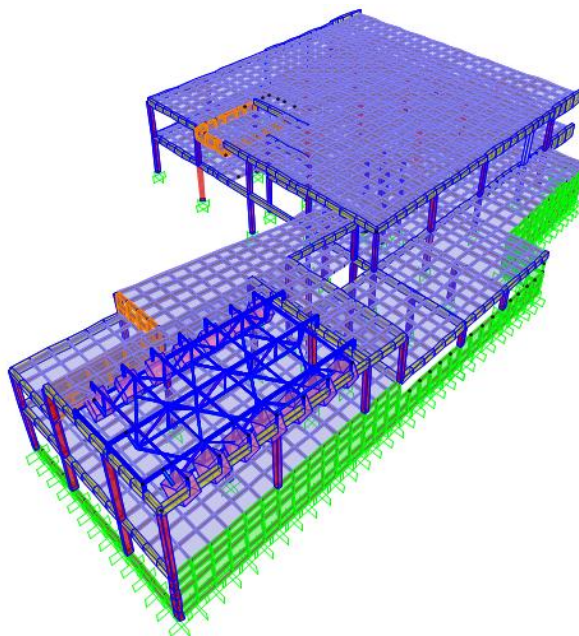




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de Estruturas e Fundações de um edifício de Serviços**

**CRISTIANO FILIPE FERREIRA GODINHO**  
Licenciado

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

Orientador:

Doutor Carlos Trancoso Vaz

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho

Doutor Carlos Trancoso Vaz

**Janeiro 2013**



## **Resumo**

O presente trabalho é o culminar de um percurso académico cheio de aprendizagens que me preencheu por completo. A realização de um projeto de estruturas como trabalho final de mestrado (TFM) foi uma escolha fácil, pois, na minha opinião, permite fazer a transição entre os conceitos adquiridos durante o curso e os métodos utilizados no ambiente não académico.

O objetivo do trabalho é realizar o projeto de estruturas e fundações de um edifício destinado a serviços. Foram aplicados os conhecimentos adquiridos ao longo de todo o curso de Engenharia Civil, em especial das Unidades Curriculares de dimensionamento de estruturas.

Foi elaborado um modelo da estrutura num programa de cálculo automático: SAP2000. Assim, de acordo com os resultados fornecidos pelo programa e através da consulta dos regulamentos nacionais (REBAP e RSA) e internacionais (Eurocódigos), foi possível dimensionar todos os elementos estruturais. Os diferentes aspetos condicionantes no projeto foram devidamente analisados e discutidos, por forma a encontrar a solução que mais se adequa ao pretendido. Todas as opções tomadas são devidamente justificadas, procurando-se elaborar um trabalho detalhado e, acima de tudo, correto.

É importante dizer ainda que, a permanente troca de ideias e conhecimentos entre colegas e, como é óbvio, com o orientador do trabalho, foi muito relevante na realização deste trabalho.

Uma parte essencial de um projeto são, sem dúvida, as peças desenhadas. Nesse capítulo tentou-se atingir um nível de detalhe e simplicidade que permita uma interpretação inequívoca dos mesmos.

**Palavras-Chave:** Projeto de Estruturas, Betão-Armado, SAP2000, RESPONSE 2000, Regulamentação,



## ***Abstract***

This work is the conclusion of an academic journey that filled me completely. Choose a project structures as final work (TFM) was an easy choice because, in my opinion, it allows the transition between the conceptions acquired during the course and the methods used in non-academic environment.

The aim of the work is design structures and foundations of a building for services. I applied the knowledge acquired through the course of Civil Engineering, especially concepts related with Curricular Units of design of structures.

It was elaborated a model of the structure in a computer program: SAP2000. Therefore, according to the results provided by the program and consulting national (REBAP, RSA) and international (Eurocodes) regulations, it was possible to realize all structural elements. The different problems were properly discussed and analyzed in order to find the best solution. All options taken are justified, looking for a complete, detailed and correct work.

Is important to say that permanent exchange of ideas and knowledge between colleagues and, of course, with the supervisor's job, was very relevant to realize this work.

An essential part of a project is, unquestionably, the drawings. In that chapter, i tried to achieve a level of detail and simplicity that allows an unmistakable interpretation of them.

**Palavras-Chave:** Structural design, Reinforced concrete, SAP2000, RESPONSE 2000, Regulamentation



## ***Agradecimentos***

Servem os próximos parágrafos para expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que me apoiaram, não só na realização deste trabalho, mas durante todo o meu percurso académico:

Começaria por agradecer a todos os meus colegas que me acompanharam ao longo desta viagem académica, pelo companheirismo e amizade demonstradas, pelas longas tardes de estudo e por todos os momentos que passamos juntos. Sem eles todo este percurso teria sido, sem dúvida, muito mais difícil.

Ao meu orientador, Carlos Trancoso Vaz, gostaria de agradecer a sua total disponibilidade e compreensão. Sempre soube, mesmo nos momentos mais difíceis, cativar e dar o apoio necessário que um trabalho deste tipo requer. A partilha dos seus amplos conhecimentos de Engenharia Civil foi muito importante, não só para a realização deste trabalho, mas também para a minha formação e futuro.

A toda a minha família, em especial aos meus pais, irmã e namorada, pelo apoio incondicional que me prestaram. Foram eles que sempre me incentivaram a perseguir os meus objetivos, o que se revelou muito importante para mim. São o meu “porto de abrigo” nos momentos em que nada parece correr bem.

Agradeço também a todos os que, direta ou indiretamente, contribuíram para ultrapassar todas as contrariedades que foram surgindo nesta etapa da minha vida.

A todos eles, um muito obrigado.



## **Índice de Texto**

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	GENERALIDADES .....	1
1.2	ORGANIZAÇÃO .....	1
2	MEMORIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	3
2.1	INTRODUÇÃO .....	3
2.2	CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO.....	3
2.2.1	Arquitetónicos.....	3
2.2.2	Exigências funcionais .....	4
2.2.3	Geotécnicos.....	4
2.3	BASES ARQUITECTONICAS E SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOPTADA	4
2.4	MODELO DE CÁLCULO .....	7
2.5	MATERIAIS .....	9
2.6	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	11
2.7	AÇÕES E COMBINAÇÕES .....	11
2.7.1	Ações permanentes .....	11
2.7.2	Ações variáveis .....	12
2.7.3	Combinação de ações.....	15
2.8	FUNDAÇÕES.....	18
2.9	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	19
2.10	NORMAS REGULAMENTOS E DOCUMENTOS TÉCNICOS.....	19
3	CALCULOS JUSTIFICATIVOS .....	21
3.1	VERIFICAÇÃO SEGURANÇA EM VIGAS .....	21
3.1.1	Critérios gerais de dimensionamento.....	21
3.1.2	Estados limite últimos.....	21
3.1.3	Estados limite de utilização .....	36

3.2	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM PILARES:.....	36
3.2.1	Critérios gerais de dimensionamento .....	36
3.2.2	Estados limite últimos .....	38
3.3	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES.....	44
3.3.1	Critérios gerais de dimensionamento .....	44
3.3.2	Estados limite últimos .....	45
3.3.3	Estado limite utilização .....	57
3.4	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES .....	57
3.4.1	Critérios gerais de dimensionamento .....	57
3.4.2	Estado limite último .....	57
3.5	DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SUPORTE.....	63
3.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESCADAS .....	65
3.6.1	Escada E1 .....	65
3.6.2	Escada E2 .....	67
4	CONCLUSÕES.....	71
5	BIBLIOGRAFIA.....	73

## ***Índice de Tabelas***

Tabela 2.1 – Recobrimentos nominais adotados .....	10
Tabela 2.2 – Cálculo do valor da Restante Carga permanente .....	12
Tabela 2.3 – Valores de RCP adotados.....	12
Tabela 2.4 – Valores de $\psi$ adotados para a sobrecarga .....	13
Tabela 2.5 – Valores de $\psi$ adotados para a Variação Uniforme de Temperatura .....	13
Tabela 2.6 - Valores de $\psi$ adotados para a Ação Sísmica .....	15
Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de segurança $\gamma$ adotados.....	17
Tabela 2.8 – Tabela resumo dos valores do coeficiente $\psi$ a utilizar nas combinações..	17
Tabela 2.9 – Combinações de ação.....	17
Tabela 3.1 – Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 1 .....	26
Tabela 3.2 - Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 2.....	27
Tabela 3.3 - Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 3.....	28
Tabela 3.4 – Realização de armaduras superiores em vigas.....	29
Tabela 3.5 – Realização de armaduras inferiores em vigas .....	29
Tabela 3.6 – Área de armadura de Esforço Transverso necessária Viga V1 .....	31
Tabela 3.7 - Esforços e armaduras (Esforço transverso) viga V1 troço 1 .....	33
Tabela 3.8 Esforços e armaduras (Esforço transverso) viga V1 troço 2.....	34
Tabela 3.9 Esforços e armaduras (Esforço transverso) viga V1 troço 3.....	35
Tabela 3.10 - Valores de Momento fletor máximo – Família pilares Pquad – P5G.....	39
Tabela 3.11 – Esforços e armaduras de esforço transverso – Família pilares Pquad – P5G .....	44
Tabela 3.12 – Momentos resistentes para lajes com esp=0.30m .....	46
Tabela 3.13 - Exemplo armaduras para momentos negativos (M11) .....	53
Tabela 3.14 – Esforços atuantes no pilar P11G para verificação do ELU punçoamento	54
Tabela 3.15 – Tabela de cálculo ELU punçoamento .....	57
Tabela 3.16 – Valores de esforços máximos no maciço .....	61
Tabela 3.17 – Tabela de cálculo de armaduras em maciços de encabeçamento .....	61
Tabela 3.18 – Tabela de cálculo de armadura em Vigas de fundação .....	62

## **Índice de Figuras**

Figura 2.1 – Localização da junta estrutural .....	6
Figura 2.2 – Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 1 .....	8
Figura 2.3– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 2.....	8
Figura 2.4– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 3 .....	9
Figura 2.5– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 4.....	9
Figura 2.6– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 5.....	9
Figura 2.7 – Espectros de resposta adotados (ação tipo I e II).....	15
Figura 3.1 – Esquema de cálculo de seções sujeitas á flexão .....	22
Figura 3.2 – Extensão das armaduras .....	23
Figura 3.3 - Estribos adotados Viga V1 .....	36
Figura 3.4 – Seção transversal equivalente para pilares circulares .....	37
Figura 3.5 – Características do betão e aço adotadas no RESPONDE2000 .....	39
Figura 3.6 – Response2000 - Armaduras longitudinais direção 1 .....	40
Figura 3.7 – Response2000 - Armaduras longitudinais direção 2 .....	40
Figura 3.8 – Diagrama interação – Verificação direção 1.....	41
Figura 3.9 - Diagrama interação – Verificação direção 2 .....	42
Figura 3.10 – Laje piso 1.....	44
Figura 3.11 – Laje de Cobertura.....	45
Figura 3.12 –Zona de rebaixo .....	45
Figura 3.13 – (a) – Seção de controlo de referência em corte; (b) - Seção de controlo de referência em planta; (c)- Contornos de referência para diferentes seções.....	48
Figura 3.14 – Andamento do esforço transversal devido a uma carga excêntrica (Folhas ISEP) .....	50
Figura 3.15 – Diagrama de momentos fletores (M11) para a combinação mais desfavorável (Lider_Sob_T-) .....	52
Figura 3.16 – Diagrama de momentos fletores (M22) para a combinação mais desfavorável (Lider_Sob_T-) .....	52
Figura 3.17 - – Diagrama de momentos fletores (M12) para a combinação mais desfavorável (Lider_Sob_T-) .....	53
Figura 3.18 – Esquema de cálculo Escora-Tirante – Maciço de 2 estacas.....	59
Figura 3.19 – Momento a absorver pelas Vigas de Fundação .....	59
Figura 3.20 – Dimensões do maciço de encabeçamento (a)-corte (b)- em planta .....	60

Figura 3.21 – Esquema de cálculo do muro de suporte M.S .....	64
Figura 3.22 – Modelo de cálculo adotado para a Escada E1 .....	65
Figura 3.23 – Modelo de cálculo adotado para a Escada E2 (lanço 1).....	67
Figura 3.24 Modelo de cálculo adotado para a Escada E2 (lanço 2).....	68



## **Lista de siglas e abreviaturas**

### *Letras latinas*

$A_{estacas}$	Área da estaca
$A_c$	Área de betão
$A_s$	Área de armadura
$A_{s,d}$	Área de armadura de distribuição
$A_{s,apoio}^-$	Área de armadura de bordo simplesmente apoiado
$A_{s,min}$	Área armadura mínima
$A_{s,máx}$	Área armadura máxima
$A_{sw}$	Área de um perímetro de armaduras de esforço transverso
$b$	Largura total de uma seção transversal
$b_e$	Largura equivalente
$b_y$	Dimensão do contorno de controlo segundo y
$b_z$	Dimensão do contorno de controlo segundo z
$c_{min}$	Recobrimento mínimo
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
$E_{cm}$	Módulo de Elasticidade secante do betão
ELS	Estado Limite Ultimo de Serviço
ELU	Estado Limite Ultimo de Utilização
$e$	Excentricidade
$e_y$	Excentricidade segundo y
$e_z$	Excentricidade segundo z
$d$	Altura útil
$d_e$	Altura útil equivalente
$D$	Diâmetro
$FS$	Fator de segurança
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{ck}$	Valor característico tensão de rotura do betão à compressão
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras
$f_{yk}$	Valor de característico da tensão de cedência das armaduras
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punção
$F_c$	Força no betão
$F_s$	Força no aço
L.N	Linha neutra
h	Altura
$M_{ed}$	Valor de cálculo de momento flector
$M_{rd}$	Valor de cálculo de momento flector resistente
$M_{máx}^+$	Momento máximo positivo
$N_{ed}$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão
$N_{SPT}$	Número de pancadas do ensaio SPT na ponta
q	Coefficiente de comportamento
$u_1$	Perímetro de contorno de controlo considerado
$u_{out,ef}$	Perímetro de controlo a partir do qual não é necessária armadura de punção
s	Espaçamento
$s_r$	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transversal
$SI_{máx}$	Espaçamento máximo entre estribos
$V_{ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo da resistência máxima ao punção
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punção de uma laje sem armadura de punção
$V_{Rd,cs}$	Valor de cálculo da resistência ao punção de uma laje com armadura de punção

$z$	Binário de forças interiores
<i>Letras gregas</i>	
$\alpha$	Angulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da peça
$\alpha_{cw}$	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\beta$	Fator de agravamento de corte por punçoamento
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de segurança relativo ao aço
$\varepsilon_c$	Extensão no betão
$\varepsilon_s$	Extensão no aço
$\theta$	Angulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da peça
$\nu_1$	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso
$\rho_1$	Taxa de armadura
$\rho_{min}$	Taxa mínima de armadura
$\phi$	Diâmetro do varão
$\eta$	Coefficiente que define a resistência efetiva
$\psi_0$	Coefficiente para os valores de combinação
$\psi_1$	Coefficiente para os valores frequentes
$\psi_2$	Coefficiente para os valores quase-permanentes



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 GENERALIDADES

A presente memória descritiva é referente à elaboração do Projeto de Execução de Fundações e Estruturas de um edifício de serviços (Biblioteca Municipal).

Tendo por base o projeto de arquitetura, o principal objetivo do trabalho é criar uma solução estrutural que garanta a estabilidade da estrutura em relação às ações que nela atuam. A elaboração deste projeto permite aprofundar e consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso, não só ao nível do dimensionamento estrutural e pormenorização de armaduras, mas também na utilização de várias ferramentas, entre as quais AUTOCAD, EXCEL, o programa de cálculo automático SAP2000 e a ferramenta RESPONSE2000 elaborada pela universidade de TORONTO.

Tendo em conta que na elaboração de projetos surgem diversas dificuldades, este trabalho contribuirá para desenvolver a minha capacidade de resolução ativa de problemas, tornando-me mais autónomo na procura de soluções.

### 1.2 ORGANIZAÇÃO

O presente trabalho está organizado da seguinte forma:

- Peças escritas
  - ✓ Memória descritiva e justificativa;
  - ✓ Cálculos Justificativos;
  - ✓ Anexo de Cálculo;
- Peças desenhadas
  - ✓ Desenhos do projeto de arquitetura
  - ✓ Desenhos de definição geométrica da estrutura
  - ✓ Desenhos de pormenorização de betão armado

As peças escritas do projeto são compostas pela presente Memória Descritiva, onde são referidas e justificadas todas as opções adotadas, e os Cálculos Justificativos, onde é efetuado pelo menos um cálculo exemplificativo para cada elemento da estrutura. É

apresentada também nesta seção uma tabela de cálculo para cada elemento estrutural, sendo que as tabelas poderão ser consultadas na íntegra nos Anexos de Cálculo. No projeto incluíram-se alguns elementos do projeto de arquitetura que se consideraram significativos para a elaboração do trabalho. Globalmente, o trabalho possui 24 peças desenhadas.

# 2

## MEMORIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

### 2.1 INTRODUÇÃO

O edifício em causa é um edifício de serviços, destinado a Biblioteca Municipal e, como tal, concebido para utilização pública. O edifício está situado na localidade de Alcochete, tem uma configuração arquitetónica em forma de “L”, possuindo uma área de implantação de cerca de 2135 m<sup>2</sup>. O edifício é constituído por um piso térreo, um piso elevado e a respetiva cobertura.

O edifício possui uma cobertura metálica na zona do auditório que não foi objeto de estudo neste projeto.

Nas seções seguintes são apresentados os principais condicionalismos, descreve-se a solução estrutural adotada e são indicadas as ações e combinações utilizadas no dimensionamento dos elementos.

### 2.2 CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO

Os condicionamentos mais significativos no projeto dizem respeito à natureza do solo de fundação, ao facto de a estrutura ser irregular em planta e ainda aos óbvios requisitos arquitetónicos.

#### 2.2.1 Arquitetónicos

Para a execução do projeto de estruturas foi fornecido o projeto de arquitetura que serviu de base para a distribuição dos elementos estruturais do edifício. O engenheiro deve, sempre que possível, respeitar toda a arquitetura de forma a minimizar desvios face ao planeamento efetuado pelos arquitetos. Isso implica, um estudo do edifício de modo a decidir o posicionamento e as dimensões de todos os elementos estruturais, de forma a conceber uma estrutura que seja ao mesmo tempo estável, segura (respeitando todas as normas aplicáveis), e económica. Este último aspeto é essencial atualmente pois, devido à conjuntura social e económica que vivemos, toda a redução de custos é extremamente valorizada.

### **2.2.2 Exigências funcionais**

O edifício em estudo é um edifício de serviços, destinado a Biblioteca Municipal. Esse facto acarreta condicionalismos diversos que devem ser tidos em conta na elaboração do projeto de arquitetura e estruturas. Todo o projeto deve ter sempre em consideração bons níveis de luminosidade e conforto, de forma a criar um ambiente agradável e de bem-estar. A adoção de técnicas construtivas adequadas, assim como materiais específicos são então fundamentais.

### **2.2.3 Geotécnicos**

Não foi fornecido nenhum tipo de relatório geotécnico do solo de fundação, apenas se sabe que é um solo arenoso de muito má qualidade, não possuindo resistência suficiente para suportar as cargas da estrutura nas camadas superficiais. Existe ainda o risco de ocorrer liquefação do solo (sob a ação de forças cíclicas, nomeadamente ações sísmicas), o que inviabiliza qualquer fundação direta, pois o material constituinte do solo passa a ter um comportamento muito semelhante a um fluido.

Assim sendo, a escolha das fundações recaiu por fundações indiretas, através de estacas de 12 m a 15m de comprimento que atingem a camada de fundação.

## **2.3 BASES ARQUITECTONICAS E SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOPTADA**

Neste ponto é feita uma breve caracterização da estrutura e das opções construtivas adotadas.

O edifício em causa é um edifício de serviços, destinado a Biblioteca Municipal e, como tal, concebido para utilização pública. O edifício tem uma configuração arquitetónica em planta algo irregular, possuindo uma forma de “L”.

A nível de volumetria, é constituído fundamentalmente por um piso elevado e cobertura, possuindo, como referido anteriormente, uma área de implantação de cerca de 2135 m<sup>2</sup>. O piso térreo é constituído por duas zonas um pouco distintas: uma junto á zona da entrada pública, onde se localizam as diversas áreas relativas ao público em

geral (área infantil, de empréstimos, de animação, leitura, obras raras, etc) e uma segunda que se destina a técnicos e funcionários, possuindo vários gabinetes de trabalho, vestiários e sala de reuniões. Existem duas escadas que permitem o acesso ao piso 1, uma exterior (escada E1) e uma interior (escada E2). O acesso ao piso 1 pode ainda ser feito através de elevador ou da rampa de acesso localizada na fachada nascente do edifício.

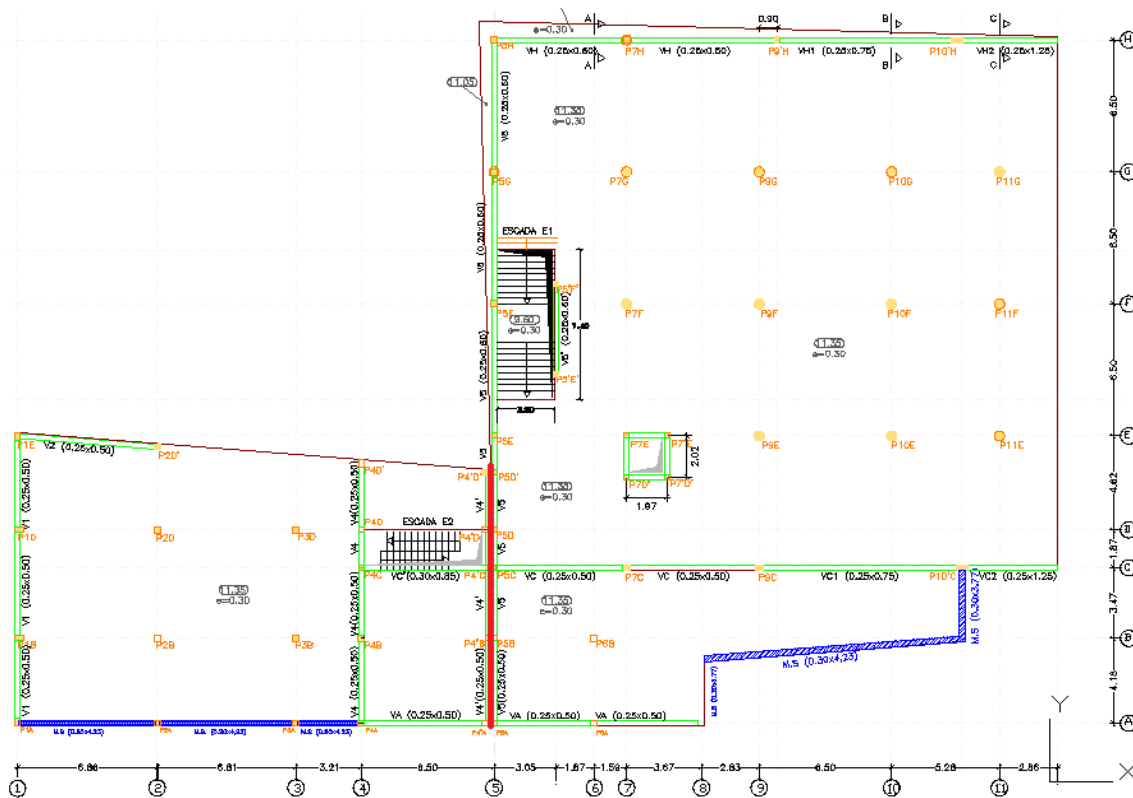
No piso 1, encontram-se mais uma vez áreas de leitura e estudo, assim como áreas de lazer (bar) e um auditório/ sala polivalente com cobertura metálica destinado a palestras e/ou outros eventos públicos.

É igualmente relevante referir que na fachada norte existe uma consola com um vão considerável (cerca de 4.6m)

Após uma primeira análise da estrutura, verificou-se que seria vantajosa a introdução de uma junta estrutural que separasse totalmente a estrutura em duas partes distintas e independentes pois a estrutura é muito irregular, tanto em planta como em altura. A não colocação da junta estrutural teria como consequência um mau comportamento dinâmico sob ações sísmicas o que, naturalmente, conduziria a esforços elevados em alguns elementos estruturais.

Assim, foi incluída uma junta que tem como principal objetivo a simplificação da volumetria do edifício, procurando dividi-lo de forma a obter sub-volumes mais regulares e simples. Desta forma, diminuem-se esforços devido a ações horizontais (ação sísmica), evitando que ocorram comportamentos imprevistos passíveis de surgir quando a estrutura não é regular.

A localização da junta é extremamente importante, pois influencia diretamente os seus esforços na estrutura. Uma má escolha na localização, em último caso, pode não significar melhorias no comportamento da estrutura. Neste caso em particular, a escolha do local é quase intuitiva, pois a estrutura é constituída por duas partes completamente distintas. O local escolhido para a introdução da junta é apresentado na figura 1.1 (a vermelho):



As lajes assim constituídas apoiam diretamente em pilares dispostos segundo dois alinhamentos ortogonais principais. Esses alinhamentos estão afastados na generalidade 6.50 m. Sempre que possível foram consideradas vigas de bordadura o que, para além de evitar o problema do punçoamento nos pilares periféricos, aumenta significativamente a resistência da estrutura a ações sísmicas. Estas vigas têm seção típica de 0.25x0.50 m.

Como foi dito anteriormente, existe uma consola que possui um vão considerável, que foi alvo de uma atenção especial. De forma a poder suportar os (grandes) esforços a que está sujeita e a reduzir substancialmente as suas deformações, as vigas que suportam a consola terão uma dimensão superior à viga tipo: 0.25x1.25m.

No que diz respeito aos pilares, foram escolhidas secções transversais circulares de 0.50m de diâmetro, retangulares de 0.40x0.25 m e 0.60x0.25m, e quadrangulares de 0.30x0.30 m<sup>2</sup> e 0.25x0.25 m<sup>2</sup> Foram também colocados 4 pilares de dimensões 0.20x0.20 m nas extremidades do núcleo do elevador.

## **2.4 MODELO DE CÁLCULO**

Para a simulação da estrutura do edifício foi criado um modelo virtual tridimensional, através do software comercial SAP2000. Este software recorre a uma análise de elementos finitos, com seis graus de liberdade por nó, permitindo obter os esforços dos elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e muros de suporte). Na elaboração do modelo, recorreu-se a elementos de barra para modelar pilares e vigas, e à divisão de elementos finitos do tipo “Shell”, de 4 nós por elemento, para modelar as lajes, muros e algumas vigas.

Para a elaboração do modelo, foi seguida a seguinte metodologia de trabalho:

1. Criar um novo modelo, definindo-se os tipos de material, as diferentes secções transversais dos elementos estruturais, assim como as ações atuantes e as suas combinações;
2. Definir geometricamente a estrutura, atribuindo as respetivas secções aos elementos;
3. Definir as condições de apoio, conferindo a cada nó as restrições necessárias;
4. Aplicar as ações definidas;
5. Calcular a estrutura, e analisar devidamente os resultados obtidos.

São apresentadas nas figuras seguintes, algumas vistas do modelo elaborado:

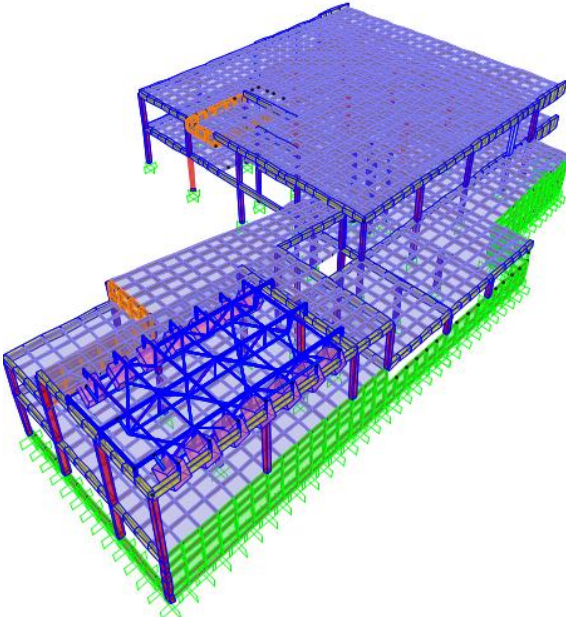


Figura 2.2 – Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 1

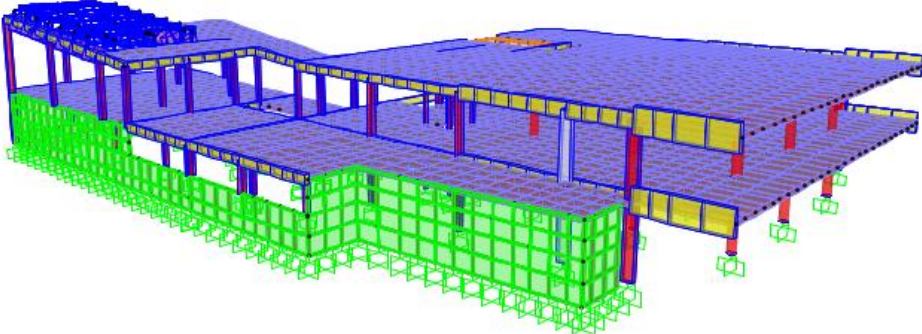


Figura 2.3– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 2

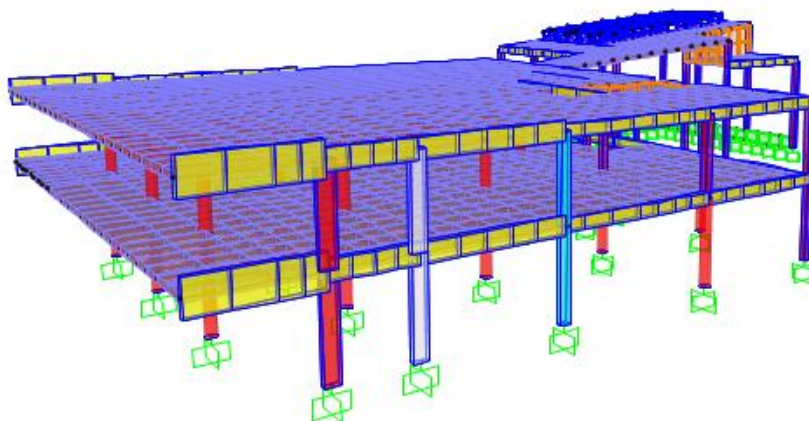


Figura 2.4– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 3

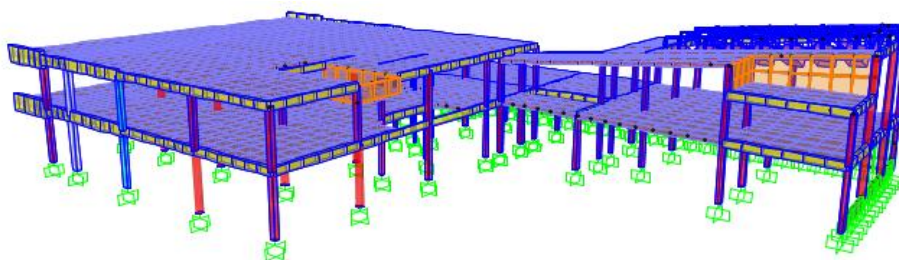


Figura 2.5– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 4

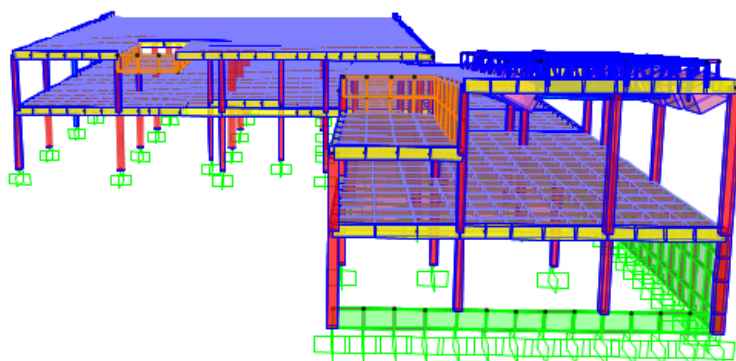


Figura 2.6– Modelo realizado no programa de cálculo SAP2000 –Vista 5

## 2.5 MATERIAIS

Para a definição dos materiais a utilizar na estrutura foi necessário classificar o edifício tendo em conta o seu tempo útil de vida e a sua classe de exposição. O edifício em estudo é um edifício corrente, sendo definido no quadro 2.1 do EC0 como possuindo um tempo útil de vida de 50 anos. Relativamente às condições ambientais a que está

sujeito, foi considerado o edifício como sendo da classe XC2. As várias classes de betão e aço em armaduras utilizadas na estrutura são de seguida indicadas:

- C30/37 no geral
- C12/15 na regularização de fundações
- C16/20 na laje do piso térreo
- A500NR em armaduras ordinárias

Resumo das principais características do betão C30/37:

- $f_{cd} = 20MPa$  (Quadro 3.1 EC2)
- $f_{cm} = 2,9MPa$  (Quadro 3.1 EC2)
- $f_{cd} = 20MPa$  (Quadro 3.1 EC2)
- $E_{cm} = 33GPa$  (Quadro 3.1 EC2)
- $\nu = 0,2$  (Art. 3.1.3(4) do EC2)
- $\gamma_c = 24kN.m^{-3}$  (Quadro A1 do EC1)

Recobrimento nominais:

**Tabela 2.1 – Recobrimentos nominais adotados**

Elemento	Classe	$c_{min}$ (mm)	$\Delta_{cdev}$ (mm)	$c_{nom}$ (mm)
Pilares	XC2	25	10	35
Vigas	XC2	25	10	35
Lajes	XC2	25	10	35
Fundações	XS1	25	10	50

Assim os recobrimentos adotados nos elementos estruturais, foram os seguintes:

- Pilares, vigas e lajes – 35 mm
- Maciços de encabeçamento e estacas – 50 mm
- Vigas de fundação – 50 mm

## **2.6 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO**

Na elaboração do projeto, os critérios gerais de dimensionamento são baseados na regulamentação, normas e práticas internacionalmente consagradas nos Eurocódigos, em especial o EC0, EC1 e EC2. Ao nível das ações atuantes, os seus valores e respetivas combinações foram baseados nas recomendações que constam na regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, de agora em diante designado por RSA.

## **2.7 AÇÕES E COMBINAÇÕES**

Designa-se por ação qualquer agente capaz de induzir na estrutura e nos seus elementos tensões e/ou deformações. Em qualquer análise estrutural é essencial uma boa aproximação de todas as ações atuantes às cargas reais, de forma a obter uma resposta da estrutura o mais próxima possível do comportamento real.

As ações estão divididas em função da sua probabilidade de ocorrência na estrutura, formando 3 grandes grupos de ações:

- Ações Permanentes – Ações que estão presentes durante toda a vida útil da estrutura, como por exemplo o seu próprio peso, equipamentos fixos, etc.
- Ações Variáveis – Ações que, para além de não possuírem um valor constante durante toda a vida útil da estrutura, podem nem sempre estar presentes, como é o caso da ação do vento, neve, sobrecargas (mobiliário, objetos moveis) e sismos.
- Ações Acidente- Ações de muito curta duração, que têm uma probabilidade muito reduzida de ocorrer, como é o caso de explosões, choque de veículos, enchentes, etc.

Na elaboração do projeto de estruturas, foram seguidas todas as recomendações relativas a ações estabelecidas no RSA. Neste capítulo apresenta-se a descrição de todas as ações atuantes e os respetivos valores adotados.

### **2.7.1 Ações permanentes**

Nas ações permanentes estão contabilizadas, para além do peso próprio da estrutura (PP), toda a restante carga permanente (RCP).

No que respeita ao peso próprio, este é calculado automaticamente através do programa SAP2000, tendo por base o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria.

Já relativamente á restante carga permanente, o valor escolhido tem em consideração tanto os possíveis revestimentos e acabamentos da estrutura, assim como os equipamentos previstos e a distribuição das paredes divisórias.

O peso das paredes divisórias é simulado com uma carga uniformemente distribuída, tal como refere o artigo 15º do RSA. Assim, a parcela da RCP devido às paredes divisórias é dada por:

$$RCP_{paredes} = g_{parede} \times h_{parede} \times 30\%$$

**Tabela 2.2 – Cálculo do valor da Restante Carga permanente**

Peso da parede ( $kN/m^3$ )	Altura média paredes (m)	Carga distribuída ( $kN/m^2$ )
1.8	3	1,6

**Tabela 2.3 – Valores de RCP adotados**

Designação	Carga distribuída ( $kN/m^2$ )
Parede interiores piso 1	1,6
Revestimentos piso 1	1.0
Revestimentos cobertura	2.0

Desta forma, considerou-se um valor de  $RCP = 2.6kN/m^2$  e  $RCP = 2.0kN/m^2$  para as lajes do piso 1 e cobertura respetivamente.

## 2.7.2 Ações variáveis

### 2.7.2.1 Sobrecargas

O RSA refere que as sobrecargas em pavimentos estão diretamente relacionadas com o seu tipo de utilização, estando divididas em 2 situações distintas:

- Utilizações em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante
- Utilização em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas

No caso específico de uma biblioteca municipal, não existe de forma bem explícita um elemento que defina claramente a sobrecarga pois, apesar de ser um local público onde existe probabilidade de concentração de pessoas, é também um local de armazenamento de documentos. Apesar disso, considerou-se mais condicionante a possível

concentração de pessoas, pois a biblioteca apesar de possuir zonas com livros, não pode ser considerada uma zona de “Arquivo” puro. Assim, a sobrecarga adotada foi de  $4,0\text{ kN/m}^2$  correspondente a “*Compartimentos destinados a utilização de carácter coletivo de média concentração*”.

Para a sobrecarga nos acessos, foi considerado o valor mínimo para o acesso a um local público ( $5,0\text{ kN/m}^2$ ), já que o pavimento a que dá serventia tem um valor de sobrecarga inferior ao mínimo.

No que respeita á cobertura do edifício foi considerada que a sua acessibilidade é condicionada apenas a fins de reparação. Como tal, no RSA é definida como “terraço não acessível” que pressupõe uma sobrecarga distribuída de  $1,0\text{ kN/m}^2$ .

Os chamados valores reduzidos da sobrecarga são dados pelo produto da sobrecarga pelo coeficiente  $\psi$ . Foram adotados os seguintes valores de  $\psi$ :

**Tabela 2.4 – Valores de  $\psi$  adotados para a sobrecarga**

$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
0,7	0,6	0,4

### **2.7.2.2 Variação uniforme de temperatura**

Em estruturas de betão armado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura como é o caso deste edifício, a variação uniforme de temperatura gerada pelos efeitos sazonais é reproduzida através da introdução de um diferencial de temperatura na estrutura de  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ . Segundo o REBAP, na contabilização dos efeitos da temperatura, o módulo de elasticidade do betão tem valores iguais a metade do valor habitual pelo que foi aplicado na estrutura um  $\Delta T = \pm 7,5^\circ\text{C}$  o que resulta no mesmo efeito prático. Esta ação foi aplicada a todos os elementos da estrutura, e possui os seguintes  $\Psi$  para o cálculo dos valores reduzidos:

**Tabela 2.5 – Valores de  $\psi$  adotados para a Variação Uniforme de Temperatura**

$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
0.6	0.5	0.3

### **2.7.2.3 Ação do vento**

No dimensionamento dos elementos estruturais, a ação do vento não foi considerada pois, para estruturas correntes de betão armado, os seus efeitos são desprezáveis face aos efeitos provocados por um sismo. Como tal, no caso específico desta estrutura, a ação do vento não foi contabilizada, sendo a ação sísmica considerada condicionante.

### **2.7.2.4 Ação sísmica**

Os efeitos da ação sísmica foram determinados através de uma ação dinâmica, baseada em espectros de resposta. Os espectros de resposta permitem simular o comportamento da estrutura a ações sísmicas através da introdução de acelerações à superfície do terreno. Será de seguida apresentada a metodologia para a elaboração dos espectros.

Para a definição dos espectros de resposta do RSA é necessário identificar a zona de implantação da estrutura, assim como o tipo de terreno em que está fundada. O zonamento sísmico é feito através de um único mapa, ao contrário do que acontece, por exemplo, no EC8 em que para cada tipo de ação sísmica existe um mapa distinto. Assim, o território nacional encontra-se dividido em 4 zonas de sismicidade distintas, e os terrenos em 3 tipos, consoante a sua natureza e qualidade. A estrutura em estudo encontra-se na zona A, sendo o terreno do tipo II.

O tipo de ação sísmica é também diferente no RSA, pois enquanto no EC8 a ação sísmica tipo I e II são representativas de sismos afastados e próximos respetivamente, na regulamentação Portuguesa passa-se exatamente o contrário, isto é, a ação sísmica Tipo I é representativa de sismos próximos e a ação sísmica do Tipo II é representativa de sismos afastados.

É ainda relevante referir que os espectros de resposta do RSA (apresentados de seguida) não estão afetados pelo coeficiente de comportamento:

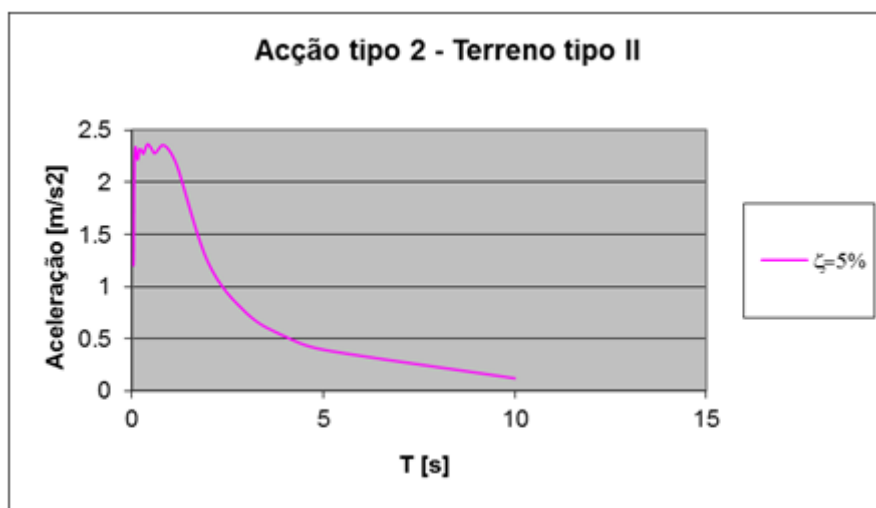
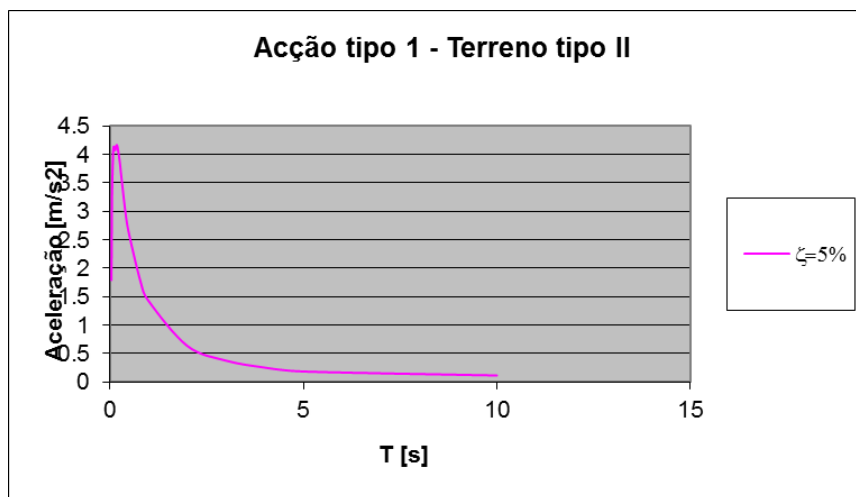


Figura 2.7 – Espectros de resposta adotados (ação tipo I e II)

Segundo o ponto 29.3 (artigo 29º) do RSA, os valores reduzidos para a ação sísmica tomam valores nulos, incluindo o valor raro.

Tabela 2.6 - Valores de  $\psi$  adotados para a Ação Sísmica

$\psi_0$	$\psi_2$
0	0

### 2.7.3 Combinação de ações

As combinações de ações que serão efetuadas consideram as regras e coeficientes multiplicativos indicados no RSA. Foram consideradas as seguintes combinações:

## Estado Limite Ultimo - Combinações Fundamentais:

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

No caso de a ação variável de base ser a ação sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

## Estado Limite Utilização - Combinação Quase permanente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

## Estado Limite Ultimo Fundações - Combinação rara:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ek}$$

em que:

- $S_{Gik}$  - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;
- $S_{Q1k}$  - Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico ( $S_{Ek}$  no caso da ação sísmica);
- $S_{Qjk}$  - Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;
- $\gamma_{gi}$  - coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;
- $\gamma_q$  - coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;
- $\psi_{0j}, \psi_{2j}$  - coeficientes  $\psi$  correspondentes à ação variável de ordem  $j$ ;

Como foi dito no capítulo relativo a ações, o espectro de resposta elástico utilizado não está ainda afetado pelo coeficiente de comportamento. Assim, a ação sísmica deve ser sempre afetada pelo coeficiente de comportamento tomado, no caso  $q=2,0$ , relativo a

uma estrutura do tipo pórtico-parede, de ductilidade normal. No modelo de cálculo, foi adotada a combinação quadrática completa para a combinação direcional da ação sísmica.

São apresentados nos quadros seguintes os valores dos coeficientes de segurança  $\gamma$  e um quadro resumo de todos os valores de  $\psi$  a utilizar nas combinações de ações:

**Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de segurança  $\gamma$  adotados**

Cargas permanentes ( $\gamma_{gi}$ )	Cargas variáveis ( $\gamma_q$ )
1.5	1.5

**Tabela 2.8 – Tabela resumo dos valores do coeficiente  $\psi$  a utilizar nas combinações**

Ações/Cargas	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga (SC)	0.7	0.6	0.4
Variação uniforme de temperatura (T)	0.6	0.5	0.3
Sismo (E)	0	0	0

De seguida são apresentadas todas as combinações de ações adotadas:

**Tabela 2.9 – Combinações de ação**

Combinação	Designação SAP	Combinação de ações
Combinação 1	Lider_Sob_T+	1.5G+1.5 SC+0.9 T
Combinação 2	Lider_Sob_T-	1.5G+1.5 SC-0.9 T
Combinação 3	Lider_Temp_T+	1.5G+1.5 T+1.05 SC
Combinação 4	Lider_Temp_T-	1.5G-1.5 T+1.05 SC
Combinação 5	Lider_Sismo1+	1G+0.4 SC+1.5/2 E1
Combinação 6	Lider_Sismo1-	1G+0.4 SC-1.5/2 E1
Combinação 7	Lider_Sismo2+	1G+0.4 SC+1.5/2 E2
Combinação 8	Lider_Sismo2-	1G+0.4 SC-1.5/2 E2
Combinação R1	Rara1	1G+1/2 E1
Combinação R2	Rara2	1G+1/2 E2
Combinação R3	Rara3	1G+1/2 E1+ 0.6 SC
Combinação R4	Rara4	1G+1/2 E2+ 0.6 SC
Combinação R5	Rara5	1G+1SC
Combinação QP	Comb_1_QP	1G+0.4 SC

## 2.8 FUNDAÇÕES

As fundações do edifício são os elementos estruturais destinados a suportar o peso da estrutura, transmitindo todas as cargas ao terreno que a suporta. Este elemento é essencial no normal funcionamento do edifício, pois é através dele que se faz a ligação estrutura-solo, sendo portanto, a base de toda a estrutura. A escolha do tipo de fundação é uma decisão importante, tanto a nível de segurança e funcionamento do edifício, como também a nível económico, pois as fundações podem atingir o 20% do custo total da estrutura.

Como foi referido no capítulo *Condicionamentos gerais do projeto*, o solo de fundação não apresenta qualidade suficiente que permita a adoção de fundações diretas. Assim, as fundações foram realizadas por estacas de betão armado com 0.60 m de diâmetro, moldadas no terreno, que terão comprimentos na ordem dos 12 a 15 m. Estas estacas deverão atingir a camada de fundação (onde se atingem as 60 pancadas no ensaio SPT) pelo menos três diâmetros.

As estacas serão encabeçadas por maciços que permitem, por um lado, servir de transição para o elemento de suporte da estrutura e, por outro, ajudar a resistir aos momentos na base através de um binário atuante nas estacas (no caso de maciços de 2 estacas). Outro elemento que permite absorver momentos provenientes dos elementos verticais, assim como alguns assentamentos diferenciais são as vigas de fundação, que fazem a ligação de todos os maciços entre si. As vigas de fundação terão 0,4 m de espessura e 1m de altura, enquanto os maciços terão as dimensões de 3,00x1,00x1,00 m e 1,00x1,00x1,00 m para maciços de 2 e 1 estacas respetivamente.

Como se sabe, as estacas podem trabalhar, essencialmente, de 3 formas:

- Resistência de ponta;
- Resistência por atrito lateral;
- Resistência de ponta e atrito lateral (mista);

No dimensionamento das fundações foi considerado que a estaca apenas possui resistência de ponta, isto é, a capacidade de carga da estaca apenas se dá no apoio direto na camada de fundação – *bed rock*. Foi desprezado então, qualquer tipo de resistência por atrito lateral contra o solo adjacente pois, como foi referido anteriormente, numa situação limite o solo pode ter comportamento de fluido.

## 2.9 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

O dimensionamento de toda a estrutura, assim como a verificação da segurança são feitos recorrendo à análise dos Estados Limite. Entende-se por Estados Limite um determinado estado ou condição atingido pela estrutura onde, a partir do qual, se consideram afetados os requisitos, quer estruturais, quer funcionais para a qual foi construída.

Os Estados Limite utilizados para a verificação da segurança da estrutura são de dois tipos:

- Estado Limite Ultimo (ELU) – A sua ocorrência provoca prejuízos muito severos a nível estrutural;
- Estado Limite Utilização (ELS) – A sua ocorrência provoca prejuízos pouco severos, maioritariamente de ordem funcional, como é o caso de deformações excessivas ou níveis de fissuração que comprometam a durabilidade da estrutura.

Todas as combinações de ação utilizadas para a verificação dos Estado Limite são referidas no Capítulo *Definição de ações*.

## 2.10 NORMAS REGULAMENTOS E DOCUMENTOS TÉCNICOS

Os regulamentos utilizados para a elaboração deste projeto foram os seguintes:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado.
- Eurocódigo 2, Parte 1.1: Projeto de Estruturas de Betão. Regras gerais e regras para edifícios.

As normas utilizadas para a elaboração deste projeto foram as seguintes:

- Norma Portuguesa NP ENV 206: Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.

Outros elementos:

- Guy de Castro – “Acerca do projecto de fundações em estacas de betão armado”.



# 3

## CALCULOS JUSTIFICATIVOS

### 3.1 VERIFICAÇÃO SEGURANÇA EM VIGAS

#### 3.1.1 Critérios gerais de dimensionamento

Para o dimensionamento e verificação da segurança aos Estados Limite Ultimo e de Utilização das vigas, foram utilizados os resultados obtidos através do modelo de cálculo indicado.

As vigas são elementos lineares que funcionam essencialmente sujeitas a flexão simples, esforço transversal e, em alguns casos, torção. O esforço axial a que estão sujeitas tem valor muito pequeno quando comparado com os outros esforços, pelo que se considera desprezável para o cálculo.

A verificação dos Estados Limite Últimos nas vigas foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Os esforços resistentes foram obtidos através dos materiais constituintes do elemento, da sua geometria e das hipóteses regulamentares prescritas nos documentos normativos.

#### 3.1.2 Estados limite últimos

##### 3.1.2.1 Flexão

Na análise de secções para o cálculo de flexão das vigas, foi considerada a seguinte extensão máxima no betão:

- $\varepsilon_c = 3,5\%$

A fim de simplificar as equações, não é considerado o andamento real (parabólico) das tensões no betão até à linha neutra, mas sim uma tensão constante até um comprimento de  $\lambda x$ . Dessa forma, o esquema de cálculo utilizado na análise das secções simplifica-se e reduz-se ao apresentado na figura seguinte:

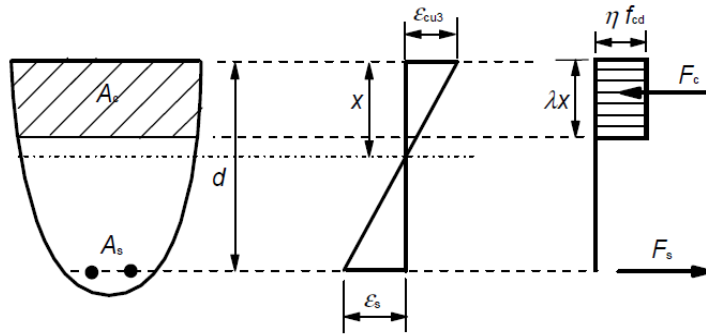


Figura 3.1 – Esquema de cálculo de seções sujeitas á flexão

Como, neste caso,  $f_{ck} \leq 50MPa$ , adotam-se os seguintes valores preconizados no EC2:

$$\eta = 1,0$$

$$\lambda = 0,8$$

Através do programa de cálculo SAP2000, os valores dos momentos atuantes na estrutura são calculados e fornecidos, sendo necessário então calcular a armadura necessária para resistir a esses momentos aplicados, em cada secção da viga.

O cálculo é feito, admitindo que as armaduras estão em cedência, e através do equilíbrio de forças  $F_s = F_c$  e do equilíbrio de momentos  $M_{sd} = M_{rd}$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (1.1)$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (1.2)$$

$$F_c = f_{cd} \times b \times 0.8x \quad (1.3)$$

Do equilíbrio de momentos calcula-se a posição da linha neutra:

$$M_{Ed} = M_{Rd} \Leftrightarrow M_{Ed} = F_c \times z \Leftrightarrow M_{Ed} = f_{cd} \times b \times 0.8x \times (d - 0,4x) \quad (1.4)$$

Após a resolução da equação de segundo grau, obtemos a posição da linha neutra que nos irá permitir calcular a  $F_s$  e, posteriormente, a área de armadura necessária:

$$F_s = F_c \Leftrightarrow A_s \times f_{yd} = f_{cd} \times b \times 0.8x \Leftrightarrow A_s = \frac{f_{cd} \times b \times 0.8x}{f_{yd}} \quad (1.5)$$

A última etapa passa por verificar se as armaduras estão em cedência, tal como admitimos inicialmente:

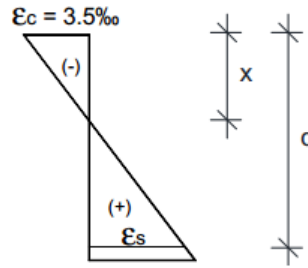


Figura 3.2 – Extensão das armaduras

$$\frac{3,5}{x} = \frac{\varepsilon_c}{d-x} \Leftrightarrow \varepsilon_s = \frac{3,5 \times (d-x)}{x} \quad (1.6)$$

A armadura de flexão da viga não pode exceder 4% da área de betão, e tem de ser maior que:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (1.7)$$

$$A_{s,\max} = 0,04A_c \quad (1.8)$$

Todo o processo anteriormente descrito foi automatizado num ficheiro de excel onde se efetuaram os cálculos para todas as combinações, nas zonas mais desfavoráveis das vigas (tipicamente zona de apoio e zona de vão).

### 3.1.2.2 Esforço transversal

Para a definição das armaduras de esforço transversal é necessário verificar, em primeiro lugar, a segurança das escoras comprimidas. Essa verificação permite confirmar que não existe esmagamento das escoras devido a atuação do esforço transversal. Para verificar a segurança é necessário respeitar a seguinte condição:

$$V_{Rd,\max} > V_{Ed} \quad (1.9)$$

O cálculo de  $V_{Rd,\max}$  é feito através da expressão:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (1.10)$$

$$z = 0.9 \times d \quad (1.11)$$

$\alpha_{cw}$  - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

$v_1$  - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

dado por  $v_1 = 0,6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ ;

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

$\theta$  - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

Tal como acontece para a armadura de flexão, as armaduras nas vigas têm de respeitar um valor mínimo e máximo. De seguida são apresentadas as expressões de cálculo das armaduras de esforço transversal:

Armadura mínima:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{\min} \times b \times \sin(\alpha) \quad (1.12)$$

Armadura máxima:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b}{f_{ywd} \times (1 + (\cot(\theta))^2) \times \sin(\alpha)} \quad (1.13)$$

Armadura necessária (considerando estribos):

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000} \quad (1.14)$$

Espaçamento máximo estribos:

$$Sl_{\max} \leq 0,75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) \quad (1.15)$$

$\alpha$  -Angulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga

### **3.1.2.3 Ações e combinações:**

A quantificação de ações e respetivas combinações usadas na verificação da segurança das vigas foi efetuada, em geral, através das regras e critérios prescritos no Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As ações atuantes consideradas nas vigas são as referidas anteriormente, sendo que as combinações aplicadas são as seguintes:

Combinação 1 - 1.5G+1.5 SC+0.9 T

Combinação 2 - 1.5G+1.5 SC-0.9 T

Combinação 3 – 1.5G+1.5 T+1.05 SC

Combinação 4 – 1.5G-1.5 T+1.05 SC

Combinação 5 – 1G+0.4 SC+1.5/2 E1

Combinação 6 – 1G+0.4 SC-1.5/2 E1

Combinação 7 – 1G+0.4 SC+1.5/2 E2

Combinação 8 – 1G+0.4 SC-1.5/2 E2

### **3.1.2.4 Exemplo de dimensionamento para ELU de flexão**

A viga escolhida para o dimensionamento foi a viga V1 (0,25mx0,50m), constituída por 3 troços, um entre cada um dos 4 pilares de apoio.

Nas tabelas seguintes são apresentados todos os valores dos momentos atuantes nas diferentes zonas consideradas (zonas de apoio e vão) para todas as combinações, assim como a área de armadura a que esses esforços conduziram.

Cálculo da armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.25 \times 0.465 \Leftrightarrow A_{s,\min} = 1,75\text{cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 0.04A_c \Leftrightarrow A_{s,\max} = 0.04 \times 0.5 \times 0.25 \Leftrightarrow A_{s,\max} = 50\text{cm}^2$$

Cálculo das armaduras longitudinais

(exemplo representativo para momento positivo  $M = 111.49 \text{ kN.m}$ )

$L.N = 0.062758 \text{ m}$  - Valor calculado automaticamente na folha de cálculo

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times 0.8x}{f_{yd}} = \frac{20 \times 0.25 \times 0.8 \times 0.062758}{435} \Leftrightarrow A_s = 5.77 \text{ cm}^2$$

É de referir que, nas zonas de apoio interiores, há que comparar os valores dos momentos á esquerda e à direita, adotando-se o mais desfavorável, isto é, o que gera uma área de armadura maior.

Nas zonas em que a armadura calculada é mais baixa do que  $A_{s_{\min}} = 1,75 \text{ cm}^2$ , adota-se este valor.

Apresentam-se então as tabelas relativas ao cálculo das armaduras longitudinais da viga V1. As tabelas apresentadas são apenas tabelas parciais, as tabelas originais encontram-se no Anexo 1 – Armaduras em Vigas:

**Tabela 3.1 – Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 1**

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	Área armadura (cm2)	Tração	Maior armadura Sup.	Maior armadura Inf.	
V1 (P1A_P1B)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	0.16	-0.77	0.04	Cima	6.02	5.94	
			1.05	-0.04	5.33	0.26	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	-0.09	-1.08	0.05	Cima			
			1.05	0.23	8.92	0.44	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	0.59	-1.03	0.05	Cima			
			1.05	-0.36	10.22	0.51	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	-0.33	-1.14	0.06	Cima			
			1.05	0.43	7.70	0.38	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	0.81	-1.07	0.05	Cima			
			1.05	-0.56	9.86	0.49	Baixo			
		Lider_sismo1	Max	0.00	1.09	92.64	4.80			Baixo
				1.05	0.13	56.94	2.90			Baixo
			Min	0.00	-0.78	-94.18	4.89			Cima
				1.05	-0.21	-46.28	2.34			Cima
	Lider_sismo_2	Max	0.00	1.33	113.26	5.94	Baixo			
			1.05	0.17	67.79	3.47	Baixo			
		Min	0.00	-1.02	-114.80	6.02	Cima			
			1.05	-0.25	-57.13	2.91	Cima			
	Vão	Comb_1_QP	0.00	0.01	5.82	0.29	Baixo	2.69	3.30	
			1.05	-0.02	7.31	0.36	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	-0.05	9.78	0.49	Baixo			
			1.05	0.17	12.50	0.62	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	0.14	11.10	0.55	Baixo			
			1.05	-0.22	13.70	0.68	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	-0.13	8.49	0.42	Baixo			
			1.05	0.30	11.03	0.55	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	0.19	10.68	0.53	Baixo			
			1.05	-0.36	13.04	0.65	Baixo			
Lider_sismo1		Max	0.00	0.23	54.40	2.76	Baixo			
			1.05	0.15	32.46	1.63	Baixo			
		Min	0.00	-0.20	-42.76	2.16	Cima			
			1.05	-0.18	-17.83	0.89	Cima			
Lider_sismo_2	Max	0.00	0.22	64.58	3.30	Baixo				
		1.05	0.16	37.56	1.89	Baixo				
	Min	0.00	-0.20	-52.94	2.69	Cima				

Apoio	Comb_1_QP	1.05	-0.20	-22.93	1.15	Cima	4.30	2.00	
		0.00	0.02	-0.54	0.03	Cima			
	Lider_sob_T+	1.02	-0.05	-21.90	1.09	Cima			
		0.00	0.12	-1.29	0.06	Cima			
	Lider_sob_T-	1.02	-0.06	-38.83	1.96	Cima			
		0.00	-0.02	-0.43	0.02	Cima			
	Lider_temp_T+	1.02	-0.14	-38.92	1.96	Cima			
		0.00	0.17	-1.55	0.08	Cima			
	Lider_temp_T-	1.02	-0.02	-35.78	1.80	Cima			
		0.00	-0.08	-0.12	0.01	Cima			
	Lider_sismo1	Max	1.02	-0.16	-35.94	1.81			Cima
			0.00	0.13	3.68	0.18			Baixo
		Min	1.02	0.35	28.51	1.43			Baixo
			0.00	-0.09	-4.76	0.24			Cima
	Lider_sismo2	Max	1.02	-0.46	-72.30	3.71			Cima
			0.00	0.13	4.61	0.23			Baixo
		Min	1.02	0.39	39.65	2.00			Baixo
			0.00	-0.09	-5.69	0.28			Cima
1.02	-0.50	-83.44	4.30	Cima					

Tabela 3.2 - Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 2

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	Área armadura (cm2)	Tração	Maior armadura Sup.	Maior armadura Inf.	
V1 (P1B_P1D)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	0.00	-22.83	1.14	Cima	2.04	0.39	
			1.16	0.01	4.14	0.21	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	0.04	-40.33	2.03	Cima			
			1.16	0.03	7.29	0.36	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	-0.06	-40.45	2.04	Cima			
			1.16	0.01	7.79	0.39	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	0.07	-37.22	1.87	Cima			
			1.16	0.03	6.45	0.32	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	-0.09	-37.42	1.88	Cima			
			1.16	0.00	7.29	0.36	Baixo			
		Lider_sismo1	Max	0.00	0.48	-12.55	0.62			Cima
				1.16	0.09	5.51	0.27			Baixo
			Min	0.00	-0.48	-33.12	1.66			Cima
				1.16	-0.07	2.77	0.14			Baixo
		Lider_sismo2	Max	0.00	0.57	-10.92	0.54			Cima
				1.16	0.11	5.31	0.26			Baixo
			Min	0.00	-0.57	-34.75	1.75			Cima
				1.16	-0.09	2.97	0.15			Baixo
	Vão	Comb_1_QP	0.00	0.00	13.40	0.67	Baixo	0.00	1.21	
			1.16	0.00	11.30	0.56	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	0.08	23.77	1.19	Baixo			
			1.16	-0.05	19.97	1.00	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	-0.08	24.16	1.21	Baixo			
			1.16	0.04	20.31	1.01	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	0.13	21.71	1.08	Baixo			
			1.16	-0.08	18.25	0.91	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	-0.13	22.36	1.12	Baixo			
			1.16	0.08	18.83	0.94	Baixo			
		Lider_sismo1	Max	0.00	0.14	15.63	0.78			Baixo
				1.16	0.08	15.17	0.76			Baixo
Min			0.00	-0.13	11.17	0.56	Baixo			
			1.16	-0.08	7.42	0.37	Baixo			
Lider_sismo2		Max	0.00	0.16	16.10	0.80	Baixo			
			1.16	0.09	15.95	0.79	Baixo			
		Min	0.00	-0.16	10.70	0.53	Baixo			
			1.16	-0.09	6.64	0.33	Baixo			
Apoio	Comb_1_QP	0.00	-0.03	-0.34	0.02	Cima	3.33	1.07		
		0.94	0.02	-21.90	1.09	Cima				
	Lider_sob_T+	0.00	0.04	-0.84	0.04	Cima				
		0.94	-0.06	-39.31	1.98	Cima				
	Lider_sob_T-	0.00	-0.14	-0.54	0.03	Cima				

			0.94	0.10	-39.23	1.98	Cima		
		Lider_temp_T+	0.00	0.11	-0.84	0.04	Cima		
			0.94	-0.11	-36.13	1.82	Cima		
		Lider_temp_T-	0.00	-0.20	-0.35	0.02	Cima		
			0.94	0.15	-35.99	1.81	Cima		
		Lider_sismo1	Max	0.00	0.22	7.68	0.38	Baixo	
				0.94	0.57	13.31	0.66	Baixo	
			Min	0.00	-0.27	-8.36	0.41	Cima	
				0.94	-0.54	-57.12	2.90	Cima	
		Lider_sismo_2	Max	0.00	0.24	9.22	0.46	Baixo	
				0.94	0.64	21.45	1.07	Baixo	
			Min	0.00	-0.29	-9.89	0.49	Cima	
				0.94	-0.61	-65.25	3.33	Cima	

**Tabela 3.3 - Esforços e armaduras flexão viga V1 troço 3**

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	Área armadura (cm <sup>2</sup> )	Tração	Maior armadura Sup.	Maior armadura Inf.	
V1 (P1D_P1E)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	0.06	-22.25	1.11	Cima	4.46	2.11	
			1.54	-0.03	7.15	0.35	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	0.12	-38.38	1.93	Cima			
			1.54	-0.08	12.61	0.63	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	0.08	-40.63	2.05	Cima			
			1.54	-0.03	12.95	0.64	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	0.12	-34.56	1.74	Cima			
			1.54	-0.10	11.48	0.57	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	0.06	-38.32	1.93	Cima			
			1.54	-0.01	12.03	0.60	Baixo			
		Lider_sismo1	Max	0.00	0.35	31.34	1.57			Baixo
				1.54	0.10	11.17	0.55			Baixo
			Min	0.00	-0.24	-75.85	3.90			Cima
				1.54	-0.17	3.13	0.16			Baixo
		Lider_sismo_2	Max	0.00	0.27	41.82	2.11			Baixo
				1.54	0.07	12.43	0.62			Baixo
			Min	0.00	-0.16	-86.32	4.46			Cima
				1.54	-0.13	1.87	0.09			Baixo
	Vão	Comb_1_QP	0.00	-0.02	7.32	0.36	Baixo	0.80	1.83	
			1.54	0.00	10.11	0.50	Baixo			
		Lider_sob_T+	0.00	0.00	12.95	0.64	Baixo			
			1.54	-0.01	17.56	0.88	Baixo			
		Lider_sob_T-	0.00	-0.06	13.23	0.66	Baixo			
			1.54	0.03	18.56	0.93	Baixo			
		Lider_temp_T+	0.00	0.02	11.80	0.59	Baixo			
			1.54	-0.03	15.78	0.79	Baixo			
		Lider_temp_T-	0.00	-0.07	12.27	0.61	Baixo			
			1.54	0.05	17.44	0.87	Baixo			
		Lider_sismo1	Max	0.00	0.08	10.78	0.54			Baixo
				1.54	0.13	31.95	1.60			Baixo
			Min	0.00	-0.11	3.87	0.19			Baixo
				1.54	-0.12	-11.74	0.58			Cima
		Lider_sismo_2	Max	0.00	0.06	11.85	0.59			Baixo
				1.54	0.12	36.32	1.83			Baixo
			Min	0.00	-0.09	2.80	0.14			Baixo
				1.54	-0.11	-16.10	0.80			Cima
Apoio	Comb_1_QP	0.00	-0.01	9.92	0.49	Baixo	8.45	7.47		
		1.54	-0.05	-8.36	0.42	Cima				
	Lider_sob_T+	0.00	-0.01	17.23	0.86	Baixo				
		1.54	-0.10	-16.49	0.82	Cima				
	Lider_sob_T-	0.00	-0.02	18.21	0.91	Baixo				
		1.54	-0.07	-12.52	0.62	Cima				
	Lider_temp_T+	0.00	-0.01	15.49	0.77	Baixo				
		1.54	-0.11	-16.83	0.84	Cima				
	Lider_temp_T-	0.00	-0.02	17.12	0.85	Baixo				
		1.54	-0.05	-10.21	0.51	Cima				
Lider_sismo1	Max	0.00	0.02	30.59	1.53	Baixo				

				1.54	0.36	114.31	6.00	Baixo			
			Min	0.00	-0.04	-10.74	0.53	Cima			
		Lider_sismo_2	Max		1.54	-0.46	-131.03	6.94			Cima
					0.00	0.02	34.69	1.74			Baixo
		Min		1.54	0.30	140.24	7.47	Baixo			
				0.00	-0.04	-14.85	0.74	Cima			
				1.54	-0.40	-156.97	8.45	Cima			

### Realização armaduras:

- Momentos negativos (armaduras superiores)

**Tabela 3.4 – Realização de armaduras superiores em vigas**

	As calculada (cm <sup>2</sup> )	As adotada (cm <sup>2</sup> )	As realizada (cm <sup>2</sup> )
Apoio	6.02	6φ12	6.8
Vão	2.69	3φ12	3.4
Apoio	máx {4.30; 2.04} = 4.30	4φ12	4.5
Vão	0.00 < A <sub>smin</sub> ⇒ 1.75	2φ12	2.3
Apoio	máx {3.33; 4.46} = 4.46	4φ12	4.5
Vão	0.80 < A <sub>smin</sub> ⇒ 1.75	2φ12	2.3
Apoio	8.45	2φ12 + 4φ16	10.3

- Momentos positivos (armaduras inferiores)

**Tabela 3.5 – Realização de armaduras inferiores em vigas**

	As calculada (cm <sup>2</sup> )	As adotada (cm <sup>2</sup> )	As realizada (cm <sup>2</sup> )
Apoio	5.9	6φ12	6.8
Vão	3.3	4φ12	4.5
Apoio	máx {2.00; 0.39} = 2.0	3φ12	3.4
Vão	1.21 < A <sub>smin</sub> ⇒ 1.8	3φ12	3.4
Apoio	máx {1.07; 2.11} = 2.1	3φ12	3.4
Vão	1.8	3φ12	3.4
Apoio	7.4	3φ12 + 2φ16	7.4

### 3.1.2.5 Exemplo de dimensionamento para ELU de esforço transverso

Neste tópico ir-se-á, a título de exemplo, efetuar o cálculo das armaduras de esforço transverso da viga em estudo (viga v1):

Cálculo do esforço transverso máximo para não ocorrer esmagamento do betão  
(Segurança das bielas):

$$v_1 = 0.6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \times \left[ 1 - \frac{30}{250} \right] \Leftrightarrow v_1 = 0.528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.465}{\cot(45) + \tan(45)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,max} = 552.42 \text{ kN}$$

Todos os valores de esforço transverso da viga são inferiores a  $V_{rd,max}$ . A segurança ao esmagamento das escoras é verificada pois  $V_{Rd,max} > V_{Ed}$ .

Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0.08 \times (f_{ck})^{0.5}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times (30)^{0.5}}{500} \Leftrightarrow \rho_{min} = 8.76 \times 10^{-4}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{min} \times b \times \text{sen}(\alpha) = 8.76 \times 10^{-4} \times 0.25 \times \text{sen}(90) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 2.19 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo da armadura máxima:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b}{f_{ywd} \times (1 + (\cot(\theta))^2) \times \text{sen}(\alpha)} = \frac{1 \times 0.528 \times 20 \times 0.25}{435 \times (1 + (\cot(45))^2) \times \text{sen}(90)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = 30.34 \text{ cm}^2/m$$

Armadura necessária:

(exemplo de cálculo para esforço transversal do troço 1)

- Zona apoio:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000} = \frac{55.94}{0.9 \times 0.465 \times 435 \times \cot(45) \times 1000} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 3.07 \text{ cm}^2/m$$

- Zona vão

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000} = \frac{29.73}{0.9 \times 0.465 \times 435 \times \cot(45) \times 1000} \Leftrightarrow$$
$$\Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 1.63 \text{ cm}^2/m < \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} \Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 2.19 \text{ cm}^2/m$$

- Zona apoio

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000} = \frac{77.59}{0.9 \times 0.465 \times 435 \times \cot(45) \times 1000} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 4.26 \text{ cm}^2/m$$

**Tabela 3.6 – Área de armadura de Esforço Transverso necessária Viga V1**

Troço	Zona	Esf. Transverso (kN)	As/s (cm <sup>2</sup> /m)
1	Apoio	55.94	3.07
	Vão	29.73	2.19
	Apoio	77.59	4.26
2	Apoio	42.83	2.35
	Vão	5.89	2.19
	Apoio	61.71	3.39
3	Apoio	56.96	3.39
	Vão	22.70	2.19
	Apoio	94.09	5.17

Cálculo do espaçamento máximo dos estribos:

$$Sl_{\max} \leq 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 0.75 \times 0.465 \times (1 + \cot(90)) \Leftrightarrow Sl_{\max} \leq 0.348m$$

Cálculo da área de armadura realizável através de varões  $\phi 6$  para diferentes espaçamentos:

- Espaçamento 0.1m:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\left(\frac{0.006}{2}\right)^2 \times \pi \times 2}{0.1} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5.65 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento 0.15m:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\left(\frac{0.006}{2}\right)^2 \times \pi \times 2}{0.15} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 3.77 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento 0.2m:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\left(\frac{0.006}{2}\right)^2 \times \pi \times 2}{0.2} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 2.82 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento 0.25m:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\left(\frac{0.006}{2}\right)^2 \times \pi \times 2}{0.25} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 2.26 \text{ cm}^2/m$$

As tabelas seguintes resumem o cálculo acima demonstrado, permitindo calcular todas as armaduras de esforço transverso. Para cada troço, é adotado o maior valor de armadura.

As tabelas apresentadas são apenas tabelas parciais, as tabelas originais encontram-se no Anexo 1 – Armaduras em Vigas:

**Tabela 3.7 - Esforços e armaduras (Esforço transverso) viga V1 troço 1**

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Asw/s	Asw/s adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Espaçamento (m)	Øvarão	
V1 (P1A_P1B)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	2.65	-7.51	0.19	2.19E-04	3.07	0.15	6	
			1.05	2.65	-4.22	0.19	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	14.95	-11.61	-0.31	2.19E-04				
			1.05	14.95	-6.67	-0.31	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-5.71	-12.80	0.90	2.19E-04				
			1.05	-5.71	-7.86	0.90	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	21.52	-10.75	-0.72	2.19E-04				
			1.05	21.52	-5.81	-0.72	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-12.93	-12.72	1.30	2.19E-04				
			1.05	-12.93	-7.79	1.30	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	50.80	32.13	1.18				2.19E-04
				1.05	50.80	35.42	1.18				2.19E-04
			Min	0.00	-45.50	-47.15	-0.80				2.59E-04
				1.05	-45.50	-43.86	-0.80				2.41E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	59.67	40.92	1.45				2.25E-04
				1.05	59.67	44.21	1.45				2.43E-04
			Min	0.00	-54.37	-55.94	-1.07				3.07E-04
				1.05	-54.37	-52.65	-1.07				2.89E-04
	Vão	Comb_1_QP	0.00	0.97	-3.08	0.03	2.19E-04	2.19	0.25	6	
			1.05	0.97	0.21	0.03	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	29.41	-4.94	-0.22	2.19E-04				
			1.05	29.41	-0.01	-0.22	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-25.53	-4.84	0.34	2.19E-04				
			1.05	-25.53	0.10	0.34	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	47.48	-4.85	-0.41	2.19E-04				
			1.05	47.48	0.09	-0.41	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-44.09	-4.67	0.52	2.19E-04				
			1.05	-44.09	0.27	0.52	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	39.08	18.93	0.28				2.19E-04
				1.05	39.08	22.22	0.28				2.19E-04
			Min	0.00	-37.14	-25.09	-0.22				2.19E-04
				1.05	-37.14	-21.80	-0.22				2.19E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	46.68	23.56	0.29				2.19E-04
				1.05	46.68	26.85	0.29				2.19E-04
			Min	0.00	-44.74	-29.73	-0.23				2.19E-04
				1.05	-44.74	-26.44	-0.23				2.19E-04
Apoio	Comb_1_QP	0.00	-1.79	19.75	0.08	2.19E-04	4.26	0.10	6		
		1.02	-1.79	22.93	0.08	2.19E-04					
	Lider_sob_T+	0.00	34.95	33.09	0.17	2.19E-04					
		1.02	34.95	37.85	0.17	2.19E-04					
	Lider_sob_T-	0.00	-40.66	34.03	0.11	2.19E-04					
		1.02	-40.66	38.79	0.11	2.19E-04					
	Lider_temp_T+	0.00	60.24	30.81	0.18	2.19E-04					
		1.02	60.24	35.57	0.18	2.19E-04					
	Lider_temp_T-	0.00	-65.78	32.38	0.08	2.19E-04					
		1.02	-65.78	37.15	0.08	2.19E-04					
	Lider_sismo1	Max	0.00	18.71	64.76	0.47				3.56E-04	
			1.02	18.71	67.94	0.47				3.73E-04	
		Min	0.00	-22.29	-25.26	-0.31				2.19E-04	
			1.02	-22.29	-22.08	-0.31				2.19E-04	
	Lider_sismo_2	Max	0.00	23.00	74.41	0.50				4.09E-04	
			1.02	23.00	77.59	0.50				4.26E-04	
		Min	0.00	-26.59	-34.90	-0.34				2.19E-04	
			1.02	-26.59	-31.73	-0.34				2.19E-04	

**Tabela 3.8 Esforços e armaduras (Esforço transversal) viga V1 troço 2**

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Asw/s	Asw/s adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Espaçamento (m)	Øvarão	
V1 (P1B_P1D)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	-1.34	-25.51	-0.01	2.19E-04	2.35	0.2	6	
			1.16	-1.34	-21.89	-0.01	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	32.93	-42.29	0.01	2.32E-04				
			1.16	32.93	-36.88	0.01	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-37.22	-42.83	-0.06	2.35E-04				
			1.16	-37.22	-37.42	-0.06	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	56.38	-39.96	0.04	2.20E-04				
			1.16	56.38	-34.54	0.04	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-60.53	-40.86	-0.08	2.24E-04				
			1.16	-60.53	-35.44	-0.08	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	28.47	-16.67	0.45				2.19E-04
				1.16	28.47	-13.06	0.45				2.19E-04
			Min	0.00	-31.16	-34.34	-0.47				2.19E-04
				1.16	-31.16	-30.73	-0.47				2.19E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	34.82	-15.14	0.54				2.19E-04
				1.16	34.82	-11.53	0.54				2.19E-04
			Min	0.00	-37.50	-35.87	-0.57				2.19E-04
				1.16	-37.50	-32.26	-0.57				2.19E-04
	Vão	Comb_1_QP	0.00	-1.92	0.04	0.00	2.19E-04	2.19	0.25	6	
			1.16	-1.92	3.66	0.00	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	20.82	0.43	0.11	2.19E-04				
			1.16	20.82	5.85	0.11	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-27.06	0.47	-0.11	2.19E-04				
			1.16	-27.06	5.89	-0.11	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	36.90	0.22	0.19	2.19E-04				
			1.16	36.90	5.64	0.19	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-42.90	0.29	-0.18	2.19E-04				
			1.16	-42.90	5.71	-0.18	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	19.17	1.61	0.17				2.19E-04
				1.16	19.17	5.23	0.17				2.19E-04
			Min	0.00	-23.00	-1.53	-0.17				2.19E-04
				1.16	-23.00	2.09	-0.17				2.19E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	22.48	1.86	0.20				2.19E-04
				1.16	22.48	5.47	0.20				2.19E-04
			Min	0.00	-26.32	-1.77	-0.20				2.19E-04
				1.16	-26.32	1.84	-0.20				2.19E-04
Apoio	Comb_1_QP	0.00	-2.13	21.92	-0.05	2.19E-04	3.39	0.15	6		
		0.94	-2.13	24.85	-0.05	2.19E-04					
	Lider_sob_T+	0.00	9.01	37.21	0.11	2.19E-04					
		0.94	9.01	41.59	0.11	2.28E-04					
	Lider_sob_T-	0.00	-16.07	37.43	-0.26	2.19E-04					
		0.94	-16.07	41.82	-0.26	2.30E-04					
	Lider_temp_T+	0.00	17.54	34.91	0.23	2.19E-04					
		0.94	17.54	39.30	0.23	2.19E-04					
	Lider_temp_T-	0.00	-24.26	35.29	-0.38	2.19E-04					
		0.94	-24.26	39.68	-0.38	2.19E-04					
	Lider_sismo1	Max	0.00	24.87	51.62	0.79				2.84E-04	
			0.94	24.87	54.55	0.79				3.00E-04	
		Min	0.00	-29.13	-7.79	-0.88				2.19E-04	
			0.94	-29.13	-4.86	-0.88				2.19E-04	
	Lider_sismo_2	Max	0.00	25.99	58.78	0.89				3.23E-04	
			0.94	25.99	61.71	0.89				3.39E-04	
		Min	0.00	-30.25	-14.94	-0.99				2.19E-04	
			0.94	-30.25	-12.02	-0.99				2.19E-04	

Tabela 3.9 Esforços e armaduras (Esforço transversal) viga V1 troço 3

Viga	Zona	Combinação	Station (m)	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Asw/s	Asw/s adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Espaçamento (m)	Øvarão	
V1 (P1D_P1E)	Apoio	Comb_1_QP	0.00	-0.08	-21.49	0.06	2.19E-04	3.40	0.15	6	
			1.54	-0.08	-16.68	0.06	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	7.13	-36.71	0.13	2.19E-04				
			1.54	7.13	-29.48	0.13	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-7.65	-38.39	0.07	2.19E-04				
			1.54	-7.65	-31.16	0.07	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	12.13	-33.49	0.14	2.19E-04				
			1.54	12.13	-26.27	0.14	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-12.51	-36.29	0.05	2.19E-04				
			1.54	-12.51	-29.07	0.05	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	11.76	12.47	0.34				2.19E-04
				1.54	11.76	17.29	0.34				2.19E-04
			Min	0.00	-11.92	-55.46	-0.22				3.05E-04
				1.54	-11.92	-50.64	-0.22				2.78E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	12.70	18.96	0.26				2.19E-04
				1.54	12.70	23.78	0.26				2.19E-04
			Min	0.00	-12.85	-61.94	-0.14				3.40E-04
				1.54	-12.85	-57.13	-0.14				3.14E-04
	Vão	Comb_1_QP	0.00	-1.94	-4.21	-0.01	2.19E-04	2.19	0.25	6	
			1.54	-1.94	0.60	-0.01	2.19E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	-0.98	-6.60	0.01	2.19E-04				
			1.54	-0.98	0.62	0.01	2.19E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-5.91	-7.07	-0.06	2.19E-04				
			1.54	-5.91	0.15	-0.06	2.19E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	0.93	-6.19	0.04	2.19E-04				
			1.54	0.93	1.03	0.04	2.19E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-7.29	-6.97	-0.08	2.19E-04				
			1.54	-7.29	0.26	-0.08	2.19E-04				
		Lider_sismo1	Max	0.00	23.58	11.20	0.11				2.19E-04
				1.54	23.58	16.02	0.11				2.19E-04
			Min	0.00	-27.46	-19.63	-0.13				2.19E-04
				1.54	-27.46	-14.82	-0.13				2.19E-04
		Lider_sismo_2	Max	0.00	22.58	14.47	0.10				2.19E-04
				1.54	22.58	19.29	0.10				2.19E-04
			Min	0.00	-26.46	-22.90	-0.12				2.19E-04
				1.54	-26.46	-18.09	-0.12				2.19E-04
Apoio	Comb_1_QP	0.00	-2.36	9.46	0.02	2.19E-04	5.21	0.10	6		
		1.54	-2.36	14.28	0.02	2.19E-04					
	Lider_sob_T+	0.00	-5.03	18.27	0.06	2.19E-04					
		1.54	-5.03	25.49	0.06	2.19E-04					
	Lider_sob_T-	0.00	-3.75	16.33	0.03	2.19E-04					
		1.54	-3.75	23.55	0.03	2.19E-04					
	Lider_temp_T+	0.00	-5.03	17.36	0.07	2.19E-04					
		1.54	-5.03	24.59	0.07	2.19E-04					
	Lider_temp_T-	0.00	-2.91	14.13	0.01	2.19E-04					
		1.54	-2.91	21.35	0.01	2.19E-04					
	Lider_sismo1	Max	0.00	43.87	75.84	0.30				4.17E-04	
			1.54	43.87	80.66	0.30				4.43E-04	
		Min	0.00	-48.60	-56.92	-0.26				3.13E-04	
			1.54	-48.60	-52.11	-0.26				2.86E-04	
	Lider_sismo_2	Max	0.00	40.85	90.09	0.27				4.95E-04	
			1.54	40.85	94.90	0.27				5.21E-04	
		Min	0.00	-45.58	-71.17	-0.22				3.91E-04	
			1.54	-45.58	-66.35	-0.22				3.64E-04	

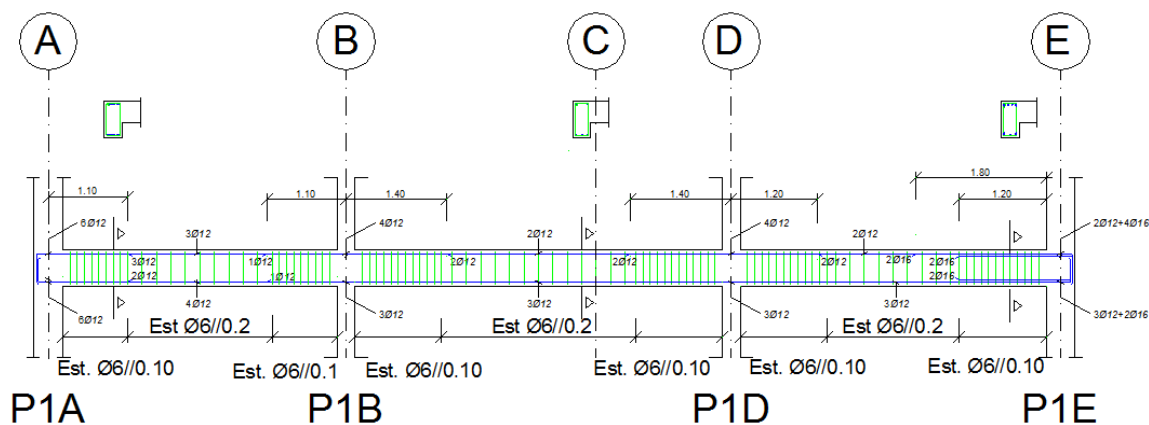


Figura 3.3 - Estribos adotados Viga V1

### 3.1.3 Estados limite de utilização

Para a verificação da segurança das vigas em relação aos estados limite de utilização seguiu-se a via da verificação indireta (sem recurso a cálculos) prevista no EC2. Assim, foram respeitadas as esbeltezas limites recomendadas na regulamentação em vigor. O cumprimento destas esbeltezas limites garante por si só a verificação automática do estado limite de deformação.

Relativamente á verificação da segurança das vigas em relação aos estados limites de utilização – fendilhação (estado limite de largura de fendas) – foi feita de modo geral recorrendo a disposições construtivas de armaduras que permitem a sua verificação automática, de acordo com o consagrado no REBAP, nomeadamente no que respeita aos afastamentos máximos das armaduras.

## 3.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM PILARES:

### 3.2.1 Critérios gerais de dimensionamento

Para o dimensionamento e verificação da segurança aos Estados Limite Ultimo e de Utilização de pilares, foram utilizados os resultados obtidos no modelo de cálculo indicado.

O dimensionamento de pilares foi feito através de uma análise à flexão composta (momento fletor + esforço normal), segundo duas direções ortogonais, utilizando um programa desenvolvido na Universidade de Toronto – RESPONSE 2000. Este programa permite que, através das características do betão e aço, da geometria da seção e da distribuição de armaduras, se tracem os diagramas de interação momento fletor-esforço normal que nos possibilita, por comparação, verificar se a secção possui capacidade

resistente suficiente para suportar os esforços a que está sujeita. A verificação da segurança dos pilares deve ser feita para as duas direções, pois para cada uma está associada um esforço atuante e uma capacidade resistente específicos. A armadura adotada é aquela que, para cada direção, possui um diagrama de interação que engloba todos os esforços do pilar, para todas as combinações de Estado Limite Ultimo, ou seja, todos os pontos que caíam fora do diagrama traçado não verificam a segurança.

O processo de dimensionamento dos pilares seguiu a seguinte metodologia:

1. Organizar, numa folha de excel, os esforços de todos os pilares, provenientes do programa de cálculo automático (SAP2000);
2. Elaborar, através do programa RESPONSE 2000, as secções e respectivas armaduras;
3. Obter os diagramas de interação momento- esforço axial dos pilares, para cada direção;
4. Comparar os esforços nos pilares com o respetivo diagrama de interação, para cada direção.

No dimensionamento de pilares circulares foi considerada uma seção equivalente retangular, com as características indicadas na figura:

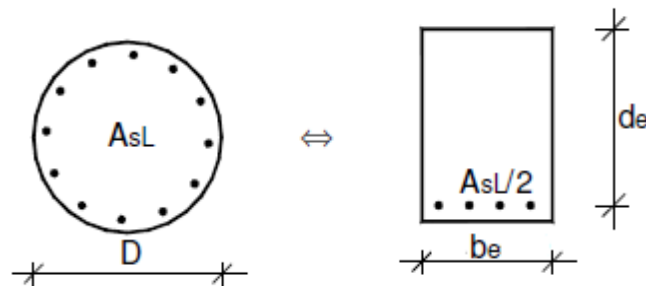


Figura 3.4 – Seção transversal equivalente para pilares circulares

Os valores de  $b_e$  e  $d_e$  são os seguintes:

$$b_e = 0.9D \quad (1.16)$$

$$d_e = 0.45 \times D + 0.64 \times \left( d - \frac{D}{2} \right) \quad (1.17)$$

### 3.2.2 Estados limite últimos

A verificação dos Estados Limite Últimos nos pilares foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Os esforços resistentes foram obtidos, como foi referido anteriormente, através do programa RESPONSE 2000, que permite traçar os diagramas de interação esforço axial-momento fletor.

#### 3.2.2.1 Flexão

As armaduras obtidas através do RESPONSE2000 têm de respeitar a armadura mínima e máxima, prescritas no EC2, abaixo indicadas:

Armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,\min} = \frac{0.10 \times N_{ed}}{f_{yd}} \quad (1.18)$$

ou

$$A_{s,\min} = 0,002 \times A_c \quad (1.19)$$

Armadura longitudinal máxima:

$$A_{s,\max} = 0.04 \times A_c \quad (1.20)$$

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 de betão

#### 3.2.2.2 Esforço transversal

No que respeita ao esforço transversal, foi adotada a mesma metodologia descrita para as vigas.

#### 3.2.2.3 Ações e Combinações

Aplica-se a este tópico tudo o que foi referido na seção 2.1.2.

### 3.2.2.4 Exemplo de dimensionamento para ELU de flexão

A família de pilares escolhida para o dimensionamento foi a designada de *Pquad*, cuja seção é de 0,30mx0,30m.

Na tabela seguinte são apresentados os valores dos esforços, para a combinação mais desfavorável:

Tabela 3.10 - Valores de Momento fletor máximo – Família pilares Pquad – P5G

Pilar	Frame	Combinação	Station (m)	Esforços						
				P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	
P5G (continuação P_circ)	83	Comb_1_QP	0.00	-58.16	-1.72	-6.20	1.03	7.13	1.14	
			3.53	-434.21	-8.00	-3.33	-0.09	-7.70	-14.81	
		Lider_sob_T+	0.00	-90.02	-2.73	-9.59	1.60	11.05	1.77	
			3.53	-435.48	-10.80	-2.21	-0.06	-4.85	-19.28	
		Lider_sob_T-	0.00	-89.66	-2.53	-9.57	1.61	11.05	1.80	
			3.53	-427.51	-6.48	-3.48	-0.09	-8.24	-12.24	
		Lider_temp_T+	0.00	-88.84	-2.77	-9.46	1.57	10.87	1.72	
			3.53	-429.62	-11.16	-1.61	-0.04	-3.49	-19.69	
		Lider_temp_T-	0.00	-88.24	-2.44	-9.43	1.59	10.87	1.78	
			3.53	-235.16	81.62	138.00	3.56	172.03	95.31	
		Lider_sismo1	Max	0.00	-41.08	7.41	1.95	3.23	15.13	2.69
				3.53	-327.88	-92.60	-141.08	-3.64	-179.31	-115.15
			Min	0.00	-75.24	-10.85	-14.35	-1.16	-0.87	-0.40
				3.53	-227.53	100.56	146.86	3.96	182.52	117.28
		Lider_sismo2	Max	0.00	-39.52	9.50	2.56	3.47	15.66	2.99
				3.53	-335.51	-111.53	-149.94	-4.04	-189.80	-137.13
			Min	0.00	-76.81	-12.95	-14.96	-1.40	-1.41	-0.71
				3.53	-98.40	-5.84	7.96	0.03	14.22	-10.60

No programa RESPONSE2000 a definição da seção do pilar é feita através da sua definição geométrica, da distribuição de armaduras e, como é óbvio, da própria característica dos materiais constituintes do elemento. Foram efetuadas várias tentativas e, através de um processo iterativo, concluiu-se que o arranjo de armaduras que permite resistir aos esforços atuantes foi  $8\phi 20 + 4\phi 16$ .

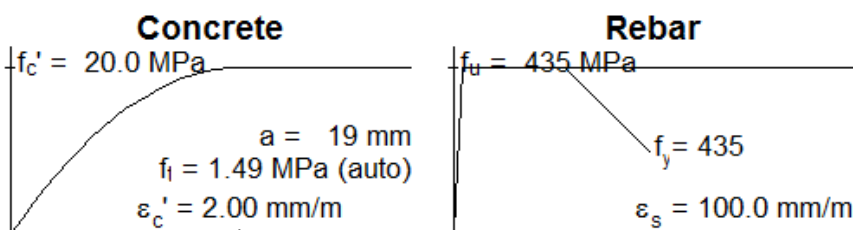


Figura 3.5 – Características do betão e aço adotadas no RESPONSE2000

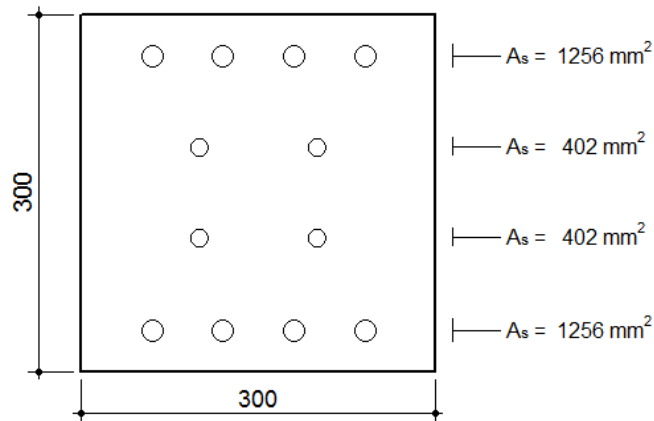


Figura 3.6 – Response2000 - Armaduras longitudinais direção 1

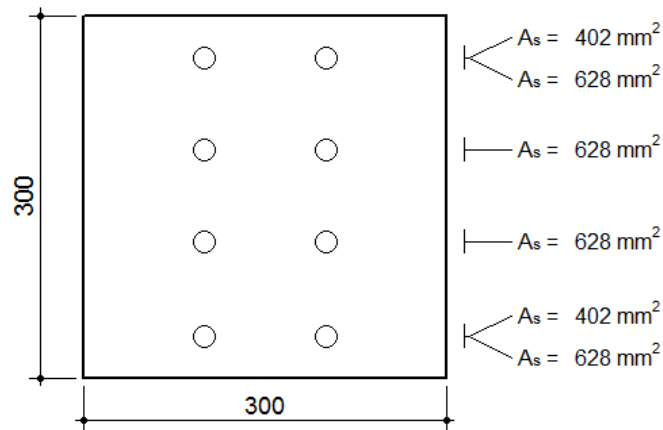


Figura 3.7 – Response2000 - Armaduras longitudinais direção 2

Verificação dos limites máximos e mínimos de armaduras longitudinais:

Cálculo de área de armadura realizada:

$$A_s = 8 \times \pi \times 0.01^2 + 4 \times \pi \times 0.008^2 \Leftrightarrow A_s = 33,16 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de armadura mínima:

$$\left. \begin{aligned} A_{s,\min} &= \frac{0.10 \times N_{ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \times 321.17}{435 \times 10^3} \Leftrightarrow A_{s,\min} = 0.74 \text{ cm}^2 \\ A_{s,\min} &= 0.002 \times A_c \Leftrightarrow A_{s,\min} = 0.002 \times 0.3 \times 0.3 \Leftrightarrow A_{s,\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_{s,\min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de área de armadura máxima:

$$A_{s,max} = 0.04 \times A_c \Leftrightarrow A_{s,max} = 0.04 \times 0.3 \times 0.3 \Leftrightarrow A_{s,max} = 36cm^2$$

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \quad \text{VERIFICA}$$

Assim, para cada direção, é calculado o respetivo diagrama de interação que depois é utilizado na comparação de valores dos esforços recolhidos do programa de cálculo. Nas figuras seguintes, os diversos pontos representam os esforços nos pilares para as várias combinações, e a linha azul representa o diagrama de interação. As tabelas completas, e todos os diagramas de interação para as diferentes famílias de pilares, podem ser consultadas no Anexo 2 – Armaduras em Pilares.

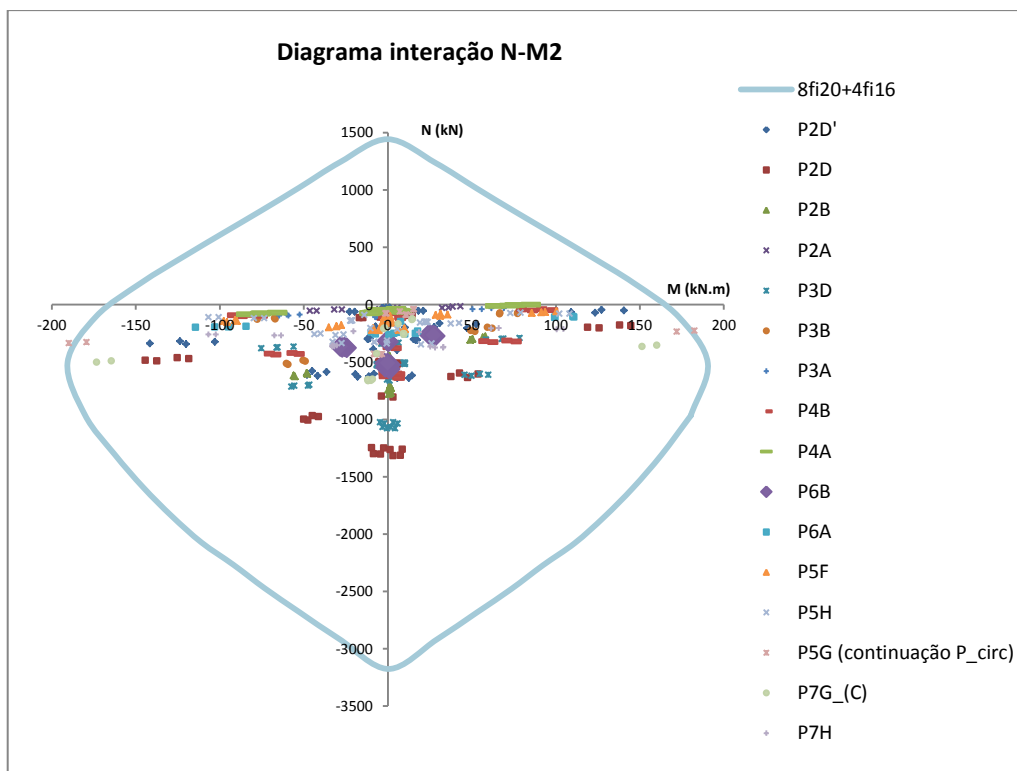


Figura 3.8 – Diagrama interação – Verificação direção 1

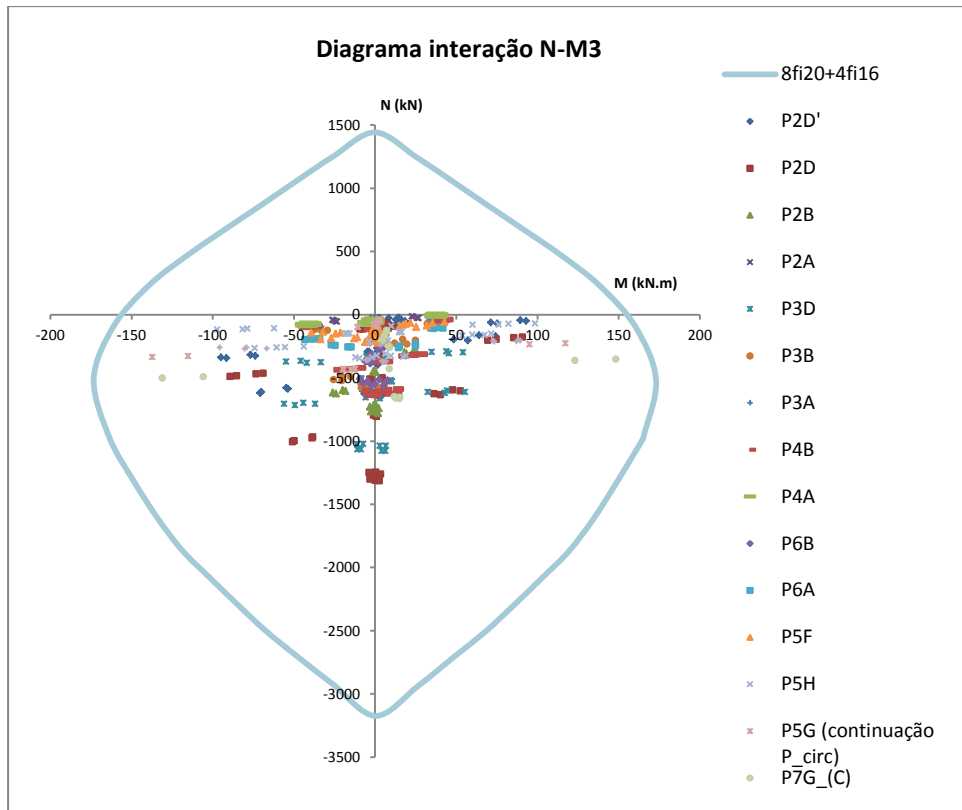


Figura 3.9 - Diagrama interação – Verificação direção 2

Como se pode observar, a segurança dos pilares à flexão está verificada, pois não existem pontos fora do diagrama traçado.

### 3.2.2.5 Exemplo de dimensionamento para ELU de esforço transverso

Cálculo do esforço transverso máximo para não ocorrer esmagamento do betão  
(Segurança das bielas):

$$v_1 = 0.6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \times \left[ 1 - \frac{30}{250} \right] \Leftrightarrow v_1 = 0.528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.3}{\cot(45) + \tan(45)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,max} = 427.68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad \text{VERIFICA!}$$

Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{0.08 \times (f_{ck})^{0.5}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times (30)^{0.5}}{500} \Leftrightarrow \rho_{\min} = 8.76 \times 10^{-4}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{\min} \times b \times \text{sen}(\alpha) = 8.76 \times 10^{-4} \times 0.3 \times \text{sen}(90) \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 2.63 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo da armadura máxima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b}{f_{ywd} \times (1 + (\cot(\theta))^2) \times \text{sen}(\alpha)} = \frac{1 \times 0.528 \times 20 \times 0.3}{435 \times (1 + (\cot(45))^2) \times \text{sen}(90)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = 36.41 \text{ cm}^2/m$$

Armadura necessária:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000} = \frac{149.94}{0.9 \times 0.3 \times 435 \times \cot(45) \times 1000} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 12.76 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo do espaçamento máximo entre estribos:

$$Sl_{\max} \leq 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 0.75 \times 0.3 \times (1 + \cot(90)) \Leftrightarrow Sl_{\max} \leq 0.225m$$

Calculo de armadura para  $\phi 10 \setminus \setminus 0.1 m$ :

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\left(\frac{0.01}{2}\right)^2 \times \pi \times 2}{0.1} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 15.7 \text{ cm}^2/m$$

Assim, a área de armadura é realizável através de estribos de  $\phi 10 \setminus \setminus 0.1$

A tabela 2.11 é a tabela parcial de cálculo para o pilar em estudo. As tabelas originais poderão ser consultadas no Anexo 2 – Armaduras em Pilares:

**Tabela 3.11 – Esforços e armaduras de esforço transverso – Família pilares Pquad – P5G**

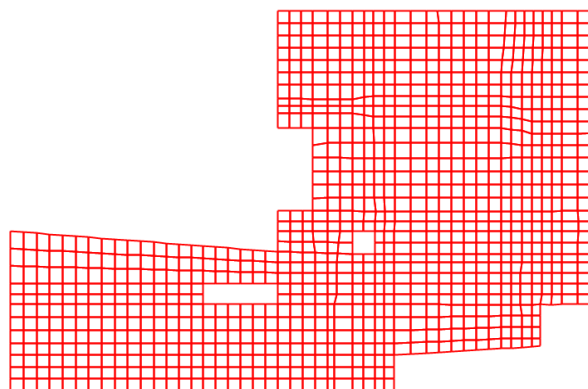
Pilar	Frame	Combinação	Station (m)	V2 (kN)	V3 (kN)	Asw/s -V2 (m)	Asw/s -V3 (m)	Arm. Necessária (cm <sup>2</sup> /m)	s (m)	Øvarão	
P5G (continuação P_circ)	83	Comb_1_QP	0.00	-1.72	-6.20	2.63E-04	2.63E-04	12.77	0.1	10	
			3.53	-8.00	-3.33	2.63E-04	2.63E-04				
		Lider_sob_T+	0.00	-2.73	-9.59	2.63E-04	2.63E-04				
			3.53	-10.80	-2.21	2.63E-04	2.63E-04				
		Lider_sob_T-	0.00	-2.53	-9.57	2.63E-04	2.63E-04				
			3.53	-6.48	-3.48	2.63E-04	2.63E-04				
		Lider_temp_T+	0.00	-2.77	-9.46	2.63E-04	2.63E-04				
			3.53	-11.16	-1.61	2.63E-04	2.63E-04				
		Lider_temp_T-	0.00	-2.44	-9.43	2.63E-04	2.63E-04				
			3.53	81.62	138.00	6.95E-04	1.17E-03				
		Lider_sismo1	Max	0.00	7.41	1.95	2.63E-04				2.63E-04
				3.53	-92.60	-141.08	7.88E-04				1.20E-03
			Min	0.00	-10.85	-14.35	2.63E-04				2.63E-04
				3.53	100.56	146.86	8.56E-04				1.25E-03
		Lider_sismo_2	Max	0.00	9.50	2.56	2.63E-04				2.63E-04
				3.53	-111.53	-149.94	9.50E-04				1.28E-03
			Min	0.00	-12.95	-14.96	2.63E-04				2.63E-04
				3.53	-5.84	7.96	2.63E-04				2.63E-04

### 3.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES

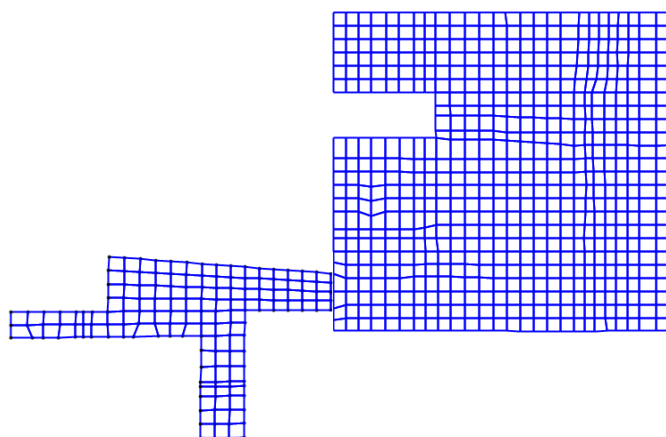
#### 3.3.1 Critérios gerais de dimensionamento

Para o dimensionamento e verificação da segurança aos Estados limite últimos e de utilização das lajes (deformação e fendilhação), foram utilizados os resultados obtidos através do modelo de cálculo indicado.

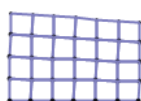
As várias parcelas de laje foram modeladas através de blocos distintos, como indicado nas figuras 3.10, 3.11 e 3.12:



**Figura 3.10 – Laje piso 1**



**Figura 3.11 – Laje de Cobertura**



**Figura 3.12 –Zona de rebaixo**

A verificação dos Estados Limite Últimos nas lajes foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Os esforços resistentes foram determinados tendo em conta as hipóteses regulamentares prescritas nos documentos normativos, e os materiais constituintes dos elementos.

Todas as lajes possuem uma espessura  $e=0.30$  m.

### **3.3.2 Estados limite últimos**

#### ***3.3.2.1 Flexão***

Os momentos resistentes nas lajes dependem da armadura passiva adotada. Assim, a metodologia utilizada para a verificação da segurança á flexão nas lajes foi a de elaborar um quadro onde se resumissem todos os momentos resistentes possíveis de alcançar para cada armadura bastando, posteriormente, colocar uma armadura no local que cubra o momento atuante. O cálculo efetuado, é um cálculo por metro, com as seguintes características dos materiais:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = h - \text{rec} \Leftrightarrow d = 0.3 - 0.035 \Leftrightarrow d = 0.265 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{syd} = 435 \text{ MPa}$$

A metodologia de cálculo é idêntica à utilizada nas vigas mas, neste caso, conhecendo a área de armadura:

Cálculo da força no betão e aço:

$$F_c = f_{cd} \times 0.8 \times b \times x \quad (1.21)$$

$$F_s = A_s \times f_{syd} \quad (1.22)$$

Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \times f_{syd}}{f_{cd} \times 0.8 \times b} \quad (1.23)$$

Cálculo do momento resistente:

$$M_{rd} = (f_{cd} \times 0.8 \times b \times x) \times (d - 0.4x) \quad (1.24)$$

O quadro dos momentos resistentes adotados é apresentado de seguida:

**Tabela 3.12 – Momentos resistentes para lajes com esp=0.30m**

Armadura adotada	Área (m <sup>2</sup> )	Momento Resistente (kN.m)
φ8//0.30	1.67	21.66
φ8//0.25	2.00	25.91
φ8//0.20	2.50	32.32
φ10//0.30	2.63	33.99
φ10//0.25	3.16	40.75
φ8//0.15	3.33	42.92
φ12//0.30	3.77	48.51
φ10//0.20	3.95	50.79
φ8//0.125	4.00	51.42
φ10//0.30+φ8//0.30	4.30	55.22
φ12//0.25	4.52	57.99
φ8//0.10	5.00	64.03
φ10//0.25+φ8//0.25	5.16	66.04
φ10//0.15	5.27	67.42
φ12//0.20	5.65	72.18
φ10//0.125	6.32	80.53

φ12//0.30+φ10//0.30	6.40	81.53
φ10//0.20+φ8//0.20	6.45	82.15
φ16//0.30	6.70	85.25
φ12//0.15	7.53	95.51
φ12//0.25+φ10//0.25	7.68	97.36
φ10//0.10	7.90	100.06
φ16//0.25	8.04	101.78
φ12//0.125	9.04	114.00
φ12//0.20+φ10//0.20	9.60	120.80
φ16//0.20	10.05	126.24
φ20//0.30	10.46	131.18
φ16//0.30+φ12//0.30	10.47	131.30
φ12//0.10	11.30	141.26
φ16//0.25+φ12//0.25	12.56	156.24
φ20//0.25	12.56	156.24
φ16//0.15	13.40	166.14
φ16//0.20+φ12//0.20	15.70	192.90
φ20//0.20	15.70	192.90
φ16//0.125	16.08	197.27
φ20//0.30+φ16//0.30	17.15	209.51
φ16//0.10	20.10	242.66
φ20//0.25+φ16//0.25	20.60	248.20
φ20//0.15	20.93	251.84
φ20//0.125	25.12	297.14
φ20//0.10	31.40	361.83

Os valores de armaduras máximas e mínimas são dados pelas seguintes fórmulas:

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (1.25)$$

$$A_{s,\max} = 0.04A_c \quad (1.26)$$

### 3.3.2.2 Punçamento

A verificação do Estado Limite Ultimo de punçamento é realizada em termos de controlo de tensão de punçamento. Numa primeira verificação procura-se analisar, dentro do perímetro da área carregada ( $A_{load}$ ), se o esforço atuante não atinge o valor limite para esmagamento do betão. Numa segunda etapa, verifica-se a necessidade de armaduras de punçamento dentro do perímetro básico de controlo ( $u_1$ ). Se for necessária armadura de punçamento, é definido um novo perímetro  $u_{out,ef}$  a partir da qual esta já não é necessária. A figura seguinte representa o perímetro básico ou, de

outra forma, o contorno de controlo de referência, que é definido a uma distancia  $2d$  da área carregada:

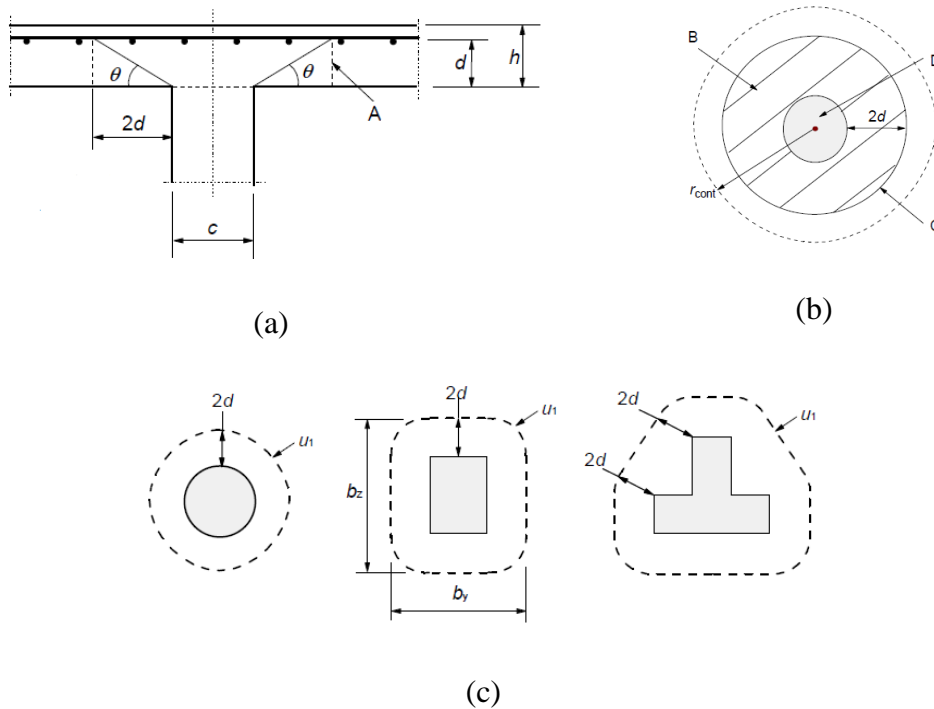


Figura 3.13 – (a) – Seção de controlo de referência em corte; (b) - Seção de controlo de referência em planta; (c)- Contornos de referência para diferentes seções

São definidos os seguintes valores, ao longo de uma dada seção de controlo:

- $v_{Rd,c}$  - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da seção de controlo considerada;

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} > v_{min} \quad (1.27)$$

onde:

$$v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em milímetros};$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 2.0;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad ;$$

- $v_{Rd,cs}$  - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da seção de controlo considerada;

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \times V_{Rd,c} + 1.5 \times (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times (1/u_1 \times d) \times \sin(\alpha) \quad (1.28)$$

onde:

$A_{sw}$  - Área de um perímetro de armaduras de esforço transversal em torno do pilar em milímetros quadrados ( $\text{mm}^2$ );

$s_r$  - Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transversal;

$f_{ywd,ef}$  - Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$ ;

$d$  - Altura útil (em mm);

$\alpha$  - Ângulo entre armaduras de punçoamento e o plano da laje;

- $v_{Rd,max}$  - Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da seção de controlo considerada dado por:

$$v_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} \quad (1.29)$$

onde:

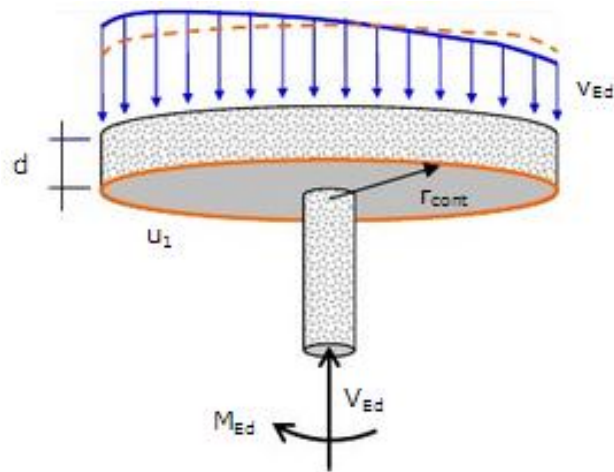
$$v = 0.6 \times \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

Assim, as duas verificações a realizar são a tensão de punçoamento no contorno do pilar (expressão 2.30) e a necessidade ou não de armadura de punçoamento (expressão 2.31):

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (1.30)$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (1.31)$$

O valor de  $V_{Ed}$  deve ser afetado pelo fator  $\beta$ , que permite agravar o esforço transversal atuante no caso de uma ação excêntrica:



**Figura 3.14 – Andamento do esforço transversal devido a uma carga excêntrica (Folhas ISEP)**

Assim, a tensão de corte por punção no perímetro de controlo é dado por:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (1.32)$$

em que:

d - Altura útil da laje;

$u_i$  - Perímetro de contorno de controlo considerado;

O cálculo do coeficiente  $\beta$  é calculado, para pilares interiores circulares com excentricidade sobre um ou dois eixos, através de:

$$\beta = 1 + 0.6\pi \times \frac{e}{D + 4d} \quad (1.33)$$

em que:

$$e = \sqrt{e_y^2 + e_z^2}$$

D é o diâmetro do pilar

Por sua vez, o cálculo de  $\beta$  para pilares retangulares interiores com excentricidade sobre um ou dois eixos, é dado por:

$$\beta = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (1.34)$$

onde:

$e_y$  e  $e_z$  - são as excentricidades  $M_{Ed}/V_{Ed}$  segundo os eixos y e z.

$b_y$  e  $b_z$  - dimensões do contorno de controlo

Por fim, o perímetro de controlo para o qual não é necessária armadura de punçoamento é calculado da seguinte forma:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{V_{Rd,c} \times d} \quad (1.35)$$

### **3.3.2.3 Ações e combinações**

A quantificação de ações e respetivas combinações usadas na verificação da segurança das lajes foram efetuadas, em geral, através das regras e critérios prescritos no Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As ações atuantes consideradas nas lajes são as referidas anteriormente.

Não foi considerada a ação sísmica na verificação da segurança das lajes por não se considerar condicionante a sua ação. Sendo assim, as combinações aplicadas são as seguintes:

Combinação 1 – 1.5G+1.5 SC+0.9 T

Combinação 2 – 1.5G+1.5 SC-0.9 T

Combinação 3 – 1.5G+1.5 T+1.05 SC

Combinação 4 – 1.5G-1.5 T+1.05 SC

Combinação QP – 1G+0.4 SC

### **3.3.2.4 Exemplo de dimensionamento para ELU de flexão**

O exemplo de cálculo efetuado foi para a laje do Piso 1. São apresentadas nas figuras seguintes os diagramas extraídos do programa de cálculo SAP2000, com os valores de momentos da combinação mais desfavorável:

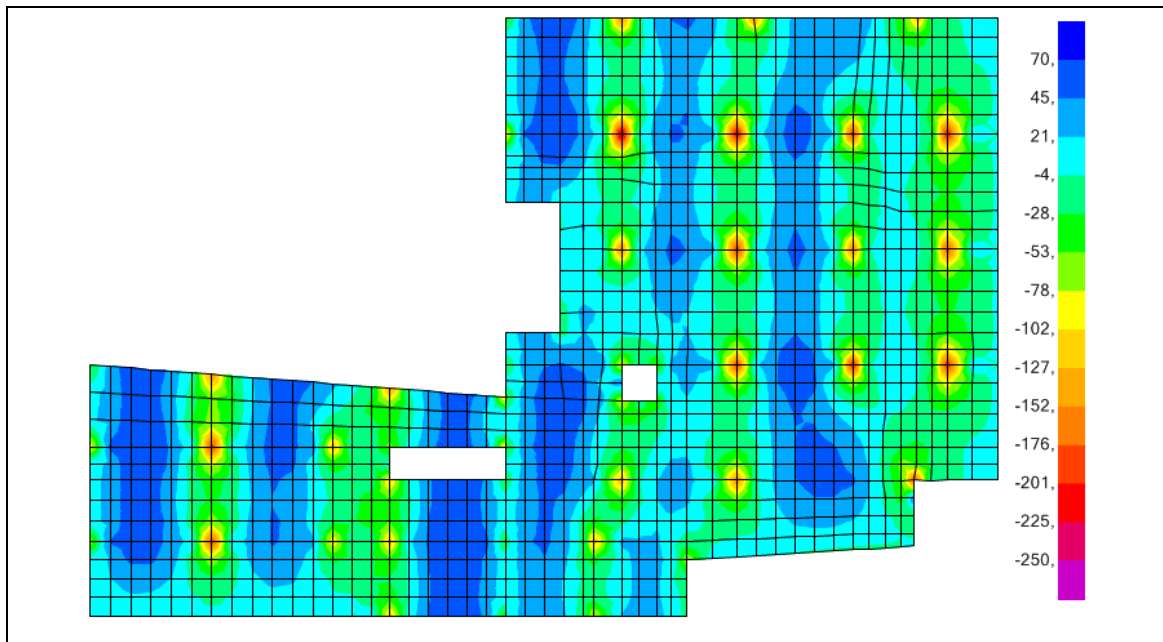


Figura 3.15 – Diagrama de momentos fletores (M11) para a combinação mais desfavorável (Lider\_Sob\_T-)

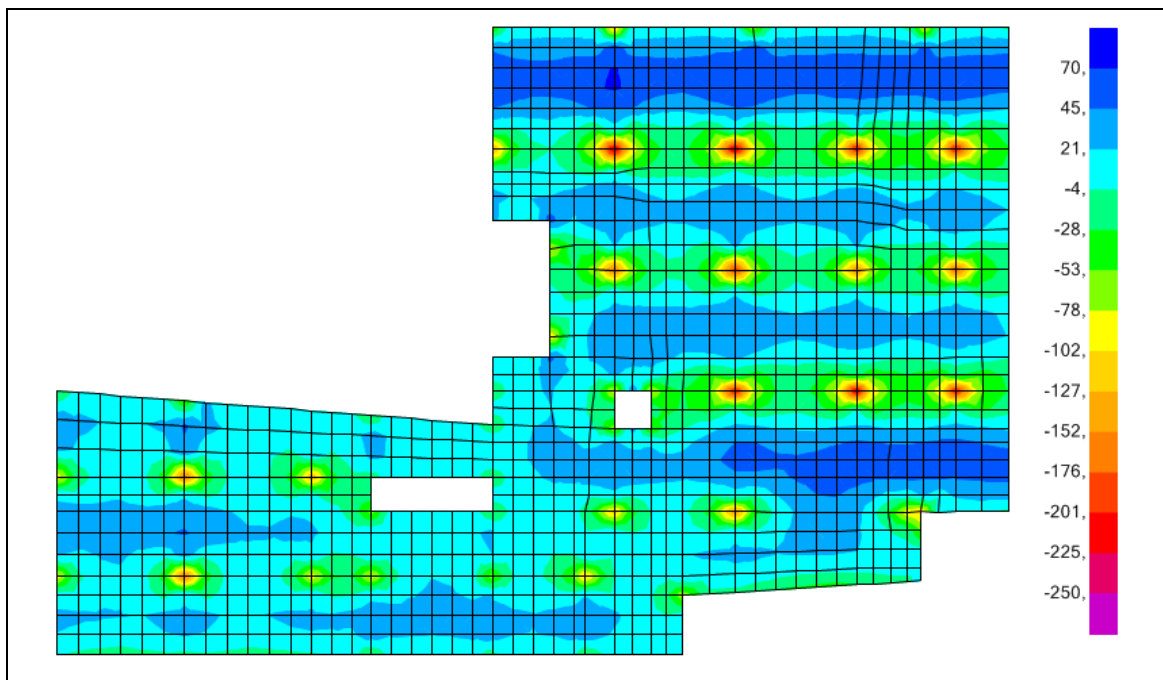


Figura 3.16 – Diagrama de momentos fletores (M22) para a combinação mais desfavorável (Lider\_Sob\_T-)

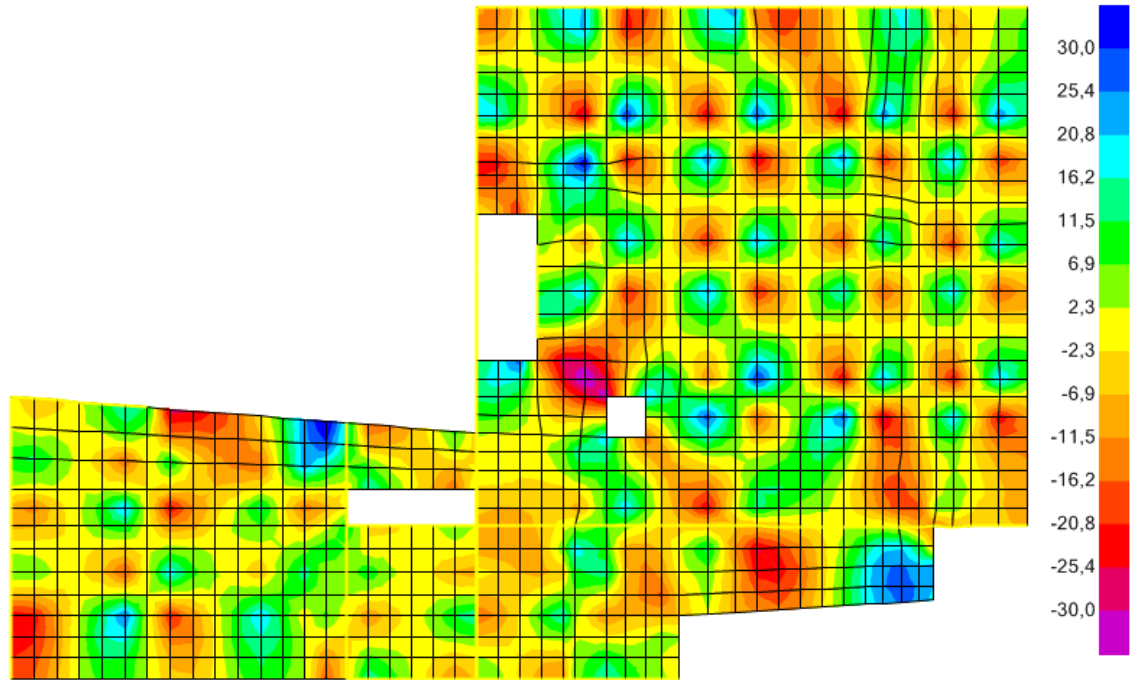


Figura 3.17 -- Diagrama de momentos fletores (M12) para a combinação mais desfavorável (Lider\_Sob\_T)

Cálculo das armaduras mínimas e máximas:

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.265 \Leftrightarrow A_{s,min} = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 A_c = 0.04 \times 100 \times 0.30 \Leftrightarrow A_{s,max} = 120 \text{ cm}^2$$

Tabela 3.13 - Exemplo armaduras para momentos negativos (M11)

Pilar	Msd (kN.m)	Armadura Superior	Mrd (kN.m)
P7G	-253	φ20 // 0.125	258.89
P9G	-232	φ20 // 0.125	258.89
P10G	-209	φ20 // 0.125	258.89
P11G	-219	φ20 // 0.125	258.89

### 3.3.2.5 Exemplo de dimensionamento para ELU de punção

É de seguida apresentado o cálculo representativo da metodologia de cálculo utilizada na verificação do punção. A tabela 2.14 mostra os esforços da laje (e=0.3 m) na zona do pilar P11G, de seção circular com D=0.5m.

Tabela 3.14 – Esforços atuantes no pilar P11G para verificação do ELU punçoamento

Combinação	Ved (kN)	M2max (kN.m)	M3max (kN.m)
Comb_1_QP	-494.11	-7.54	3.47
Lider_sob_T+	-845.91	-43.96	-9.31
Lider_sob_T-	-836.89	20.12	20.77
Lider_temp_T+	-798.80	-65.01	-19.60
Lider_temp_T-	-783.76	41.78	30.53
Lider_sismo1_-	-324.47	431.25	328.39
Lider_sismo2_-	-246.30	491.28	433.13

Cálculo do valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento:

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \Leftrightarrow v = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \Leftrightarrow v = 0.528$$

$$V_{Rd,máx} = 0.5 \times v \times f_{cd} \Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 0.5 \times 0.528 \times 20 \Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 5280 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo das excentricidades:

$$e_y = \frac{M_{Ed,2}}{V_{Ed}} = \frac{491.28}{246.30} = 1.995\text{m}$$

$$e_z = \frac{M_{Ed,3}}{V_{Ed}} = \frac{433.13}{246.30} = 1.758\text{m}$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + e_z^2} = \sqrt{1.995^2 + 1.756^2} = 2.657\text{m}$$

Cálculo de  $\beta$  (pilar circular):

$$\beta = 1 + 0.6\pi \times \frac{e}{D + 4d} = 1 + 0.6\pi \times \frac{2.65}{0.5 + 4 \times 0.265} \Leftrightarrow \beta = 4.20$$

Cálculo do perímetro de controlo  $u_0$ :

$$u_0 = \pi \times D = \pi \times 0.5 \Leftrightarrow u_0 = 1.57\text{m}$$

- Verificação do valor máximo da tensão de corte por punçoamento:

Cálculo de  $V_{Ed}$ :

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} = 4.20 \times \frac{246.30}{1.57 \times 0.265} \Leftrightarrow V_{Ed} = 2486.38 \text{ kN/m}^2 \ll V_{Rdc,max} = 5280.9 \text{ kN/m}^2$$

Assim, está verificada a segurança em relação à tensão máxima de corte por punçoamento.

Cálculo do valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \Leftrightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{265}} \Leftrightarrow k = 1.8687 \leq 2.0$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \Leftrightarrow v_{min} = 0.035 \times 1.8687^{3/2} \times 30^{1/2} \Leftrightarrow v_{min} = 489.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi 16 / 0.125 \text{ m} \Rightarrow A_s = 16.085 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{lz} = \rho_{ly} = \frac{16.085 \times 10^{-4}}{1.0 \times 0.265} = 0.00607$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 2.0 \Leftrightarrow \rho_1 = \sqrt{0.00607 \times 0.00607} \Leftrightarrow \rho_1 = 0.00607$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} > v_{min} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 0.12 \times 0.001897 \times (100 \times 0.00607 \times 30)^{1/3} \times 1000 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 589.9 \text{ kN/m}^2 > v_{min}$$

Cálculo do perímetro de controlo  $u_1$ :

$$u_1 = \pi \times (D + 4d) = \pi \times (0.5 + 4 \times 0.265) \Leftrightarrow u_1 = 4.90 \text{ m}$$

- Verificação do valor de tensão de corte por punçoamento no contorno de controlo  $u_1$ :

Cálculo de  $V_{Ed}$ :

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 4.20 \times \frac{246.30}{4.9 \times 0.265} \Leftrightarrow V_{Ed} = 796.66 \text{ kN} \gg V_{Rd,c} = 589.9 \text{ kN/m}^2$$

É então necessária armadura específica de punçoamento. A armadura é calculada da seguinte forma:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} \Leftrightarrow f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \times 265 \Leftrightarrow f_{ywd,ef} = 316.25 \text{ MPa}$$

Adotando  $s_r = 0.15\text{m}$  vem que:

$$V_{Rd,cs} = 0.75 \times V_{Rd,c} + 1.5 \times (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times (1/u_1 \times d) \times \sin(\alpha) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow A_{sw} = \frac{0.7966 - 0.75 \times 0.5899}{1.5 \times (265/150) \times 316.25 \times (1/4900 \times 265) \times \sin(90)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow A_{sw} = 548.85 \text{ mm}^2 = 5.49 \text{ cm}^2$$

Cálculo do perímetro para o qual deixam de ser necessárias armaduras de punçoamento:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{V_{Rd,c} \times d} \Leftrightarrow u_{out,ef} = \frac{4.20 \times 246.30}{589.9 \times 0.265} \Leftrightarrow u_{out,ef} = 6.62\text{m}$$

A tabela 2.15 apresenta os cálculos efetuados para verificação do ELU punçoamento. As tabelas originais podem ser consultadas no Anexo 3 – Punçoamento.

**Tabela 3.15 – Tabela de cálculo ELU punçoamento**

Combinação	Ved (kN)	M2max (kN.m)	M3max (kN.m)	e (m)	B	Verificação contorno pilar		Verificação contorno crítico		Arm. Punç. (cm <sup>2</sup> )
						vsd (u0) KN/m <sup>2</sup>	vsd(u0)<Vr <sub>dc,max</sub>	vsd (u1) kN/m <sup>2</sup>	vsd(u1)<Vr <sub>dc</sub>	
Comb_1_QP	-494.11	-7.54	3.47	0.0168	1.02	1211.11	VERIFICA	388.18	VERIFICA	NÃO NECESSÁRIO
Lider_sob_T+	-845.91	-43.96	-9.31	0.0531	1.06	2162.59	VERIFICA	693.14	NÃO VERIFICA	3.88
Lider_sob_T-	-836.89	20.12	20.77	0.0345	1.04	2094.42	VERIFICA	671.29	NÃO VERIFICA	3.55
Lider_temp_T+	-798.80	-65.01	-19.60	0.0850	1.10	2116.10	VERIFICA	678.24	NÃO VERIFICA	3.65
Lider_temp_T-	-783.76	41.78	30.53	0.0660	1.08	2033.06	VERIFICA	651.62	NÃO VERIFICA	3.24
Lider_sismo1-	-324.47	431.25	328.39	1.6705	3.02	2352.90	VERIFICA	754.13	NÃO VERIFICA	4.83
Lider_sismo_2-	-246.30	491.28	433.13	2.6592	4.21	2492.85	VERIFICA	798.99	NÃO VERIFICA	5.52

### 3.3.3 Estado limite utilização

Aplica-se a esta seção o referido no ponto 3.1.3.

## 3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES

### 3.4.1 Critérios gerais de dimensionamento

As fundações serão constituídas por estacas com 15 metros de comprimento que serão encabeçadas por maciços. Existirão também vigas de fundação que permitem obter a resistência necessária a momentos atuantes, na direção perpendicular aos maciços.

O dimensionamento e verificação da segurança aos Estados Limite Ultimo nos elementos da fundação, foram efetuados garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Foram utilizadas as reações na base obtidas no modelo de cálculo indicado.

### 3.4.2 Estado limite último

#### 3.4.2.1 Estacas

Para o dimensionamento das estacas admitiu-se, devido à natureza do solo de fundação, que a estaca apenas resistia de ponta, isto é, não é contabilizado no cálculo da capacidade de carga qualquer atrito lateral. O valor da capacidade de carga da estaca é dado pela seguinte expressão:

$$P = \frac{4 \times N_{SPT} \times A_{estacas}}{FS} \quad (1.36)$$

$N_{SPT}$  - Número de pancadas do ensaio SPT na ponta ( $N_{SPT} = 60$ );

$A_{estacas}$  - Área da estaca;

$FS$  - Fator de segurança, adotando-se  $FS = 3$ ;

Os esforços na cabeça das estacas são obtidos através dos esforços aplicados no topo dos maciços, segundo as expressões:

$$N_{ei} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times e_i}{\sum_i e_i^2} \quad (1.37)$$

$$V_e = \frac{V}{n} \quad (1.38)$$

$$M_e = V_e \times t \quad (1.39)$$

onde  $n$  é o número de estacas e  $t$  o comprimento elástico da estaca.

### 3.4.2.2 Maciços

No dimensionamento dos maciços, foi adotado o modelo de escoras e tirantes, pois foram considerados como estruturas rígidas. Este modelo simula os campos de tensão de compressão (bielas) e os campos de tensão de tração (tirantes). Estes estados de tensão são, obviamente, absorvidos maioritariamente pelo betão no caso das compressões e pelas armaduras no caso das trações. A espessura de todos os maciços de encabeçamento será constante ao longo do comprimento do maciço

Foram adotados 2 tipos de maciços:

- Maciços de 1 estaca;
- Maciços de 2 estacas;

Os maciços possuem armaduras inferiores principais para resistir às forças de tração, originadas pelo modelo escora-tirante de transmissão de forças, e duas armaduras secundárias: uma disposta na face superior do maciço e duas armaduras laterais, dispostas nas faces laterais do maciço.

No caso de maciços de duas estacas, o modelo de cálculo adotado é o seguinte:

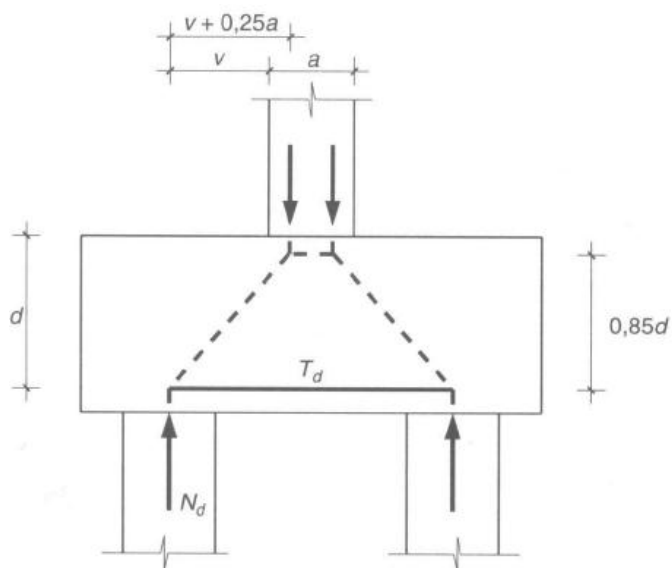


Figura 3.18 – Esquema de cálculo Escora-Tirante – Maciço de 2 estacas

A armadura de tração é calculada da seguinte forma:

$$T_d = \frac{N_d \times (v + 0.25a)}{0.85d} \quad (1.40)$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{syd}} \quad (1.41)$$

$N_d$  - Esforço axial na estaca mais carregada

### 3.4.2.3 Vigas de fundação

As vigas de fundação foram dimensionadas à flexão, seguindo o disposto para as vigas. Estas vigas têm a função de resistir aos esforços atuantes, absorvendo os momentos na direção perpendicular aos maciços, tal como ilustra a figura:

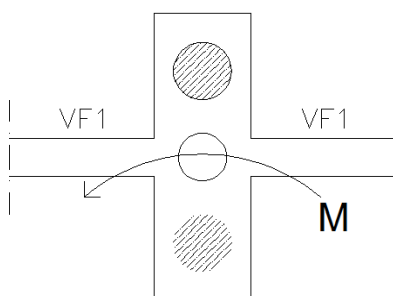


Figura 3.19 – Momento a absorver pelas Vigas de Fundação

#### 3.4.2.4 Ações e combinações:

A quantificação de ações e respectivas combinações usadas na verificação da segurança das vigas foi efetuada, em geral, através das regras e critérios prescritos no Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As ações atuantes consideradas nas fundações são as referidas anteriormente, sendo que as combinações aplicadas são as seguintes:

Combinação R1 –  $1G+1/2 E1$

Combinação R2 –  $1G+1/2 E2$

Combinação R3 –  $1G+1/2 E1+ 0.6 SC$

Combinação R4 –  $1G+1/2 E2+ 0.6 SC$

Combinação R5 –  $1G+1SC$

#### 3.4.2.5 Exemplo de dimensionamento para maciço 2 estacas

O cálculo exemplificativo dos maciços de duas estacas é efetuado de seguida. São apresentadas as dimensões do maciço de duas estacas na figura 3.20:

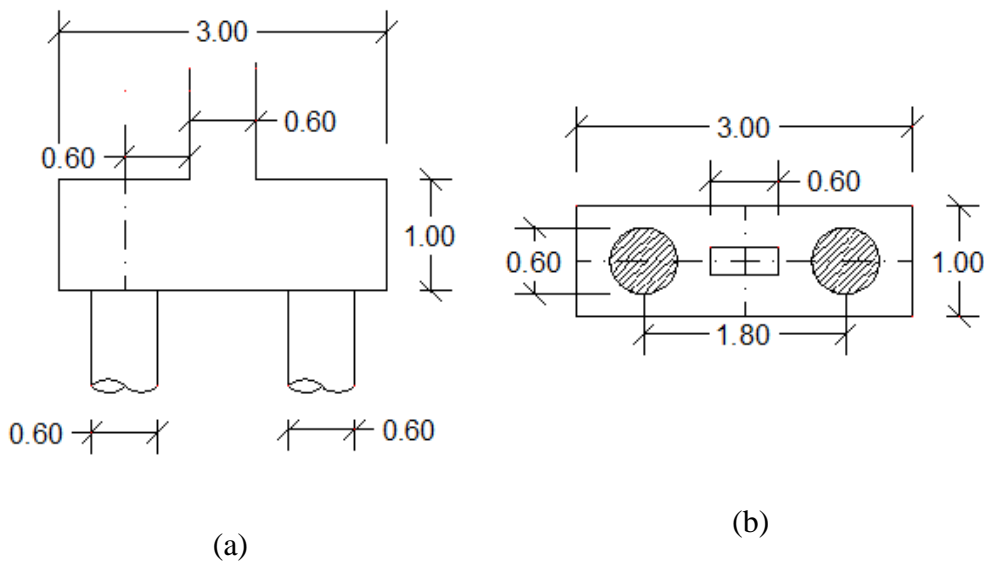


Figura 3.20 – Dimensões do maciço de encabeçamento (a)-corte (b)- em planta

Na tabela 3.16 são apresentados os valores dos esforços na cabeça do maciço, para o pilar mais desfavorável:

**Tabela 3.16 – Valores de esforços máximos no maciço**

Join	Pilar	Combinação		F3 (kN)	M1 (kN.m)	M2(kN.m)	
1000	P10'H	Rara 1- Sismo 1	Max	774.61	38.20	397.61	
			Min	551.61	-21.51	-394.27	
		Rara 1- Sismo 2	Max	793.83	38.44	485.25	
			Min	532.40	-21.74	-481.91	
		Rara 2 - Sismo 1	Max	849.77	40.38	398.33	
			Min	626.77	-19.33	-393.55	
		Rara 2 - Sismo 2	Max	868.99	40.61	485.97	
			Min	607.55	-19.56	-481.20	
		Rara_R5			688.31	10.26	2.21

Cálculo do esforço axial na estaca mais carregada

(Combinação Rara2 – Sismo 2 máx):

$$v = 0.6m$$

$$a = 0.6m$$

$$N_d = \frac{F3}{2} + \frac{M1}{2 \times (v + \frac{a}{2})} = \frac{884.89}{2} + \frac{493.50}{2 \times (0.6 + \frac{0.6}{2})} \Leftrightarrow N_d = 716.61kN$$

$$T_d = \frac{N_d \times (v + 0.25a)}{0.85d} = \frac{716.61 \times (0.6 + 0.25 \times 0.6)}{0.85 \times 0.95} \Leftrightarrow T_d = 656.29kN$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{syd}} = \frac{656.29 \times 1.5}{435 \times 10^3} \Leftrightarrow A_s = 22.63cm^2$$

**Tabela 3.17 – Tabela de cálculo de armaduras em maciços de encabeçamento**

Join	Pilar	Combinação		F3 (kN)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)	Nd (kN)	Td (kN)	As (cm2)	
1000	P10'H	Rara 1- Sismo 1	Max	790.13	39.23	402.45	618.65	574.59	19.81	
			Min	566.20	-21.44	-398.74	504.62	468.69	16.16	
		Rara 1- Sismo 2	Max	809.74	39.45	492.78	678.64	630.31	21.73	
			Min	546.59	-21.66	-489.07	545.00	506.19	17.45	
		Rara 2 - Sismo 1	Max	865.28	41.40	403.16	656.62	609.86	21.03	
			Min	641.35	-19.26	-398.03	541.80	503.22	17.35	
		Rara 2 - Sismo 2	Max	884.89	41.62	493.50	716.61	665.58	22.95	
			Min	621.74	-19.48	-488.36	582.18	540.73	18.65	
		Rara_R5			688.31	10.26	2.21	345.39	320.79	11.06

As tabelas de cálculo completas para os maciços encontram-se no Anexo 4 - Fundações.

### Realização das armaduras:

- Armadura inferior –  $8\phi 20 - 25.12\text{cm}^2$
- Armadura superior -  $12\phi 16 - 16.08\text{cm}^2$
- Armadura lateral (em cada face) -  $3\phi 16 - 6.03\text{cm}^2$
- Estribos -  $\phi 12 \setminus \setminus 0.20$

NOTA: Todos os maciços foram dimensionados, sendo que a armadura adotada (igual em todos os maciços) é a mais desfavorável.

#### **3.4.2.6 Exemplo de dimensionamento para Vigas fundação**

A viga de fundação a estudar é viga complementar ao maciço estudado em 2.4.3.1. (Verificar esforços atuantes na tabela 3.16).

### Cálculo das armaduras das vigas de fundação:

(exemplo representativo para momento  $M_2 = 167.69 \text{ kN.m}$ ):

$L.N = 0.02759 \text{ m}$  - Valor calculado automaticamente na folha de cálculo

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times 0.8x}{f_{yd}} = \frac{20 \times 0.40 \times 0.8 \times 0.02759}{435} \times 1.5 \Leftrightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

**Tabela 3.18 – Tabela de cálculo de armadura em Vigas de fundação**

Join	Pilar	Combinação		F3 (kN)	M1 (kN.m)	M2(kN.m)	As(cm2)	Tração	
177	P7G	Rara 1- Sismo 1	Max	972.56	59.70	127.53	4.67	Baixo	
			Min	853.76	-63.09	-134.60	4.93	Cima	
		Rara 1- Sismo 2	Max	983.16	62.55	159.62	5.86	Baixo	
			Min	843.17	-65.94	-166.69	6.12	Cima	
		Rara 2 - Sismo 1	Max	1111.58	59.26	126.53	4.63	Baixo	
			Min	992.78	-63.53	-135.60	4.97	Cima	
		Rara 2 - Sismo 2	Max	1122.17	62.11	158.62	5.82	Baixo	
			Min	982.18	-66.38	-167.69	6.16	Cima	
		Rara_R5			942.51	-1.97	-4.24	0.15	Cima

A tabela completa pode ser consultada no Anexo 4 - Fundações

As armaduras calculadas para as vigas de fundação não são as adotadas. Esse facto é justificado pela necessidade de as vigas de fundação possuírem rigidez suficiente para que, além de suportar os momentos a que estão sujeitas, resistam à fendilhação.

As armaduras adotadas para todas as vigas de fundação são as seguintes:

- Armadura inferior –  $6\phi 20 - 18.85\text{cm}^2$
- Armadura superior -  $6\phi 20 - 18.85\text{cm}^2$
- Armadura lateral (em cada face) -  $3\phi 16 - 6.03\text{cm}^2$
- Estribos -  $\phi 10 \setminus \setminus 0.15$

### 3.4.2.7 Exemplo de dimensionamento de 1 estaca:

Join	Pilar	Combinação		F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kN.m)	M2(kN.m)		
1000	P10'H	Rara 1- Sismo 1	Max	181.33	8.16	790.13	39.23	402.45		
			Min	-170.83	-22.38	566.20	-21.44	-398.74		
		Rara 1- Sismo 2	Max	215.64	7.85	809.74	39.45	492.78		
			Min	-205.13	-22.07	546.59	-21.66	-489.07		
		Rara 2 - Sismo 1	Max	182.92	6.41	865.28	41.40	403.16		
			Min	-169.24	-24.14	641.35	-19.26	-398.03		
		Rara 2 - Sismo 2	Max	217.23	6.09	884.89	41.62	493.50		
			Min	-203.54	-23.82	621.74	-19.48	-488.36		
		Rara_R5				6.18	-8.21	688.31	10.26	2.21

Cálculo esforço normal na estaca mais carregada:

$$N_d = \frac{F3}{2} + \frac{M1}{2 \times (v + a/2)} = \frac{884.89}{2} + \frac{493.50}{2 \times (0.6 + 0.6/2)} \Leftrightarrow N_d = 716.61\text{kN}$$

Cálculo da capacidade de carga da estaca:

$$P = \frac{4 \times N_{SPT} \times A_{estaca}}{FS} = \frac{4 \times 60 \times (\pi \times 30)}{3.0} = 226194.67 \text{ kgf} = 2261.94 \text{ kN}$$

Como o valor do esforço axial na estaca mais carregada é inferior à sua capacidade de carga, podemos concluir que a segurança está verificada.

## 3.5 DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SUPORTE

A situação mais desfavorável para o muro de suporte (designado M.S.) é a que corresponde a uma altura de muro de 4.23m, completamente enterrado, suportando portanto as terras adjacentes.

No cálculo adotaram-se as seguintes características do terreno:

$$\gamma_{\text{solo}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 26^\circ$$

Tomou-se igualmente o impulso em repouso, sendo o seu valor  $K_0 = 0.5$ .

No modelo de cálculo, por simplicidade e por estar do lado da segurança, converteu-se o impulso do terreno numa carga uniformemente distribuída ao longo do muro de suporte, como indicado na figura seguinte:

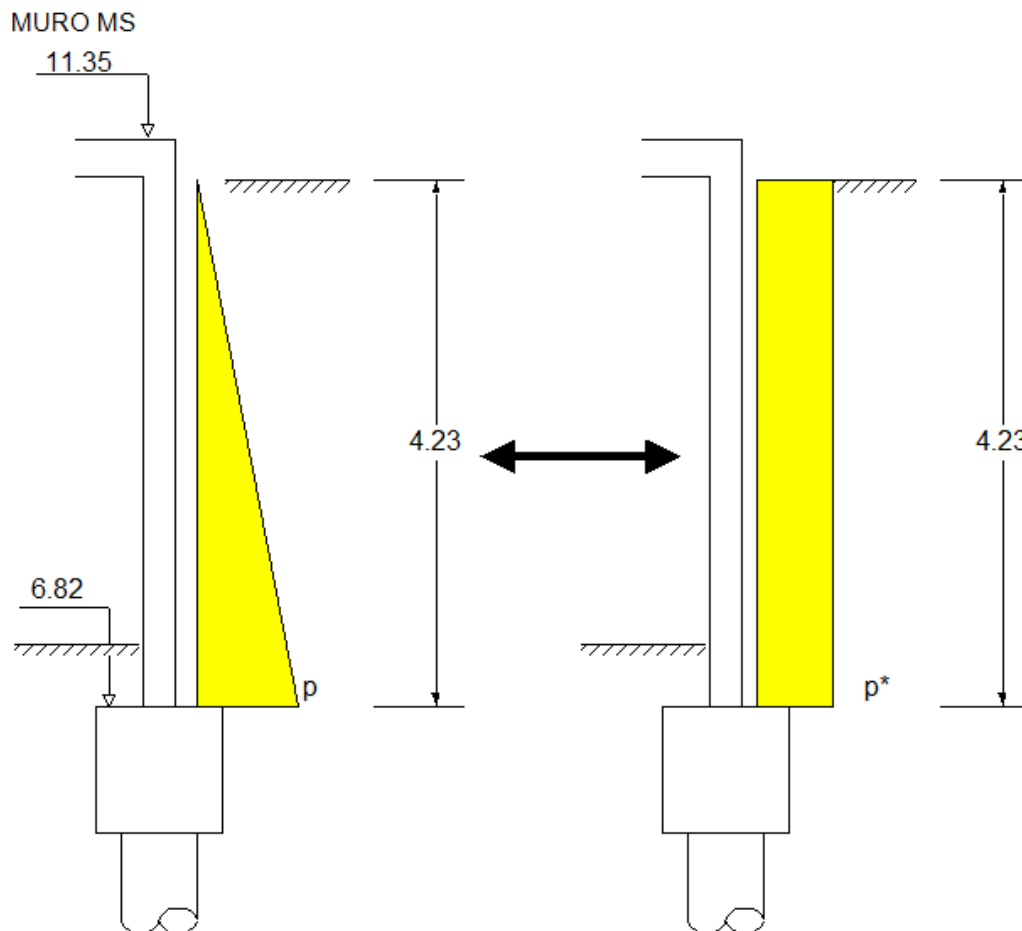


Figura 3.21 – Esquema de cálculo do muro de suporte M.S

Cálculo da carga p:

$$p = K_0 \times h \times \gamma_{\text{solo}} = 0.5 \times 4.23 \times 18 = 38.07 \text{ kN/m}^2$$

$$p^* = 0.5 \times p = 19.04 \text{ kN/m}^2$$

Adotando um modelo encastrado- apoiado vem que:

Cálculo do momento máximo negativo:

$$M_{Ed}^- = \frac{p \times L^2}{8} \times 1.5 = \frac{19.04 \times 4.23^2}{8} \times 1.5 = 63.88 \text{ kN.m/m}$$

Cálculo do momento máximo positivo:

$$M_{Ed}^+ = \frac{p \times L^2}{14.2} \times 1.5 = \frac{19.04 \times 4.23^2}{14.2} \times 1.5 = 35.98 \text{ kN.m/m}$$

Armaduras a realizar:

Adota-se, por simplicidade estrutural, a mesma armadura em ambas as faces do muro de suporte. As armaduras a colocar são  $\phi 12 // 0.15$  ( $M_{rd} = 84.05 \text{ kN.m/m}$ ).

### 3.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESCADAS

#### 3.6.1 Escada E1

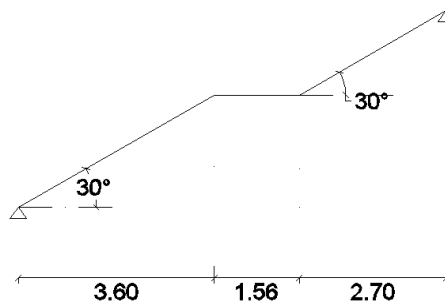


Figura 3.22 – Modelo de cálculo adotado para a Escada E1

Cálculo do comprimento do vão:

$$L_{\text{Total}} = 3.60 + 1.56 + 2.70 = 7.86 \text{ m}$$

Pré-dimensionamento:

$$\frac{L}{h} = 30 \Leftrightarrow \frac{7.86}{d} = 30 \Leftrightarrow d = \frac{7.86}{30} = 0.262 \text{ m}$$

$$h \geq d + 0.035 = 0.262 + 0.035 = 0.29 \text{ m}$$

Adotou-se então uma altura de  $h = 0.30\text{m}$

### Cargas

$$\text{peso próprio laje} = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{deg raus (0.17x0.3)} = \frac{0.17}{2} \times 24 = 2.04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimentos} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$c_p = 7.5 + 2.04 + 1 \approx 10.54 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sd} = 1.35 \times 10.54 + 1.5 \times 5 = 21.73 \text{ kN/m}^2$$

### Determinação reações:

$$R_a = R_b = \frac{21.73 \times 7.86}{2} = 85.40 \text{ kN/m}$$

### Momento máximo positivo:

$$M_{\text{máx}}^+ = 85.40 \times 3.93 - 21.73 \times \frac{3.93^2}{2} \Leftrightarrow M_{\text{máx}}^+ = 167.81 \text{ kN.m/m}$$

$$\phi 16 / 0.125\text{m} (A_s = 16.08 \text{ cm}^2) \Rightarrow M_{Rd} = 172.79 \text{ kN.m/m}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.295 \Leftrightarrow A_{s,\text{min}} = 4.45 \text{ cm}^2$$

### Armadura de distribuição:

$$A_{s,d} = 0.20 \times A_{s,\text{princ}} = 0.20 \times 16.08 \Leftrightarrow A_{s,d} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$\phi 12 / 0.25\text{m} (A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

### Armadura de bordo simplesmente apoiado:

$$A_{s,\text{apoio}}^- = 0.25 A_{s,\text{vão}}^+ = 0.25 \times 16.08 \Leftrightarrow A_{s,\text{apoio}}^- = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$10\phi / 0.15 (A_s = 5.27 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

### 3.6.2 Escada E2

#### 3.6.2.1 Cálculo do lanço 1

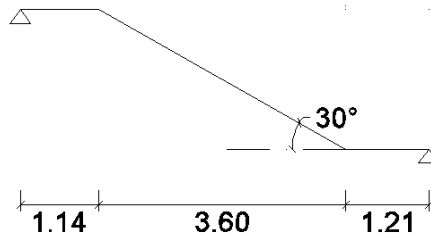


Figura 3.23 – Modelo de cálculo adotado para a Escada E2 (lanço 1)

Cálculo do comprimento vão:

$$L_{\text{Total}} = 1.14 + 3.60 + 1.21 = 5.95\text{m}$$

Pré-dimensionamento:

$$\frac{L}{h} = 30 \Leftrightarrow \frac{5.95}{d} = 30 \Leftrightarrow d = \frac{5.95}{30} = 0.198\text{m}$$

$$h \geq d + 0.035 = 0.198 + 0.035 = 0.233\text{m}$$

Adotou-se então uma altura igual a  $h = 0.24\text{ m}$ .

Cargas:

$$\text{peso próprio laje} = 25 \times 0.24 = 6.0\text{ kN/m}^2$$

$$\text{deg raus } (0.17 \times 0.3) = \frac{0.17}{2} \times 24 = 2.04\text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimentos} = 1\text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrec arg a} = 5\text{ kN/m}^2$$

$$c_p = 6.0 + 2.04 + 1 \approx 9.04\text{ kN/m}^2$$

$$p_{sd} = 1.35 \times 9.04 + 1.5 \times 5 = 19.70\text{ kN/m}^2$$

Determinação reações:

$$R_a = R_b = \frac{19.70 \times 5.95}{2} = 58.61\text{ kN/m}$$

Momento máximo positivo:

$$M_{\text{máx}}^+ = 58.61 \times 2.975 - 19.70 \times \frac{2.975^2}{2} \Leftrightarrow M_{\text{máx}}^+ = 87.19 \text{ kN.m/m}$$

$$12\phi / 0.10\text{m} (A_s = 11.30 \text{ cm}^2) \Rightarrow M_{\text{Rd}} = 94.66 \text{ kN.m/m}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.265 \Leftrightarrow A_{s,\text{min}} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Armadura de distribuição:

$$A_{s,d} = 0.20 \times A_{s,\text{princ}} = 0.20 \times 11.30 \Leftrightarrow A_{s,d} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$8\phi / 0.125\text{m} (A_s = 4.00 \text{ cm}^2)$$

Armadura de bordo simplesmente apoiado:

$$A_{s,\text{apoio}}^- = 0.25 A_{s,\text{vão}}^+ = 0.25 \times 11.30 \Leftrightarrow A_{s,\text{apoio}}^- = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$8\phi / 0.125 (A_s = 4.00 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

### 3.6.2.2 Cálculo do lanço 2

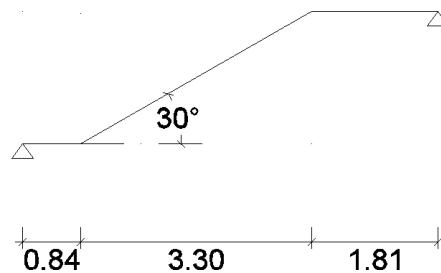


Figura 3.24 Modelo de cálculo adotado para a Escada E2 (lanço 2)

Cálculo do comprimento do vão:

$$L_{\text{Total}} = 0.84 + 3.30 + 1.81 = 5.95 \text{ m}$$

### Cargas:

$$\text{peso próprio laje} = 25 \times 0.24 = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{deg raus } (0.17 \times 0.3) = \frac{0.17}{2} \times 24 = 2.04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimentos} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$c_p = 6.0 + 2.04 + 1 \approx 9.04 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sd} = 1.35 \times 9.04 + 1.5 \times 5 = 19.70 \text{ kN/m}^2$$

### Determinação reações:

$$R_a = R_b = \frac{19.70 \times 5.95}{2} = 58.61 \text{ kN/m}$$

### Momento máximo positivo:

$$M_{\text{máx}}^+ = 58.61 \times 2.975 - 19.70 \times \frac{2.975^2}{2} \Leftrightarrow M_{\text{máx}}^+ = 87.19 \text{ kN.m/m}$$

$$12\phi / 0.10 \text{ m } (A_s = 11.30 \text{ cm}^2) \Rightarrow M_{Rd} = 94.66 \text{ kN.m/m}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.265 \Leftrightarrow A_{s,\text{min}} = 3.99 \text{ cm}^2$$

### Armadura de distribuição:

$$A_{s,d} = 0.20 \times A_{s,\text{princ}} = 0.20 \times 11.30 \Leftrightarrow A_{s,d} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$8\phi / 0.125 \text{ m } (A_s = 4.00 \text{ cm}^2)$$

### Armadura de bordo simplesmente apoiado:

$$A_{s,\text{apoio}}^- = 0.25 A_{s,\text{vão}}^+ = 0.25 \times 11.30 \Leftrightarrow A_{s,\text{apoio}}^- = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$8\phi / 0.125 \text{ m } (A_s = 4.00 \text{ cm}^2 / \text{ m})$$



## CONCLUSÕES

Neste trabalho, o principal objetivo era dimensionar os diversos elementos estruturais de um edifício, aplicando todos os conhecimentos adquiridos ao longo do curso. A realização deste trabalho de projeto revelou-se extremamente significativa, não só por esse facto, mas também por permitir fazer a transição dos métodos utilizados em contexto escolar para os métodos aplicados num contexto mais prático.

Um aspeto relevante com que me deparei, e que acho importante referir, diz respeito à forte relação entre o projeto de estruturas e o projeto de arquitetura. É inquestionável a sua ligação, o que torna imperativo efetuar cada um dos projetos de forma conjunta e interativa. Só dessa forma, é possível conceber uma estrutura que seja, ao mesmo tempo, segura e com uma conceção estrutural eficaz.

Ao longo da elaboração do trabalho foram surgindo várias dificuldades para quais se encontrou solução através de um trabalho de pesquisa e investigação, procurando sempre alcançar a solução que melhor se enquadrava com o pretendido.

Merecem destaque as conclusões obtidas a partir de uma abordagem inicial visando a utilização do Eurocódigo 8. Foi possível verificar que a utilização da classe de ductilidade DCL, que foi escolhida por forma a evitar o projeto por avaliação da capacidade real (capacity design) de acordo com o Anexo Nacional, conduziria a dimensões e quantidades de armadura nos elementos estruturais que não são usuais em estruturas similares dimensionadas de acordo com o RSA/REBAP. Estas conclusões levaram a que se optasse por realizar o projeto com a regulamentação portuguesa.

De uma forma geral, todos os objetivos do trabalho foram atingidos, contribuindo claramente para adquirir novos conhecimentos, consolidar outros já adquiridos, e alcançar noções que de outra forma só seriam alcançadas em contexto extra-escolar. Todos esses factos fizeram com que este trabalho se tornasse extremamente enriquecedor para a minha formação.



# 5

## BIBLIOGRAFIA

- NP ENV 1991-1 (1999) Eurocódigo 1: Bases de projecto e acções em estruturas: Parte 1: Bases de projecto. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- EN 1992-1-1 (2004). Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu da Normalização. Bruxelas.
- EN 1998-1: 2009; “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1:Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, Comité Europeu da Normalização, Bruxelas
- Decreto-Lei nº 349-C//83, de 30 de Junho. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Porto Editora.
- Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora.
- MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio – Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 1, 2, 3, 4, 5 e 6. 2008/2009.
- Lima, J., Monteiro, V. & Pipa, M. (2009). Betão Armado. Esforços transversos, de torção e de punçoamento. Lisboa: LNEC.
- GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão actualizada segundo o EC2.
- Castro, Guy (1989). Acerca do projecto de fundações em estacas de betão armado, Lisboa: LNEC