáticas que cada um deles irá abordar.

- **Capítulo 1** – “Enquadramento”, neste capítulo irão ser abordados os critérios gerais necessários para a elaboração do projeto. Sendo assim serão abordadas as condicionantes de ordem regulamentar e será realizada uma descrição e análise dos desenhos arquitetónicos que serviram de base para o desenvolvimento do projeto. Será ainda proposta uma solução estrutural a adotar.
- **Capítulo 2** – “Bases de Projeto”, apresentação do edifício. Este capítulo será redigido com base nas condicionantes impostas pelos regulamentos utilizados, que neste caso, serão os Eurocódigos Estruturais. Serão definidas e calculadas as ações a que a estrutura ficará sujeita e estabelecidas as combinações de ações necessárias para a verificação dos vários estados limites. Serão também definidos critérios essenciais como o tempo de vida útil da estrutura, os materiais a utilizar e a classe de ductilidade pelo qual a estrutura vai ser projetada.
- **Capítulo 3** – “Pré-Dimensionamento”, neste capítulo após o estabelecimento das cargas, pretende-se, recorrendo ao pré-dimensionamento, definir as dimensões dos vários elementos estruturais: lajes, vigas, pilares e sapatas, tornando assim possível avançar para a modelação da estrutura.
- **Capítulo 4** – “Efeitos da ação sísmica na conceção estrutural”, este capítulo apoia-se fundamentalmente no Eurocódigo 8, projeto de estruturas para resistência aos sismos. Pretendem-se abordar os requisitos fundamentais para uma adequação conceptual da estrutura à resistência aos sismos.
- **Capítulo 5** – “Modelação e análise estrutural”, neste capítulo será realizada a modelação estrutural com o SAP2000 de forma a estabelecer a execução e validação do modelo. Será realizada uma análise modal por espectro de resposta.
- **Capítulo 6** – “Dimensionamento estrutural”, com os resultados obtidos no Capítulo 5, será realizado o dimensionamento da estrutura com base na

verificação dos Estados Limites Último e Estados Limites de Serviço previstos nos Eurocódigos Estruturais.

- **Capítulo 7** – “Conclusão”, serão apresentadas as conclusões relativas à elaboração deste projeto.

Integrado no trabalho surgem ainda um conjunto de referências bibliográficas, e anexos.

Nas Referências bibliográficas, apresentam-se as principais referências que suportam o trabalho.

No Anexo, serão apresentadas todas as peças desenhadas essenciais para uma melhor compreensão do projeto, designadamente serão incorporados desenhos que integram o projeto de arquitetura bem como o projeto de fundações e estrutura, bem como alguns cálculos justificativos.

1.6 Enquadramento Regulamentar

A base regulamentar para a elaboração de um projeto de estruturas passa essencialmente pelos Eurocódigos, documentos que serão em seguida apresentados e explicada a sua importância no âmbito do trabalho a desenvolver:

O EC0, conhecido como Eurocódigo 0, é uma Euronorma que faz parte do conjunto de Eurocódigos estruturais e que estabelece os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar nos projetos de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

O EC1, conhecido como Eurocódigo 1, pretende definir as ações atuantes numa estrutura e está dividido em dez partes sendo elas:

- Fogo;
- Neve;
- Vento;
- Temperatura;
- Ações durante a construção;
- Ações acidentais;
- Trafego de pontes;
- Ações devido a guias e outros equipamentos;
- Silos e depósitos;

O Eurocódigo 2 parte 1-1, estabelece os princípios de base para o projeto de estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado, assim como regras específicas para edifícios.

O Eurocódigo 7, é constituído por duas partes. A primeira parte (EN 1997-1 2004) está relacionada com as regras gerais do dimensionamento geotécnico e descreve os princípios gerais e requisitos que garantem a segurança, a utilização e a durabilidade das estruturas de suporte. A segunda parte diz respeito à prospeção geotécnica e aos ensaios no campo e laboratoriais.

O Eurocódigo 8, aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que:

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

2 BASES DE PROJETO

Neste capítulo serão definidas e apresentadas as características base que irão condicionar o projeto. Será então definido o tempo de vida útil da estrutura, a classe de ductilidade utilizada, os materiais que serão parte integrante da estrutura e serão contabilizados no dimensionamento da mesma, bem como as ações a que a estrutura estará sujeita e suas combinações impostas pelos Eurocódigos Estruturais.

2.1 Tempo de Vida Útil do Projeto.

O EC0 no art.º 2. a título indicativo, define categorias de tempo de vida útil de projeto, esta classificação baseia-se essencialmente no fim que o edificado se propõe servir. No caso de estudo como se trata de um edifício de habitação é atribuída uma categoria do tempo de vida útil de classe 4, com um valor indicativo do tempo de vida útil de projeto de 50 anos, como está indicado no Quadro 2.1 do EC0, em seguida apresentado resumidamente.

Tabela 2-1 - Categoria do tempo de vida útil.

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes.

2.2 Classe de Ductilidade

A resistência e a capacidade de dissipação de energia de uma determinada estrutura quando sujeita a ações sísmicas está diretamente relacionada com o maior ou menor capacidade da mesma em explorar o comportamento não linear. De modo simplificado, no enquadramento do EC8 o balanço entre a resistência de uma estrutura e a capacidade de dissipação de energia está relacionada com o coeficiente de comportamento (q) e com a Classe de Ductilidade, sendo o coeficiente de comportamento um divisor da ação sísmica definida pelo espectro de resposta elástico, transformando-o no espectro de projeto.

O EC8 prevê que os edifícios de betão sejam classificados em três classes de ductilidade, em função da sua capacidade de dissipação histerética. São elas:

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

A classe de ductilidade baixa (DCL), corresponde às estruturas essencialmente projetadas de acordo com o EC2, não sendo estabelecidas exigências especiais de dimensionamento e pormenorização no EC8, para além da consideração das forças horizontais inerentes, pelo que a sua capacidade de dissipação de energia será relativamente baixa. Recomenda-se a sua utilização apenas em zonas de baixa sismicidade, no entanto o Anexo Nacional admite a consideração desta classe para além das zonas de baixa sismicidade em edifícios regulares e de classe de importância não superior a II. Em Portugal definem-se zonas de baixa sismicidade quando se verifica a expressão $a_g \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$.

Para as estruturas de Classes de Ductilidade Média e Alta (DCM e DCH), que se designam por estruturas dissipadoras, os coeficientes de comportamento são superiores, logo as forças de dimensionamento equivalentes ao sismo serão inferiores, no entanto existe uma maior exigência no dimensionamento e pormenorização das estruturas, pois é esperado que estas entrem em comportamento não linear quando sujeitas a ações sísmicas.

A classe de ductilidade média (DCM), corresponde a situações de projeto, dimensionados e pormenorizados de acordo com o art.º 5.4 do EC8, onde se prevê que os materiais desenvolvam ciclos histeréticos, quando solicitados por uma ação sísmica. O presente edifício será dimensionado para esta classe de ductilidade.

Finalmente, a classe de ductilidade elevada (DCL), corresponde a situações de projetos elaborados segundo o art.º 5.5 do EC8, onde se preveem elevados níveis de plastificação dos materiais obtidos através de regras de pormenorização e dimensionamento ainda mais apertadas do que no dimensionamento de estruturas do tipo DCM.

2.3 Materiais

Serão em seguida apresentados os materiais utilizados neste projeto, referindo-se alguns aspetos básicos do seu comportamento bem como as suas principais características mecânicas. O foco estará sempre nos materiais constituintes de elementos estruturais.

Para este projeto optou-se por dimensionar o edifício com recurso ao betão armado, um dos materiais estruturais mais comumente empregues na atualidade na construção de edifícios em Portugal, explorando assim as potencialidades mecânicas do aço e betão.

2.3.1 Classes de exposição

A NP EN 206-1 2007 (Betão), define no Quadro 1, do art.º 4.2.1 as classes de exposição a que uma determinada estrutura estará sujeita. Como a estrutura em estudo é composta por betão armado, é necessário ter em consideração a interação entre a estrutura e o ambiente e a própria interação entre os materiais constituintes da estrutura.

A norma supramencionada, tem em consideração que uma determinada estrutura poderá estar sujeita a mais que um agente agressivo em simultâneo, sendo assim é possível exprimir as condições ambientais às quais a estrutura estará sujeita como uma combinação de ações. Também é mencionado na norma que o mesmo elemento estrutural pode estar sujeito a diferentes ações ambientais nas suas diferentes superfícies.

Sendo assim, para a realização deste projeto, e de acordo com a norma anteriormente mencionada, aos elementos de fundação, por existir a possibilidade de estes estarem em contacto prolongado com água, é-lhes atribuída uma classe de exposição XC2. Aos restantes elementos estruturais, como se prevê que estejam num ambiente seco será atribuída uma classe de exposição XC1.

2.3.2 Betão

Para a conceção do projeto em causa será utilizado o betão com Classe de Resistência C25/30 de cimento Portland de Calcário CEM II B – classificação de acordo com a norma NP EN 206-1:2005, pois garante os requisitos necessários a que o projeto se propõe. O quadro que se segue resume as características do betão a utilizar no projeto.

Tabela 2-2 - Características mecânicas do Betão C25/30.

Material	Propriedades	
Betão C25/30	Valor da tensão de rotura a compressão (t=28 dias) - f_{ck}	25 [MPa]
	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão - f_{cd}	16,7 [MPa]
	Valor medio da tensão de rotura à tração simples - f_{ctm}	2,6 [MPa]
	Valor do módulo de elasticidade - E_{cm}	31 GPa
	Coefficiente de Poison - ν_c	0,2
	Peso volúmico - γ_c	24 [kN/m ³]

Segundo o Quadro 6 das especificações LNEC E 464-2007, devem respeitar-se as seguintes condições:

Tabela 2-3 - Classe de exposição dos vários elementos estruturais.

Classe de exposição	XC1	XC2
Mínimo recobrimento nominal (mm)	25	35
Máxima razão água/cimento	0,65	0,65
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m ³)	240	260
Mínima classe de resistência	C 25/30	C 25/30

2.3.3 Aço

Para o projeto em causa o aço a utilizar nas armaduras será o A400 NR SD, com as seguintes características:

Tabela 2-4 - Características mecânicas do aço.

Material	Propriedades	
Aço A400 NR	Valor característico da tensão de cedência do aço - f_{yk}	400 [MPa]
	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço - f_{yd}	347,8 [MPa]
	Valor do módulo de elasticidade do aço - E_s	200 [GPa]
	Valor de cálculo da extensão de cedência - ϵ_{yd}	$\geq 5,0 \%$
	Peso volúmico - γ_s	7 850 [kN/m ³]

2.4 Ações

As ações a que a estrutura está sujeita durante a vida útil podem ser divididas em três categorias, sendo elas as cargas permanentes (CP), sobrecargas (SC) e as ações sísmicas. A definição correta das ações bem como das suas combinações torna-se essencial para uma correta análise da estrutura.

2.4.1 Cargas Permanentes

São cargas a que a estrutura estará sujeita ao longo de toda a sua vida útil, em certos casos é possível que essa carga varie ao longo do tempo como é o caso do pré-esforço. No entanto na grande maioria dos casos essas cargas mantêm-se constantes, como é o caso do peso próprio e restantes cargas permanentes.

2.4.2 Peso Próprio

O peso próprio é uma carga que está diretamente correlacionada com a relação entre o peso volumico e o volume do material utilizado. No caso de estudo o material utilizado será o betão armado que tem um peso volumico de aproximadamente 25 kN/m^3 .

2.4.3 Restantes Cargas Permanentes

As Restantes cargas permanentes, englobam todas as cargas a que a estrutura fica sujeita durante o seu tempo de vida útil exceto o peso próprio dos elementos estruturais. Sendo assim compostas pelo peso dos revestimentos e paredes.

2.4.3.1 Revestimento

Considerou-se que se utilizará um revestimento usual de pavimentos, como tacos, alcatifa ou revestimentos cerâmicos (incluindo 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje, com um valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$.

O revestimento das coberturas, incluindo camada de forma em betão leve (até 8 cm), telas impermeabilizantes e proteções, toma o valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

2.4.3.2 Paredes

Considera-se que as paredes são elementos constituídos por blocos de tijolo argamassa e caixa de ar com os respetivos isolamentos quando for necessário. São divididas em dois grupos, as paredes interiores e as exteriores.

As paredes exteriores foram contabilizadas como sendo constituídas por dois panos de alvenaria de 15 cm, com 2 cm de reboco pela parte exterior e interior da parede bem como as respetivas caixas de ar e material isolante, com um peso próprio de $3,3 \text{ kN/m}^2$. A contabilização da carga total correspondente às paredes exteriores é dada pela seguinte expressão.

$$PP_{ext} = PP_{par.ext} \times h \times \alpha_{abertura} \times l_{par} \quad [2.1]$$

Onde:

PP_{ext} - Carga correspondente às paredes exteriores [kN];

$PP_{par.ext}$ - Peso próprio da parede exterior [kN/m^2];

$\alpha_{abertura}$ - Coeficiente que tem em consideração as áreas destinadas a aberturas;

l_{par} - Comprimento da parede [m].

As paredes interiores foram contabilizadas como sendo constituídas por um pano de alvenaria de 11 *cm*, com 2 *cm* de reboco pela parte exterior e interior da parede, com um peso próprio de 1,8 *kN/m²*. A contabilização da carga total correspondente às paredes interiores é dada pela seguinte expressão.

$$PP_{int} = h \times PP_{Par.int} \times 0.3 \quad [2.2]$$

Onde:

PP_{int} – Carga correspondente às paredes interiores [*kN/m²*];

$PP_{Par,int}$ – Peso próprio da parede interior [*kN/m²*];

h – Altura da parede [*m*];

0.3 – Coeficiente de distribuição de carga.

2.4.4 Sobrecargas.

As sobrecargas em edifícios segundo o EC1 art.º 6.3, resultam do tipo de ocupação do edifício, incluem a utilização normal por pessoas, mobiliário e objetos móveis (por exemplo, divisórias amovíveis, artigos armazenados) bem como veículos e eventos raros previsíveis, como concentração anormal de pessoas, a movimentação ou o empilhamento de objetos que poderá verificar-se durante um rearranjo ou redecoração.

Para determinação do valor das ações correspondentes às sobrecargas, ao nível dos pavimentos e das coberturas os edifícios deverão ser classificados em categorias em função da sua utilização. Para o caso do projeto em estudo podem ser encontradas as seguintes categorias:

Tabela 2-5 - Categorias de utilização segundo o EC2.

Categoria	Utilização específica	Exemplo
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavados
F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros ($\leq 30 \text{ kN}$ de peso bruto e ≤ 8 lugares, não incluindo condutor).	Garagens; zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura.
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.	---

Os valores das ações, para as categorias indicada são apresentados na seguinte tabela, com base no AN do EC1. Serão também apresentados os valores recomendados no Anexo A1 do EC0 para os coeficientes ψ em edifícios.

Tabela 2-6 - Valores das sobrecargas e coeficientes de combinação.

Categorias de zonas carregadas	Categoria	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Cobertura	H	0,4	1,0	0	0	0
- Piso 3	A	2,0	2,0	0,7	0,5	0,3
- Piso 2	A	2,0	2,0	0,7	0,7	0,3
- Piso 1	A	2,0	2,0	0,7	0,7	0,3
- Piso 0	A	2,0	2,0	0,7	0,7	0,3
- Piso -1	F	2,5	15	0,7	0,7	0,6
Varandas	-	5,0	-			
Escadas	-	3,0	-			

2.4.5 Ação Sísmica

O dimensionamento de edifícios face à ocorrência de sismos obriga a que a probabilidade dos efeitos das ações provenientes do sismo seja inferior à capacidade resistente globais da estrutura. No entanto essa probabilidade necessita de ser suficientemente elevada para ser socialmente aceite e suficientemente baixa para ser economicamente viável, pois não faz sentido nem as sociedades aceitariam que os edifícios

fossem dimensionados para resistir a qualquer tipo de ação sísmica, sendo este princípio de nível aceitável de risco colocado em todos as vertentes das atividades humanas.

A caracterização da ação sísmica é um processo mais complexo e moroso comparativamente aos processos acima descritos para obtenção das cargas permanentes e sobrecargas. O regulamento que reúne as linhas gerais para o projeto e construção de edifícios e outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas é o EC8, e tem como principal objetivo e campo de aplicação assegurar, em caso de ocorrência de sismo que:

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

Para garantir que os objetivos supramencionados são satisfeitos o EC8 define requisitos de desempenho e critérios de conformidade no art.º 2.1, sendo eles a não ocorrência de colapso e a limitação de danos.

2.4.5.1 Tipos de ações sísmicas

Em Portugal a regulamentação que tem em consideração a ação sísmica, surge na época moderna em 1958 com o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS), que inclui pela primeira vez a consideração de um coeficiente sísmico, para quantificar a ação sísmica e um zonamento do país conforme a intensidade da ação. A regulamentação foi evoluindo até ao EC8, que introduziu diversas melhorias relativamente à regulamentação atual (RSA), incluindo a revisão do zonamento do país, que tem em conta os movimentos sísmicos expectáveis em diferentes regiões do país, dado que a distância às diferentes zonas sismogénicas variam ao longo do território. No que diz respeito às origens sísmicas consideraram-se separadamente dois tipos:

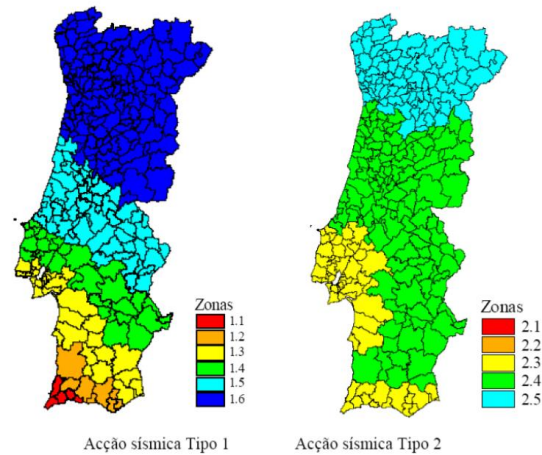


Figura 2-1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, de acordo com (EC8, 2010)

Ação sísmica do tipo 1, associada a cenários de sismos “afastado”, sismicidade interplacas, referente em regra geral aos sismos com epicentro na região Atlântica.

Ação sísmica do tipo 2, associada a cenários de sismos “próximo”, sismicidade intraplacas, referente em regra geral aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores.

O Anexo nacional obriga à consideração dos dois tipos de Ação Sísmica em Portugal Continental, mas apenas obriga à consideração da Ação Sísmica Tipo 1 para o Arquipélago da Madeira e a Ação Sísmica tipo 2 para o Arquipélago dos Açores.

Para quantificar a ação sísmica é necessário quantificar a aceleração máxima de referência α_{gR} (m/s^2), que depende da sismicidade do local e do tipo de Ação Sísmica. Este valor corresponde ao período de retorno de referência, T_{NCR} , da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso.

Tendo em consideração que a estrutura se localiza em Faro, de acordo com o Anexo Nacional do EC8, a estrutura encontra-se na zona sísmica 1.2 para a Ação Sísmica Tipo 1 e na zona 2.3 para a ação Sísmica Tipo 2, com os seguintes valores de α_{gR} (m/s^2);

Tabela 2-7 - Valores da aceleração máxima a_{gr} .

Região	Zona Sísmica	α_{gR} (m/s^2)
Faro	1.2	2.0
	2.3	1.7

2.4.5.2 Identificação do tipo de Terreno

Segundo o art.º 3.1.2, do EC 8 são identificados tipos de terreno, esta identificação é tida em conta na quantificação da ação sísmica. Para a determinação do tipo de terreno em que a estrutura irá assentar são definidos três parâmetros, sendo eles, $v_{s,30}$ (velocidade média das ondas de corte), N_{SPT} (número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica) e C_u (resistência ao corte não drenada do solo). Após a quantificação dos parâmetros acima mencionados é definido o tipo de terreno de acordo com os perfis tipo apresentados no EC8.

Neste projeto, adotou-se um terreno tipo C que segundo o quadro 3.1 do EC8 apresenta a seguinte descrição;

Tabela 2-8 - Características do tipo de terreno segundo o EC8.

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 varias dezenas e muitas centenas de metros.

2.4.5.3 Classes de importância e coeficiente de importância.

O EC8 no art.º 4.2.5, define quatro classes de importância em função das consequências geradas pelo colapso da estrutura, tendo assim em consideração as vidas humanas, a importância do edificado para a segurança pública e para a proteção civil, exigindo a funcionalidade destas logo após o evento sísmico. Finalmente, tem em consideração as consequências sociais e económicas do colapso.

A estrutura em estudo é um edifício habitacional, sendo assim o EC8, segundo o Quadro 4.3, atribui uma classe de importância do tipo II a este tipo de estruturas como é descrito no seguinte quadro.

Tabela 2-9 - Classe de importância do edifício em estudo.

Classe de importância	Edifícios
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

O EC8 na cl. 4.2.5 (5), define que para estruturas de classe II o valor do coeficiente de importância (γ_1) será igual a 1.

O valor de cálculo da aceleração à superfície é dado pela seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad [2.3]$$

Tem-se assim o valor da aceleração à superfície para os dois tipos da Ação Sísmica.

Tabela 2-10 - Valores da aceleração à superfície para Faro.

Região	Zona Sísmica	$a_{gR} [m/s^2]$	γ_1	$a_g [m/s^2]$
Faro	Sismo tipo 1 - 1,2	2,0	1,0	2,0
	Sismo tipo 2 – 2,3	1,7	1,0	1,7

2.4.5.4 Coeficiente de Solo

O EC8 através de NA-3.2.2.2(2), propõe as seguintes expressões para a determinação do coeficiente de solo (S):

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max}; \quad [2.4]$$

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

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0. \quad [2.6]$$

Onde:

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno.

S_{max} -Parâmetro cujo o valor é indicado no Quadro NA-3.2 e 3.3 do EC8.

Como no caso de estudo o valor de cálculo da aceleração à superfície, para o sismo tipo 1 e tipo 2, está compreendido entre os valores de 1 a 4 m/s², assim o valor do coeficiente de solo é determinado pela a expressão [2.5],

Coeficiente de solo para sismo tipo 1, solo tipo C, com $S_{max} = 1,6$ e $a_g = 2,0$;

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \rightarrow S = 1,4 \quad [2.7]$$

Coeficiente de solo para sismo tipo 2, solo tipo C, com $S_{max} = 1,6$ e $a_g = 1,7$;

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \rightarrow S = 1,46 \quad [2.8]$$

Obtendo-se assim os seguintes parâmetros para a definição dos dois tipos de ação sísmica.

Tabela 2-11 - Resumo dos parâmetros relevantes para a definição da ação sísmica.

Ação Sísmica	Tipo de Terreno	S _{max}	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
Tipo 1	Tipo C	1,60	1,40	0,10	0,60	2,00
Tipo 2		1,60	1,46	0,1	0,25	2,00

2.4.5.5 Espectro de Resposta

Segundo o EC8, o espectro de resposta elástico, constitui uma representação do movimento sísmico num dado ponto da superfície terrestre que pode ser separada em duas grandezas: a aceleração horizontal e vertical. O espectro de resposta elástica horizontal é definido no EC8 no art.º 3.2.2.2, e o espectro de resposta elástica vertical é definido no EC8 no art.º 3.2.2.3.

No entanto, o EC8 permite ter em consideração a capacidade dos sistemas estruturais de resistir às ações sísmicas no domínio não linear, permitindo assim efetuar o cálculo das mesmas para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta linear. Este conceito é materializado no EC8 através da introdução do coeficiente de comportamento (q), que é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficará sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5%, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto. Com isto tem-se em consideração a dissipação da energia proveniente da ação sísmica com a plastificação dos materiais explorando assim a ductilidade, e permanecendo numa análise elástica da estrutura.

Para a componente horizontal da ação sísmica o EC8 no art.º 3.2.2.5 (4) define o espectro de cálculo $S_d(T)$ através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad [2.9]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad [2.10]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_g \end{cases} \quad [2.11]$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_g \end{cases} \quad [2.12]$$

Em que:

α_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície [m/s^2];

S – Coeficiente de solo

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

T_B – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];

T_C - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamentos constante [s];

$S_d(T)$ – Aceleração espectral de cálculo [m/s^2];

q – Coeficiente de comportamento;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, toma o valor de $\beta = 0,2$;

As figuras que se seguem, apresentam os espectros de cálculo correspondentes aos dois tipos de ação sísmica, para a componente horizontal, utilizados no projeto, com um coeficiente de amortecimento (ξ) de 5%.

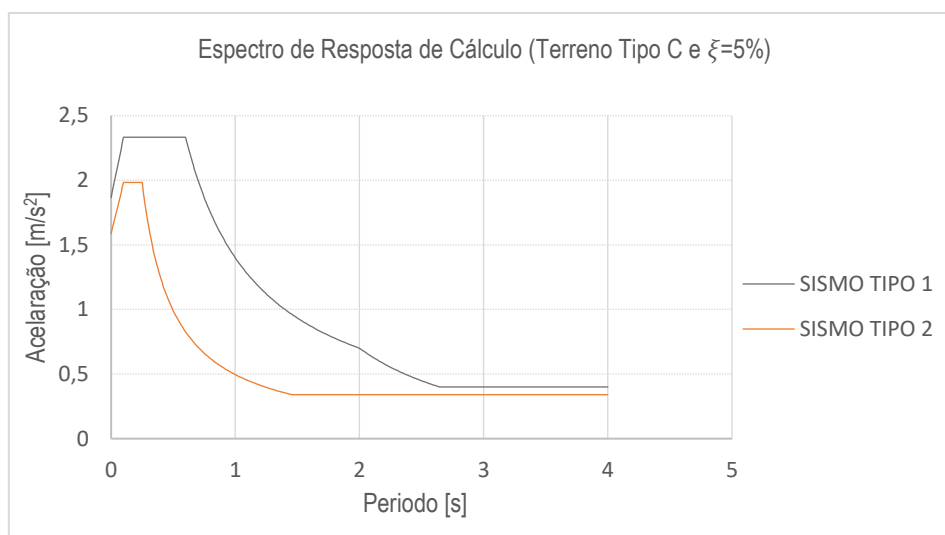


Figura 2-2 - Espectro de Resposta horizontal de Cálculo, para o sismo Tipo 1 e Tipo 2.

2.4.6 Vento

Em estruturas de betão armado deste tipo a ação condicionante é a sísmica, daí que a ação do vento não tenha sido considerada neste projeto.

2.4.7 Temperatura

A ação devido à temperatura adquire alguma relevância em estruturas com elementos de maior dimensão, o que não se verifica neste caso, daí considerar-se este tipo de ação desprezável.

2.5 Combinações de ações

Para o dimensionamento da estrutura recorre-se às combinações de ações presentes no EC0, pois por motivos físicos ou funcionais, as ações a que a estrutura estará sujeita podem não atuar simultaneamente. A verificação da segurança está garantida após a verificação dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Serviço.

2.5.1 Estados Limites Últimos

Segundo o Anexo A1.2 do EC0 no art.º A1.2.1 (2), a verificação dos estados limites últimos deve ser garantida pela aplicação das expressões (6.9a) a (6.12b) do EC0, com isto temos:

- Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (EC0 cl. 6.4.3.2);

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad [2.13]$$

- Combinação Fundamental para o estado limite GEO, associado à deformação, rotura ou deformação excessiva do terreno (STR), segundo o EC0 na cl.6.4.3.2, deverá considerar-se a menos favorável das duas expressões;

$$E_d = E \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{array} \right\} j \geq i; i \geq 1 \quad [2.14]$$

- Combinações de ações para situações de projeto sísmico, segundo EC0 na cl.6.4.3.4, deverá considerar-se;

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq i; i \geq 1 \quad [2.15]$$

Os efeitos da inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações, de acordo com o EC8 no art.º 3.2.4 (2):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad [2.16]$$

O coeficiente de combinação ($\psi_{E,i}$) é obtido através da expressão:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad [2.17]$$

Em que os valores de φ são definidos no Quadro 4.2 do EC8. Neste projeto e para efeitos de cálculo, foi utilizado um $\varphi = 0,8$, que corresponde a edifícios com pisos e ocupação correlacionados.

2.5.2 Estados Limites de Serviço

Na verificação aos Estados Limites de Serviço, segundo o art.º 6.5.1 do EC0, deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d \quad [2.18]$$

Em que:

C_d – Valor de cálculo correspondente ao valor limite de critério de serviço;

E_d – Valor de cálculo dos efeitos das ações específicas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Segundo o Anexo A1 do art.º A1.2.1 do EC0, devem ser utilizadas combinações de ações indicadas nas expressões (6.14a) a (6.16b), com isto temos:

- Combinação Característica, presente no EC0 na cl.6.5.3 (a);

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq i; i \geq 1 \quad [2.19]$$

- Combinação Freqüente, presente no EC0 na cl.6.5.3 (b);

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq i; i \geq 1 \quad [2.20]$$

- Combinação Quase Permanente, presente no EC0 na cl. 6.5.3 (c);

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq i; i \geq 1 \quad [2.21]$$

Onde:

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

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

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

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

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial devido à ação variável base;

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

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

A_{Ek} – Valor característico de uma ação sísmica;

ψ_0 – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

No Anexo A1 do EC0 do art.º A1.3.1 (4), define-se que, para projetos dos elementos estruturais que não envolvam ações geotécnicas, deverá ser verificado utilizando os valores de cálculo das ações indicadas no Quadro A1.2(B) do EC0, que apresenta os seguintes valores para os coeficientes parciais:

Tabela 2-12 - Coeficientes parciais de segurança.

Coeficientes Parciais de Segurança		
Ações Desfavoráveis	$\gamma_{Gj,sup}$	1,35
	γ_{Qi}	1,50
Ações Favoráveis	$\gamma_{Gj,inf}$	1,00
	γ_{Qi}	0,00

3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Após uma análise cuidada dos elementos de arquitetura, procedeu-se a uma primeira distribuição dos elementos estruturais, de modo a que estes se integrassem de forma consistente com a arquitetura. Posteriormente a este exercício iniciou-se o pré dimensionamento, que consistiu na determinação aproximada da espessura da laje, da altura das vigas e finalmente da área de secção transversal necessária para cada pilar.

3.1 Lajes

Como este projeto se encontra no Algarve, onde a ação sísmica é mais intensa, optou-se por uma solução estrutural do tipo lajes vigadas, pelo que as regras de pré-dimensionamento adotadas foram:

$$d \geq \frac{l}{k \cdot \frac{500}{f_{yk}}} \quad [3.1]$$

Onde:

d – Espessura mínima a adotar para a laje em metros;

l – Comprimento do vão;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência do aço;

k - Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais.

O valor de K pode ser obtido no Quadro 7.4N do EC2, estes valores obtidos resultam de um estudo paramétrico realizado para uma serie de vigas e lajes simplesmente apoiadas de seção retangular. Foram considerados diferentes valores da classe de resistência do betão e um valor característico da tensão de cedência do aço de 500 [Mpa]. Em seguida são apresentados os valores de K adotados.

Tabela 3-1 - Valores de K , para os diferentes sistemas estruturais.

Sistema Estrutural	K	Betão pouco comprimido $\rho=0,5\%$
Painel lateral de lajes contínuas, armadas numa ou duas direções.	1,3	26
Painel interior de lajes contínuas, armado numa ou duas direções.	1,5	30
Consolas	0,4	8

As espessuras obtidas nas várias lajes, através da expressão apresentada variam entre os 0,11 m e os 0,20 m. Por motivos de uniformidade adotou-se uma espessura constante para as lajes de 0,23m, sendo este valor compatível com o projeto de arquitetura.

3.2 Vigas

No pré-dimensionamento das vigas o fator condicionante é a grandeza do vão a vencer. Por motivos de uniformidade e para respeitar os requisitos impostos pela arquitetura, estabeleceu-se que todas as vigas teriam uma largura constante, tomando o valor de $b = 0,3 \text{ m}$, sendo então necessário estabelecer a altura (h) das mesmas que depende da seguinte expressão:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad [3.2]$$

Onde:

h - Altura da viga em metros;

L - Vão a vencer em metros.

Na expressão apresentada foram estabelecidos dois critérios, primeiro caso em que o vão a vencer seria inferior a 5 metros, nesta situação divide-se o vão por 12. Nos restantes casos em que o vão a vencer seria superior a 5 metros, este seria dividido por 10, para assim calcular a altura mínima da viga a adotar.

3.3 Pilares

Após a definição das seções a adotar para as vigas e lajes, foi então possível estimar a carga axial (N_{sd}) a que cada pilar estaria sujeito para as cargas verticais. A distribuição dos esforços axiais a que os diferentes elementos estariam sujeitos foi determinada através da atribuição de uma área de influência (método simplificado). Foi então

estimado o esforço axial nos vários elementos verticais para a combinação fundamental correspondente ao Estado Limite Último.

Segundo o art.º 5.1.2 do EC2, o esforço normal reduzido deve ser superior a 0,1 e ainda segundo o EC8 deverá ser inferior a 0,65. Para o cálculo da seção transversal dos pilares utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0,65 \cdot f_{cd}} \quad [3.3]$$

Sendo que:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} ; 0,10 \leq v \leq 0,65 \quad [3.4]$$

Onde:

A_c – Área do pilar

N_{sd} – Esforço normal calculado para cada pilar;

v – Esforço normal reduzido.

3.4 Sapatas

O pré-dimensionamento das sapatas foi realizado com base no estudo geotécnico do local da intervenção. Neste estudo foram realizadas sondagens à rotação, a trado oco, com diâmetro 8 ½'', atingindo a profundidade dos 8 metros.

As formações atravessadas, são constituídas por, areias de grão fino, avermelhadas, localmente amareladas e de grão mais fino. Localmente estas areias apresentam-se com seixos de quartzo, arredondados, centimétricos ou mesmo sem argila.

De acordo com a descrição litológica, e atendendo aos resultados SPT obtidos, conclui-se que a fundação poderá ser direta, por sapatas a assentar sobre os materiais correntes da escavação, onde a tensão admissível toma o valor de, $\sigma_{adm} = 0.12 MPa$. Afim de reduzir ao mínimo o risco de assentamentos diferenciais que possam ocorrer, os elementos de fundação deverão ficar ligados entre si por vigas de fundação.

Assim para o dimensionamento dos elementos de fundação utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar\ ou\ parede}}{\sigma_{adm}} \quad [3.5]$$

4 EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA NA CONCEÇÃO ESTRUTURAL

O EC8 baseia-se no princípio de que quando mais simples e regular for a estrutura, mas fiável e previsível será o seu comportamento, consequentemente terá um desempenho mais adequado face às acelerações impostas.

O risco inerente aos locais intervencionados, devem ser contabilizados desde as fases iniciais de conceção do edifício, permitindo assim obter um sistema estrutural que satisfaça, com custos aceitáveis, os requisitos fundamentais do EC8, são eles o requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos:

- Requisito de não ocorrência de colapso;

Este requisito está associado à verificação dos Estados Limites Últimos, quando a estrutura é sujeita à Ação Sísmica de Projeto, garantindo assim o não colapso local ou global da mesma, a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo. No caso de estudo a ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , de 10% em 50 anos o que corresponde a um período de retorno de 475 anos, associado a um coeficiente de importância γ_1 . É importante ter em consideração que o EC8 ao explorar a ductilidade dos materiais, prevê que existam grandes deformações associadas a danos bastante significativos o que faz com que a recuperação da estrutura possa não ser economicamente viável.

- Requisitos de limitação de danos;

Este requisito está associado à verificação dos estados limites de serviço, que é satisfeito quando a estrutura é projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem que se verifique a ocorrência de danos e de limitações de utilização de maior importância e que a sua recuperação não esteja associada a custos excessivamente elevados. Em Portugal adotou-se como probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , de 10% em 10 anos, associado a um período de retorno, T_{DLR} de 95 anos. Em alternativa, a ação sísmica para o requisito da limitação de danos pode ser definida através de um coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associado ao requisito de limitação de danos, v . Os valores recomendados em Portugal segundo o EC8-1 art.º I) NA-4.4.3.2(2), para v , são de 0.4 para a ação sísmica do sismo tipo 1 e de 0.55 para a ação sísmica do sismo tipo 2.

No presente capítulo são apresentados diversos princípios orientadores presentes no art.º 4.2.1 do EC8, a ter em consideração aquando da fase de projeto e de conceção de estruturas resistentes a sismos.

4.1 Princípios Básicos da Conceção Estrutural

Simplicidade estrutural

A adoção de sistemas simples, tanto ao nível da modelação, análise, ou dimensionamento, a pormenorização construtiva e a construção de estruturas simples facilita a previsibilidade no comportamento estrutural, bem como a existência de trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas, tornando o comportamento sísmico muito mais fiável.

Uniformidade, simetria e redundância

A uniformidade é caracterizada por uma distribuição regular dos elementos permitindo assim que as forças sejam transmitidas de uma forma direta e curta. Em certos casos a uniformidade pode ser adquirida através da subdivisão da estrutura em elementos mais pequenos e estruturalmente independentes. Estas unidades dinamicamente independentes podem estar ligadas por juntas sísmicas, projetadas de acordo com EC8.

A uniformidade em altura é um critério essencial para garantir que não existem diferenças significativas de rigidez, pois estas zonas tendem a acumular grandes tensões e serão os locais onde se poderá verificar aparecimento de rotulas plásticas. Outro critério importante para a uniformidade estrutural é a regularidade em planta.

É essencial fazer uma correta distribuição das massas e da rigidez, pois quando estes dois centros se encontram muito afastados podem surgir problemas de excentricidades e torção significativas.

Resistência e rigidez

As ações sísmicas ao contrario das ações estáticas atuam em mais do que uma direção e o edifício deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção. Para isso os elementos estruturais deverão ser dispostos numa malha ortogonal, garantindo assim uma adequada rigidez e resistência nas duas direções principais. Ao ser validada a afirmação anterior garante-se uma redução dos esforços sísmicos, uma limitação dos deslocamentos excessivos que podem provocar instabilidades devidas aos efeitos de segunda ordem.

Existe também o fenómeno da torção, que deve ser contrariado através da disposição dos elementos principais de contraventamento ao longo da periferia da estrutura.

Ação de diafragma ao nível dos pisos

Ao garantir-se que os pisos atuam como diafragmas rígidos garante-se que estes têm um comportamento semelhante ao longo de toda a sua extensão possibilitando a homogeneização e compatibilização dos deslocamentos bem como a redistribuição dos

esforços pelos elementos verticais. Este princípio vem reforçar a importância que as lajes têm no comportamento global de uma estrutura, o EC8 no art.º 5.10 afirma que se poderá considerar se que uma laje maciça de betão armado comporta-se como um diafragma se tiver uma espessura não inferior a 70 mm e se for armada nas duas direções horizontais com, pelo menos, a armadura mínima indicada no EC2.

Fundação adequada

Devem-se adotar fundações adequadas que garantam uma transmissão da excitação sísmica de forma uniforme ao longo de todo o edifício através de um correto dimensionamento e construção das mesmas. Para que exista uma adequada transmissão das ações recebidas da estrutura e transmitidas para o terreno de forma uniforme recomenda-se que os elementos de fundação (sapatas) estejam ligados por lajes ou vigas de fundação nas duas direções ortogonais.

Elementos sísmicos primários e secundários

O EC8 prevê que em certos casos seja possível atribuir a definição de elementos sísmicos secundários a certos elementos estruturais como vigas e pilares, quando estes não fazem parte do sistema estrutural resistente às ações sísmicas, ou seja no dimensionamento, a resistência e rigidez desses elementos à ação sísmica deve ser desprezado. No entanto, esses elementos e as suas ligações devem ser dimensionadas e pormenorizadas de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devido à situação de projeto sísmica mais desfavorável. No cálculo destes elementos devem ser tidos em conta os efeitos de segunda ordem. Todos os restantes elementos que não são definidos como elementos sísmicos secundários, serão classificados como elementos primários e terão de obedecer a todos as regras de dimensionamento e pormenorização previstas pelo EC8, garantindo assim a resistência da estrutura às forças laterais.

4.2 Sistemas Estruturais

Estruturas ou sistemas estruturais podem ser entendidos como disposições racionais e adequadas de diversos elementos estruturais. No art.º 5.1.2 do EC8 são definidos alguns sistemas estruturais para estruturas de betão armado. Esta definição tem por base a resposta de cada tipo de sistema quando solicitado a ações verticais e horizontais, são eles:

- Sistema de parede

Nos sistemas de parede, acopladas ou não, a resistência às ações tanto verticais como horizontais são essencialmente asseguradas por paredes estruturais. Para que um sistema estrutural seja classificado como de parede deve-se garantir que pelo menos 65%

da força de corte total é absorvida pelas paredes e a restante força será absorvida pelos pilares.

- Sistema Porticado

Sistema no qual a resistência às ações verticais e horizontais é assegurada por sistemas porticados espaciais. Para que seja considerado como um sistema porticado pelo menos 65% da força de corte na base deve ser absorvida pelos pilares.

- Sistema misto

Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é assegurada por um sistema de pórticos espaciais, no entanto a resistência as ações laterais devem ser garantidas por um conjunto misto de sistema porticado e paredes estruturais, acoplados ou não.

- Sistema misto equivalente a sistema porticado

Sistema misto no qual pelo menos 50% da resistência à força de corte na base é assegurada pelo sistema porticado.

- Sistema misto equivalente a parede

Sistema misto no qual pelo menos 50% da resistência à força de corte na base é assegurada pelas paredes estruturais.

- Sistema torsionalmente flexível

Sistema porticado misto ou de parede que não garante uma rigidez à torção mínima exigida pelo EC8. Este tipo de sistemas pode estar associado a sistemas porticados com núcleos rígidos no centro do edifício, não garantindo assim o travamento adequado na periferia para impedir a torção.

- Sistema de pêndulo invertido

Sistema no qual 50% da massa ou mais se localiza no terço superior da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia é assegurada por um único elemento.

4.2.1 Classificação do sistema estrutural do projeto em causa.

Segundo o EC8 deverão ser classificados como sistemas torsionalmente flexíveis os sistemas porticado, mistos ou de parede que não possuam uma rigidez à torção mínima que satisfaça a expressão (4.1b) do EC8. Como será posteriormente apresentado o edifício em estudo verifica esta condição e sendo assim não se trata de um sistema torsionalmente flexível.

Para determinação do modo de distribuição da força de corte na base do edifício, aplicou-se uma força de 1000 kN, no centro de rigidez do piso acima das caves rígidas, em ambas as direções (X, Y) separadamente. O quadro resumo que se segue demonstra que se trata de um sistema de parede pois estas absorvem mais de 65% da força de corte na base.

Tabela 4-1 - Distribuição da força de corte basal do edifício.

	Direção X	Direção Y
Paredes	85.63 %	97.36%
Pilares	14.37%	2.64%

Como o sistema estrutural em estudo não garante os requisitos exigidos pelo EC8 no art.º 5.2.2.1 (3), não pode ser classificado como sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado e sendo assim as paredes estruturais deverão ser projetadas e pormenorizadas como paredes dúcteis.

4.3 Critérios de Regularidade Estrutural

Segundo o art.º 4.2.3.1 do EC8 as estruturas para efeitos do projeto sismo-resistente são classificadas em regulares e não regulares. Esta distinção tem implicações que se refletem nas fases posteriores do projeto pois, o modelo estrutural pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial, o método de análise pode ser simplificado método das forças laterais ou exigir uma análise modal por espectro de resposta. Finalmente o coeficiente de comportamento (q), deve ser reduzido para edifícios que sejam classificados como não regulares em altura. No quadro que se segue podem ser analisadas as consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo de edifícios sismo-resistentes.

Tabela 4-2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo.

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

Apesar de em certas situações previstas no quadro acima não ser obrigatório realizar-se um modelo tridimensional e uma análise modal, nos dias que correm com as facilidades informáticas, mesmo nos casos em que não se exige este tipo de análise ela é frequentemente utilizada.

4.3.1 Critérios de regularidade em planta

As melhores formas em planta para edifícios são as convexas e retangulares em que o centro de rigidez é coincidente com o centro de massa e não existem cantos reentrantes. Os pavimentos em laje de betão armado betonadas *in situ*, com as formas referidas, constituem elementos quase sem deformabilidade no plano horizontal, funcionando como corpos rígidos para quais quer movimentos horizontais. Estes tipos de comportamentos são mais fáceis de caracterizar e prever, conduzindo a modelos de análise mais fiáveis e por sua vez a estruturas de maior confiança.

Segundo art.º 4.2.3.2 do EC8 para que uma estrutura seja classificada como regular em planta, deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos seguintes:

- Deve existir uma simetria na distribuição das massas e da rigidez lateral, essa distribuição deve ser então simétrica em relação aos eixos ortogonais.
- A configuração em planta deve ser compacta, no entanto está prevista a existência de recuos e reentrâncias desde que estes não afetem a rigidez do piso e que não se verifique uma alteração na área do piso superior a 5%.
- A rigidificação dos pisos no seu plano deve ser suficientemente grande para garantir o efeito de diafragma, ou seja, as deformações ao nível dos pisos devem ter um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim o EC8 prevê algumas formas estruturais em que podem

surgir problemas de cantos reentrantes merecendo análises mais atentas, são eles as formas em L, C, H, I e X.

- Deve garantir-se que o edifício apresenta uma esbelteza (λ) em planta, inferior a 4.

$$\lambda = L_{max}/L_{min} \quad [4.1]$$

Onde:

L_{max} -Maior dimensão do edifício em planta;

L_{min} – Menor dimensão do edifício em planta;
(medidas nas direções ortogonais)

- A excentricidade (e_{0i}) e o raio de torção (r_i) devem verificar as seguintes condições para cada uma das direções principais X e Y.

$$e_{0i} \leq 0,30 \cdot r_i \quad [4.2]$$

E ainda:

$$r_i \geq l_s \quad [4.3]$$

Onde:

e_{0i} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade medida segundo a direção i, perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_i – 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.

4.3.1.1 Classificação da regularidade em planta do edifício em estudo

O edifício em estudo apresenta uma distribuição simétrica das massas e da rigidez em relação ao eixo Y, no entanto em relação ao eixo X existe alguma assimetria embora, este efeito acabe por não ser determinante na atribuição do tipo de estrutura como será provado posteriormente. É possível verificar a existência de uma regularidade em planta desde os pisos inferiores até à laje do último piso, no entanto na cobertura existe um ligeiro recuo da laje na fachada principal, mas inferior a 5%. Em seguida apresenta-se uma planta do piso tipo em que a origem do referencial tomado coincide com o centro do pilar P1.

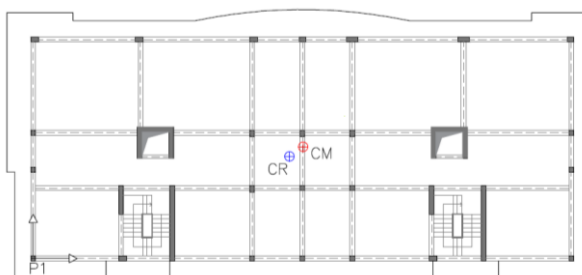


Figura 4-1 – Planta com a localização do Centro de Massa e Centro de Rigidez

4.3.1.1.1 Esbelteza

Relativamente a esbelteza esta apresenta um valor de $\lambda = 2,06$, como se pode verificar nos cálculos a seguir apresentados, estando assim garantida a verificação exigida pelo regulamento;

$$\lambda = \frac{34}{16,5} = 2,06 < 4 \quad [4.4]$$

4.3.1.1.2 Excentricidade estrutural

Para a determinação da distância entre o centro de rigidez e o centro de massa (e_{0i}), foi necessário calcular as respetivas grandezas a partir das equações em seguida apresentadas:

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot x_i}{P_{Total}} ; y_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{P_{Total}} \quad [4.5]$$

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_y} ; x_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_x} \quad [4.6]$$

Onde:

P_i – Peso do elemento i;

P_{Total} – Peso Total do piso;

x_i e y_i – Coordenadas x e y de cada elemento i em relação ao referencial escolhido;

I_{yi} e I_{xi} – Inércia de cada elemento i, segundo os eixos x e y ;

x_{CM} e y_{CM} – Coordenadas do centro de massa de cada piso;

x_{CR} e y_{CR} – Coordenadas do centro de rigidez de cada piso;

Apresenta-se em seguida um resumo dos valores obtidos do centro de massa, e centro de rigidez em cada piso e a respectiva excentricidade estrutural.

Tabela 4-3 - Coordenados do Centro de massa e Centro de rigidez nos vários pisos.

	x_{CM}	y_{CM}	x_{CR}	y_{CR}	e_{0x}	e_{0y}
Piso 1	16,90	6,97	16,04	6,37	0,86	0,60
Piso 2	16,90	6,97	16,04	6,37	0,86	0,60
Piso 3	16,90	6,97	16,04	6,37	0,86	0,60
Piso 4	16,90	6,97	16,04	6,37	0,86	0,60

4.3.1.1.3 Determinação do raio de torção e giração

Os valores do raio de torção (r_i) são determinados a partir da raiz do quociente entre a rigidez global de torção (K_θ) e a rigidez global de translação (K_i). Para a determinação destes parâmetros só são tidos em consideração os elementos sísmicos primários.

$$r_i = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_i}} \quad [4.7]$$

Onde:

K_θ – Rigidez de torção;

K_i -Rigidez lateral na direção i.

Para o cálculo da rigidez de torção e lateral, foi aplicada no centro de rigidez de cada piso uma força de $F_{x/y} = 1000kN$ nas direções principais e um momento de $M_z = 1000kNm$ em torno do eixo Z, posteriormente foram medidos os deslocamentos e rotações resultantes da aplicação da força ou momento. Com a equação $F = K \cdot u$, é então possível calcular a rigidez de cada piso para cada direção. No quadro que se segue são apresentados os valores obtidos. Para a aplicação deste processo utilizou-se o programa de cálculo automático SAP2000;

Tabela 4-4 - Raio de torsão nas duas direções principais ao longo dos vários pisos.

	r_x	r_y
Piso 1	10,15	15,50
Piso 2	10,78	14,82
Piso 3	9,22	12,45
Piso 4	18,01	13,17

O raio de giração (l_s), foi calculado a partir de uma expressão simplificada pois a planta de cada piso é aproximadamente retangular e as massas dos pisos estão distribuídas de forma uniforme. A expressão utilizada será em seguida apresentada:

$$l_s = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} = 11,13 \quad [4.8]$$

Onde:

a e b – Comprimentos máximo em planta segundo as direções principais X e Y.

4.3.1.1.4 Verificação das equações [4.2] e [4.3]

No Quadro que se segue são apresentados os resultados da aplicação da equação [4.2];

Tabela 4-5 - Verificação da equação [4.2] para a regularidade em planta.

	Direção x			Direção y		
	e_{0x}	$0,30 \cdot r_x$	$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$	e_{0y}	$0,30 \cdot r_y$	$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$
Piso 1	0,86	3,04	Verifica!	0,60	4,65	Verifica!
Piso 2	0,86	3,24	Verifica!	0,60	4,45	Verifica!
Piso 3	0,86	2,77	Verifica!	0,60	3,73	Verifica!
Piso 4	0,86	5,4	Verifica!	0,60	3,95	Verifica!

Como podemos concluir pela análise do Quadro acima apresentado a equação [4.2] está verificada em todos os pisos e em todas as direções.

No Quadro que se segue são apresentados os resultados da aplicação da equação [4.3];

Tabela 4-6 - Verificação da equação [4.3] para a regularidade em planta (método 1).

	Direção x			Direção y		
	r_x	l_s	$r_x \geq l_s$	r_y	l_s	$r_y \geq l_s$
Piso 1	10,15	11,13	Não verifica!	15,50	11,13	Verifica!
Piso 2	10,78	11,13	Não verifica!	14,82	11,13	Verifica!
Piso 3	9,22	11,13	Não verifica!	12,45	11,13	Verifica!
Piso 4	18,02	11,13	Verifica!	13,17	11,13	Verifica!

Como é possível verificar pelo Quadro acima apresentado, a equação [4.3] está verificada na totalidade para a direção Y, no entanto para a direção X só é verificada no piso 4. No entanto é de salientar que os valores estão muito próximos de satisfazerem o requisito da equação [4.3]. Por este motivo houve a necessidade de realizar uma segunda verificação por um método alternativo. O método utilizado é uma simplificação destinada ao cálculo da rigidez global de torção (K_θ) e da rigidez global de translação (K_i) para edifícios que apresentem pisos com forma retangular o que se verifica neste caso. Sendo assim as expressões utilizadas foram:

$$K_\theta = \sum(x^2 l_x + y^2 l_y); \quad [4.9]$$

$$K_x = \sum I_y \quad [4.10]$$

$$K_y = \sum I_x \quad [4.11]$$

O valor do raio de giração (l_s), é calculado da mesma forma de acordo com a equação [4.8], os valores do raio de torção (r_i) recalculados a partir da equação [4.7] são resultado da aplicação das equações referidas sendo apresentados no quadro que se segue, juntamente com as verificações exigidas;

Tabela 4-7 - Verificação da equação [4.3] para a regularidade em planta (método 2).

	Direção x			Direção y		
	r_x	l_s	$r_x \geq l_s$	r_y	l_s	$r_y \geq l_s$
Piso 1	20,70	11,13	Verifica!	63,47	11,13	Verifica!
Piso 2	20,70	11,13	Verifica!	63,47	11,13	Verifica!
Piso 3	20,70	11,13	Verifica!	63,47	11,13	Verifica!
Piso 4	20,70	11,13	Verifica!	63,47	11,13	Verifica!

Como se pode verificar pela Tabela 4-7, com as expressões utilizadas para o cálculo simplificado da rigidez global de torção (K_θ) e da rigidez global de translação (K_t), a estrutura passa a verificar as cláusulas exigidas pelo EC8 para regularidade em planta.

4.3.2 Critérios de regularidade em altura

A regularidade em altura é uma das características fundamentais que condicionam a estrutura a uma resposta adequada quando solicitada por um sismo. O historial sísmico tem vários registos de exemplos que atestam o mau comportamento sísmico de edifícios cujas estruturas violaram este princípio. A regularidade em altura de modo simplificado implica uma continuidade estrutural ao longo da altura, caso haja variações, estas devem ser graduais e não bruscas.

Para que um edifício seja classificado como regular em altura é necessário que verifique o art.º 4.2.3.3 do EC8, que define os critérios de regularidade em altura e eles são;

- É necessário que todos os sistemas resistentes às ações horizontais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, sejam contínuos desde as fundações até ao topo. Caso existam pisos recuados o EC8 define que esses elementos devem ir até ao topo da zona considerada no edifício.
- A rigidez lateral e a massa de cada piso, mantêm-se constantes desde a base até ao topo, no entanto é possível que existam variações desde que não sejam significativas.
- Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real e a resistência do cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- Em casos que a arquitetura do edifício proponha recuos devem ser aplicadas algumas condições como, no caso de recuos sucessivos em altura. O recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do piso inferior. É necessário também verificar que no caso de um único recuo localizado nos primeiros 15% da altura total do edifício

principal, este não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do piso térreo. Nestes casos a estrutura localizada na zona inferior deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base. Finalmente no caso de recuos não simétricos a área em planta do último piso não deve ser inferior a 30% da área em planta do piso acima das fundações. No entanto cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

4.3.2.1 Classificação da regularidade em altura do edifício em estudo

O edifício em estudo apresenta um único recuo não simétrico na laje de cobertura e esse recuo não é superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso superior à cave rígida. Também se verifica a condição desse recuo ser inferior a 10% da dimensão em planta do nível inferior correspondente à laje do piso 3. Com isto este edifício é classificado como regular em altura.

4.4 Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento permite ter em consideração a capacidade de uma determinada estrutura dissipar energia, quando solicitada por um evento sísmico. O valor a atribuir a este coeficiente depende do sistema estrutural e da sua regularidade em planta e em altura, do modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede e finalmente da classe de ductilidade.

Quanto maior for este coeficiente, menor será a força elástica equivalente ao sismo a considerar no dimensionamento, pois considera-se que a estrutura irá explorar a ductilidade dos seus elementos, daí que em estruturas que satisfaçam os critérios de regularidade este valor será superior pois a incerteza estrutural é menor e os modos de rotura mais facilmente controláveis. No seguinte quadro é possível compreender o efeito que o valor do coeficiente de comportamento tem no valor da força elástica equivalente ao sismo.

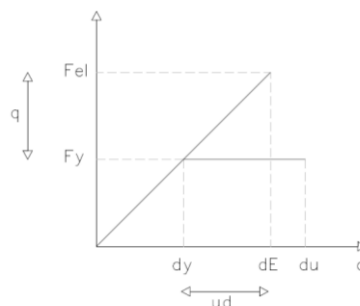


Figura 4-2 - Influência do coeficiente de comportamento na força elástica equivalente ao sismo.

Sendo assim após a determinação da regularidade estrutural, é possível proceder ao cálculo do coeficiente de comportamento (q), que para estruturas do tipo DCM e DCH é calculado segundo o art.º 5.2.2.2 (1) do EC8, de acordo com a seguinte equação:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad [4.12]$$

Onde:

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede;

O valor básico do coeficiente de comportamento como já foi mencionado depende do sistema estrutural e da classe de ductilidade do projeto, assim o EC8 apresenta o seguinte quadro para determinação do mesmo;

Tabela 4-8 - valor básico do coeficiente de comportamento para os diferentes sistemas estruturais.

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de parede acopladas	$3,0 a_u/a_1$	$4,5 a_u/a_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 a_u/a_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pendulo invertido	1,5	2,0

No edifício em estudo estamos perante um sistema estrutural do tipo parede não acoplada e como se pretende explorar uma ductilidade média o valor básico do coeficiente de comportamento será de $q_0 = 3,0$, como se pode verificar no quadro apresentado.

O coeficiente k_w , que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede, deve ser considerado de acordo com a cl. 5.2.2.2 (11) do EC8, como segue:

$$0,5 \leq k_w = \frac{1 + a_0}{3} \leq 1 \quad [4.13]$$

Sendo que a esbelteza predominante (a_0) poderá ser determinada de acordo com a expressão [4.14], como segue:

$$a_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad [4.14]$$

Onde:

h_{wi} – Altura da parede i;

l_{wi} – Comprimento da seção da parede i.

As características das paredes estruturais são em seguida apresentadas no quadro, para a determinação da esbelteza predominante:

Tabela 4-9 - Características geométricas das paredes resistentes.

Parede	h_{wi} [m]	l_{wi} [m]
ELEV_1 (2)	10,8	2,27
ELEV_1 (1)	10,8	1,95
ELEV_1 (3)	10,8	1,95
CE_1(2)	10,8	4,70
CE_1(1)	10,8	1,80
ELEV_2 (2)	10,8	2,27
ELEV_2 (1)	10,8	1,95
ELEV_2 (3)	10,8	1,95
CE_2(2)	10,8	4,70
CE_2(1)	10,8	1,80

A localização das paredes pode ser consultada na planta que se segue:

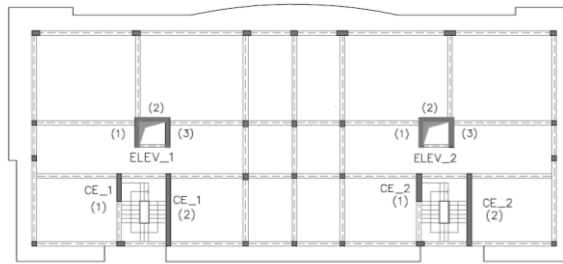


Figura 4-3 – Planta com a distribuição das paredes resistentes.

Aplicando a equação [4.14], tem-se que $\alpha_0 = 4,26$, no seguimento do raciocínio aplicando [4.13], obtém-se o valor de $k_w = 1,75$, como o valor máximo de k_w é 1 temos finalmente que $k_w = 1,00$.

Finalmente para a determinação do coeficiente de comportamento da estrutura aplica-se a expressão [4.12], obtendo-se um valor final de $q = 3,00$.

4.5 Efeitos Acidentais da Torção

Para ter em consideração a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o EC8 no art.º 4.3.2 prevê o cálculo de uma excentricidade acidental da massa do piso i que deve ser deslocada em cada direção, em relação à posição nominal. O cálculo da excentricidade é dado pela seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad [4.15]$$

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.

Como no edifício em estudo os pisos têm todos as mesmas dimensões, apresenta-se em seguida um quadro resumo do cálculo das excentricidades para ambas as direções principais:

Tabela 4-10 - Excentricidade da massa do piso nas duas direções principais.

	L_{ix}	L_{iy}	e_{aix}	e_{aiy}
Piso Tipo	34,00	13,98	1,70	0,70

Segundo o art.º 4.3.3.3 do EC8 os efeitos acidentais de torção poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por um conjunto de momentos torsões M_{ai} de eixo vertical aplicados em cada piso i , obtidos seguinte expressão.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad [4.16]$$

Onde:

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

F_i – Força horizontal atuando no piso i ,

Como foi admitido que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais F_i , deverão ser determinadas pela expressão:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad [4.17]$$

Onde:

F_b - Força de corte sísmica na base;

z_i, z_j – Altura das massas m_i e m_j acima do nível de fundação.

A força de corte sísmica na base F_b , deve ser determinada, para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado (X, Y), a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [4.18]$$

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 do edifício acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida.

λ – Fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,00$ nos restantes casos;

Para o cálculo da força de corte sísmica na base foi necessário calcular a massa total do edifício acima das caves rígidas, que é aproximadamente $2469,05 [kNs^2/m]$. Em seguida apresenta-se um quadro resumo com os resultados obtidos com a aplicação da expressão [4.18];

Tabela 4-11 - Força de corte basal, para ambos os sismos nas duas direções principais.

	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
T_1	0,608	0,317	0,608	0,317
λ	0,85	1,00	0,85	0,85
$S_d(T_1)$	2,333	2,333	0,813	1,549
$m [kNs^2/m]$	2 469,05	2 469,05	2 469,05	2 469,05

$F_b [kN]$	4 896,24	5 761,02	1 705,81	3 251,71
------------	----------	----------	----------	----------

Temos então os valores da força de corte para o sismo tipo 1 e 2 em ambas as direções principais. Estão então reunidas as condições para o cálculo das forças horizontais atuantes em cada piso, segundo as direções principais, aplicando a expressão [4.17]. Obtém-se os seguintes valores de F_i :

Tabela 4-12 - Forças horizontais atuantes em cada piso nas duas direções principais para os dois sismos.

	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
	$F_{iX,1}$	$F_{iY,1}$	$F_{iX,2}$	$F_{iY,2}$
Piso 1	564,37	664,05	61,06	136,96
Piso 2	1 128,14	1 327,39	122,06	273,78
Piso 3	1 692,18	1 991,05	183,09	410,67
Piso 4	1 511,56	1 778,53	163,55	366,83

Finalmente aplica-se a expressão [4.16] para o cálculo dos momentos torsores. Na tabela que se segue são apresentados os resultados obtidos:

Tabela 4-13 - Momentos torsores atuantes em cada piso nas duas direções principais para os dois sismos.

	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
	$M_{aiX} [kNm]$	$M_{aiY} [kNm]$	$M_{aiX} [kNm]$	$M_{aiY} [kNm]$
Piso 1	394,5	1 128,89	42,68	232,84
Piso 2	788,57	2 256,56	85,32	465,43
Piso 3	1 182,83	3 384,79	127,98	698,13
Piso 4	1 056,58	3 023,50	114,32	623,62

4.6 Combinação das Respostas Modais

O EC8 no art.º 4.3.3.3.1 afirma que deverão ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Considerando-se como significativo a soma das massas modais efetivas para os modos considerados que representem, pelo menos, 90% da massa total da estrutura e ainda todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5 % da massa total.

Como no edifício em estudo o somatório da mobilização total da massa do edifício só atinge os 90% nos modos com valores muito elevados, mais de 100, houve a necessidade de aplicar o art.º 4.3.3.3.1 (5) do EC8, que permite que sejam considerados um número mínimo de k modos desde que satisfaçam as seguintes condições:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad [4.18]$$

Sendo que:

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad [4.19]$$

Onde:

k – Número de modos considerados;

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

T_k – Período de vibração do modo k .

Com a aplicação da expressão [4.18] e verificação da expressão [4.19], obtém-se que $k \approx 6$, ou seja, o EC8 permite que sejam somente considerados 6 modos, apesar do somatório da massa mobilizada para esses modos ser inferior a 70% da massa total do edifício para todas as direções. Este fenómeno é comum em edifícios com caves rígidas, como é o caso deste.

Devido à capacidade dos computadores que hoje dispomos foi decidido que se iriam usar 80 modos em vez dos 6 que o EC8 recomenda, com este aumento foi então possível atingir a mobilização de 80% da massa na direção X, 86% na direção Y e 63% em RZ.

De acordo com o art.º 4.3.3.3.2 do EC8 é permitido que sejam utilizados dois tipos de combinações modais a CQC (Combinação Quadrática Completa) e a CQ (Combinação Quadrática).

A CQC, é utilizada quando as frequências dos modos são muito próximas, ou seja, a resposta não é independente, $1,5 \geq \beta_i \geq 0,67$, onde β_i corresponde à correlação entre dois modos consecutivos. A aplicação deste método é efetuada através das seguintes expressões:

A correlação entre os vários modos é determinada pela aplicação da seguinte expressão:

$$\beta_i \geq \frac{w_i}{w_n} \quad [4.20]$$

O efeito considerado da ação sísmica é determinado com recurso à seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad [4.21]$$

Sendo que:

$$\rho_{ni} = \frac{8 \cdot \xi^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{2/3}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad [4.22]$$

Onde:

E_E – Efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);

E_i - Valor desse efeito devido a ação sísmica para o modo de vibração i ;

E_n – Valor máximo da resposta para o modo de vibração n ;

ρ_{ni} - Coeficiente de correlação modal;

β_i – Correlação entre o modo de vibração w_i e w_n ;

ξ – Coeficiente de amortecimento da estrutura, $\xi = 5 \%$;

A CQ, considera a resposta dos os vários modos como independente entre si e a aplicação deste método é efetuada através da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad [4.23]$$

Onde:

E_E – Efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);

E_i - Valor desse efeito devido a ação sísmica para o modo de vibração i ;

Finalmente neste projeto, o método adotado no modelo de cálculo para a combinação modal foi a CQC (Combinação Quadrática Completa), de modo conservativo, pois como não foi estudada a correlação entre os 80 modos utilizadas, esta combinação garante melhores resultados para modos com frequências mais próximos.

4.7 Combinação Direcional

Segundo o art.º 4.3.3.5.1 (1) EC8, deve-se em regra geral considerar que as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente, e que a combinação das componentes horizontais da ação sísmica poderá ser considerada de duas formas diferentes, segundo a SRSS (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados) proposta no art.º 4.3.3.5.1 (2b) do EC8 e a RCL (Regra da Combinação Linear) proposta no art.º 4.3.3.5.1 (3) do EC8.

Na SRSS, o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura devido às duas componentes horizontais (E_x, E_y), poderá ser calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal, sendo assim a expressão que traduz a combinação SRSS é apresentada em seguida:

$$E_E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad [4.24]$$

E_x – Componente da ação sísmica segundo a direção “x”;

E_y – Componente da ação sísmica segundo a direção “y”;

A RCL (Regra da Combinação Linear), por outro lado tem em consideração a improbabilidade de o valor máximo do efeito da ação sísmica ocorrer na estrutura nas duas direções em simultâneo. Nessa linha de raciocínio propõe uma alternativa para a combinação direcional, em que o sismo entra a 100% numa direção e a 30% na direção ortogonal. Este facto leva a um aumento significativo do número de combinações a utilizar no modelo, passando a ser 64 combinações ao contrário das 4 combinações necessárias para a SRSS. As combinações são elaboradas de acordo com as seguintes expressões.

$$E_x + 0,3 \cdot E_y \quad [4.25]$$

$$0,3 \cdot E_x + E_y \quad [4.26]$$

No edifício em estudo foi utilizada a regra da combinação linear. No entanto também foi introduzida separadamente no modelo a combinação SRSS e feita uma análise comparativa entre ambas, o elemento comparativo utilizado será a percentagem de aço nos pilares requerida pelo SAP 2000. Em seguida é apresentado uma tabela com os resultados:

Tabela 4-14 – Análise comparativa entre as combinações SRSS e RCL.

Pilar	P ₁	P ₂	P ₃	P ₈	P ₉	P ₁₃	P ₁₄	P ₁₈	P ₁₉	P ₂₀
SRSS	3,73	2,36	1,29	2,45	1,00	2,69	1,00	1,09	1,40	1,35
RCL	3,73	2,23	1,00	2,39	1,00	2,70	1,00	1,09	1,27	1,00

Como podemos concluir pela tabela apresentada, apesar da combinação direcional SRSS ser mais simples de aplicar requer uma maior quantidade de aço no dimensionamento dos elementos estruturais, este fator advém de esta combinação ser resultado da raiz quadrada da soma dos quadrados dos dois sismos a 100% ao contrário da RCL (Regra da Combinação Linear).

4.8 Cálculo dos Deslocamentos Devido à Ação Sísmica

Segundo o EC8 cl. 4.3.4, se for realizada uma análise linear, os deslocamentos devido à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad [4.27]$$

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 , salvo indicação em contrário;

d_e - Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Este efeito deve ser tido em conta, pois, os deslocamentos determinados através de uma análise elástica linear, como é o caso, são resultantes do espectro de resposta calculado que tem em consideração o coeficiente de comportamento. Numa análise não linear, tanto estática como dinâmica os deslocamentos são obtidos diretamente da análise, sem modificações. Em seguida é apresentada uma tabela com os resultados da aplicação da expressão [4.27], os valores dos deslocamentos foram medidos no centro de rigidez de cada piso:

Tabela 4-15 - Cálculo dos deslocamentos em cada piso devido à ação sísmica para ambos os sismos.

Piso	Direção	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
		d_e [m]	d_s [m]	d_s [m]	d_s [m]
Piso 1	x	0,004	0,011	0,002	0,005
	y	0,003	0,008	0,002	0,005

Piso 2	x	0,007	0,021	0,004	0,011
	y	0,005	0,015	0,003	0,010
Piso 3	x	0,010	0,030	0,005	0,016
	y	0,008	0,023	0,005	0,016
Piso 4	x	0,013	0,039	0,007	0,020
	y	0,010	0,031	0,007	0,021

4.9 Efeitos de 2º Ordem

Após a determinação dos deslocamentos, estão reunidas as condições para a determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (θ). Este parâmetro permite determinar se o conjunto estrutural em análise é ou não suscetível a efeitos de 2º ordem. O EC8 no art.º 4.4.2.2 afirma que estes efeitos podem ser desprezados caso a seguinte expressão seja verificada

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad [4.28]$$

Onde:

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

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 considerado;

h - Altura entre pisos;

Em seguida serão apresentadas as tabelas resumo da aplicação da expressão [4.28]:

Tabela 4-16 - Efeitos de 2º ordem para o sismo tipo 1 em ambas as direções.

Sismo Tipo 1_X						
Piso	P _{tot} [kN]	V _{tot} [kN]	d _r [m]	h [m]	θ	θ ≤ 0,1
Piso 1	33972,00	4275,8	0,011	2,70	0,0309	Verifica
Piso 2	24490,00	1042,03	0,010	2,70	0,0888	Verifica
Piso 3	15362,50	851,64	0,009	2,70	0,0621	Verifica
Cobertura	6641,99	676,89	0,009	2,70	0,0327	Verifica
Sismo Tipo 1_Y						
Piso	P _{tot} [kN]	V _{tot} [kN]	d _r [m]	h [m]	θ	θ ≤ 0,1
Piso 1	30398,20	9420,79	0,008	2,70	0,0093	Verifica
Piso 2	27543,50	6176,43	0,008	2,70	0,0124	Verifica
Piso 3	17082,00	4554,81	0,008	2,70	0,0113	Verifica
Co	6641,90	1480,44	0,007	2,70	0,0120	Verifica

Tabela 4-17 - Efeitos de segunda ordem para o sismo tipo 2 em ambas as direções.

Sismo Tipo 2_X						
Piso	P _{tot} [kN]	V _{tot} [kN]	d _r [m]	h [m]	θ	θ ≤ 0,1
Piso 1	27639,80	2495,190	0,005	2,70	0,0222	Verifica
Piso 2	24961,60	2303,560	0,005	2,70	0,0217	Verifica
Piso 3	17082,00	1527,530	0,005	2,70	0,0199	Verifica
Piso 4	6675,00	1248,940	0,004	2,70	0,0077	Verifica
Sismo Tipo 2_Y						
Piso	P _{tot} [kN]	V _{tot} [kN]	d _r [m]	h [m]	θ	θ ≤ 0,1
Piso 1	26172,60	5702,45	0,005	2,70	0,0087	Verifica
Piso 2	24961,60	2564,19	0,005	2,70	0,0184	Verifica
Piso 3	15362,50	2750,73	0,005	2,70	0,0112	Verifica
Piso 4	6641,99	1480,43	0,005	2,70	0,0085	Verifica

5 MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

Após uma cuidada análise da arquitetura e efetuado o pré-dimensionamento dos principais elementos estruturais, estão reunidas as condições para se proceder à modelação do edifício em estudo. O programa de cálculo automático escolhido para a realização deste processo foi o *SAP 2000 v.19*. É um programa conhecido pela flexibilidade quanto ao tipo de estruturas que permite analisar, pelo poder de cálculo e fiabilidade de resultados, permite ainda efetuar uma análise modal por espectro de resposta. No entanto as principais limitações deste programa estão associadas à construção do modelo tridimensional que por vezes pode ser demorada principalmente quando se modelam elementos curvos. Outro aspeto menos positivo é o facto de o programa não calcular o centro de massa e rigidez da estrutura.

5.1 Modelação

Em seguida será apresentada a sequência dos processos que levaram à construção do modelo utilizado para o dimensionamento do edifício em estudo.

5.1.1 Construção do modelo tridimensional

Como já tinha sido referido a construção do modelo no *SAP 2000* é um processo moroso, para contornar este problema é comum utilizarem-se programas auxiliares como o *AutoCAD* para a construção da malha e em seguida importa-la para o programa de cálculo automático.

5.1.2 Elementos de barra

Os elementos tipo “*frame*” ou barra, foram utilizados para simular o comportamento de vigas, pilares e paredes de betão armado. Na formulação matemática do elemento “*frame*” está incluído o efeito biaxial de flexão, torção em torno do eixo de desenvolvimento, deformação axial e deformação biaxial de corte.

O EC8 na cl. 4.3.1 (6) e (7), afirma que em edifícios de betão armado a rigidez dos elementos resistentes deverá, em geral, ser avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação. Para simular esse efeito poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados.

Na modelação das vigas para facilitar o processo, o eixo desta é coincidente com o eixo da laje. Após a extrusão dos elementos é fácil visualizar que o topo da viga não é coincidente com o topo da laje como seria suposto, segundo o sistema estrutural adotado.

Para simular esse efeito o momento de inércia das vigas segundo o eixo 3 é multiplicado por um coeficiente de 1,5.

Finalmente para eliminar os efeitos de torção é adotado um coeficiente multiplicador torsional no modelo com um valor próximo de zero (10^{-5}) para produzir o efeito desejado.

5.1.3 Elementos de superfície “tipo *Shell*”

Os elementos tipo “*Shell*”, são um tipo de elemento finito de área usado para modelar estruturas com comportamento de membrana, placa ou casca. O método dos elementos finitos está intimamente ligado à equação fundamental da mecânica, a célebre equação de *Navier*.

Neste modelo foram utilizados elementos “*Shell*” do tipo “*thick*” para simular o comportamento das lajes e muros de contenção. Escolheu-se este tipo de “*Shell*” pois essa opção tende a apresentar melhores resultados uma vez que contabiliza os efeitos provocados pelo esforço transversal, ao contrário dos elementos “*Shell*” tipo “*Thin*”.

De modo a condicionar os momentos de flexão na laje foi multiplicado à componente M12 um coeficiente aproximadamente nulo.

5.1.4 Definição dos materiais e seções.

Foram definidos no modelo os materiais estruturais constituintes do edifício em estudo o Betão C 25/30 e o aço A400 NR SD. Posteriormente é atribuído o material betão com armaduras do aço definido a todos os elementos estruturais.

Com base nos resultados do pré dimensionamento foram atribuídas as respectivas seções a todos os elementos estruturais do tipo “*Shell*” e “*Frame*”.

5.1.5 Condições de fronteira “*Restraints*” e “*Constraints*”

De forma conservativa a ligação entre os elementos verticais e as sapatas é modelada como apoios fixos permitindo a rotação, assumindo deste modo que não existe passagem de momentos entre os elementos verticais e as sapatas sendo estes absorvidos pelas vigas de fundação.

As “*Constraint*” são utilizadas quando se pretende simular o comportamento rígido de um corpo, como é o caso das paredes rígidas no núcleo de elevados, que apesar de terem sido modeladas como três elementos verticais do tipo “*Frame*”, têm de ser ligados por uma “*Constraint*” do tipo “*Body*” para que tenham um comportamento de corpo rígido.

Foi também utilizado um outro tipo de “*Constraint*”, na modelação da viga do núcleo de escada que fica entre pisos, este “*Constraint*” é do tipo “*Beam*” e tem o objetivo de simular a ligação entre a viga e a laje de escada do patamar de espera.

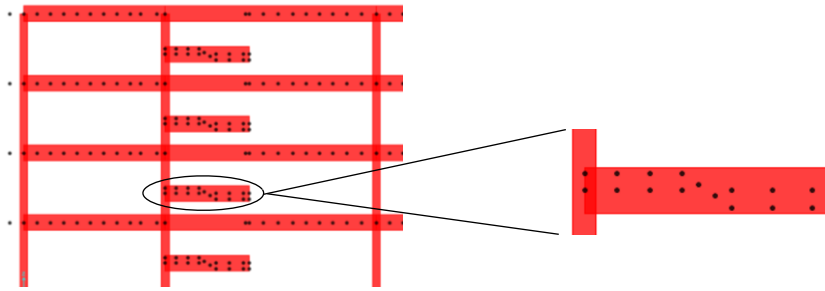


Figura 5-1 – Modelação da ligação entre a laje de escada e viga da caixa de escadas.

5.1.6 Cargas e combinações de ações

Foram definidas todas as ações atuantes na estrutura e aplicadas nos respetivos elementos estruturais. Nas vigas como são elementos do tipo “*frame*”, as cargas nelas atuantes foram aplicadas como cargas distribuídas por metro linear [kN/m]. Nas lajes como são elementos de área do tipo “*Shell*”, foram aplicadas cargas distribuídas por área [kN/m²]. Finalmente as cargas correspondentes à torção accidental, são do tipo momentos concentrados [kNm] segundo o eixo z, aplicados no centro de rigidez de cada piso. Foram ainda introduzidos os espectros de resposta para os dois tipos de sismos considerados.

Por fim definem-se as combinações de ações e procede-se à análise estrutural.

5.1.7 Dimensionamento e pormenorização

No dimensionamento e pormenorização das armaduras é necessário verificar os Estados Limites impostos pelos Eurocódigos Estruturais. Uma vez que o programa de cálculo automático *SAP 2000*, efetua os cálculos com base na capacidade real “*Capacity Design*”, de acordo com o EC8, tirou-se partido dessa situação

Com a ferramenta “*Start concrete Design/Check of structure*”, do *SAP 2000*, são calculados de forma automática vários parâmetros como a quantidade de armadura necessária de acordo com os regulamentos Europeus.

5.2 Análise Modal por Espectro de Resposta

Os espectros correspondem aos valores das acelerações nas direções horizontais e verticais, provenientes dos movimentos de solo mais intensos e que, para a maioria das estruturas induzem maiores vibrações. Admite-se que tanto no caso do RSA como no EC8, os espectros de resposta caracterizam a ação sísmica em qualquer uma das direções horizontais, havendo, apenas, a necessidade de efetuar uma combinação apropriada da

resposta estrutural às diferentes componentes da ação sísmica. No entanto os sismos também têm uma componente vertical que na maioria dos casos não é condicionante.

Como já foi mencionado no capítulo anterior o EC8 exige que sejam contabilizados todos os modos até que sejam mobilizados 90% da massa total do edifício. No entanto neste caso isso só ocorre para modos muito elevados pelo que se optou por utilizar somente 80 modos pelas razões já indicadas. Na tabela que se segue são apresentados os respetivos fatores de participação modal obtidos no programa de cálculo automático utilizado.

Tabela 5-1 - Fatores de participação modal obtidos através do programa SAP2000.

Modo	Período [s]	UX[%]	UY[%]	RZ[%]	ΣUX [%]	ΣUY [%]	ΣRz [%]
1	0,572	0,100	2,2E - 03	0,219	1,00	2,2E - 03	0,219
2	0,344	0,573	2,7E - 05	0,298	0,673	2,3E - 03	0,518
3	0,305	1,5E - 04	0,675	2,0E - 04	0,673	0,677	0,518
-	-	-	-	-	-	-	-
40	0,09	5,2E - 06	2,5E - 04	2,1E - 05	0,791	0,685	0,618
-	-	-	-	-	-	-	-
80	0,07	5,9E - 05	1,5E - 04	4,1E - 05	0,803	0,862	0,629

6 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A segurança e conforto na utilização de uma estrutura estão diretamente relacionados com a verificação dos estados limites impostos pelo EC0. Na clausula 2.2.1 (1) do EC8 é referido que para satisfazer os requisitos fundamentais devem ser verificados os seguintes estados limites:

- Estados Limites Últimos, associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas.
- Estados Limites de Serviço, associados a danos que não impliquem a desativação da estrutura, sendo estes ao nível do aspeto e do conforto dos utilizadores ou ainda que limitem o funcionamento da estrutura.

6.1 Regras Gerais para o Dimensionamento em Edifícios de Betão

Para o dimensionamento de estruturas em betão armado existem um conjunto de regras transversais às verificações tanto dos estados Limites Últimos, como de Serviço, relacionadas com:

- Recobrimento das armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetro mínimo de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda de armaduras.

6.1.1 Recobrimento das armaduras

O EC2 aborda esta temática no art.º 4.4.1, e define como recobrimento de armadura a distância entre a superfície da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele, quando relevante) que fica mais próxima da superfície de betão e a face exterior do elemento de betão.

O cálculo do recobrimento das armaduras está diretamente relacionado com a classe de exposição em função das condições ambientais. O EC2 no quadro 4.1 do art.º 4.2 apresenta uma designação da classe em função das condições a que os vários elementos estruturais estarão sujeitos, em seguida é apresentado um quadro resumo das classes a utilizar neste projeto em cada elemento estrutural.

Tabela 6-1 - Classes de exposição para os vários elementos estruturais.

Elemento Estrutural	Designação da classe	Descrição do ambiente
Lajes, pilares, paredes e vigas.	XC1	Seco ou permanentemente húmido.
Sapatas, vigas de fundação e muro de contenção.	XC2	Húmido, raramente seco.

O recobrimento mínimo das armaduras (c_{min}), deve assegurar que existe uma eficaz transmissão de forças de aderência, garantindo uma adequada proteção do aço contra a corrosão, adiando assim efeitos de oxidação das armaduras e finalmente uma adequada resistência ao fogo. O valor do c_{min} , deve satisfazer a seguinte expressão:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad [6.1]$$

Onde:

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

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

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

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

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

O cálculo do recobrimento mínimo para requisitos de aderência, $c_{min,b}$, é determinado com base no quadro 4.2 do art.4.4.1.2 do EC2, em que é assegurada simultaneamente a transmissão correta das forças de aderência e a adequada compactação do betão. O recobrimento não deve ser inferior ao diâmetro do varão (Φ) para varões isolados, enquanto que para varões agrupados este toma o valor do diâmetro equivalente do agrupamento (Φ_n).

O valor do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, é determinado com base no quadro 4.4N do art.4.4.1.2 do EC2, onde o valor do recobrimento é correlacionado com os parâmetros da Classe Estrutural (S4) e Classe de Exposição (XC1/XC2).

Ao valor mínimo de recobrimento (c_{min}), é adicionado uma margem de cálculo (Δc_{dev}), que tem em conta eventuais erros de execução. O valor do recobrimento corrigido denomina-se de recobrimento nominal (c_{nom}), e é calculado da seguinte forma;

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [6.2]$$

A tabela resumo que se segue apresenta os valores de recobrimento a utilizar neste projeto para os vários elementos estruturais, tendo em conta os critérios mencionados.

Tabela 6-2 - Recobrimento adotado para os vários elementos estruturais.

Elementos Estruturais	$c_{min,b}$ [mm]	Classe de Exposição	$c_{min,dur}$ [mm]	c_{min} [mm]	c_{nom} [mm]	Adotado [mm]
Lajes Vigas Pilares Paredes	Φ8	XC1	15	15	25	30
	Φ10			15	25	
	Φ12			15	25	
	Φ16			16	26	
	Φ20			20	30	
Sapatas Vigas Fundação Muro de Contenção	Φ10	XC2	25	35	35	40
	Φ12					
	Φ16					
	Φ20					

6.1.2 Distância mínima entre varões

A distância mínima entre varões é abordada no art.º 8.2 do EC2, tem como objetivo garantir que os afastamentos entre os varões garantem uma betonagem e compactação satisfatórias e ainda adequadas condições de aderência. Para que estas condições se verifiquem, o espaçamento mínimo entre varões deve ser garantido pela seguinte expressão.

$$d_{min} = \max \{k_1 \times \Phi; d_g + k_2; 20mm\} \quad [1.3]$$

Onde:

d_{min} – Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões;

d_g – Dimensão máxima do agregado;

Φ – Diâmetro do varão;

k_1 – 1 mm;

$k_2 - 5 \text{ mm}$.

Como neste projeto o diâmetro máximo de varões será de 20 mm , temos em seguida um quadro resumo que garante as condições acima referidas.

Tabela 6-3 - Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões.

Φ [mm]	k_1 [mm]	k_2 [mm]	d_g [mm]	20 [mm]	d_{min} [mm]
≤ 20	1	5	25	20	30

6.1.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Segundo o art.º 8.3 do EC2 o diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser tal que não provoque o aparecimento de fendas no varão, assim como a rotura do betão no interior da curva do varão. Para garantir a não ocorrências das situações referidas, o diâmetro de dobragem do varão não deverá ser inferior a $\Phi_{m,min}$, calculado da seguinte forma:

$$\Phi_{m,min} = \begin{cases} 4\phi, & \phi \leq 16\text{mm} \\ 7\phi & \phi > 16\text{mm} \end{cases} \quad [6.4]$$

Em seguida é apresentado um quadro resumo com o diâmetro mínimo adequado a cada varão:

Tabela 6-4 - Diâmetro mínimo de dobragem para os diferentes varões.

Φ [mm]	$\Phi_{m,min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140

6.1.4 Comprimento de amarração dos varões

Os varões devem ser amarrados de modo a assegurar uma boa transferência para o betão das forças de aderência, evitando fendilhação longitudinal ou destacamento do betão. Para garantir uma correta aderência o EC2 preconiza alguns requisitos que deverão ser

compridos. Assim segundo o art.º 8.4.3 (2), o comprimento de amarração de referencia ($l_{b,rqd}$) é dado por:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad [6.5]$$

Onde:

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referencia;

ϕ - Diâmetro do varão;

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão na seção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração, toma o valor de $\sigma_{sd} = 348 \text{ MPa}$ (para o aço A400 NR);

f_{bd} - Tensão de rotura de aderência, dada por:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{cta} \quad [6.6]$$

Onde:

f_{cta} - Valor de cálculo da resistência do betão à tração;

η_1 - Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;

η_2 - Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão.

Para o cálculo do coeficiente η_1 , admite-se a condição mais desfavorável ($\eta_1 = 0.7$), pois não foi demonstrada que as condições são de “boa” aderência. Para o coeficiente η_2 , uma vez que o varão máximo utilizado será de 20 mm , temos $\eta_2 = 1.0$. Finalmente o valor de cálculo da resistência do betão à tração (f_{cta}), de acordo com o art.º 3.1.6 (2) do EC2 é determinado pela seguinte expressão:

$$f_{cta} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad [6.7]$$

Onde:

γ_c - Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, toma o valor de $\gamma_c = 1.5$;

α_{ct} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, toma o valor $\alpha_{ct} = 1,0$;

$f_{ctk,0,05}$ – Valor da tensão de rotura do betão, para o quartilho de 5%. Segundo o quadro 3.1 do art.º 3.1.3 do EC2, para um betão C25/30, toma o valor de $f_{ctk,0,05} = 1.8 \text{ MPa}$.

Aplicando a equação [1.7], temos que $f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$.

Aplicando a equação [1.6], temos que $f_{bd} = 1,89 \text{ MPa}$.

Estão então reunidas as condições para o cálculo do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), aplicando a equação [6.5], obtêm-se os valores apresentados no seguinte quadro resumo:

Tabela 6-5 - Comprimento de amarração de referência para os varões utilizados.

\emptyset [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]
8	367
10	458
12	550
16	733
20	917

De acordo com o art.º 8.4.4 do EC2 é necessário determinar o comprimento de amarração de cálculo (l_{bd}), de acordo com a seguinte equação:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \quad [6.8]$$

Onde:

α_1 – Coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado, toma o valor de $\alpha_1 = 1,0$;

α_2 – Coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão, toma o valor de $\alpha_2 = 1,0$;

α_3 – Coeficiente que tem em conta o efeito de cintagem das armaduras transversais, toma o valor de $\alpha_3 = 1,0$;

α_4 – Coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados, ao longo do comprimento de amarração, toma o valor de $\alpha_4 = 0,7$;

α_5 – Coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo, toma o valor de $\alpha_5 = 1,0$;

$l_{b,rqd}$ – Valor calculado pela equação [6.8].

Sendo que:

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \quad [6.9]$$

Onde:

$l_{b,min}$ – Comprimento de amarração mínimo, determinado pelas seguintes expressões, consoante o estado de tensão no varão em causa.

– Caso os varões estejam tracionados:

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad [6.10]$$

– Caso os varões estejam comprimidos:

$$l_{b,min} \geq \{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad [6.11]$$

São em seguida apresentados os resultados obtidos:

Tabela 6-6 - Comprimentos de amarração mínimos para os varões utilizados.

ϕ [mm]	10 ϕ [mm]	0,3 $l_{b,rqd}$ [m]	0,6 $l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,min}$ [m]	
				Varões tracionados	Varões comprimidos
8	80	0,110	0,220	0,110	0,220
10	100	0,137	0,275	0,137	0,275
12	120	0,165	0,330	0,165	0,330
16	160	0,220	0,440	0,220	0,440
20	200	0,275	0,550	0,275	0,550

De modo conservativo os valores dos coeficientes (α_x) da equação [6.8], foram determinados para os casos mais desfavoráveis, como indicado no Quadro 8.2 do art.º 8.4.4

do EC2. Sendo assim estão então reunidas as condições para a aplicação da [6.8] e [6.9], em que os resultados são apresentados no seguinte quadro resumo:

Tabela 6-7 - Comprimentos de amarração adotados para os varões utilizados.

\varnothing [mm]	l_{bd} [m]	$l_{bd,adotado}$ [m]
8	0,257	0,30
10	0,321	0,35
12	0,385	0,40
16	0,513	0,55
20	0,642	0,65

Existem ainda algumas regras estabelecidas pelo EC8 que devem ser verificadas, no art.º 5.6.2.1 (2), caso o esforço normal num pilar seja de tração, os comprimentos de amarração (l_{bd}), deverão ser incrementados em 50% em relação aos valores determinados no EC2 pela equação [6.8] do presente trabalho. É ainda de salientar que no art.º 5.6.2.1 (1), no cálculo do comprimento de amarração ou de sobreposição dos varões dos pilares que contribuem para a resistência à flexão de elementos em zonas críticas, deve tomar-se igual a 1 a relação entre a área de armadura necessária e área efetiva adotada, $A_{s,req}/A_{s,prov}$.

6.1.5 Amarração de armadura transversal

Segundo o art.º 5.6.1 (2) do EC8, relativo a disposições relativas a amarração e emendas, para cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10b_w$, onde b_w , admite o valor da armadura transversal. Finalmente no art.º 8.5 do EC2, relativo a amarração de cintas e de armaduras de esforço transversal, está referida a utilização de um varão no interior do gancho ou cotovelo.

6.1.6 Comprimento de emendas em armaduras

As regras que garantem uma correta transmissão de esforços de um varão para outro são estabelecidas no art.º 8.7 do EC2. A transmissão de esforços é garantida por uma sobreposição de varões, com ou sem cotovelos ou ganchos, soldadura ou ainda um dispositivo mecânico que assegura simultaneamente a transferência dos esforços de tração e de compressão ou apenas compressão.

As sobreposições devem assegurar a transmissão dos esforços de um varão para o outro, evitar o destacamento do betão na vizinhança das emendas e ainda evitar a ocorrência de fendas largas que prejudiquem o desempenho da estrutura.

No entanto é necessário assegurar que as sobreposições não se localizam em zonas de esforços elevados, como nas zonas críticas, e estas quando realizadas devem ser dispostas de maneira simétrica, seja qual for a seção.

Finalmente nos locais de sobreposição de varões tracionados a percentagem admissível de varões poderá ser aumentada em 100%, desde que todos estejam dispostos numa camada, situação que se verifica neste trabalho.

O EC2 preconiza no art.º 8.7.3 diretrizes que permitem a determinação do comprimento de sobreposição através da seguinte expressão:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \quad [6.12]$$

Onde:

l_0 – Comprimento de sobreposição;

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

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ – Definidos na equação [6.8];

α_6 – Coeficiente calculado pela seguinte expressão $\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0.5}$, mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0. Em que ρ_1 é a percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,65l_0$ da seção média da sobreposição considerada, para a situação mais desfavorável toma o valor de $\alpha_6 = 1,5$.

Sendo que:

$$l_0 \geq l_{0,min} \quad [6.13]$$

Onde:

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm\} \quad [6.14]$$

Os resultados da aplicação das equações [6.12], [6.13] e [6.14], são apresentados no seguinte quadro resumo:

Tabela 6-8 - Comprimentos de sobreposição adotados para os diferentes varões.

\emptyset [mm]	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]	l_0 [m] Adotado
8	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	367	200	551	0,60
10						458	206	687	0,70
12						550	248	825	0,85
16						733	330	1100	1,10
20						917	413	1376	1,40

6.2 Estados Limites Últimos

A verificação dos Estados Limites Últimos, consiste em garantir a segurança das pessoas e/ou da estrutura. Esta verificação é realizada para cada elemento separadamente de acordo com as prescrições presentes nos Eurocódigos Estruturais, garantindo assim um comportamento global satisfatório. Esta verificação está garantida quando se verifica a equação [6.15].

$$E_d \leq R_d \quad [6.15]$$

Onde:

E_d – Valor de cálculo dos efeitos das ações, devidamente combinadas:

R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Atualmente a regulamentação baseia-se no método dos coeficientes parciais de segurança, em que as grandezas E_d e R_d são quantificadas por um único valor, determinado por valor representativo. O valor representativo mais usual é chamado valor característico, este valor característico representado por variável aleatória, refere-se ao quantil 0.95, para variáveis que representam ações e 0.05 para variáveis que representem resistências. Dai os coeficientes parciais de segurança, respetivamente para ações e para propriedades dos materiais, são iguais ou superiores à unidade, pelo que as ações são majoradas e as propriedades dos materiais minoradas.

Para estruturas projetadas para resistir a ações sísmicas em regime não linear é necessário que no projeto se assegure que o comportamento real corresponde às hipóteses adotadas, para isso é necessário que a estrutura esteja projetada para responder às solicitações em regime não linear. Este é o objetivo do dimensionamento pela capacidade real (Capacity Design). Como a entrada no regime não linear não ocorre em simultâneo em

todos os elementos, é necessário determinar as zonas críticas e assegurar a sua ductilidade e capacidade de dissipação de energia, mantendo as restantes zonas da estrutura em regime elástico durante as deformações plásticas nas zonas críticas. Para que isto se verifique é necessário dimensionar as zonas da estrutura que se pretende manter em regime elástico com um excesso de resistência em relação às zonas a plastificar e garantir a ductilidade das zonas plásticas.

Ao aplicar-se o dimensionamento pela capacidade real é possível ter um conhecimento à priori das zonas onde os danos vão ocorrer, um controlo do tipo de danos e ainda forçar uma dada sequência na formação das rotulas plásticas.

6.2.1 Vigas

O EC2 define no art.º 5.3.1(3) que uma viga é um elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura total da seção transversal. Caso contrário deverá ser considerada como viga-parede.

Segue-se o dimensionamento segundo os Eurocódigos Estruturais para uma viga exemplo, a viga escolhida será a V1.04-2.

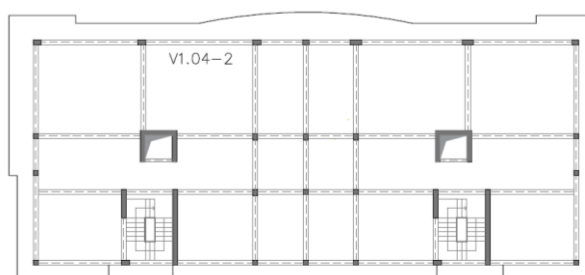


Figura 6-1 – Planta da localização da V1.04-2

6.2.1.1 Armadura longitudinal.

A armadura longitudinal não deverá ser inferior à armadura mínima exigida pelo art.º 9.2.1.1 do EC2, determinada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad [6.16]$$

Onde:

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

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

b_t – Largura média da zona tracionada;

d – Altura útil da seção.

Sendo que:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad [6.17]$$

Existe ainda a condicionante de armadura máxima no art.º 9.2.1.1 (3) do EC2, onde a armadura longitudinal na viga, fora das zonas de sobreposição de varões não deverá ser superior a $0,04 \cdot A_c$, onde A_c é definido pela área da seção de betão.

O art.5.4.3.1.2 (5) do EC8, impõe ainda uma taxa de armadura mínima (ρ_{min}), na zona tracionada, que deve ser cumprida ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, dado pela seguinte equação:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad [6.18]$$

Onde:

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

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

Segundo o art.º 5.4.3.1.1 do EC8 no cálculo da resistência à flexão de vigas sísmicas primárias de seção em T ou L deverá ser contabilizado a contribuição das armaduras da laje no banzo da viga. A largura efetiva do banzo b_{eff} a considerar depende se a viga está ligada a um pilar exterior ou interior e se existe ou não uma viga transversal, pode ser determinada pelo esquema que se segue.

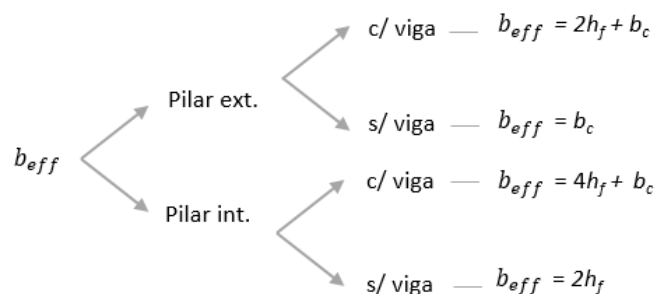


Figura 6-2 - Fluxograma para o cálculo do b_{eff}

Onde:

h_f – Espessura total da laje;

b_c - Largura do pilar na direção considerada.

Para que sejam garantidas a exigências de ductilidade local o EC8 no art.º 5.4.3.1.2, disponibiliza as seguintes regras:

- Devem ser consideradas como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão $l_{cr} = h_w$, onde h_w representa a altura da viga. O l_{cr} é medido a partir da face exterior do pilar.
- O valor do fator de ductilidade em curvatura μ_Φ , deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$\mu_\Phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad [6.19]$$

$$\mu_\Phi = 1 + 2(q_0 - 1) T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 \leq T_c \quad [6.20]$$

Onde:

T_1 -Período fundamental da estrutura;

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

Tabela 6-9 - Coeficiente de ductilidade em curvatura para as duas direções principais.

Direção	q_0	T_1 [s]	T_c [s]	μ_Φ
X	3,00	0,572	0,6	4,81
Y	3,00	0,305	0,6	3,03

No entanto segundo o art.º 5.4.3.1.2. (4) do EC8 os requisitos de ductilidade ficam satisfeitos se forem cumpridas as seguintes condições:

- Na zona comprimida da viga é necessário que a armadura de seção não seja inferior a 50% da armadura da zona tracionada.

- A taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não pode exceder o valor máximo de ρ_{max} , dado pela seguinte expressão:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\Phi} \varepsilon_{syd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [6.21]$$

Onde:

ρ' - Taxa de armadura da zona comprimida;

μ_{Φ} - Valor de ductilidade em curvatura;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Para impedir possíveis roturas de aderência, nos nós viga-pilar o art.º 5.6.2.2 do EC8 impõe que a parte de armadura longitudinal de vigas dobradas nos nós para efeitos de amarração deve ser sempre colocada no interior das cintas correspondentes aos pilares, e ainda define limites máximos para a relação entre o diâmetro dos varões da armadura principal das vigas (d_{bL}) e a dimensão da seção do pilar na direção paralela às vigas (h_c), dados pelas seguintes equações:

- Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad [6.22]$$

- Nós viga-pilar exterior

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad [6.23]$$

Onde:

f_{ctm} - Valor médio da resistência do betão à tração;

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

v_d - Esforço normal reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$).

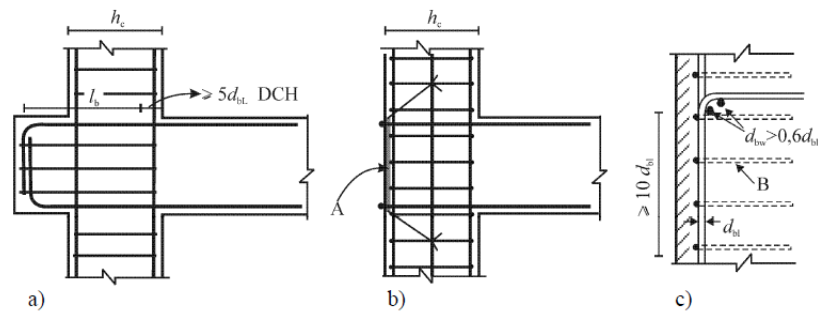
k_D - Coeficiente em função da classe de ductilidade, para DCM toma o valor 2/3.

ρ' - Taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;

ρ_{max} – Taxa máxima admissível de armadura de tração de acordo com equação [1.20];

γ_{Rd} – Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, toma o valor de $\gamma_{Rd} = 1$, para DCM.

Caso não seja possível satisfazer os limites referidos nos nós viga-pilar de acordo com o EC8 no art.º 5.6.2.2 (3), poderão tomar-se as seguintes disposições construtivas, para garantir a amarração das armaduras longitudinais de vigas primárias:



Legenda:

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

Figura 6-3 - Disposições construtivas para amarração das armaduras longitudinais de vigas primárias, de acordo com (EC8, 2010).

- a) A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de troços exteriores;
- b) Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões;
- c) Poderá adotar-se a dobragem a 90º dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bL}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem, solução adotada neste projeto.

6.2.1.2 Armaduras transversais

A armadura de esforço transversal deverá ser constituída por estribos envolvendo a armadura longitudinal, estes estribos devem formar um angulo de $\alpha = 90^\circ$ com o eixo longitudinal do elemento estrutural. O art.º 9.2.2 (5) do EC2 apresenta uma equação para o cálculo da taxa de armadura de esforço transversal (ρ_w) dada pela seguinte expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad [6.24]$$

ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;

A_{sw} – Área de armaduras de esforço transverso existente no comprimento s .

s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w – Largura da alma do elemento;

No entanto a taxa de armadura de esforço transverso (ρ_w) deverá ser sempre superior a taxa mínima de armadura de esforço transverso ($\rho_{w,min}$), dada por:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad [6.25]$$

Neste projeto, como já foi referido optou-se por estribos verticais, sendo assim segundo o art.º 6.2.3 (3) do EC2, o valor de cálculo do esforço transverso resistente, $V_{Rd,s}$, é dado pelas seguintes expressão:

$$V_{Rd,s} = \min\{V_{Rd}; V_{Rd,max}\} \quad [6.26]$$

Onde:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad [6.27]$$

e

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [6.28]$$

Sendo:

A_{sw} – Área de armaduras de esforço transverso existente no comprimento s ;

s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

z – Braço do binário das forças interiores, de forma simplificada pode ser determinado como $z = 0,9d$;

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

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, toma o valor de $f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$.

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

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, como se trata de uma estrutura não pré-esforçada toma o valor de $\alpha_{cw} = 1,0$.

ν_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, como $f_{ck} \leq 60$, toma o valor de $\nu_1 = 0,6$.

Segundo o art.º 9.2.2 (6) do EC2, o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso não deverá ser superior a $s_{l,max}$, dado pela seguinte expressão:

$$s_{l,max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad [6.29]$$

O espaçamento máximo transversal entre os ramos de estribos não deverá ser superior a $s_{t,max}$, dado pela seguinte expressão:

$$s_{t,max} = 0,75d \quad [6.30]$$

Sendo:

$$s_{t,max} \leq 600 \text{ mm} \quad [6.31]$$

Relativamente aos desempenhos da viga na exploração da ductilidade local, o EC8 no art.º 5.4.3.1.2 (6), impõe algumas restrições para a armadura de esforço transverso nas zonas críticas, sendo que devem ser satisfeitas as seguintes condições:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm ;
- O espaçamento, s [mm], das armaduras de confinamento deve verificar a seguinte expressão:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \quad [6.32]$$

Onde:

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal [mm];

h_w – Altura da viga [mm].

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

6.2.1.3 Dimensionamento

O dimensionamento das vigas primárias é efetuado de acordo com o EC8, para uma classe de ductilidade média (DCM), estabelecendo regras para um desempenho adequado da estrutura quando solicitado a ações sísmicas. Sendo assim o art.º 5.4.2.2 do EC8 reafirma a necessidade do cálculo do esforço transversal pelo método de cálculo pela capacidade real, garantindo deste modo a formação de rotulas plásticas em vez de roturas frágeis.

De acordo com a filosofia do método de cálculo pela capacidade real, o valor do esforço transversal deve ser determinado, com base no equilíbrio da viga sob a ação, de:

- A carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico;
- Dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$, onde $i = 1,2$, designando as seções de extremidade da viga, associadas a formação de rotulas plásticas para o sentido positivo e negativo da ação sísmica, calculados pela seguinte expressão;

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad [6.33]$$

Onde:

γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a possível sobre resistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de DCM, toma o valor $\gamma_{Rd} = 1,0$;

$M_{Rb,i}$ – 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, respetivamente.

O cálculo do esforço transversal máximo ($V_{Ed,max}$), nas seções de extremidade da viga primária, deve ser determinado pela seguinte expressão, como ilustrado na Figura 6-4.

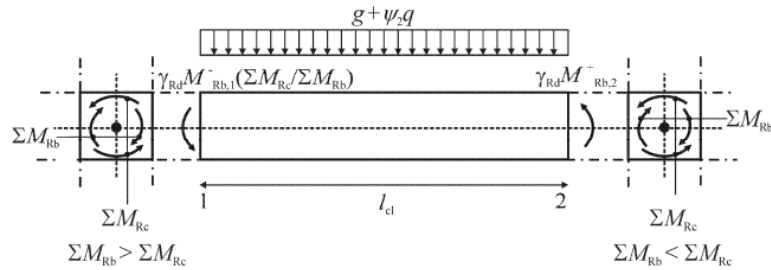


Figura 6-4 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas, de acordo com (EC8, 2010).

$$V_{Ed,max} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \mp \frac{(g + \psi_2 q) \cdot l_{cl}}{2} \quad [6.34]$$

Onde:

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

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

$(g + \psi_2 q)$ – Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações;

l_{cl} – Comprimento livre da viga.

Segundo o art.º 4.4.2.3 do EC8, no caso das estruturas porticadas ou sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad [6.35]$$

Como o edifício em estudo se trata de um sistema do tipo parede, não está abrangido pela condição referida, no entanto e de forma conservativa o cálculo de $M_{i,d}$, será efetuado pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad [6.36]$$

Sendo assim o cálculo do momento resistente é efetuado tendo por base as seguintes hipóteses:

- O betão não tem resistência à tração;
- As armaduras estão em cedência;
- A carga distribuída equivalente à compressão no betão adquire um formato retangular.

Tendo por base as condições referidas o equilíbrio das forças atuantes na seção é dado pelo seguinte esquema:

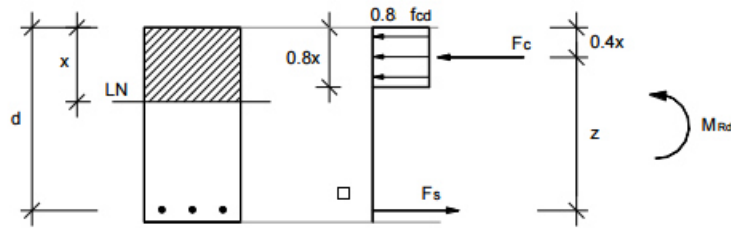


Figura 6-5 - Esquema ilustrativo do equilíbrio de forças atuantes na seção, de acordo com (Gomes, 2015)

A posição da linha neutra é dada pela seguinte expressão:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad [6.37]$$

Onde:

A_s - Área de armadura longitudinal de tração;

b – Largura da seção;

O momento resistente baseado na força de tração do aço (F_s) é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Rb} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x) \quad [6.38]$$

Onde:

x – Posição da linha neutra;

d – Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e a fibra mais comprimida da seção.

Após estabelecido o método de cálculo, é efetuado o dimensionamento da viga exemplo (V1.04-2), com as seguintes características.

Tabela 6-10 - Características da viga V1.04-2

Viga	I_{cl} [m]	h [mm]	b [mm]	d [mm]	f_{yd} [MPa]	f_{cd} [mm]
V1.04-2	6,67	0,6	0,3	0,565	347,78	16,67

A área de armadura mínima regulamentar é determinada pela aplicação das equações [6.16] e [6.17], obtendo-se assim o seguinte quadro resumo;

Tabela 6-11 - Armadura mínima e máximo da viga V1.04-2

Viga	$A_{s,min} [cm^2]$	$A_{s,max} [cm^2]$
V1.04-2	3,29	72,00

Para a determinação da armadura longitudinal necessária para garantir a segurança estrutural, foram retirados do programa de cálculo automático os esforços para a situação mais desfavorável. O seguinte quadro resume estabelece uma comparação entre o valor de área obtido pelo método de equilíbrio da seção e o valor obtido pelo programa de cálculo.

Tabela 6-12 – Armadura longitudinal necessária para a verificação da segurança da viga V1.04-2

Seção	Face	$M_{Ed} [kNm]$	$x [m]$	$A_{s,calculado} [cm^2]$	$A_{s,SAP2000} [cm^2]$
$L = 0$	Superior	240,37	0,117	13,45	14,05
	Inferior	120,19	0,013	6,21	6,44
$1/2$ vão	Superior	0	0,075	0	0,00
	Inferior	157,70	0,075	8,54	8,50
$L = 6,67$	Superior	217,20	0,105	12,05	12,59
	Inferior	108,60	0,051	5,78	5,84

Após determinado o aço necessário para as seções em análise foi estabelecida a armadura longitudinal, com a respetiva armadura efetiva ($A_{s,efetiva}$) que se apresenta no seguinte quadro resume.

Tabela 6-13 - Pormenorização da viga V1.04-2

Seção	Face	Pormenorização	$A_{s,efetiva} [cm^2]$
$L = 0$	Superior	5Ø20	15,71
	Inferior	4Ø16	8,04
$1/2$ vão	Superior	2Ø20	6,28
	Inferior	5Ø16	10,05
$L = 6,67$	Superior	5Ø20	15,71
	Inferior	4Ø16	8,04

Como já foi mencionado o art.º 5.4.3.1.1 do EC8, prevê que se tenha em consideração a influência da laje no cálculo do momento resistente da viga, para efeitos do dimensionamento pela capacidade real. No entanto para a determinação da armadura longitudinal da viga, esse efeito foi ignorado, mantendo nos assim do lado da segurança. Tendo em conta o fluxograma apresentado neste capítulo para o cálculo do b_{eff} , e estando perante pilares exteriores com viga transversal, o quadro que se segue apresenta a área de armadura da laje a ter em conta no cálculo do momento resistente.

Tabela 6-14 - Armadura da laje para o cálculo do momento resistente na viga.

Viga	b_c [m]	b_{eff} [m]	$A_{s,laje}$ [cm ²]
V1.04-2	0,3	0,46 · 2	9,64

Sendo assim, aplicando as equações [6.37] e [6.38], estão reunidas as condições para o cálculo do momento resistente da viga contabilizando a contribuição da laje, como se pode aferir no quadro resumo.

Tabela 6-15 - Momento resistente da viga V1.04-2

Seção	Face	$A_{s,viga}$ [cm ²]	$A_{s,laje}$ [cm ²]	M_{Rd} [kNm]
$L = 0$	Superior	15,71	9,64	460,40
	Inferior	8,04	0,00	157,70
$1/2$ vão	Superior	6,28	9,64	117,79
	Inferior	10,05	0,00	188,46
$L = 6,67$	Superior	15,71	9,64	464,63
	Inferior	8,04	0,00	153,45

Como já foi mencionado o EC8 estabelece que nas zonas críticas a armadura de compressão não deverá ser inferior a metade da armadura tracionada, sendo que neste caso a zona crítica da viga é dada por, $l_{cr} = h_w = 0,6m$, o quadro que se seja apresenta os resultados obtidos para a verificação referida.

Tabela 6-16 - Verificação da taxa de armadura longitudinal na zona crítica da viga V1.04-2.

Seção	Face	$A_s [cm^2]$	$A_{s,comp} \geq 0,5A_{s,trac}$
L=0 / 6,67	Superior	15,71	Verifica
	Inferior	8,04	

É também necessário verificar que na zona crítica a taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não excede o valor de ρ_{max} , o quadro apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6-17 - Verificação da taxa de armadura longitudinal de tração na zona crítica da viga V1.04-2.

Seção	Face	$A_s [cm^2]$	ρ	ρ'	ρ_{max}	$\rho < \rho_{max}$
L=0 / 6,67	Superior	15,71	0,0087	0,0045	0,0148	Verifica
	Inferior	8,04				

Ao longo de todo o comprimento da viga em estudo a taxa de armadura da zona tracionada (ρ) deve ser superior à taxa de armadura mínima (ρ_{min}), são então apresentados os resultados da verificação referida.

Tabela 6-18 - Verificação da taxa de armadura mínima na zona corrente da viga V1.04-2.

Seção	Face	$A_s [cm^2]$	ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
L=0 / 6,67	Superior	15,71	0,0087	0,0033	Verifica
	Inferior	8,04			
1/2 vão	Superior	6,28	0,0056		
	Inferior	8,04			Verifica

Como já foi mencionado o cálculo do esforço transversal atuante numa viga primária dimensionada pelos princípios do dimensionamento pela capacidade real, está dependente do momento resistente em ambas as extremidades da viga e do carregamento uniforme para a combinação quase permanente de ações, sendo assim os esforços atuando na viga em estudo podem ser determinados pela equação [6.33], os resultados da aplicação desta equação podem ser consultados no seguinte quadro.

Tabela 6-19 - Cálculo do esforço transverso de cálculo para a viga V1.04-2.

Seção	$M_{Rd,b,1}$ [kNm]	$M_{Rd,b,2}$ [kNm]	$g + \psi_2 q$ [kN/m]	l_{cl} [m]	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$V_{Ed,SAP2000}$ [kN]
L=0,00	460,40	157,70	27,19	6,67	183,35	168,23
L=6,67	153,45	464,67	27,19	6,67	183,35	175,36

A diferença entre os resultados obtidos pelo método analítico e o programa de cálculo automático podem prender-se ao facto de que no método analítico o cálculo do V_{ed} tem por base um momento resistente resultante de uma armadura efetiva superior à do programa.

Os resultados da aplicação da equação [6.28], para o cálculo do $V_{Rd,max}$ são apresentados no seguinte quadro resumo.

Tabela 6-20 - Cálculo do esforço transverso resistente máximo para a viga V1.04-2.

α_{cw}	z [m]	ν_1	$\cot \theta$	$\tan \theta$	$V_{Rd,max}$ [kN]
1,00	0,51	0,60	1,00	1,00	769,70

Conhecido o esforço transverso atuante em ambas as extremidades da viga, após a aplicação da equação [6.28] é então necessário, a atribuição de uma armadura transversal que satisfaça as condições impostas pelos regulamentos utilizados. Aplicando a equação [6.27].

Tabela 6-21 - Pormenorização da armadura de esforço transverso da viga V1.04-2.

Seção	$V_{Ed,calc}$ [kN]	z [m]	$(A_{sw}/s)_{cal}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$(A_{sw}/s)_{eff}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Zona crítica	183,35	0,51	10,29	Ø8//0.075 (2r)	13,40	238,67

O espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica é dado por [6.32], obtendo-se os seguintes valores:

Tabela 6-22 - Espaçamento máximo segundo o EC8, da armadura de esforço transversal na zona crítica da viga V1.04-2.

$h_w/4$ [mm]	$24d_{bw}$ [mm]	$8d_{bl}$ [mm]	s_{max} [mm]
150	192	160	150

Como o espaçamento máximo exigido pelo EC8, para a zona crítica é de 150 mm, está verificada a condição para a ductilidade local. Finalmente as pormenorizações adotadas devem verificar as condições impostas relativamente ao espaçamento longitudinal e transversal de armaduras, traduzidas pelas equações [6.29], [6.30] e [6.31]. São em seguida apresentados os valores obtidos:

Tabela 6-23 - Espaçamento máximo transversal e longitudinal de varões, para a viga V1.04-2.

d [m]	$s_{l,max}$ [m]	$s_{t,max}$ [m]
0.56	0.42	0.34

Como se pode concluir estão garantidas as condições referidas ao afastamento máximo das armaduras transversais.

6.2.2 Pilares

O art.º 9.5.1 do EC2 define pilar como um elemento estrutural cuja maior dimensão h não seja superior a 4 vezes a menor dimensão b . No entanto somente os pilares sísmicos primários são dimensionados segundo as regras do EC8, definem-se por pilar sísmico primários aqueles que apresentem um valor de esforço axial reduzido superior a 0,1 e inferior a 0,65 e ainda tenham contribuição para a resistência global da estrutura às ações sísmicas. Deste modo todos os pilares da estrutura em análise apresentam essas características.

Em seguida são apresentados os resultados referentes aos requisitos regulamentares relativos a pilares sísmicos primários. Esses requisitos foram garantidos para todos os pilares e os resultados poderão ser consultados nos anexos.

Será apresentado o método de cálculo e dimensionamento para um pilar exemplo que será o P13, pilar de bordo com as seguintes características geométricas:

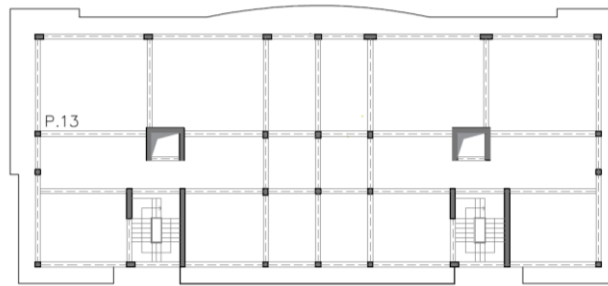


Figura 6-6 - Planta com a localização do P13.

Tabela 6-24 - Características geométricas do Pilar P13.

DIM X [m]	DIM Y [m]	$A_c [m^2]$
0,3	0,3	0,09

Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido (v_d) é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad [6.39]$$

Onde:

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

N_{ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão.

A_c – Área da seção do betão.

Sendo que:

$$v_d \leq 0,65 \quad [6.40]$$

O quadro que se segue apresenta os resultados da aplicação das equações [6.39] e [6.40], para o pilar em estudo, os esforços são retirados do programa de cálculo utilizado.

Tabela 6-25 - Esforço axial reduzido do pilar P13 ao longo dos vários pisos.

Piso 0		Piso 1		Piso 2		Piso 3	
N_{ed} [kN]	ν_d	N_{ed} [kN]	ν_d	N_{ed} [kN]	ν_d	N_{ed} [kN]	ν_d
906,8	0,60	523,5	0,35	319,2	0,21	106,22	0,07

Considera-se como piso 0, o troço de pilar que está compreendido entre a laje do piso 0 e a laje do piso 1, e assim sucessivamente. Como se pode verificar no piso 3 o esforço axial reduzido é inferior a 0,1 valor mínimo, para que o elemento seja considerado como pilar. No entanto neste último troço de pilar o valor está muito próximo do mínimo exigido, sendo por isso aceite.

6.2.2.1 Armadura longitudinal

Segundo o art.º 9.5.2 do EC2, os varões longitudinais deverão ter um diâmetro nunca inferior a \varnothing_{min} , este valor apresentado no Anexo Nacional toma o valor de 10 mm. Ainda no mesmo artigo do regulamento é definida a armadura longitudinal mínima ($A_{s,min}$), que um pilar deve apresentar, sendo esta dada pela seguinte expressão;

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} \quad [6.41]$$

Onde:

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

N_{ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Sendo que:

$$A_{s,min} \geq 0,002 \cdot A_c \quad [6.42]$$

Onde:

A_c – Área da seção do betão.

O EC2 define também uma área máxima de armadura no art.º 9.5.2 (3), dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,máx} \leq 0,04A_c \quad [6.43]$$

No entanto o mesmo regulamento admite que nas zonas de emenda por sobreposição, este limite possa ser aumentado para o dobro.

Segundo o art.º 5.4.3.2.2 do EC8, a taxa total de armadura longitudinal ρ_l , não deverá ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04 e ainda, nas seções transversais simétricas deverão adotar-se armaduras simétricas ($\rho = \rho'$). Deve ainda ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

6.2.2.2 Armadura transversal

Segundo o art.º 9.5.3 do EC2, o diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. As armaduras deverão ser convenientemente amarradas e o espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá exceder $S_{cl,max}$, dado pela seguinte expressão:

$$S_{cl,max} = \min\{15 \cdot d_{bL}; b; 400\} \quad [6.44]$$

Onde:

d_{bL} – Diâmetro dos varões longitudinais [mm];

b – Menor dimensão do pilar [mm].

O espaçamento determinado pela expressão [6.44], deve ser reduzido por um fator igual a 0,6 nas 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. Este mesmo artigo ainda realça que cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocados num canto deverá ser travado por meio de armaduras transversais. Numa zona de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado.

Como aconteceu no capítulo referente às vigas, os pilares também são abrangidos por requisitos que irão garantir a ductilidade local, impostos pelo EC8, introduzindo o mesmo conceito de zona crítica do pilar dado pelo art.º 5.4.3.2.2 (4) do EC8, na seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} \quad [6.45]$$

Onde:

h_c – Maior dimensão da seção transversal do pilar [m];

l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

Devido à vulnerabilidade das paredes de enchimento nos pisos térreos, na falta de um método mais preciso o art.º 5.9 (1) e (3) do EC8, prevê que se deverá ser tratada como zona crítica a altura total dos pilares dos pisos térreos.

Segundo o art.º 5.4.3.2.2 do EC8 (10) e (11), nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6 mm, e ainda a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos não pode ser superior a 200 mm.

O espaçamento (s [mm]) das cintas não deverá ser superior à condição impostas no art.º 5.4.3.2.2 (11) do EC8, dada pela seguinte expressão:

$$s = \min\{b_0/2 ; 175 ; 8d_{bL}\} \quad [6.46]$$

Onde:

b_0 – Dimensão mínima do núcleo de betão [mm];

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais [mm].

6.2.2.3 Armadura de confinamento

Segundo o art.º 5.4.3.2.2 do EC8, na zona crítica na base de pilares sísmicos primários, o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ), deve ser pelo menos igual ao valor indicado pela expressão [6.19] do presente trabalho. Se para o valor especificado de μ_ϕ , for atingido em qualquer ponto da seção transversal uma extensão no betão superior a $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, a perda de resistência devido ao destacamento do betão deve ser compensada através do confinamento adequado do núcleo de betão.

Segundo o EC8 consideram-se satisfeitas as condições referidas se se verificar a seguinte condição:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,03 \quad [6.47]$$

Onde:

μ_ϕ - Fator de ductilidade em curvatura;

ν_d – Esforço normal reduzido de cálculo;

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

b_c – Largura bruta da seção transversal;

b_0 - Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

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

α – Coeficiente de eficácia do confinamento, dado por $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$;

Sendo que:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [6.48]$$

E ainda, para seções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \left(\sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \quad [6.49]$$

e ainda:

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad [6.50]$$

Onde:

h_0 – Altura do núcleo confinado (medido pelo eixo das cintas);

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

b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados.

Finalmente segundo o art.º 5.4.3.2.2 (9) do EC8, na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deverá utilizar-se um valor mínimo ω_{wd} igual a 0,08.

6.2.2.4 Dimensionamento

Tal como nas vigas e de acordo com a filosofia de cálculo do EC8 os pilares deveram ser dimensionados pelo método da capacidade real. O programa de cálculo automático utilizado tem em consideração este método, sendo assim para o dimensionamento dos pilares sísmicos primários foi retirada do programa a área de armadura necessária para cada elemento e determinada uma pormenorização de armadura que satisfaça essa área exigida. No entanto foram realizados todos os cálculos necessários para o pilar exemplo (P13), que serão apresentados em seguida.

Para o cálculo da posição da linha neutra (x) e do momento resistente (M_{Rd}), em pilares sísmicos primários são utilizadas as seguintes expressões:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad [6.51]$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad [6.52]$$

Onde:

x – Altura comprimida da seção;

N – Esforço axial na seção para a combinação sísmica;

A_{s1} – Área de armadura tracionada;

A_{s2} – Área da armadura comprimida;

d – Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 – Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura comprimida;

h - Altura da seção.

Segundo o art.º 5.4.2.3 do EC8, nos pilares sísmicos primários, o valor do esforço transversal deve ser determinado de acordo com o equilíbrio dos esforços atuantes na extremidade do pilar ($M_{i,d}$), seguindo a filosofia do dimensionamento pelo método da capacidade real. Deverá considerar-se a formação de rotulas plásticas nas extremidades das vigas concorrentes com os nós viga/pilar, ou nas extremidades dos pilares concorrentes com os nós viga/pilar.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,i} \cdot \min \left\{ 1; \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \right\} \quad [6.53]$$

Onde:

$M_{RC,i}$ – Momento de dimensionamento do pilar na extremidade i ;

$\sum M_{RC}$ e $\sum M_{Rb}$ – Somatórios dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.

γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a sobre resistência por endurecimento do aço, e o confinamento do betão da zona de compressão da seção, toma o valor de $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Os valores de $M_{RC,i}$ e $\sum M_{RC}$ deverão corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projeto sísmica para o sentido considerado da ação sísmica, como indica o esquema que se segue.

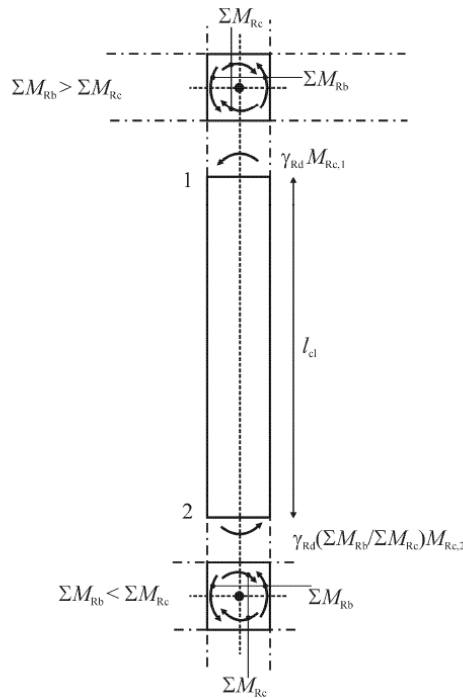


Figura 6-7 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilar, de acordo com (EC8, 2010).

Segundo a filosofia de cálculo pela capacidade real, as rotulas plásticas devem formar-se nas extremidades das vigas, sendo os momentos resistentes nos pilares superiores, simplificando a equação [6.49], tomando assim a seguinte expressão simplificada.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \quad [6.54]$$

Segundo o art.º 5.4.3.2.1 (2) do EC8 a flexão desviada poderá ser considerada de uma forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com a resistência a flexão reduzida em 30%, de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{Ed} = 0,7 \cdot M_{Rd} \quad [6.55]$$

Segundo o art.º 5.8.9 (4) do EC2, na ausência de um cálculo rigoroso da seção transversal em relação à flexão desviada, deverá satisfazer-se a seguinte condição.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad [6.56]$$

Onde:

$M_{Edz/y}$ – Momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

$M_{Rdz/y}$ – Momento resistente na direção considerada;

a – Expoente, para seções retangulares toma os valores;

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

Sendo que:

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

N_{Rd} – Esforço normal resistente da seção

Tal como acontece nas vigas o esforço transversal de cálculo nos pilares, para cada sentido da ação sísmica, é determinado pelo equilíbrio de momentos resistentes dado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{RC,2} + M_{RC,1}}{l_{cl}} \quad [6.57]$$

Onde:

$M_{RC,1}$ – Momento resistente na extremidade 1 do pilar;

$M_{RC,2}$ – Momento resistente na extremidade 2 do pilar;

l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

Segundo o art.6.2.3 (3) do EC2, no caso de elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor do esforço transversal resistente é determinado pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \quad [6.58]$$

Onde:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad [6.59]$$

e

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta \cdot \tan \theta} \quad [6.60]$$

Sendo que:

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

s – Espaçamento dos estribos;

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

ν_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, toma o valor de $\nu_1 = 0,6$.

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, toma o valor de $\alpha_{cw} = 1,0$.

Estabelecido a metodologia de cálculo utilizada prossegue-se a apresentação dos resultados obtidos para o pilar em análise (P13) no piso 0. Os resultados da aplicação da equação [6.51], [6.53], [6.55] e [6.56] são apresentados no seguinte quadro.

Tabela 6-26 - Armadura longitudinal do pilar P13.

Características	Direção X	Direção Y
$N_{Ed} [kN]$	906,75	
$b [m]$	0,3	
$h [m]$	0,3	
$d_1 [m]$	0,046	
$d [m]$	0,254	
$f_{cd} [MPa]$	16,7	
$f_{yd} [MPa]$	347,8	
$x [m]$	0,226	
$M_{Ed} [kN]$	72,06	52,33
$A_{s,cal} [cm^2]$	13,58	5,75
$A_{s,eff} [cm^2]$	18,85	18,85
$M_{Rd} [kN]$	122,14	122,14

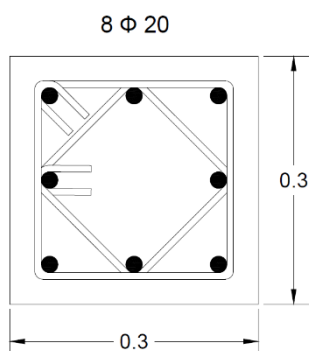


Figura 6-8 - Pormenorização do P13

Como foi referido o aço necessário para a verificação da segurança só foi determinado para o pilar exemplo, de forma comparativa o quadro que se segue apresenta o valor calculado e o valor obtido no programa automático utilizado.

Tabela 6-27 - Comparação entre a armadura longitudinal do pilar P13 determinadas pelo SAP 200 e método analítico.

$A_{s,calculado} [cm^2]$	$A_{s,SAP2000} [cm^2]$
25,13	25,12

Após estabelecida a pormenorização da seção e calculados os momentos resistentes em ambas as extremidades do pilar, estão reunidas as condições para a aplicação da equação [6.57] e assim determinar o esforço transversal e respetiva comparação com o valor obtido pelo programa utilizado. Os resultados da aplicação da equação referida são apresentados no quadro resumo.

Tabela 6-28 - Esforço transversal de cálculo na direção "x" para o pilar P13.

Esforço transversal em X			
Piso	$l_{cl} [m]$	$V_{Ed,x,cal} [kN]$	$V_{Ed,x,sap2000} [kN]$
0	2,10	127,95	137,22

Tabela 6-29 - Esforço transversal de cálculo na direção "y" para o pilar P13.

Esforço transversal em Y			
Piso	$l_{cl} [m]$	$V_{Ed,y,cal} [kN]$	$V_{Ed,y,sap2000} [kN]$
0	2,10	127,95	137,22

Existem algumas diferenças entre o valor calculado e o valor do esforço transversal retirado do programa de cálculo. Essa diferença pode ser justificada pelo facto de os valores dos momentos resistentes terem sido calculados considerando a flexão composta simples (método simplificado), ao contrário do programa que recorre a métodos mais complexos, como os abacos da flexão desviada.

Os resultados da aplicação da equação [6.59], estão apresentados no seguinte quadro.

Tabela 6-30 - Esforço transversal resistente para o pilar P13 em ambas as direções.

Direção	N_{Ramos}	Pormenorização	A_{sw}/s [cm ² /m]	z [m]	θ [°]	$V_{Rd,s}$ [kN]
X	3	Ø8//0,075	6,70	0,229	45	159,81
Y	3	Ø8//0,075	6,70	0,229	45	159,81

O esforço transversal máximo admitido pelo pilar, é determinado pela equação [1.59], os resultados são apresentados no seguinte quadro.

Tabela 6-31 - Esforço transversal resistente máximo para o pilar P13 em ambas as direções.

Direção	α_{cw}	z [m]	v_1	θ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]
X	1,00	0,229	0,60	45	343,59
Y	1,00	0,229	0,60	45	343,59

Como já foi referido o EC8 estabelece disposições construtivas para a ductilidade local de pilares sísmicos primários, um desses requisitos exigidos, passa pelo correto dimensionamento da armadura de confinamento, em seguida são apresentados os resultados da aplicação da equação [6.47].

- 1º membro da equação [6.47].

Tabela 6-32 - Parâmetros do 1º membro da equação [6.47].

b_0 [m]	h_0 [m]	s [mm]	α_n	α_s	α	$\omega_{\omega d}$	$\alpha \cdot \omega_{\omega d}$
0,24	0,24	75	0,76	0,71	0,54	0,39	0,21

Como se pode verificar esta garantido o requisito exigido pelo EC8, $\omega_{\omega d} \geq 0,08$.

- 2º membro da equação [6.47]

$$30\mu_{\phi}v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,03 =$$

$$= 30 \cdot 4,8 \cdot 0,6 \cdot 0,00174 \cdot 1,25 - 0,03 =$$

$$= 0,154$$

Sendo assim esta verificada a condição da equação [6.47]

Finalmente a zona critica de um pilar sísmico primário é dada pela equação [6.45], no entanto e como já foi referido o art.º 5.9 (1) e (3) do EC8, prevê que no piso térreo se trate toda a extensão do pilar como zona critica.

6.2.3 Paredes Estruturais

Neste subcapítulo serão abordadas todas as exigências construtivas e de dimensionamento relativas a paredes estruturais.

Segundo o art.º 5.4.1.2.3 (1) do EC8, a espessura da alma b_{w0} [m] deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\} \quad [6.61]$$

Onde:

h_s – Altura livre do piso (em metros).

Com a aplicação da equação [6.61], conclui-se que a espessura mínima da alma da parede seria $b_{w0} = 0,15m$. No entanto como a estrutura se situa no Algarve, local que está classificada como uma das zonas em que a ação sísmica é mais intensa o valor utilizado para a espessura da alma da parede estrutural será de $b_{w0} = 0,30m$.

Segundo o art.º 5.4.3.4.2 (1) do EC8, a altura da zona critica (h_{cr}), acima da base da parede pode ser calculada com recurso a seguinte expressão:

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\} \quad [6.62]$$

Onde:

l_w – Maior dimensão em planta da parede [m];

h_w – Altura total da parede na vertical [m].

Sendo que:

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

Onde:

h_s – Altura livre do piso (em metros);

n – Número de pisos.

6.2.3.1 Armadura Longitudinal

No dimensionamento da armadura longitudinal, foi utilizado o método de cálculo dos pilares fictícios, admitindo uma grande concentração da capacidade resistente nas duas extremidades da parede, sendo aí que se pormenorizará as armaduras de flexão. Ao utilizar-se este método garante-se uma melhor eficiência da armadura adotada, uma vez que o binário que origina os esforços de flexão atuantes tem maior expressão nas extremidades. O esquema que se segue é representativo do método de dimensionamento pelos pilares fictícios.

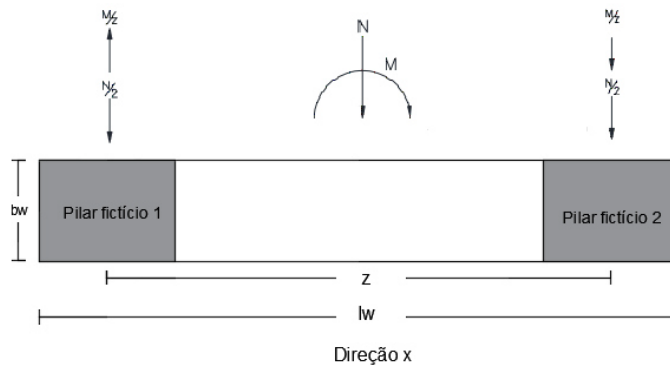


Figura 6-9 - Modelo de cálculo dos pilares fictícios, de acordo com (Gomes, 2015).

Sendo assim a força de tração atuante em cada pilar fictício é determinada para o caso mais desfavorável, em que exista o menor esforço de compressão (ou maior de tração) e o maior momento atuante (com o respetivo sinal que crie tração no pilar em estudo), e é dado pela seguinte expressão.

$$F_s = \frac{M}{z} \pm \frac{N}{2} \quad [6.64]$$

A área de armadura longitudinal é determinada pela seguinte expressão:

$$A_{s,v} = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad [6.65]$$

Segundo o art.º 9.6.2 do EC2, a armadura vertical deverá estar compreendida entre a armadura máxima ($A_{s,v \max}$) e a armadura mínima ($A_{s,v \min}$). Estas condições estão garantidas se se verificar a seguinte equação:

$$0,002A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04A_c \quad [6.66]$$

Segundo o mesmo artigo a distância entre dois varões verticais adjacentes não deverá ser superior ao menor dos valores:

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

Finalmente o art.º 5.4.3.4.2 (8) do EC8, afirma que a taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade não deverá ser inferior a 0,005 ou 0,5% e estes devem cumprir com todos os requisitos exigidos aos pilares sísmicos primários já apresentados.

6.2.3.2 Armadura horizontal

Segundo o art.º 9.6.3 do EC2, deverão ser dispostas armaduras horizontais, paralelas aos paramentos de parede, em cada face. A seção dessas armaduras não deverá ser inferior a $A_{s,hmin}$, dado pela seguinte expressão:

$$A_{s,hmin} \geq \max\{0,25A_{sv}; 0,001A_c\} \quad [6.67]$$

O mesmo artigo afirma que a distância entre dois varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm.

6.2.3.3 Armadura transversal

De acordo com o art.º 9.6.4 do EC2, dever-se á colocar armadura transversal, sob a forma de estribos ou ganchos, em qualquer parte de uma parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a $0,02A_c$.

No mesmo artigo, existe a referencia de no caso da armadura principal colocada mais próxima das faces da parede, deverá utilizar-se também uma armadura transversal constituída pelo menos por 4 estribos por m^2 de área de parede.

Segundo o art.º 5.4.3.4.2 (12) a armadura transversal dos elementos de extremidade em paredes pode ser determinada apenas de acordo com as regras prescritas pelo EC2, desde que o valor do esforço normal reduzido de cálculo (v_d), não seja superior a 0,15 ou não superior a 0,20 e que haja uma redução de 15% no coeficiente de comportamento (q_0).

6.2.3.4 Armadura de confinamento

Á semelhança dos pilares o EC8 prevê uma armadura de confinamento na zona crítica (h_{cr}) da parede, esta armadura de confinamento deve prolongar-se horizontalmente pelo comprimento do pilar fictício (l_c).

De acordo com o art.º 5.4.3.4.2 (6) do EC8, o comprimento dos pilares fictícios (l_c), é dado pela expressão [6.64], este comprimento é medido desde a fibra mais comprimida da

parede até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se devido a grandes extensões de compressão, o esquema que se segue ilustra essa afirmação.

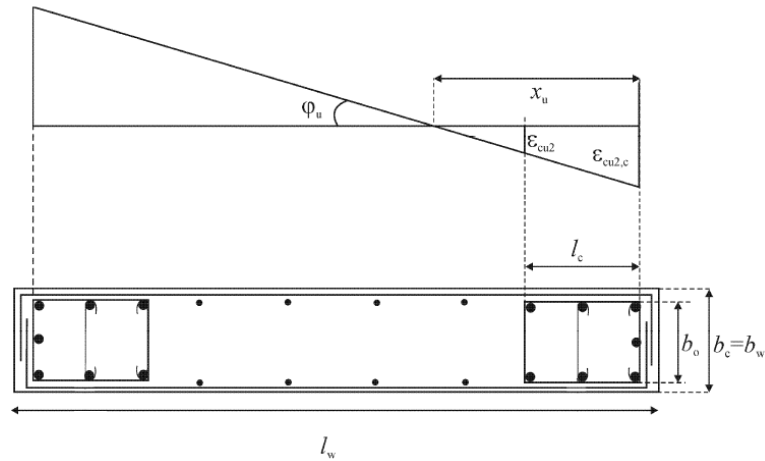


Figura 6-10 - Extensões na curva última de uma seção transversal da parede, de acordo com (EC8, 2010).

O comprimento dos pilares fictícios é dado pela seguinte expressão:

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad [6.68]$$

Sendo que:

$$l_c \geq \max\{0,15l_w; 1,5b_w\} \quad [6.69]$$

A extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento toma o valor de $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, o valor da extensão última do betão confinado será determinado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{\omega d} \quad [6.70]$$

A posição do eixo neutro (x_u), correspondente à curva última após o destacamento do betão é determinado pela seguinte expressão:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad [6.71]$$

Segundo o art.º 5.4.3.4.1 (2) do EC8, nas paredes sísmicas o valor do esforço normal reduzido (v_d), não deverá tomar um valor superior a 0,4 e é calculado pela seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad [6.72]$$

A taxa de armadura vertical é calculada com recurso à seguinte expressão:

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \cdot b_c} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad [6.73]$$

Para paredes de seção transversal retangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessário ($\omega_{\omega d}$) é dada pela seguinte expressão:

$$\omega_{\omega d} = \frac{\text{volume de cintas}}{\text{volume do nucleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [6.74]$$

Sendo que deverá verificar a seguinte condição:

$$\alpha \omega_{\omega d} \leq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [6.75]$$

Onde:

b_c – Largura bruta da seção transversal do pilar fictício;

b_0 – Largura do núcleo confinado do pilar fictício (em relação ao eixo das cintas);

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

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

α – Calculado pelas equações [6.49] e [6.50].

Segundo art.º 5.4.3.4.2 do EC8, nas zonas críticas das paredes deverá utilizar-se um valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_{ϕ}) que seja pelo menos igual ao calculado a partir das equações [6.19] e [6.20], sendo o valor básico do coeficiente de comportamento q_0 destas 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 sísmico. De modo conservativo considerou-se a relação $M_{Ed}/M_{Rd} = 1$, sendo assim o valor do fator de ductilidade (μ_{ϕ}) toma o valor já calculado pelas equações [6.19] e [6.20].

Em concordância com os pilares o valor da taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica ($\omega_{\omega d}$) deverá ser superior a 0,08. A Figura 6-11, ilustra a distribuição espacial das paredes estruturais.

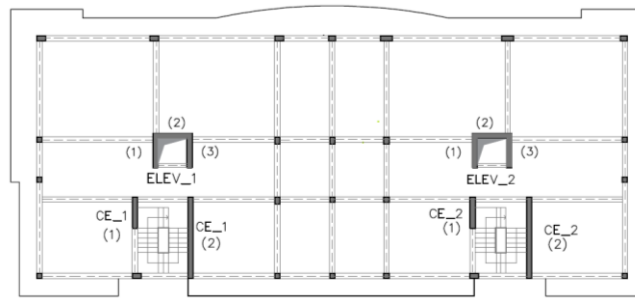


Figura 6-11 - Planta com localização das paredes estruturais

6.2.3.5 Dimensionamento

O edifício em estudo, possui dois núcleos de elevadores, que formam dois núcleos de paredes resistentes em forma de U, e ainda dois núcleos de escadas cada um com duas paredes isoladas em forma de I, que se prolongam na direção Y, e estão ligados por vigas ao longo da altura. Todas as paredes têm a mesma altura, prolongando-se das fundações até a cobertura.

Serão então apresentados os cálculos realizados para o núcleo de elevadores (ELEV_1), que se apresenta em seguida. De acordo com o art.º 5.4.3.4.1 (4) do EC8 as seções de paredes mistas constituídas por troços retangulares unidos entre si ou que se intersectem, deverão ser consideradas como seções únicas. No entanto e de modo simplificado neste projeto optou-se por realizar o dimensionamento das paredes constituintes do núcleo como paredes isoladas, como se pode comprovar na imagem que se segue.

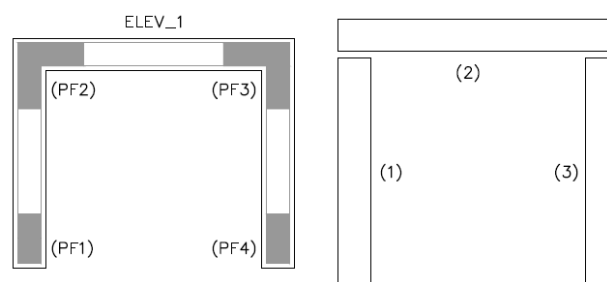


Figura 6-12 - Localização dos pilares fictícios e divisão do núcleo de elevador em paredes simples

Em edifícios de parede, a formação de uma rotula plástica, acima do piso térreo, é praticamente certa quando estiver sujeita a ação sísmica intensa. Pois os deslocamentos resultam da acumulação de rotações ao longo da altura. São semelhantes para os pilares e para a parede, como se pode confirmar na Figura 6-13.

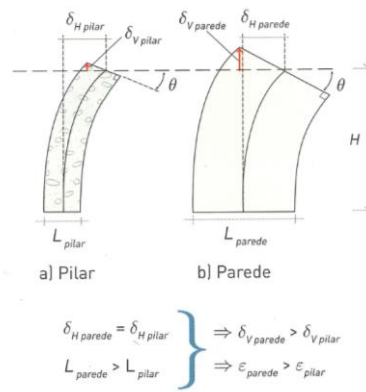


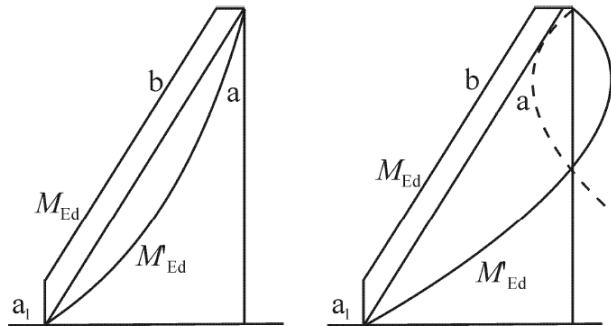
Figura 6-13 - Deformação de a) Pilar, e b) Parede, sujeitas ao mesmo deslocamento, de acordo com (LOPES, 2009).

No entanto, dada a maior largura da parede (L_{parede}), às mesmas rotações no topo (θ) correspondem maiores deslocamentos verticais δ_v , nas extremidades das seções transversais das paredes. Desta forma as extensões (ε) nas extremidades da parede são maiores do que as que ocorrem no pilar, portanto a formação de rotulas plásticas nas paredes não pode ser evitada e é necessário que tal seja tido em conta no projeto.

Nas paredes o local mais provável para a formação de uma rotula plástica é em regra geral na seção de momento máximo, ao nível do piso térreo e em zonas de dispensa de armadura. É essencial que em projeto se tenha especial cuidado para evitar a eventual formação da rotula plástica numa parede a um nível acima do piso térreo, já que poderia ter um efeito equivalente ao de uma forte irregularidade em altura, podendo levar a um aumento das exigências de ductilidade a esse nível. Assim para que as paredes permaneçam em regime elástico acima da rotula plástica da base é necessário sobredimensioná-las relativamente aos esforços obtidos na análise elástica.

Para que as armaduras de flexão das paredes se mantenham em regime elástico acima da zona de formação da rotula, o EC8 aplica a filosofia de cálculo do *Capacity Design* que recomenda que o seu dimensionamento seja feito não para os momentos de cálculo obtidos considerando como a ação base a ação sísmica, mas para uma nova envolvente ao longo da altura.

Sendo assim e de acordo com o art.º 5.4.2.4 (5) do EC8, a envolvente do diagrama de momentos flectores atuantes ao longo da altura, obtém-se traçando um diagrama linear entre a seção da base e a do topo e deslocando este diagrama para cima uma distância (a_1).



Legenda:

- a diagrama dos momentos obtido da análise
- b envolvente de cálculo
- a_1 deslocamento vertical (*tension shift*)

Figura 6-14 - Envolvente de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas, em sistemas de parede e mista respetivamente, de acordo com (EC8, 2010).

O valor da translação vertical da envolvente é determinado com base na seguinte expressão.

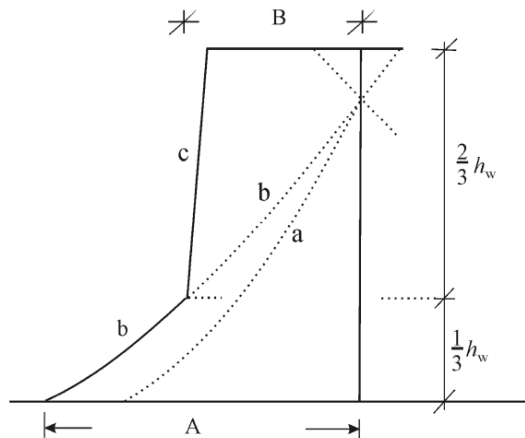
$$a_1 = z \cot \theta \quad [6.76]$$

Onde:

z - Braço interior da parede;

θ – Ângulo de inclinação das escoras.

A influência dos modos de vibração de ordem superior é tida em conta pelo EC8, através de uma alteração da envolvente de esforço transverso como se pode verificar na Figura 6-15. Esta alteração pode ter em conta, entre outros efeitos, que os esforços transversos atuantes podem ser superiores aos de cálculo, devido ao facto de o momento atuante na rotula plástica poder ser também superior ao respetivo momento de cálculo.



Legenda:

- a diagrama dos esforços transversos obtidos da análise
- b diagrama dos esforços transversos majorados
- c envoltório de cálculo
- A $V_{\text{parede,base}}$
- B $V_{\text{parede,topo}} \geq V_{\text{parede,base}}/2$

Figura 6-15 - Envoltório de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto, de acordo com (EC8, 2010).

Após estabelecido o processo de cálculo são apresentados os resultados relativos à parede exemplo (ELEV_1), que apresenta as seguintes dimensões.

Tabela 6-33 - Características geométricas das paredes constituintes do núcleo ELEV_1.

Parede	b_w [m]	l_w [m]
(1) / (3)	0,3	1,95
(2)	0,3	2,27

Tendo em conta as características das paredes, é possível determinar a altura crítica, aplicando as equações [6.62] e [6.63], os resultados são apresentados no quadro que se segue.

Tabela 6-34 - Altura crítica das paredes constituintes do núcleo ELEV_1.

Parede	l_w [m]	h_w [m]	h_s [m]	h_{cr} [m]
(1) / (3)	1,95	10,8	2,47	1,95
(2)	2,27	10,8	2,47	2,27

O comprimento mínimo regulamentar para os elementos de extremidade é determinado pela aplicação da equação [6.69], os resultados são apresentados no quadro resumo.

Tabela 6-35 - Comprimento mínimo para os pilares fictícios do núcleo de parede ELEV_1.

Parede	$0,15l_w$ [m]	$1,5b_w$ [m]	$l_{c,min}$ [m]
(1) / (3)	0,29	0,45	0,45
(2)	0,34	0,45	0,45

Para o dimensionamento da armadura longitudinal das paredes, foram considerados os esforços atuantes de cálculo mais desfavoráveis da ação sísmica. Para as paredes (1) e (3) o momento condicionante será em torno do eixo "X", para a parede 2 como se desenvolve segundo "X" os momentos condicionantes serão em torno de "Y".

A título de exemplo apresenta-se em seguida a envolvente de momentos fletores em torno do eixo "X" para a parede (2) do núcleo de elevadores ELEV_1.

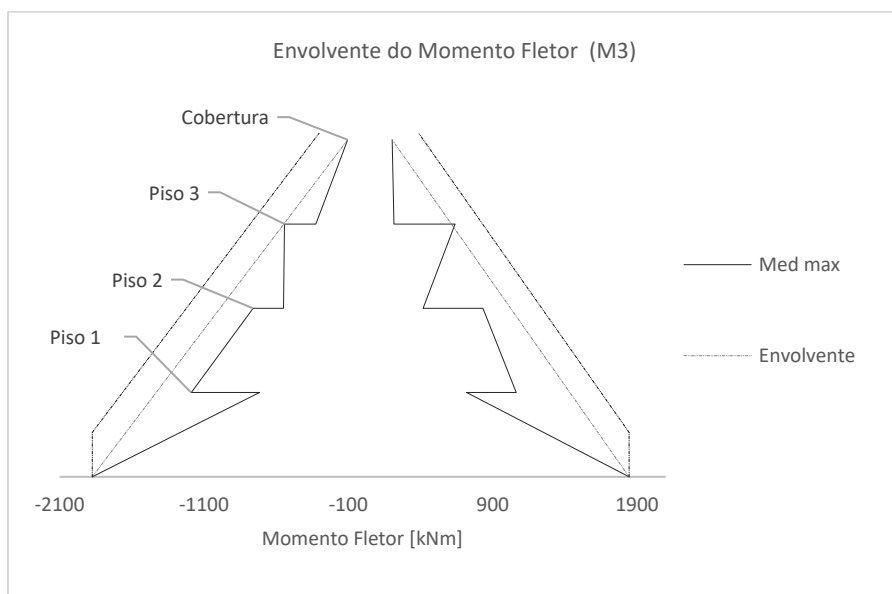


Figura 6-16 - Envolvente de cálculo do momento fletor.

O valor máximo de tração em cada pilar fictício é determinado pela combinação entre o momento fletor e o esforço axial mais desfavorável. Neste projeto, para o núcleo de

elevadores, a força máxima de tração nos pilares fictícios foi determinada a partir das seguintes expressões.

- Para os pilares fictícios PF1 e PF4;

$$F_s = \left| \frac{-M_x}{z} \right| \pm \frac{N}{2} \quad [6.77]$$

- Para o pilar fictício PF2

$$F_s = \left(\left| \frac{M_x}{z} \right| \pm \frac{N}{2} \right)_{Parede(1)} + \left(\left| \frac{M_y}{z} \right| \pm \frac{N}{2} \right)_{Parede(2)} \quad [6.78]$$

- Para o pilar fictício PF3

$$F_s = \left(\left| \frac{M_x}{z} \right| \pm \frac{N}{2} \right)_{Parede(3)} + \left(\left| \frac{-M_y}{z} \right| \pm \frac{N}{2} \right)_{Parede(2)} \quad [6.79]$$

Em seguida são apresentados os resultados da aplicação da equação [6.65], [6.77], [6.78] e [6.79] e respetiva pormenorização adotada para as paredes, para o piso 0. Como um dos requisitos para o dimensionamento segundo o EC8 é a simetria estrutural, o PF1 e PF4 serão dimensionados pelo caso mais desfavorável entre os dois e o mesmo ocorre entre o PF2 e PF3.

Tabela 6-36 – Pormenorização da armadura longitudinal dos pilares fictícios do ELEV_1 no piso 0.

Pilar	$F_{s,max}$ [kN]	A_s [cm ²]	Pormenorização	$A_{s,eff}$ [cm ²]
PF1 / PF4	125,39	3,60	6 Ø 16	12,06
PF2 / PF3	2165,83	63,47	16Ø20 + 8Ø16	66,35

Estão assim reunidas as condições para a verificação da armadura mínima e máxima exigida no piso 0. O quadro que se segue é resultado da aplicação da equação [6.66].

Tabela 6-37 - Verificação da armadura máxima e mínima dos pilares fictícios para o piso 0.

Pilar	$A_{s,min}$ [cm^2]	$A_{s,v}$ [cm^2]	$A_{s,max}$ [cm^2]	Verificação
PF1 / PF4	11,7	12,06	234,0	Verifica
PF2 / PF3	13,62	66,35	272,4	Verifica

A título ilustrativo será apresentada a pormenorização dos PF2 e PF3, ao longo da altura.

Tabela 6-38 - Pormenorização dos PF2 e PF3 do ELEV_1 ao longo dos vários pisos.

Piso	$F_{s,max}$ [kN]	A_s [cm^2]	Pormenorização	$A_{s,eff}$ [cm^2]
-1	—	—	16 \emptyset 20 + 8 \emptyset 16	66,35
0	2207,81	63,47	16 \emptyset 20 + 8 \emptyset 16	66,35
1	993,81	28,57	12 \emptyset 16 + 4 \emptyset 12	28,65
2	606,20	17,43	16 \emptyset 12	18,10
3	381,82	10,98	16 \emptyset 12	18,10

Como já foi mencionado a resistência à tração em paredes resistentes é garantida pela armadura longitudinal dos pilares fictícios, no entanto é necessário incluir armaduras de flexão nas almas. Deste modo a armadura a incluir nas almas será a mínima exigida. O quadro que se segue apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6-39 - Armadura de flexa nas almas das paredes resistentes.

$A_{s,min}$ [cm^2/m]	Pormenorização	$A_{s,eff}$ [cm^2/m]
6,00	\emptyset 10 // 0,25 p/Face	6,28

Após a definição das armaduras longitudinais, realizou-se o dimensionamento da armadura transversal na direção mais desfavorável, tendo em conta a envolvente do diagrama de esforço transverso já referida. Mais uma vez a título de exemplo apresenta-se em seguida o diagrama de esforço transverso e respetiva envolvente da parede (1) do ELEV_1.

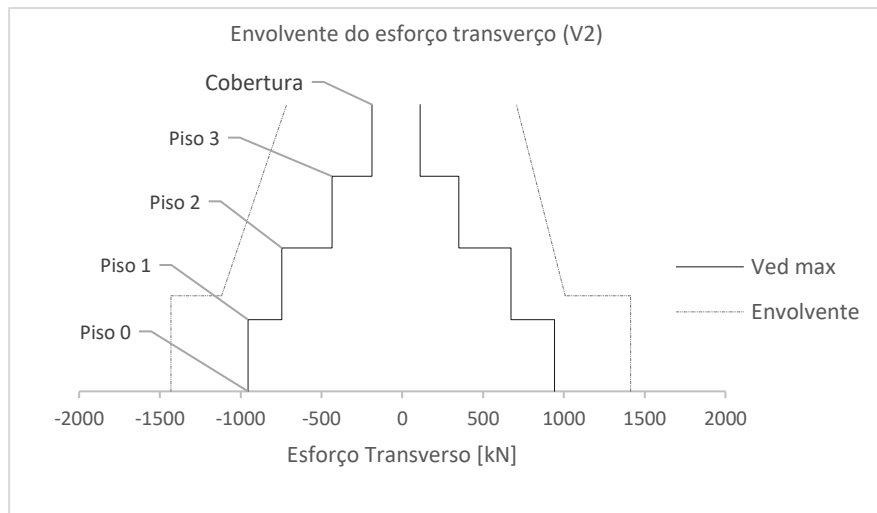


Figura 6-17 - Envoltente de cálculo do esforço transverso.

Após retirados os esforços de cálculo condicionantes, para cada troço é necessário a verificação do esforço transverso máximo, os resultados são apresentados em seguida.

Tabela 6-40 - Esforço transverso resistente máximo nas paredes constituintes do núcleo ELEV_1.

Parede	α_{cw}	z [m]	v_1	f_{cd} [MPa]	θ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]
(1) / (3)	1,00	1,50	0,54	16,6	45	2029,05
(2)	1,00	1,57				2123,74

Como o dimensionamento do núcleo foi realizado analisando separadamente para cada parede, considera-se que as paredes que se desenvolvem segundo Y (parede (1) e (3)), são responsáveis pela resistência do esforço transverso nessa direção e o mesmo se verifica na direção perpendicular, em que a parede (2) que se desenvolve segundo a direção X é responsável pela resistência do esforço transverso nessa direção.

No quadro resumo que se segue são apresentados para as três paredes constituintes do núcleo, os valores retirados do programa de cálculo automático utilizado com a respetiva majoração na zona de esforço máximo ou seja entre as cotas 0 m até $1/3 h_w$, que corresponde à cota 3,6 m. É também apresentado a pormenorização adotada para esse troço.

Tabela 6-41 - Pormenorização da armadura de esforço transverso das paredes constituintes do núcleo ELEV_1 até à cota 3.6 m.

Parede	$V_{Ed,x}$ [kN]	A_{sw}/s_{calc} [cm ²]	Pormenorização	A_{sw}/s_{eff} [cm ²]	V_{Rd} [kN]
(1) / (3)	837,49	16,05	2R Ø10 // 0,075	20,96	1093,58
(2)	1462,38	26,78	2R Ø12 // 0,075	30,16	1647,02

A título ilustrativo será apresentada no seguinte quadro a pormenorização da armadura de esforço transverso em altura, para a parede (2).

Tabela 6-42 - Pormenorização da armadura de esforço transverso ao longo dos vários pisos para a parede (2) do ELEV_1.

Piso	$V_{Ed,x}$ [kN]	A_{sw}/s_{calc} [cm ²]	Pormenorização	$V_{Rd,x}$ [kN]	
0	1462,38	26,78	2R Ø12 // 0,075	1093,58	Zona Crítica
0 ⁺	1462,38	26,78	2R Ø12 // 0,075	1093,58	
1	1100,60	20,15	2R Ø12 // 0,10	1235,26	Zona Corrente
2	1008,24	18,46	2R Ø12 // 0,10	1235,26	
3	869,72	15,93	2R Ø12 // 0,125	988,43	

Nota: O piso 0⁺, corresponde ao troço de pilar que vai do topo do pilar do piso 0 até à cota 3,60 m correspondente a $1/3 h_w$. Como consequência a armadura de esforço transverso do piso 1 inicia-se na cota 3,60 m.

Estabelecida a armadura longitudinal e transversal da parede resistentes, é necessário garantir a verificação do confinamento do betão, seguindo a mesma filosofia de cálculo utilizado nos pilares sísmicos primários. A armadura de confinamento no pilar fictício PF2 do ELEV_1, tem a seguinte configuração no piso 0.

(PF2)
 16 ϕ 20+8 ϕ 16
 cintas:
 ϕ 10//0.10

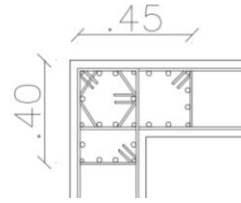


Figura 6-18 - Armadura de confinamento do PF2.

A taxa de armadura mecânica na alma das paredes que constituem o núcleo é determinada pela equação [6.73], os resultados são apresentados no seguinte quadro.

Tabela 6-43 - Taxa de armadura mecânica na alma das paredes que constituem o núcleo ELEV_1.

Parede	$A_{sv}[cm^2]$	$A_c[m^2]$	ω_ω
(1) / (2) / (3)	6,28	0,30	0,044

O espaçamento máximo das cintas na zona crítica é dada pela equação [6.46], os resultados são apresentados em seguida.

Tabela 6-44 - Espaçamento máximo das cintas na zona crítica.

Parede	$b_0 [mm]$	$d_{bL} [mm]$	$S_{max}[mm]$
PF1 / PF4	300	20	160
PF2 / PF3	300	16	128

As dimensões dos pilares fictícios e respectivos núcleos de betão são em seguida apresentados.

Tabela 6-45 - Dimensões dos pilares fictícios do ELEV_1 e respetivas dimensões do núcleo de betão confinado.

Pilar	b [m]	h [m]	b_0 [mm]	h_0 [mm]
PF1 / PF4	0,30	0,40	0,24	0,37
PF2 / PF3	0,30	0,45	0,24	0,42

Estão assim reunidas as condições para a verificação do confinamento do betão em paredes resistentes, aplicando a equação [6.75], são apresentados os resultados relativos ao PF2 e PF3.

- 1º membro da equação

Tabela 6-46 - Parâmetros para o cálculo do 1º membro da equação [6.75].

Piso	s [m]	$\sum b_i^2$ [m ²]	α_n	α_s	α	$V_{bet\tilde{a}o}$ [m ³]	V_{cintas} [m ³]	$\omega_{\omega d}$	$\alpha\omega_{\omega d}$
0 a 0 ⁺	0,10	0,107	0,889	0,733	0,651	0,021	0,00013	0,127	0,082
3	0,10	0,107	0,889	0,733	0,651	0,021	0,00013	0,127	0,082

- 2º membro da equação

Tabela 6-47 - Parâmetros para o cálculo do 2º membro da equação [6.75].

Piso	μ_ϕ	ν_d	ω_ω	$\varepsilon_{sy,d}$	b_c	b_0	2º membro
0 a 0 ⁺	4,8	0,23	0,044	0,00174	0,30	0,24	0,081
3	4,8	0,03	0,044	0,00174	0,30	0,24	0,020

É possível assim demonstrar a verificação da equação [6.75] ao longo da altura da parede, está também verificada a condição $\alpha\omega_{\omega d} \geq 0,08$. No entanto segundo o art.º 5.4.3.4.2 (12) do EC8, a armadura transversal dos elementos de extremidade definidos poderá ser determinada apenas de acordo com as regras prescritas no EC2 se for satisfeita uma das condições:

- O valor de esforço normal reduzido de cálculo ν_d não ser superior a 0,15.
- O valor de ν_d não ser superior a 0,20 e o coeficiente q utilizado na análise é reduzido de 15%.

Como nas paredes constituintes do núcleo em estudo (ELEV_1), o esforço normal reduzido de cálculo ν_d à cota do piso 1 toma o valor máximo de $\nu_d = 0,13$ é possível aplicar

a partir desta cota o artigo do EC8 referido, não sendo por isso necessária a verificação da equação [6.75] da laje do piso zero até a cobertura, no entanto a mesma foi verificada.

Estão assim reunidas as condições para a aplicação das equações [6.68], [6.70] e [6.71] e assim ser verificado o comprimento (l_c) dos pilares fictícios para a parede exemplo, em seguida é apresentado um quadro resumo com a aplicação das equações referidas.

Tabela 6-48 - Dimensões adotadas para os pilares fictícios do ELEV_1.

Parede	$l_{c,adotado}$ [m]
(1)	0,40
(2)	0,45
(3)	0,40

6.2.4 Lajes

As zonas de maior concentração de massa em estruturas de edifícios são ao nível dos pisos, onde se encontram as lajes. Na Figura 6-19, que se segue, as barras cinzentas sobre as vigas representam a massa dos pisos numeradas de M1 a M4.

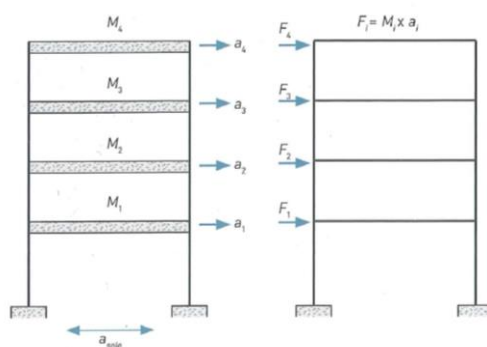


Figura 6-19 - Princípios básicos da análise sísmica, de acordo com (LOPES, 2009).

O principal efeito da vibração do solo durante o sismo consiste na imposição de movimentos rápidos em ambos os sentidos da direção horizontal na base da estrutura, gerando assim ao nível dos pisos um conjunto de forças horizontais, denominadas forças de inércia e identificadas na figura apresentada de F1 a F4. Assim a capacidade de uma estrutura resistir a um sismo está fortemente associada à sua resistência às forças horizontais geradas na massa da própria estrutura.

Um dos aspetos do comportamento das estruturas com mais relevância deste ponto de vista nos edifícios de betão armado é o facto de as lajes que constituem os pavimentos terem grande rigidez no plano horizontal. Isso faz com que os deslocamentos horizontais ao

nível de cada piso tenham, de ser tais que correspondam a um movimento de corpo rígido do mesmo, permitindo que as forças de inércia se distribuam entre elementos verticais de suporte proporcionalmente à rigidez.

A situação para as cargas verticais é qualitativamente diferente. Como a laje é flexível para movimentos para fora do seu plano, pois a espessura da laje é muitíssimo menor do que as suas dimensões horizontais, não tem rigidez suficiente para redistribuir cargas verticais e estas distribuem-se para os apoios mais próximos.

O dimensionamento das lajes de pavimento e de escadas está sujeito apenas ao EC2, já que só é feito para cargas verticais. Para o seu dimensionamento foi utilizado o programa de cálculo automático e daí retirados os esforços e armaduras necessárias para a sua verificação aos estados limites.

A armadura mínima exigida pelo regulamento referido está no art.º 9.2.1.1 (1) e é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad [6.80]$$

Onde:

b_t - Largura da zona tracionada, em lajes toma o valor de $b_t = 1,0 \text{ m}$.

d - Altura útil da seção.

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura à tração simples, toma o valor de $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$.

Sendo que:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad [6.81]$$

A armadura máxima exigida pelo regulamento referido está no art.º 9.2.1.1 (3) e é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad [6.82]$$

Tendo em conta o valor da espessura das lajes determinado no Capítulo 3 (Pré-Dimensionamento), o quadro que se segue apresenta os valores obtidos na aplicação das equações [6.80], [6.81] e [6.82].

Tabela 6-49 - Armaduras máxima e mínima das lajes de pavimento e escadas.

Laje	$b_t [m]$	$e_{leje} [m]$	$d [m]$	$A_{s,min} [cm^2/m]$	$A_{s,max} [cm^2/m]$
Pavimento	1,0	0,23	0,195	3,30	78,0
Escada	1,0	0,15	0,115	1,94	46,0

Ainda de salientar que segundo o art.º 9.3.1.1 (2) do EC2 nas lajes armadas só numa direção, deverão utilizar-se armaduras transversais de distribuição correspondentes a pelo menos 20% da armadura principal.

Em relação ao espaçamento máximo entre varões segundo o art.º 9.3.1.1 (3) do EC2 não deverão ser superiores a $s_{max,slabs}$, com os seguintes valores.

- Para as armaduras principais

$$s_{max,slabs} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad [6.83]$$

- Para armaduras de distribuição

$$s_{max,slabs} = 3,5h \leq 450 \text{ mm} \quad [6.84]$$

Em zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, essas disposições passam a ser, respetivamente.

- Para as armaduras principais

$$s_{max,slabs} = 2h \leq 250 \text{ mm} \quad [6.85]$$

- Para armaduras de distribuição

$$s_{max,slabs} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad [6.86]$$

Sendo que h , representa a espessura total da laje, tomando o valor de $h = 230 \text{ mm}$, para a laje de pavimento e $h = 150 \text{ mm}$, para a laje de escadas. Com isto as expressões anteriores conduzem a um $s_{max,slabs} = 250 \text{ mm}$, para a armadura principal na laje de pavimento, adotando-se desta forma uma armadura com uma malha corrida geral de $\emptyset 10 // 0,15$, com reforço de armadura nas zonas que assim o exigem. O espaçamento máximo da armadura principal para a laje de escada toma o valor de $s_{max,slabs} = 250 \text{ mm}$, adotou-se uma malha corrida geral de $\emptyset 8 // 0,125$, com reforços de armadura nas zonas que assim o exigiram.

Neste projeto a análise à flexão em lajes foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático, como foi mencionado atribui-se uma malha corrida de $\emptyset 10 // 0,15$, na

laje de pavimentos, em ambas as faces, sendo que esta armadura corresponde a uma área de armadura efetiva em cada direção de $5,24 \text{ cm}^2/m$. Com recurso à ferramenta *Contour Range*, do programa de cálculo utilizado é possível verificar se a armadura adotada é adequada e se existem locais que necessitem de armadura de reforço. A título ilustrativo é apresentada em seguida uma imagem da armadura de flexão necessária para a verificação da segurança da face superior da laje do piso 0. Demonstrando assim as potencialidades desta ferramenta, sendo que a roxo aparecem os locais em que a armadura é suficiente para verificar a segurança, as restantes cores correspondem a zonas que será necessário um reforço, 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 que seja verificada a segurança.

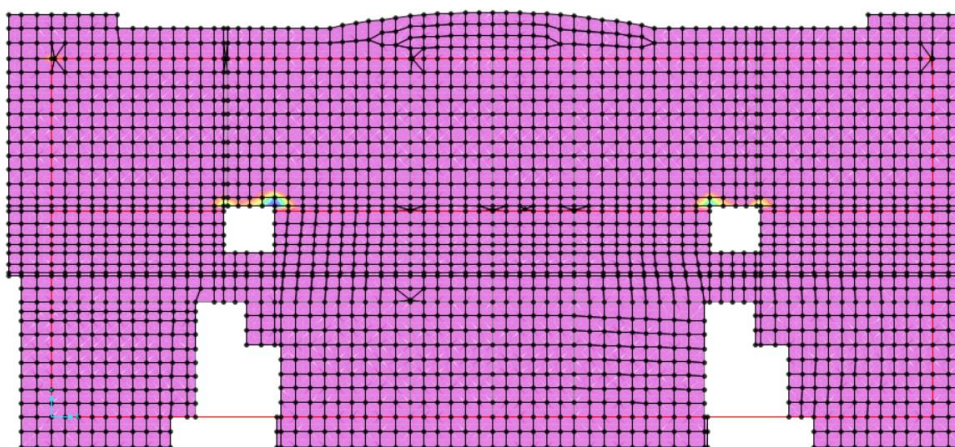


Figura 6-20 - Armadura inferior no piso 0, requerida para a verificação dos Estados Limite.

Como se pode verificar na imagem a laje verifica a segurança na sua maior parte, existindo pequenas zonas onde é necessário reforço, principalmente na zona dos núcleos de elevadores. A área de armadura necessária para verificar a segurança nas zonas de reforço foi também obtida pelo programa de cálculo utilizado. Este processo foi utilizado para o dimensionamento de todas as lajes.

Segundo o art.º 9.3.2 do EC2 uma laje com armadura de esforço transversal deverá ter uma espessura superior ou igual a $h = 200 \text{ mm}$, no entanto e segundo o art.º 6.2.1 (3) do EC2 em elementos cujo valor de cálculo de esforço transversal (V_{Ed}) seja inferior ao valor de esforço transversal resistente sem armadura ($V_{Rd,c}$) não é necessário o cálculo da armadura de esforço transversal.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$, é determinado pela seguinte expressão.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad [6.87]$$

Onde:

$C_{Rd,c}$ – Toma o valor de $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, sendo $\gamma_c = 1,5$;

k – Toma o valor de $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, com d em mm;

ρ_1 – Toma o valor de $\rho_1 = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$;

k_1 – Toma o valor de $k_1 = 0,15$;

σ_{cp} – Toma do valor de $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$ em [MPa];

N_{Ed} – Esforço normal na seção devido a ações aplicadas [N];

A_c – Área da seção transversal de betão [mm²];

b_w – Menor largura da seção transversal na área tracionada [mm];

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad [6.88]$$

Onde:

v_{min} – Toma o valor de $v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

O quadro que se segue apresenta os resultados da aplicação das equações [6.87] e [6.88], para a laje de pavimento e de escada.

Tabela 6-50 - Valor do esforço transversal resistente sem armadura na laje de pavimento e escada.

Laje	$C_{Rd,c}$	k	b_w [mm]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]
Pavimento	0,12	2,00	1000	0,0027	88,31
Escadas	0,12	2,00	1000	0,0035	56,87

Com recurso à ferramenta mencionada (*Contour Range*) do programa de cálculo automático utilizado, verificou-se que não existem locais em que o esforço transversal atuante

seja superior ao esforço transversal resistente sem armadura, sendo assim não foi necessário qualquer tipo de reforço nas lajes.

6.2.5 Muros de Suporte

O dimensionamento do muro de suporte, que contém as terras, foi realizado através de um modelo simplificado. Optou-se por um modelo em 2D, constituído por uma barra, que simula o comportamento do muro, com uma restrição dos movimentos de translação em ambas as direções na base e um apoio simples no topo, considerando também que a ligação do muro com a fundação é rotulada. Foi considerado o pior caso em que o muro estaria totalmente enterrado, com uma altura de 2,40 m.

Para o cálculo dos esforços atuantes sobre o muro considerou-se a resultante do impulso de terras e da sobre carga rodoviária nos locais que assim o exigissem e que o solo teria as seguintes características mecânicas:

- Peso volúmico do solo ($\gamma_{solo} = 19,0 \text{ kN/m}^3$);
- Ângulo de atrito interno ($\phi = 30^\circ$);
- Coeficiente de impulso em repouso ($k_0 = 1 - \sin \phi \rightarrow k_0 = 0,5$)

A carga distribuída que simula as ações do solo sobre o muro tem uma geometria triangular com valor máximo na base, valor esse determinado com a aplicação da seguinte expressão.

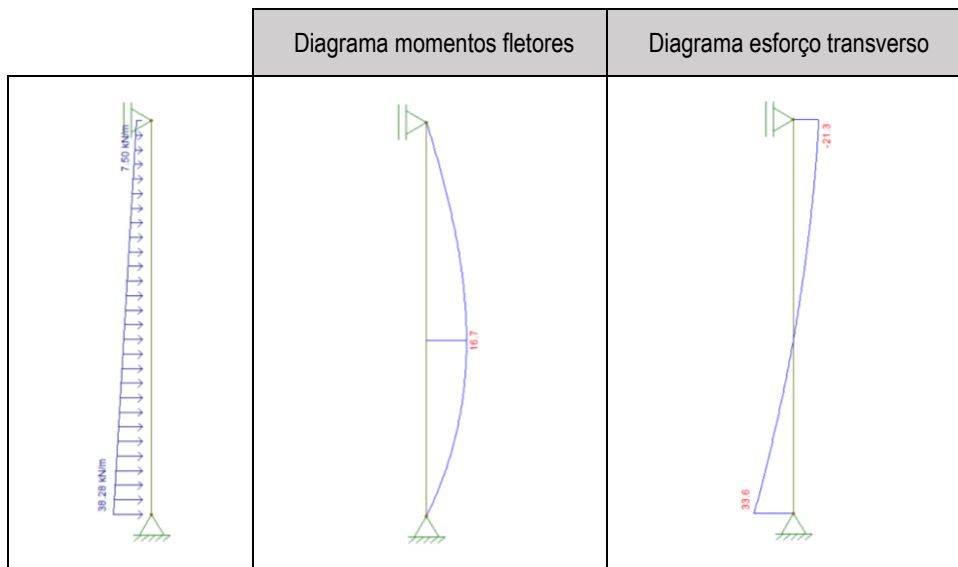
$$\begin{aligned} I_{base} &= \gamma_{solo} \cdot h \cdot k_0 \cdot \gamma_{Gdesf} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow I_{base} &= 19,0 \cdot 2,4 \cdot 0,5 \cdot 1,35 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow I_{base} &= 30,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

A carga distribuída imposta pelos regulamentos que simula uma sobrecarga rodoviária tem uma geometria retangular e é determinada com a aplicação da seguinte expressão.

$$\begin{aligned} I_{base} &= SC_{rodoviária} \cdot k_0 \cdot \gamma_{Gdesf} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow I_{base} &= 10,0 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow I_{base} &= 7,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

A título ilustrativo será apresentado o modelo de cálculo resultante da sobreposição das ações do solo com a sobrecarga rodoviária, bem como os respetivos diagramas de momento fletor e esforço transversal.

Tabela 6-51 - Modelo de cálculo para os esforços atuantes no muro de suporte e respetivos diagramas.



Determinados os esforços máximos de cálculo nos muros de suporte, estão reunidas as condições para o cálculo das armaduras de flexão recorrendo às seguintes expressões.

$$A_s = \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad [6.89]$$

Sendo que:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad [6.90]$$

Onde:

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad [6.91]$$

A armadura mínima exigida pelos regulamentos é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad [6.92]$$

Os resultados da aplicação da equação [6.92] são apresentadas no seguinte quadro:

Tabela 6-52 – Armadura longitudinal mínima no muro de suporte.

b_t [m]	d [m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]
1,00	0,256	4,33

Em seguida são apresentados os resultados da aplicação das equações [6.89], [6.90] e [6.91].

Tabela 6-53 - Armadura longitudinal necessário para a verificação da segurança nos muros de suporte com e sem carga rodoviária.

Muro	M_{Ed} [kN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]
C / SC _{rodoviária}	17,6	0,0104	0,0105	1,12
S / SC _{rodoviária}	11,4	0,0161	0,0163	1,73

Como a área de armadura necessária para resistir aos momentos atuantes é inferior à área mínima exigida pelos regulamentos, será utilizada uma pormenorização de armaduras que satisfaça a área mínima. A armadura utilizada em ambas as faces dos muros de suporte será Ø8 // 0,10, com uma área efetiva de armadura longitudinal $A_s = 5,03\text{cm}^2/\text{m}$. A armadura de distribuição a utilizar será Ø8 // 0,15, com uma área efetiva de $A_s = 3,35\text{cm}^2/\text{m}$.

À semelhança das lajes é necessário verificar se é necessário recorrer a armadura de esforço transverso, o valor do esforço transverso resistente sem armadura é determinado pela aplicação da equação [6.87] e [6.88], os resultados são apresentados em seguida.

Tabela 6-54 - Esforço transverso resistente sem armadura nos muros de suporte.

$C_{Rd,c}$	k	k_1	b_w [mm]	σ_{cp}	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]
0,12	1,88	0,15	1000	0,164	0,0019	121,16	33,60

Como se pode verificar pela análise do diagrama de esforço transverso apresentado o esforço transverso máximo atuante ($V_{Ed,max}$) em ambos os muros é inferior ao esforço transverso resistente sem armadura ($V_{Rd,c}$), sendo assim está garantida a segurança ao esforço transverso.

6.2.6 Elementos de Fundação

Para que a fundação seja adequada ao tipo de estrutura e tipo de solo, deve existir um correto estudo geológico e geotécnico do solo na zona de implantação da obra para mitigar os assentamentos diferenciais que são originados por deformações excessivas do solo de fundação, quando sujeitos às cargas permanentes estáticas numa estrutura. Esta problemática tem geralmente origem na escolha inadequada do tipo de fundação ou mesmo no subdimensionamento da mesma.

No caso de ocorrência de sismo o problema pode agravar-se, pois o sismo pode afetar as propriedades mecânicas do solo e a sua capacidade de suporte, induzindo a liquefações ou assentamentos. Um dos tipos de danos globais em estruturas sujeitas às ações sísmicas já documentados é o “*Tilting*”, que consiste na ruína da estrutura por condições geotécnicas desfavoráveis, existindo casos registados em que a estrutura se mantém intacta, no entanto, ocorre um colapso global da estrutura por rotação de corpo rígido do edifício.

Segundo o art.º 4.4.2.6 do EC8, os esforços nos elementos da fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobre resistências, o regulamento prevê, uma exceção a esta regras, pois caso os esforços nas fundações tenham sido determinados com o coeficiente de comportamento q , aplicável a estruturas de baixa dissipação, não é necessário um cálculo pela capacidade real. Neste projeto optou-se pelo cálculo pela capacidade real, utilizando o coeficiente de comportamento calculado para estrutura de ductilidade média. Sendo assim os valores de cálculo dos esforços (E_{Fd}) nas fundações serão determinados pela expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega \cdot E_{F,E} \quad [6.93]$$

Onde:

γ_{Rd} – Coeficiente de sobre resistência, considerado igual a 1,0 se $q \leq 3$ toma o valor de 1,2;

$E_{F,G}$ – Efeito das 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 – Toma o valor $\Omega = R_{di}/E_{di} \leq q$, da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado;

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 sísmico.

Segundo o art.º 4.4.2.6 (5) para fundações de paredes estruturais ou de pilares de pórticos, Ω toma o valor mínimo da relação M_{Rd}/M_{Ed} nas duas direções ortogonais principais, de modo conservativo neste projeto considerou-se que toma o valor $\Omega = 1,0$, tornando a expressão [6.91] na combinação sísmica fundamental definida pelo EC0.

6.2.6.1 Sapatas

O dimensionamento de sapatas é um processo iterativo que pode ser dividido em duas fases, na primeira definem-se as dimensões geométricas que satisfaçam a condição $\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$, e a segunda em que a sapata é dimensionada para resistir aos esforços de flexão.

O esforço axial atuante de cálculo (N_{Ed}) em sapatas é resultado de uma comparação entre a Combinação Sísmica de Projeto e a Combinação GEO, de modo a verificar a combinação condicionante na base de cada elemento vertical, este valor deve ser majorado em 10% para ter em conta o peso próprio da sapata, sendo este valor corrigido após definidas as dimensões definitivas da sapata. A área necessária de sapata é dada pela expressão apresentada no Capítulo 3 (Pré-Dimensionamento).

Para que as sapatas apresentem um comportamento rígido em meio elástico, de modo a evitar o efeito do punçoamento dever-se-á verificar a equação [6.94], que estabelece uma altura mínima para sapatas.

$$H \geq \frac{b'}{2} \quad [6.94]$$

Onde:

b' - Maior distância entre a face exterior da sapata e a face exterior do pilar ou parede.

Relativamente à tensão admissível do solo de fundação resultante de um estudo geotécnico toma o valor de $\sigma_{adm} = 120 \text{ kPa}$. Quando a ação condicionante é a sísmica este parâmetro devido às características instantâneas do sismo deve ser majorado em 100% tomando o valor de $\sigma_{adm} = 240 \text{ kPa}$, permitindo assim que as sapatas não tomem dimensões exageradas.

Aplicando o raciocínio referido para o cálculo da área necessária de sapata que satisfaça a segurança, conclui-se que existem varias sapatas dos elementos verticais (pilares e paredes) que se sobrepõem. Sendo assim houve a necessidade de agrupar várias sapatas

criando oito grupos de sapatas ligadas por vigas de fundação para os elementos verticais, como se verifica na imagem que se segue.

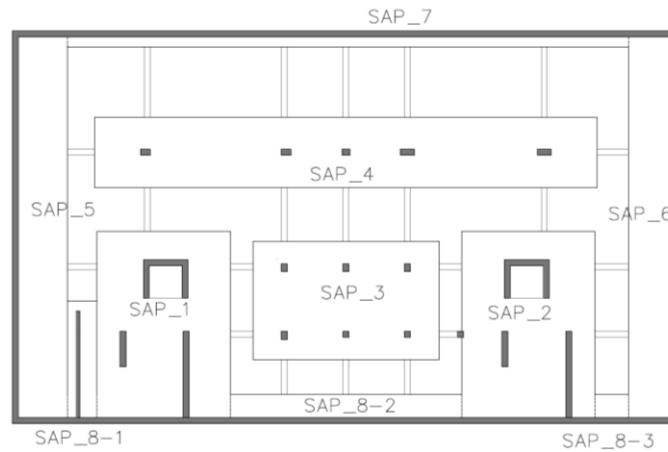


Figura 6-21 - Planta de fundações.

Estabelecidas as características geométricas das sapatas estão reunidas as condições para o dimensionamento das mesmas. Para a determinação da área de armadura de tração, foram utilizados dois métodos, o primeiro aplica-se a sapatas isoladas ou que possam ser consideradas como tal numa determinada direção, como o caso da SAP_4 na direção Y é possível determinar a armadura de tração pelo método das bielas esquematizado na seguinte Figura 6-22.

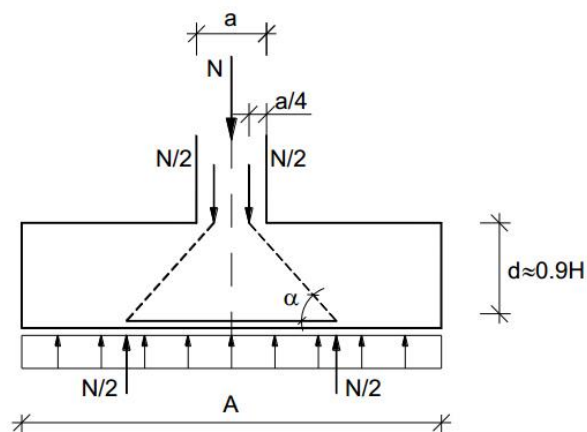


Figura 6-22 - Método das bielas com pilar central, de acordo com (Gomes, 2015).

Em que a força de tração na base da sapata pode ser determinada com a aplicação da seguinte expressão:

$$Ft_{st} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (A - a)}{8 \cdot d} \quad [6.95]$$

Onde:

$N_{b,Ed}$ – Esforço axial retirado da combinação de cálculo corrigido na base da sapata.

Com isto a área de armadura de flexão necessária para garantir a verificação da segurança ao estado limite último é assegurada pela seguinte expressão:

$$A_s = \frac{Ft_{sd}}{b \cdot f_{syd}} \quad [6.96]$$

Para a determinação da armadura de tração na direção X, para a mesma sapata, (SAP_4) recorreu-se ao método de cálculo das consolas, elaborando um modelo simplificado que tem em conta o equilíbrio entre a tensão que o solo exerce sobre a sapata e as ações que a sapata exerce sobre o solo, assumindo que não existem deslocamentos na zona dos pilares e a sapata é rígida. Em seguida é apresentado o modelo utilizado para a SAP_4, bem como o diagrama de momento fletor obtido.

Tabela 6-55 - Modelo de cálculo da armadura longitudinal na direção "x" da SAP_4, respetivo diagrama.

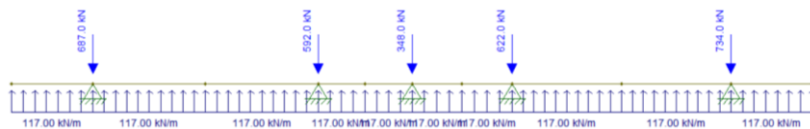
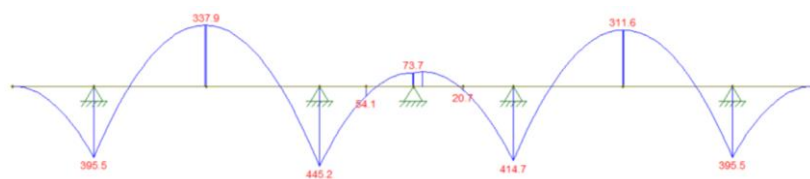


Diagrama de Momento Fletor



Deste modo, identificam-se os momentos fletores máximos positivos (armadura inferior) e negativos (armadura superior) e define-se a armadura de flexão necessária como se de uma laje se tratasse.

Os valores de tração máxima e a área de armadura que verifica a segurança é determinada pelas seguintes expressões:

$$Ft_{sd} = \frac{M_{Ed,max}}{0,9 \cdot d} \quad [6.97]$$

E ainda:

$$A_s = \frac{Ft_{sd}}{f_{yd}} \quad [6.98]$$

No caso das sapatas dos muros de suporte como são sapatas excêntricas, são calculadas pelo método das bielas, mas por uma abordagem diferente do método. Apresenta-se em seguida um esquema relativo ao modelo utilizado para o cálculo.

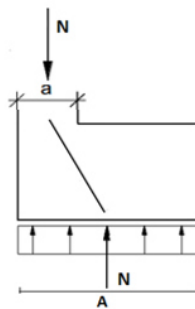


Figura 6-23 - Método das bielas com pilar excêntrico, de acordo com (Gomes, 2015).

O cálculo da força de tração na base da sapata é determinado pela seguinte expressão:

$$Ft_{st} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (A - a)}{2 \cdot d} \quad [6.99]$$

O esforço axial para o cálculo da força de tração na base da sapata, é obtido através do programa de cálculo automático utilizado, em que o valor corresponde ao somatório dos esforços ao longo do muro e dividido pelo comprimento do muro, obtendo-se deste modo o valor de $N_{b,Ed}$ [kN/m]. Estabelecido este valor estão reunidas as condições para a aplicação das equações [6.98] e [6.99] para a determinação da área de aço A_s [cm²/m] necessária para a verificação da segurança.

6.2.6.2 Vigas de fundação

É de conhecimento comum que o desempenho das fundações sob ações horizontais é melhorado se estas estiverem ligadas através de vigas de fundação. Podendo ser atribuído à melhor uniformização da ação sísmica na base da estrutura e à capacidade

de redistribuição de esforços entre diversos elementos. Este aspeto tem uma maior importância em edifício sem caves pois as forças horizontais são totalmente absorvidas pelos elementos de fundações, sendo por isso que em edifícios com caves este efeito tem menor importância pois grande parte das forças horizontais são absorvidas pelas paredes das caves. No entanto a ligação entre os elementos de fundação continua a ser aconselhada pois tem a função de limitar assentamentos relativos entre fundações, evitando os assentamentos diferenciais.

Como acontece no dimensionamento das sapatas, nas vigas de fundação, admite-se que o coeficiente Ω , assume o valor unitário, no entanto segundo o art.º 4.4.2.6 (8) do EC8 o valor do coeficiente de sobrerresistência γ_{Rd} toma o valor de $\gamma_{Rd} = 1,4$.

Segundo o art.5.8.2 (3) do EC8 a largura da seção transversal das vigas de fundação deverá ser, pelo menos, igual a $b_{wmin} = 0,25$ e a altura da seção transversal igual a pelo menos, $h_{wmin} = 0,4$, para edifícios ate três pisos.

De acordo com o art.º 5.8.2 (5) do EC8 ao longo de todo o comprimento, as vigas de fundação deverão ter uma taxa de armadura longitudinal, pelo menos igual a $\rho_{b,min} \geq 0,4\%$, em ambas as faces da viga.

Sendo assim as vigas de fundação foram calculadas com recurso ao método da capacidade real, os resultados são apresentados no anexo deste projeto.

6.3 Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço são aqueles que estão associados ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais. Originam danos pouco severos que não implicam a desativação da estrutura, garantindo um nível de fendilhação aceitável e limitando a sua deformação.

De acordo com os Eurocódigos Estruturais EC2 e EC8, está prevista a verificação ao seguintes Estados Limites de Serviço.

- Controlo da fendilhação (EC2);
- Controlo das deformações (EC2);
- Limitação de danos num sismo (EC8).

6.3.1 Controlo de Fendilhação.

O art.º 7.3.1 do EC2 afirma que a fendilhação é normal em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforços transversos e torção ou tração, no entanto a fendilhação deve ser limitada de modo a não prejudicar o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura nem torne o seu aspeto inaceitável.

O art.º 7.3.3 (2) do EC2 prevê um método simplificado para o controlo de fendilhação, baseando-se na limitação do espaçamento dos varões longitudinais. Para este projeto considerou-se como abertura de fendas máxima aceitável $\omega_k = 0,3 \text{ mm}$, o valor do espaçamento máximo dos varões longitudinais é dado pelo quadro 7.3N do mesmo artigo, reproduzido em seguida.

Tabela 6-56 - Espaçamento máximo dos varões longitudinais para o controlo de fendilhação.

Tensão no aço [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$\omega_k = 0,4 \text{ mm}$	$\omega_k = 0,3 \text{ mm}$	$\omega_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

A tensão no aço no instante de fendilhação é determinada com recurso à seguinte expressão, simplificada:

$$\sigma_s = \frac{f_{yd}}{1,5} \quad [6.100]$$

Com isto conclui-se que o espaçamento máximo entre varões longitudinais, para que seja verificado o estado limite de fendilhação será de 150 mm.

6.3.2 Controlo de Deformações

O EC2 no art.º 7.4 estabelece limites máximos para deformações em estruturas, garantindo deste modo o conforto dos seus utilizadores e a estética do edificado. Com isto os limites máximos impostos pelo regulamento referido são:

- A flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase-permanentes não deverá ser superior a $L/250$, sendo que caso seja prevista uma contra flecha esta não deve também ser superior a $L/250$.

- Para flechas que ocorram depois da construção para as ações quase permanentes e sejam suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, o limite para a sua deformação deverá ser inferior a $L/500$.

Considera-se que a flecha é o maior deslocamento vertical na estrutura calculada em relação aos apoios, deste modo e com recurso ao programa de cálculo automático conclui-se que a maior flecha observada na estrutura está situada a meio vão de um painel de laje ($6,97 \times 5,83 \text{ m}^2$) apoiado em vigas em todos os seus bordos, como se pode observar na seguinte figura.

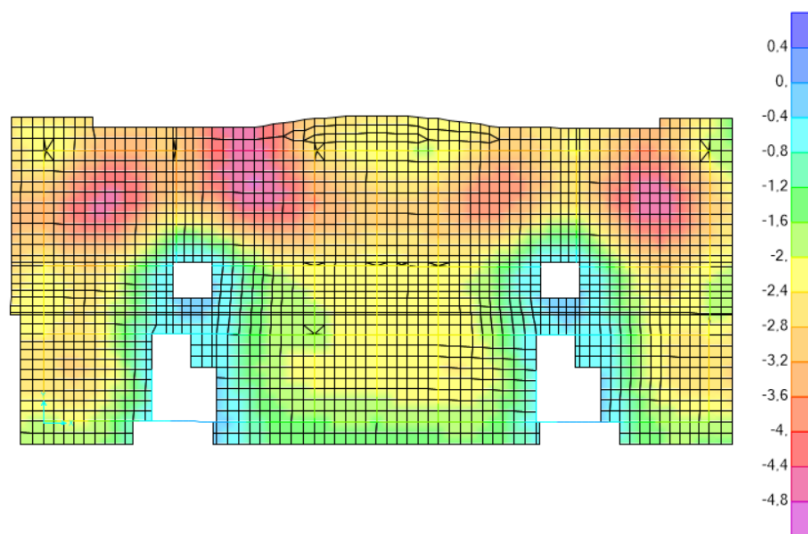


Figura 6-24 - Deformada da laje do Piso 0.

O valor máximo registado da flecha elástica é de $4,83 \text{ mm}$, no mesmo ponto registou-se também um valor de momento fletor para a mesma combinação que toma o valor de $M_{QP} = 11 \text{ kN.m/m}$. Após a determinação deste valor procede-se ao cálculo da flecha conforme preconizado pelo EC2, considerando o estado fendilhado e não fendilhado, calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$a = \xi \cdot a_{II} + (1 - \xi) \cdot a_I \quad [6.101]$$

Onde:

a – Flecha total;

a_I – Valor da flecha para o estado não fendilhado;

a_{II} – Valor da flecha para o estado fendilhado;

ξ – Coeficiente de distribuição.

Sendo que:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 \quad [6.102]$$

Onde:

β – Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma o valor de $\beta = 1,0$, 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, dado por:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad [6.103]$$

Onde:

b – Largura da seção, em lajes toma o valor de $b = 1,0 \text{ m}$.

h - Altura da laje.

Os resultados da aplicação da equação [6.103], para o cálculo do momento de fendilhação (M_{CR}), são apresentados no quadro resumo que se segue.

Tabela 6-57 - Momento de fendilhação da laje.

b [m]	h [m]	M_{CR} [kN.m/m]
1,00	0,23	22,92

Como neste caso se verifica $M_{CR} \geq M_{QP}$ a laje não estará fendilhada por isso não será necessário calcular a flecha para a situação de fendilhação (a_{II}), tem-se assim $\xi = 0$.

Para a seção em análise as armaduras inferiores da laje para a da verificação da segurança aos estudos limites últimos são $\emptyset 10 // 15$, com uma área de aço efetiva de $A_{s,eff} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$, com isto a taxa de armadura em ambas as faces da seção é determinada com recurso à seguinte expressão.

$$\rho = \frac{A_{s,eff}}{b \cdot d} \quad [6.104]$$

O quadro que se segue apresenta os resultados da aplicação da equação [6.104].

Tabela 6-58 - Taxa de armadura longitudinal em ambas as faces da laje.

$A_{s,eff} [cm^2/m]$	$d [m]$	ρ
5,24	0,195	0,00269

O momento de inércia da seção em estudo é determinado com recurso a seguinte expressão:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad [6.105]$$

Os resultados da aplicação da equação [6.105] são apresentados no seguinte quadro.

Tabela 6-59 - Momento de inércia da seção transversal da laje.

$b [m]$	$h [m]$	$I_c [m^4]$
1,00	0,23	0,00101

Estão assim reunidas as condições para o cálculo da flecha a curto prazo $a_0(t = 0)$, através do método dos coeficientes globais.

- Coeficiente de homogeneização

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{31} = 6.45$$

$$\bullet \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho \approx 0,02 \\ \beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1,0 \rightarrow \text{tabelas (Valter Lucio)} \\ d/h = 0,9 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{I_i}{I_c} = 1,08 \\ \frac{I_{ii}}{I_c} = 0,14 \end{array} \right.$$

$$\bullet \alpha_{I0} = \frac{\alpha_c}{\left(\frac{I_i}{I_c}\right)} = \frac{4,83}{1,08} = 4,47 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{ Como } M_{CR} \geq M_{QP} \rightarrow \alpha_{II0} = 0$$

$$\bullet \alpha_0 = (1 + \xi) \cdot \alpha_{I0} = 4,47 \text{ mm}$$

Como $\alpha_0 = 4,47 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 26,68 \text{ mm}$, está verificado o estado limite de deformação a curto prazo. Será em seguida apresentado o cálculo da flecha a longo prazo $a_\infty(t = \infty)$, através do método dos coeficientes globais.

- Coeficiente de fluência, $\varphi = 2,5$

- Módulo de Elasticidade Efetivo,

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_c}{(1+\varphi)} = 9,3GPa$$

- Coeficiente de homogeneização

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,3} = 21,51$$

$$\bullet \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho \approx 0,05 \\ \beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1,0 \rightarrow \text{tabelas (Valter Lucio)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{I_i}{I_c} = 1,19 \\ \frac{I_{II}}{I_c} = 0,30 \end{array} \right. \\ d/h = 0,9 \end{array} \right.$$

$$\bullet a_{I\infty} = \frac{a_c \cdot (1+\varphi)}{\left(\frac{I_i}{I_c}\right)} = \frac{4,83 \cdot (1+2,5)}{1,19} = 14,21 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{ Como } M_{CR} \geq M_{QP} \rightarrow a_{II\infty} = 0$$

$$\bullet \alpha_{\infty} = (1 + \xi) \cdot a_{I\infty} = 14,21 \text{ mm}$$

Como $\alpha_{\infty} = 14,21 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 26,68 \text{ mm}$, está verificado o estado limite de deformação a longo prazo.

6.3.3 Limitação de Danos

O requisito para a limitação de danos em edifícios está prescrito no art.º 4.4.3 do EC8 e considera-se satisfeito para uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo. Esta verificação consiste numa análise dos deslocamentos relativos entre pisos adjacentes. Para o cálculo do deslocamento médio em cada piso considerou-se a média dos quatro deslocamentos das extremidades do piso. Esta verificação tem como objetivo a garantia da segurança dos elementos não estruturais e a possível recuperação após a ocorrência de um sismo de menor intensidade.

Sendo assim e segundo o art.º 4.4.3.2 do EC8, para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura os deslocamentos relativos entre piso devem verificar a seguinte expressão.

$$d_r \nu \leq 0,005h \quad [6.106]$$

Onde:

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

ν - Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, toma o valor de $\nu = 0,4$ para o sismo tipo 1 e $\nu = 0,55$ para o sismo tipo2;

h - Altura entre pisos.

Segundo o art.º 4.3.4 do EC8, caso seja efetuada uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad [6.107]$$

Onde:

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

q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, toma o valor de $q_d = q$;

d_e – Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espetro de resposta.

Os quadros que se segue, são resultado da aplicação das equações [6.106] e [6.107].

Tabela 6-60 - Verificação do ELS para a limitação de danos do sismo 1 segundo o EC8.

Sismo 1		h [m]	d_r [mm]	νd_r	0,005h [mm]	Verificação
Piso	Direção					
Piso 1	X	2,70	10,07	4,03	13,50	Verifica
	Y		7,49	2,99		Verifica
Piso 2	X		9,19	3,68		Verifica
	Y		7,19	2,88		Verifica
Piso 3	X		8,76	3,50		Verifica
	Y		7,37	2,95		Verifica
Piso 4	X		6,72	2,69		Verifica
	Y		6,74	2,69		Verifica

Tabela 6-61 - Verificação do ELS para a limitação de danos do sismo 2 segundo o EC8.

Sismo 2		h [m]	d_r [mm]	νd_r	0,005h [mm]	Verificação
Piso	Direção					
Piso 1	X	2,70	5,63	3,09	13.50	<i>Verifica</i>
	Y		5,19	2,85		<i>Verifica</i>
Piso 2	X		5,22	2,87		<i>Verifica</i>
	Y		4,95	2,72		<i>Verifica</i>
Piso 3	X		4,71	2,59		<i>Verifica</i>
	Y		5,10	2,85		<i>Verifica</i>
Piso 4	X		3,69	2,03		<i>Verifica</i>
	Y		4,26	2,34		<i>Verifica</i>

Como se pode verificar pelos resultados apresentados estão garantidas as condições para a limitação de danos segundo o EC8.

7 CONCLUSÃO

Um projeto de estruturas inicia-se sempre por uma análise cuidada dos desenhos de arquitetura, processo também seguido neste caso. O projeto inicial pressupunha uma solução do tipo lajes fungiformes, solução essa que não é aconselhada pelo EC8. Face a esta situação houve a necessidade de proceder a uma adaptação para que a solução estrutural idealizada pudesse ser viável, sem que houvesse interferência na arquitetura, processo que se realizou com sucesso.

Ao longo do processo de dimensionamento houve a oportunidade de contactar com as várias problemáticas dos diferentes elementos estruturais, sendo que este projeto se torna especialmente interessante por abordar o dimensionamento de uma grande variedade de elementos como vigas, pilares, paredes, lajes, sapatas e muros de suporte.

A aplicação dos novos regulamentos, em especial o EC8, constitui um grande desafio, pois introduz novos conceitos no dimensionamento, obrigando ao acompanhamento desde as fases iniciais na definição da planta e alçado, pois terão influência na regularidade estrutural e por sua vez no coeficiente de comportamento da estrutura. Este regulamento introduz também a aplicação do cálculo pela capacidade real, evitando deste modo roturas por esforço transversal e garantindo a formação de rotulas plásticas que consequentemente garantem mecanismos de rotura controláveis.

Uma das grandes vantagens do dimensionamento de estruturas de acordo com o EC8 é a possibilidade de dimensionar estruturas tendo em conta a sua capacidade de dissipação de energia através da exploração da ductilidade. Isto leva a que as estruturas não sejam dimensionadas para resistir aos sismos em regime elástico reduzindo significativamente os esforços de cálculo através do coeficiente de comportamento. No entanto essa situação exige uma maior exigência ao nível da pormenorização dos elementos.

Um dos desafios encontrados consiste em garantir que o modelo tridimensional elaborado é representativo da realidade, garantindo deste modo que os esforços de lá retirados são precisos e coerentes.

Sendo assim conclui-se que a elaboração de um projeto de estruturas é um processo complexo, mas muito interessante e desafiante, e que para uma determinada problemática podem existir várias soluções, no entanto cabe ao engenheiro encontrar a mais adequada para o contexto específico, tendo sempre por base um código de boas práticas e os Eurocódigos Estruturais.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Betão. (2007). *NP EN 206-1 Parte 1: Especificações, desempenho e conformidade*.
- COSTA, A. (2011). *Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de edifícios - Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Lisboa/Porto: Ordem dos Engenheiros.
- EC0. (2009). *Eurocódigo 0 NP EN 1990:2009 - Bases para projeto de estruturas*. Bruxelas.
- EC1. (2009). *Eurocódigo 1 NP EN 1991-1-1:2009 - Ações em estruturas- Parte 1-1: Ações gerais - peso volúmico, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Bruxelas.
- EC2. (2010). *Eurocódigo 2 NP EN 1992-1-1:2010 - Projeto de estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas.
- EC7. (2010). *Eurocódigo 7 NP EN 1997-1:2010 - Projeto geotécnico - Parte 1: Regras gerais*. Bruxelas.
- EC8. (2010). *Eurocódigo 8 NP EN 1998-1:2010 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas.
- Gama, C. M. (2014). *DIMENSIONAMENTO SÍSMICO*. FEUP.
- GIÃO, A. R. (2016). *NP EN 1998-1 Projeto de estruturas para resistencia ao sismo-Parte 1: Regras gerais, ação sísmica e regras de edifícios - CASO PRATRICO*. Lisboa.
- GIÃO, A. R. (2016). *PROJETO DE ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS APLICANDO O EUROCÓDIGO 8*. Lisboa.
- Gomes, M. N. (2015). *Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa*. ISEL.
- Gorgulho, A. S. (2016). *Betão Estrutural II - Versão actualizada segundo o Eurocódigo 2*. Lisboa.
- JACINTO, L. (2013). *Bases para Projecto de estruturas segundo o EC0*. Lisboa.
- JACINTO, L. (2013). *Pesos próprios em edifícios (EC1-1-1)*. Lisboa.
- JACINTO, L. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. Lisboa.
- LOPES, M. (2009). *Sismos e Edifícios*. Editora ORION.
- Novais, T. F. (2014). *Projeto de fundações e estrutura de colégio em Ponta*. ISEL.

9 LISTA DE PEÇAS DESENHADAS

Projeto de Estruturas e Fundações	Nº do desenho
Planta de Implantação	01
Plantas Estruturais	02 a 07
Fundações	08 a 09
Quadro de Pilares	10 a 12
Paredes e Núcleos	13
Vigas	14 a 23
Armadura inferior de lajes	24 a 29
Armadura superior de lajes	30 a 35
Escadas	36
Muros de suporte	37

Projeto de Arquitetura	Nº do desenho
Planta de Arquitetura	01 a 06
Alçados	07 a 10
Corte	11