

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem a construir numa Instalação Industrial**

**PEDRO MIGUEL GUERREIRO DA SILVA**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof<sup>ª</sup>. Coordenadora)

Vogais:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Licenciado, Paulo Gil Figueiredo Tavares Pedro (Eq. Assist. 2º Triénio do ISEL)

**Janeiro 2016**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**

## **Dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem a construir numa Instalação Industrial**

**PEDRO MIGUEL GUERREIRO DA SILVA**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof<sup>a</sup>. Coordenadora)

Vogais:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Licenciado, Paulo Gil Figueiredo Tavares Pedro (Eq. Assist. 2<sup>o</sup> Triénio do ISEL)

**Janeiro 2016**



# AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Eng.º José Santos Viseu, pela disponibilidade, dedicação, apoio e paciência que teve ao longo deste trabalho, o meu obrigado.

O meu profundo agradecimento à minha família, nomeadamente aos meus pais e avós, pela educação e valores que me transmitiram com muito esforço e dedicação. Ao meu irmão, Daniel, pelos momentos marcantes partilhados ao longo da minha vida.

Um grande obrigado a todos os meus colegas e amigos que me acompanharam durante o meu percurso académico, dos quais destaco o Ricardo, o Naim, a Ana Isabel, o Alexandre, a Susana e a Andreia. Um especial agradecimento ao Jorge Agostinho, colega e amigo, pelo companheirismo e conhecimentos que partilhamos na elaboração deste trabalho.

Quero também agradecer a todos os meus amigos que ao longo da minha vida me incentivaram e motivaram, bem hajam!



# ÍNDICE DAS PEÇAS DE PROJETO

## A - PEÇAS ESCRITAS

- I. RESUMO/ABSTRACT
- II. MEMÓRIA DESCRITIVA
- III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA
- IV. CONCLUSÕES

## B - PEÇAS DESENHADAS

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

## ANEXOS



## **A – PEÇAS ESCRITAS**



## **A – PEÇAS ESCRITAS**

### **I. RESUMO/ABSTRACT**



# RESUMO

O presente documento insere-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado do Curso de Engenharia Civil, e compreende o dimensionamento de um Edifício Misto destinado a uma Ensacagem de Cimento.

Na fase inicial deste trabalho apresenta-se a geometria do Edifício, os materiais utilizados, as ações e combinações de ações de acordo com os Eurocódigos Estruturais.

A segunda parte do trabalho inclui os cálculos justificativos dos elementos em betão armado e metálicos segundo a NP EN 1992, a NP EN 1993 e a NP EN 1997, com base nas envolventes máximas dos esforços obtidos no programa de cálculo automático de elementos finitos utilizado "SAP2000".

Foram também utilizados outros programas de cálculo, tais como: o "*Gala Reinforcement*", o "*SemiComp*", o "*Robot Structural Analysis*", tendo-se recorrido igualmente à realização de folhas de cálculo em "*Excel*", desenvolvidas para diversos casos, de modo a validar e comparar os resultados obtidos.

No final do trabalho apresentam-se as peças desenhadas.

De modo a ultrapassar algumas dificuldades encontradas no decorrer deste projeto, e consolidar também os conhecimentos adquiridos ao longo do Mestrado, foram consultados alguns livros da especialidade, bem como outros projetos (peças escritas e peças desenhadas).



# ABSTRACT

This document is part of the final work done in the Master Degree in Structural Engineering, which is aimed to design a Mixed Building to Bagging Cement.

In the initial phase of the work are presented the building, the used materials, actions and combinatied actions, according to the Eurocodes.

The second part of the work presents the supporting calculations, where the design of the elements (concrete and steel) was done according to the NP EN 1992, NP EN 1993 and NP EN 1997, based on the results obtained from an automatic calculation program of finite elements - "*SAP2000*."

There were also used other calculation programs, such as: "*GaLa Reinforcement*", "*SemiComp*", "*Robot Strutural Analysis*" and "*Excel*" to perform spreadsheet calculations to compare and validate all the results.

At last, the project drawings are presented.

In order to overcome some difficulties experienced during this project and also to consolidate the knowledge acquired during the Master Degree, some technical books as well as some other projects were consulted.



## **A – PEÇAS ESCRITAS**

### **II. MEMÓRIA DESCRITIVA**



# ÍNDICE

1. Introdução.....	1
2. Localização.....	5
3. Geologia e Geotecnia.....	7
4. Descrição Geral do Edifício.....	9
4.1. Geometria do Edifício.....	9
4.2. Equipamentos Mecânicos da Instalação.....	10
4.3. Esquema Estrutural.....	11
4.3.1. Estruturas em Betão Armado.....	11
4.3.2. Estruturas Metálicas.....	11
5. Materiais.....	15
5.1. Betão Armado.....	15
5.2. Estruturas Metálicas.....	16
6. Quantificação das Ações.....	19
6.1. Peso Próprio.....	19
6.2. Restantes Cargas Permanentes.....	19
6.2.1. No Edifício.....	19
6.2.2. Equipamentos.....	20
6.3. Sobrecargas.....	20
6.3.1. No Edifício.....	20
6.3.2. Equipamentos.....	21
6.4. Ação da Temperatura.....	21
6.5. Ação do Vento.....	22
6.5.1. Pressão Dinâmica de Pico.....	24
6.5.2. Coeficiente Estrutural.....	26
6.5.3. Coeficientes de Pressão.....	28
6.5.3.1. Coeficientes de Pressão Exteriores $c_{pe}$ .....	29
6.5.3.2. Coeficientes de Pressão Interiores $c_{pi}$ .....	33

6.6.	Ação Sísmica .....	35
7.	Combinação de Ações e Verificação da Segurança .....	41
7.1.	Estados Limites Últimos .....	41
7.2.	Estados Limites de Utilização .....	42
7.3.	Combinação de Ações .....	42
8.	Pré-Dimensionamento .....	45
8.1.	Vigas .....	45
8.2.	Lajes .....	45
8.3.	Pilares .....	45
9.	Critérios Gerais de Dimensionamento – Estruturas em Betão Armado .....	47
9.1.	Betão Armado .....	47
9.1.1.	Vigas .....	47
9.1.1.1.	Estados Limites Últimos .....	47
9.1.1.2.	Estados Limites de Utilização .....	48
9.1.2.	Lajes .....	49
9.1.2.1.	Estados Limites Últimos .....	49
9.1.2.2.	Estados Limites de Utilização .....	51
9.1.3.	Pilares .....	51
9.1.3.1.	Estados Limites Últimos .....	51
9.1.3.2.	Estados Limites de Utilização .....	53
9.1.4.	Estacas .....	54
9.1.4.1.	Rigidez das "molas" de ligação das estacas aos diferentes estratos	54
9.1.4.2.	Estados Limites Últimos .....	56
10.	Critérios Gerais de Dimensionamento – Estruturas Metálicas .....	57
10.1.	Fluxogramas de Dimensionamento das Seções Transversais .....	58
10.1.1.	Esforço Axial de Tração .....	58
10.1.2.	Esforço Axial de Compressão .....	59
10.1.3.	Momento Fletor .....	60
10.1.4.	Esforço Transverso .....	61

10.1.5.	Flexão com Esforço Transverso .....	62
10.1.6.	Flexão Composta .....	63
10.1.7.	Flexão Composta com Esforço Transverso .....	65
10.1.8.	Flexão Desviada.....	66
10.2.	Resistência dos Elementos à Encurvadura .....	67
10.2.1.	Encurvadura de Elementos Comprimidos – Colunas.....	67
10.2.2.	Encurvadura de Elementos em Flexão – Vigas .....	68
10.2.3.	Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão .	69
10.2.4.	Seções à Flexão Composta com Tração .....	72
10.3.	Ligações Metálicas .....	72
11.	Regulamentação.....	73



# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Pedreira (1) e Material britado (2) .....	1
Figura 1.2 – Forno e Silo de Armazenagem de Clínquer (3) .....	2
Figura 1.3 – Máquina Ensacadora de Cimento (4) e Silos para Expedição a Granel ....	2
Figura 1.4 – Processo de Fabrico do Cimento (5) .....	3
Figura 2.1 – Mapa de Localização (6) .....	5
Figura 2.2 – Planta da Fabrica e Localização do Edifício de Ensacagem “ <i>Google Earth</i> ” .....	5
Figura 3.1 – Estratigrafia do Subsolo .....	7
Figura 4.1 – Perspetiva do Edifício (“ <i>Autodesk Revit</i> ”) .....	9
Figura 4.2 – Alçados Frontal e Lateral Esquerdo .....	10
Figura 4.3 – Equipamentos Mecânicos da Instalação .....	10
Figura 4.4 – Identificação das Vigas do Piso 6 .....	12
Figura 4.5 – Identificação das Vigas do Piso 5 .....	12
Figura 4.6 – Identificação das Vigas do Piso 4 .....	12
Figura 4.7 – Identificação das Vigas das Coberturas 1 e 2 .....	13
Figura 4.8 – Identificação das Madres dos Alçados .....	14
Figura 6.1 – Fluxograma das Forças exercidas pelo Vento .....	22
Figura 6.2 – Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico .....	24
Figura 6.3 – Fluxograma para a determinação do Coeficiente Estrutural .....	26
Figura 6.4 – Altura de Referência .....	28
Figura 6.5 – Definição das zonas A, B, C, D e E nas Paredes .....	29
Figura 6.6 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para $W_x$ .....	30
Figura 6.7 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para $W_{xx}$ .....	30
Figura 6.8 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para $W_y$ .....	30
Figura 6.9 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para $W_{yy}$ .....	30
Figura 6.10 – Definição das Zonas F, $F_{low}$ , $F_{up}$ , G, H e I nas Coberturas de uma Vertente .....	31
Figura 6.11 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para $W_x$ .....	32
Figura 6.12 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para $W_{xx}$ .....	32
Figura 6.13 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para $W_y$ .....	32
Figura 6.14 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para $W_{yy}$ .....	32
Figura 6.15 – Coeficientes de Pressão Interiores nas Paredes dos Alçados .....	33
Figura 6.16 – Coeficientes de Pressão Interiores (Pressão e Sucção) nas Coberturas .....	34

Figura 9.1 – Fluxograma de Dimensionamento de Secções em Vigas .....	47
Figura 9.2 – Fluxograma de Verificação dos Estados Limites de Utilização em Vigas	48
Figura 9.3 – Fluxograma de Dimensionamento de Secções à Flexão em Lajes .....	49
Figura 9.4 – Fluxograma de Dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso em Lajes .....	50
Figura 9.5 – Fluxograma de Verificação dos Estados Limites de Utilização em Lajes	51
Figura 9.6 – Fluxograma de Dimensionamento à Flexão Composta em Pilares .....	51
Figura 9.7 – Fluxograma de Dimensionamento ao Esforço Transverso em Pilares ....	53
Figura 9.8 – Modelação das Estacas – Modelo de “Winkler” .....	54
Figura 10.1 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Tração .....	58
Figura 10.2 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Compressão .....	59
Figura 10.3 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Simples .....	60
Figura 10.4 – Fluxograma de dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso ...	61
Figura 10.5 – Fluxograma de dimensionamento de Secções sujeitas a Flexão com Esforço Transverso.....	62
Figura 10.6 – Fluxograma de dimensionamento de Secções a Flexão com Esforço Axial .....	63
Figura 10.7 – Fluxograma de dimensionamento de Secções a Flexão Composta com Esforço Transverso.....	65
Figura 10.8 – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos - Colunas .....	67
Figura 10.9 – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos - Vigas .....	68
Figura 10.10 – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga) .....	69

# ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Características Geométricas das Estruturas em Betão Armado .....	11
Tabela 4.2 – Características Geométricas dos Elementos Metálicos .....	14
Tabela 5.1 – Características do Betão .....	15
Tabela 5.2 – Características principais do Betão .....	15
Tabela 5.3 – Características principais do Aço das Armaduras .....	16
Tabela 5.4 – Características dos Aços das Estruturas Metálicas.....	16
Tabela 5.5 – Características principais do Aço J235 JR .....	17
Tabela 6.1 – Eurocódigos utilizados.....	19
Tabela 6.2 – Valores das Restantes Cargas Permanentes.....	20
Tabela 6.3 – Pesos dos Equipamentos Mecânicos.....	20
Tabela 6.4 – Peso da Navete .....	20
Tabela 6.5 – Valores das Sobrecargas .....	20
Tabela 6.6 – Sobrecargas dos Equipamentos Mecânicos .....	21
Tabela 6.7 – Sobrecarga da Navete.....	21
Tabela 6.8 – Categoria de Terreno (Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-4 2010).....	25
Tabela 6.9 – Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Paredes Verticais de Edifícios de Planta Retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4 2010).....	29
Tabela 6.10 – Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de uma Vertente (Quadro 7.3 da NP EN 1991-1-4 2010).....	31
Tabela 6.11 – Tipos de Terreno (Quadro 3.1 da NP EN 1998-1 2010).....	36
Tabela 6.12 – Parâmetros do Espectro de resposta Elástico para a Ação Sísmica do Tipo I (Quadro NA 3.2 da NP EN 1998-1 2010) .....	36
Tabela 6.13 – Parâmetros do Espectro de resposta Elástico para a Ação Sísmica do Tipo II (Quadro NA 3.3 da NP EN 1998-1 2010) .....	37
Tabela 6.14 – Aceleração Máxima de Referência $\alpha_{gR}$ (Quadro NA.I da NP EN 1998-1 2010).....	37
Tabela 6.15 – Classes de Importância para Edifícios (Quadro 4.3 da NP EN 1998-1 2010).....	38
Tabela 6.16 – Valores dos Coeficientes de Importância $\gamma_1$ (Quadro NA.II da NP EN 1998-1 2010).....	38
Tabela 6.17 – Valores de Referência para o Coeficiente de Comportamento (Quadro 7.1 da NP EN 1998-1 2010) .....	39
Tabela 7.1 – Valores reduzidos das Sobrecargas.....	41
Tabela 7.2 – Combinações de Ações.....	43

Tabela 9.1 – Coeficientes Parciais de Segurança para Betão Armado.....	47
Tabela 9.2 – Expoente "a" .....	52
Tabela 9.3 – Armaduras Mínimas Longitudinais em Estacas.....	56
Tabela 10.1 – Coeficientes Parciais de Segurança para Elementos Metálicos .....	57
Tabela 10.2 – Fatores de Interação $k_{ij}$ para Elementos não Suscetíveis à Deformação por Torção (Quadro B.1 EC3 Anexo B) .....	70
Tabela 10.3 – Fatores de Interação $k_{ij}$ para Elementos Suscetíveis à Deformação por Torção (Quadro B.2 EC3 Anexo B) .....	70
Tabela 10.4 – Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente $C_m$ dos Quadros B.1 e B.2 (Quadro B.3 EC3 Anexo B) .....	71
Tabela 11.1 – Normas .....	73

# 1. Introdução

O presente trabalho refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas.

O projeto escolhido consiste no dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem de Cimento, a construir numa instalação industrial em Moçambique.

De modo a perceber a função deste Edifício numa fábrica de cimento, achou-se conveniente fazer uma pequena descrição sobre o processo de fabrico do cimento.

O fabrico do cimento inicia-se nas pedreiras de calcário, onde este material é extraído através de perfurações e desmonte recorrendo a explosivos, ou em alternativa através da mineração mecânica de superfície.

Segue-se a britagem realizada em moagens de modo a reduzir-se as dimensões do material extraído das pedreiras.

Dependendo da distância das pedreiras às fábricas de cimento, os materiais britados podem ser transportados de diversos modos, recorrendo a telas transportadoras ou a camiões.



**Figura 1.1** – Pedreira (1) e Material britado (2)

Na segunda fase as matérias-primas utilizadas no fabrico do cimento são misturadas e pré-homogeneizadas passando a designar-se por cru.

Este material é depois conduzido a britadores, designados por moinhos de bolas, e submetido a um conjunto de operações de secagem e transformado em farinha, que é homogeneizada e armazenada em silos.

Na terceira fase segue-se o pré-aquecimento e a decarbonatação da farinha, de modo a poder seguir para fornos apropriados, onde é transformada em clínquer por meio de

um conjunto de reações químicas que se desenrolam em torno de temperaturas que atingem os 1 450°C.

No final da cozedura, o clínquer incandescente é arrefecido em arrefecedores até temperaturas entre os 100 e os 200 °C e armazenado em silos apropriados.



**Figura 1.2** – Forno e Silo de Armazenagem de Clínquer (3)

Na quarta fase o clínquer é misturado com aditivos, tais como gesso, cinzas volantes, escórias de siderurgia, etc., e conduzido por telas transportadoras a moagens, sendo *stockado* em tremonhas, e posteriormente doseado de forma a obterem-se os diferentes tipos de cimento.

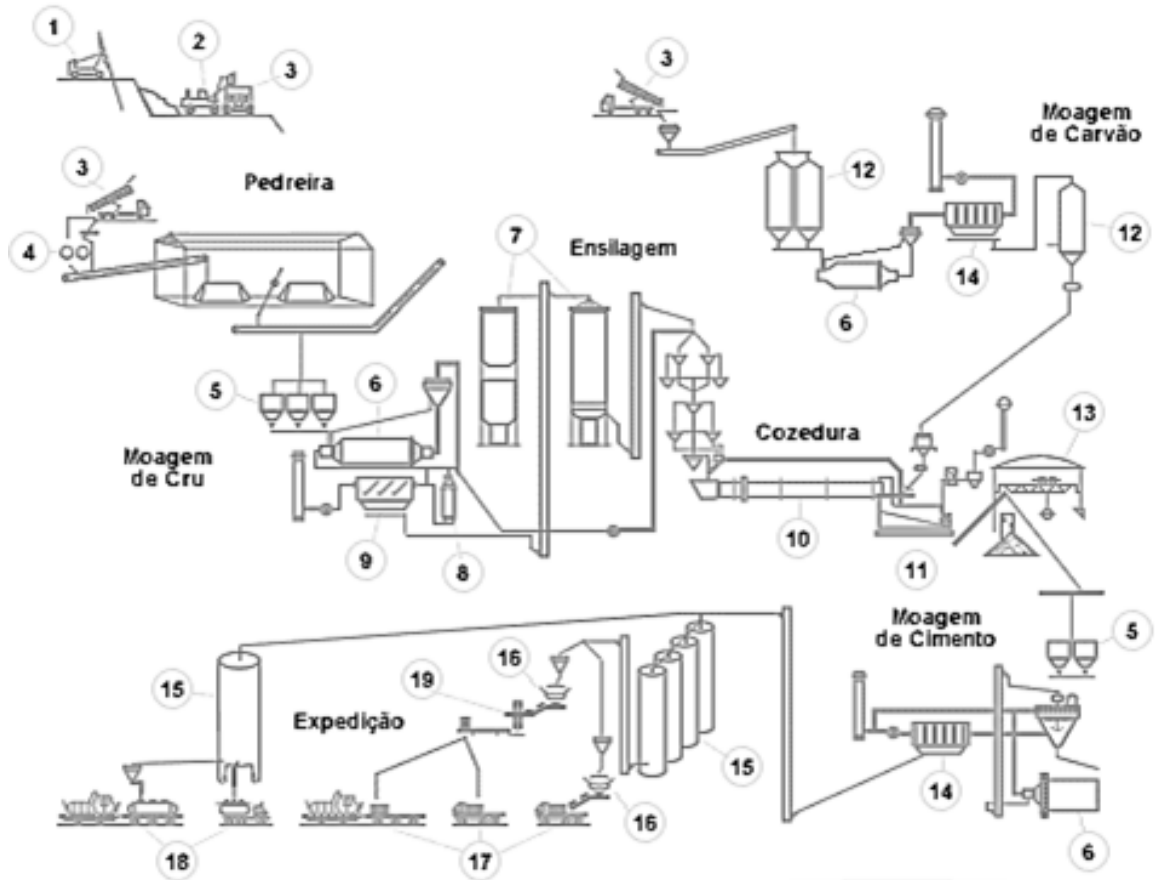
Na fase final do circuito o cimento é ensilado, sendo comercializado em sacos ou a granel.



**Figura 1.3** – Máquina Ensacadora de Cimento (4) e Silos para Expedição a Granel

O Edifício da Ensacagem surge no final do processo de fabrico do cimento, e nele são realizadas as operações de ensacagem, recorrendo a um conjunto de equipamentos mecânicos (elevador de alcatruzes, caleiras porosas, sem-fins, crivos, máquinas de ensacar, telas transportadoras, navetes de carregamento, etc.), que permitem criar as condições necessárias às operações de carregamento e expedição.

A expedição de cimento, tanto a granel como ensacado, pode ser feita por transporte rodoviário, ferroviário e marítimo.



- |                               |                             |   |
|-------------------------------|-----------------------------|---|
| 1. Perfuradora                | 8. Torre de Condicionamento | 15. Silos para Cimento  |
| 2. Pás Carregadoras           | 9. Electrofiltro            | 16. Ensacadoras Rotativas                                     |
| 3. Camiões Basculantes        | 10. Forno                   | 17. Expedição de Cimento em Saco                              |
| 4. Britador                   | 11. Arrefecedor             | 18. Expedição de Cimento a Granel                             |
| 5. Tremonhas                  | 12. Silos para Carvão       | 19. Paletização (paletes ou pacotões - embalagem de plástico) |
| 6. Moinhos                    | 13. Armazém para Clínquer   |   |
| 7. Silos Homo e Armazenamento | 14. Filtros de Mangas       |   |

**Figura 1.4 – Processo de Fabrico do Cimento (5)**



## 2. Localização

O Edifício de Ensacagem que constitui este projeto, localiza-se na Fábrica do Dondo em Moçambique, na província de Sofala e pertencente à Empresa de Cimentos de Moçambique S.A.



Figura 2.1 – Mapa de Localização (6)



Figura 2.2 – Planta da Fabrica e Localização do Edifício de Ensacagem "Google Earth"



### 3. Geologia e Geotecnia

O dimensionamento das fundações (estacas, maciços de encabeçamento e laje de ensoleiramento) foi realizado com base nas características geotécnicas dos terrenos de fundação.

Para a caracterização geotécnica do terreno de fundação foram analisados os resultados das sondagens.

As sondagens permitiram identificar os diferentes estratos que compõem o terreno de fundação que apresenta a seguinte estratigrafia:

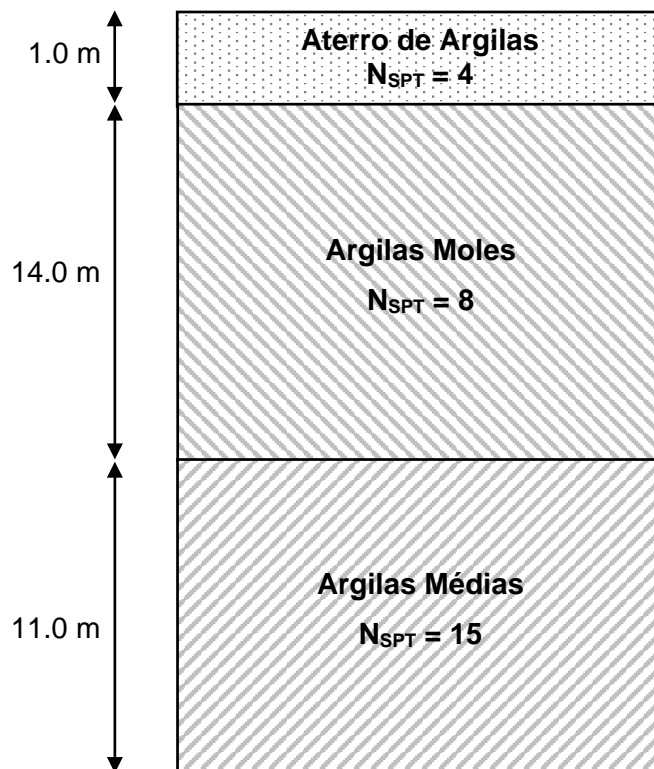


Figura 3.1 – Estratigrafia do Subsolo

Dado a fraca capacidade resistente dos estratos de fundação foi necessário recorrer-se a fundações indiretas, realizadas a partir de estacas moldadas com comprimentos da ordem dos 26 m.



## 4. Descrição Geral do Edifício

Este Edifício destina-se à ensacagem de cimento e compreende fundamentalmente a Zona da Ensacagem e a Zona de Carregamento e Expedição.

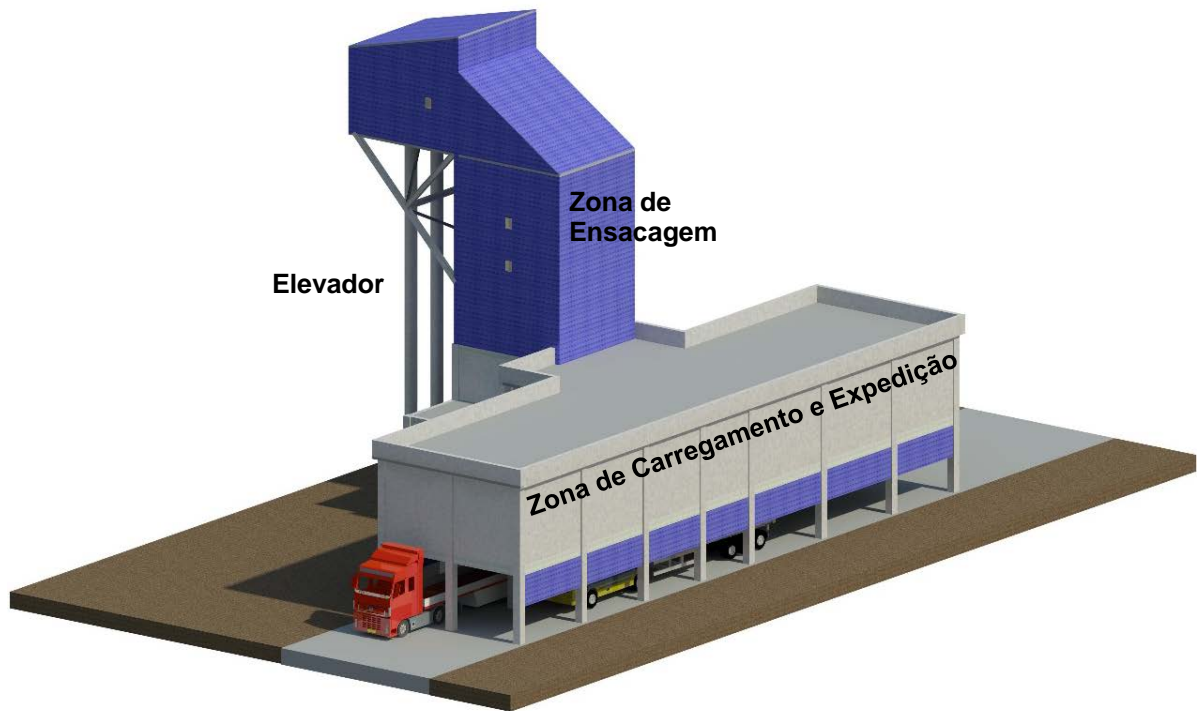


Figura 4.1 – Perspetiva do Edifício ("Autodesk Revit")

### 4.1. Geometria do Edifício

A área de implantação do Edifício é de 550 m<sup>2</sup> distribuída pela Ensacagem e pela Zona de Carregamento e Expedição.

A Zona de Carregamento e Expedição é constituída por uma estrutura em betão armado, com as dimensões de 42.50m x 10.50m e uma altura de 10.75m.

A zona da Torre é em estrutura metálica, tem as dimensões de 27.65m x 11.50m e um pé direito de 27.65m, e é aqui que são realizadas grande parte das operações de ensacagem.

Toda a estrutura está fundada em estacas moldadas no terreno, com diâmetros de 0.80 m, ligadas a um maciço de fundação.

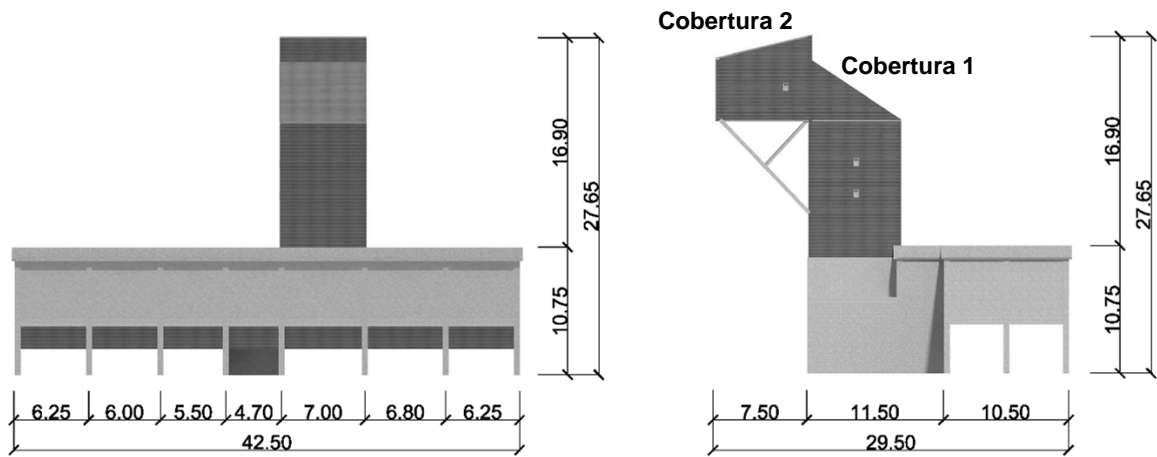


Figura 4.2 – Alçados Frontal e Lateral Esquerdo

## 4.2. Equipamentos Mecânicos da Instalação

Esta instalação dispõe de um conjunto de equipamentos mecânicos que estão indicados na Figura 4.3.

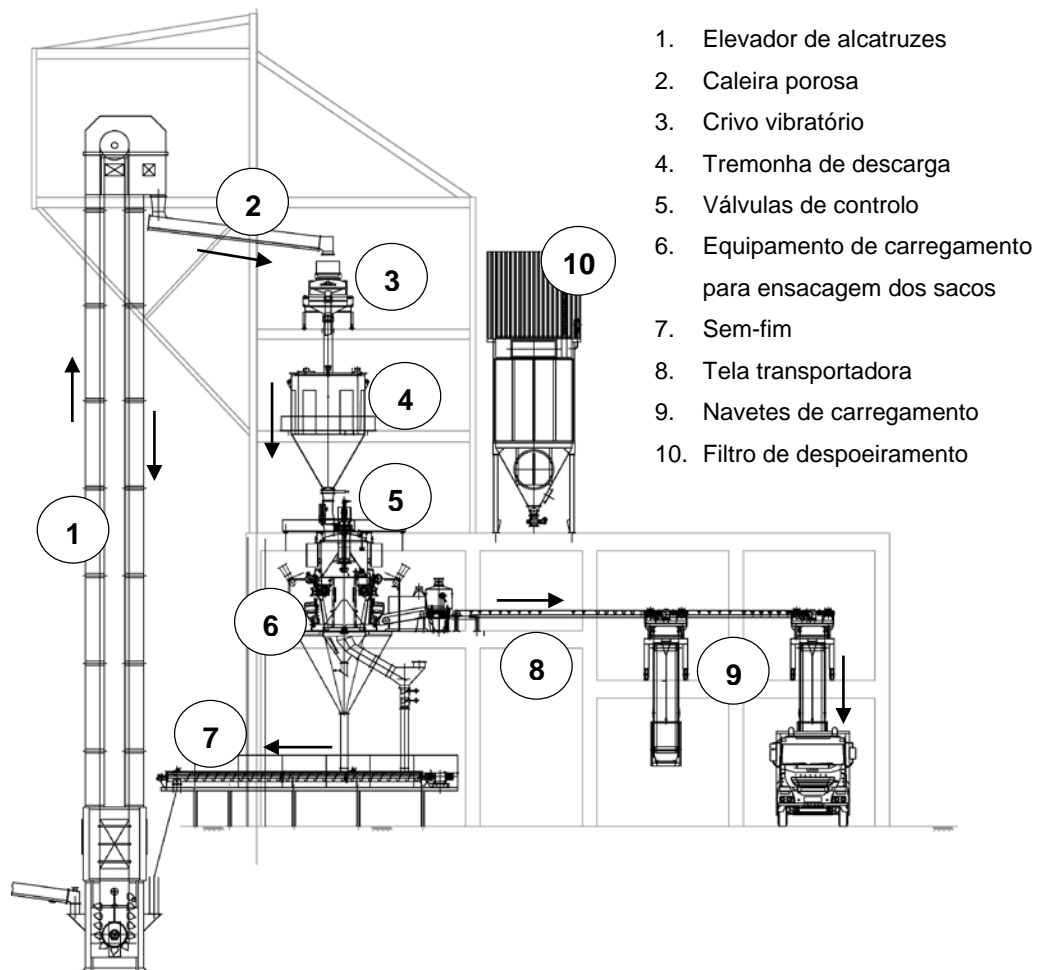


Figura 4.3 – Equipamentos Mecânicos da Instalação

### 4.3. Esquema Estrutural

#### 4.3.1. Estruturas em Betão Armado

O Edifício é composto por 8 pórticos longitudinais na direção X e 5 pórticos transversais na direção Y.

Todos os pilares de betão armado são quadrados com as dimensões de 0.50m x 0.50m. As vigas tem seções de 0.30m x 0.60m, excetuando as vigas no perímetro das aberturas das lajes, cujas dimensões estão indicadas na Tabela 4.1.

As lajes do 1º e 2º pisos são vigadas com espessuras de 0.16 m. As lajes do 3º piso igualmente vigadas, tem espessuras de 0.16 m na zona da Torre Metálica e de 0.12m na cobertura do terraço.

Todas as dimensões das estruturas de betão armado calculadas estão indicadas na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1** – Características Geométricas das Estruturas em Betão Armado

Designação		Dimensões
Pilares P1 a P30		0.50 m x 0.50 m
Vigas	Pisos 1, 2 e 3	0.30 m x 0.60 m
	Navete de Carregamento	0.30 m x 0.70 m
	Abertura do Piso 3	0.45 m x 0.50 m
Lajes	Ensoleiramento	1.5 m
	Piso 3 - Zona de carregamento	0.12 m
	Pisos 1, 2 e 3	0.16 m
Vigas de Fundação		0.40 m x 1.00 m
Maciços de Fundação		1.20 m x 1.00 m x 1.00 m
Estacas		Φ 0.80 m

#### 4.3.2. Estruturas Metálicas

O Edifício da zona de Ensacagem é constituído por 3 pisos metálicos com as dimensões em planta de 7.5 m x 7.0 m nos Pisos 4 e 5, e de 15.0 m x 7.0 m no Piso 6.

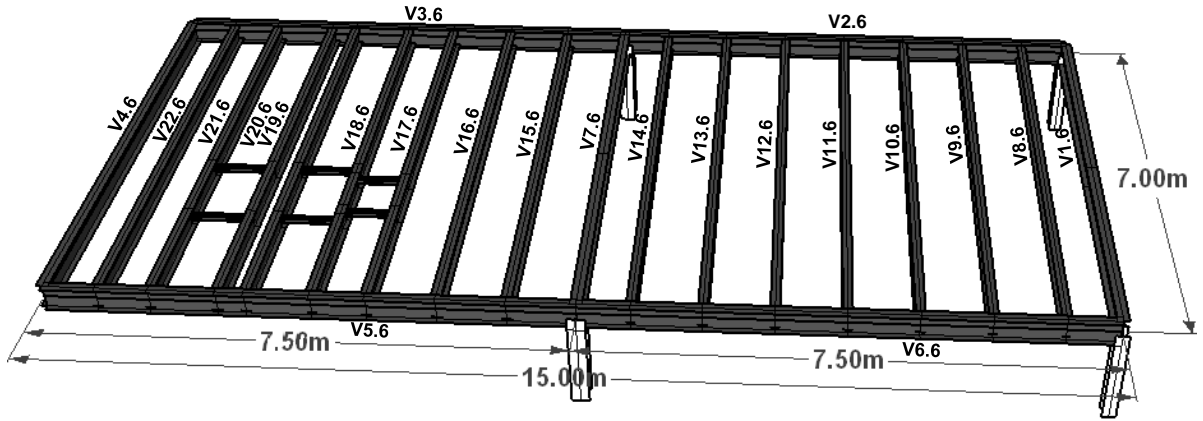


Figura 4.4 – Identificação das Vigas do Piso 6

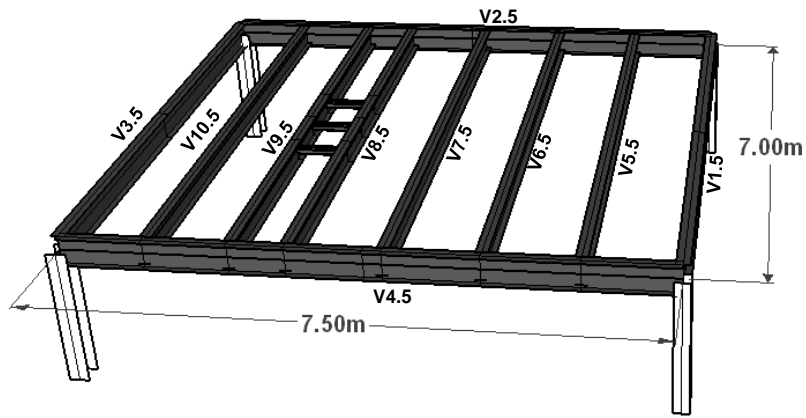


Figura 4.5 – Identificação das Vigas do Piso 5

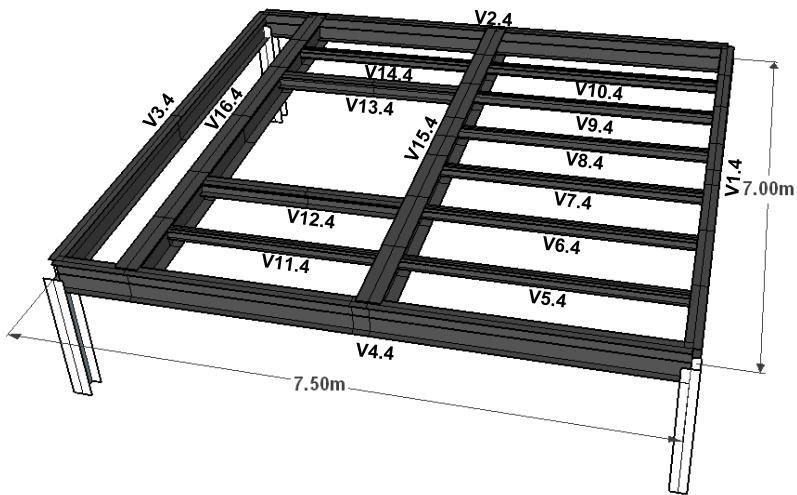
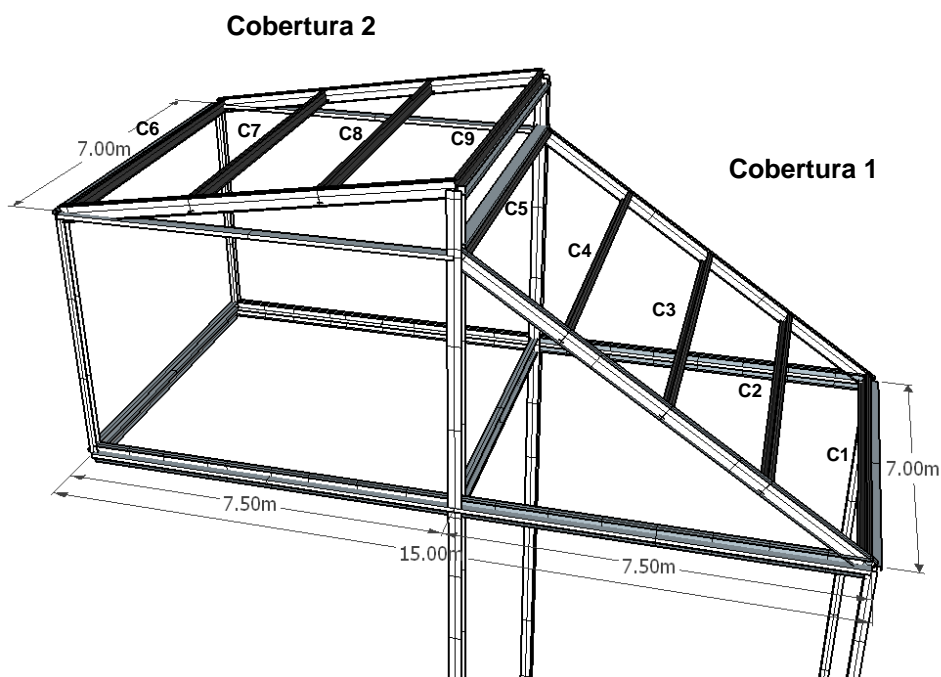


Figura 4.6 – Identificação das Vigas do Piso 4

Na zona superior da Torre existe a Cobertura 1 com uma inclinação de  $34^\circ$  e a Cobertura 2 com uma inclinação de  $9^\circ$ , como se mostra na Figura 4.7.

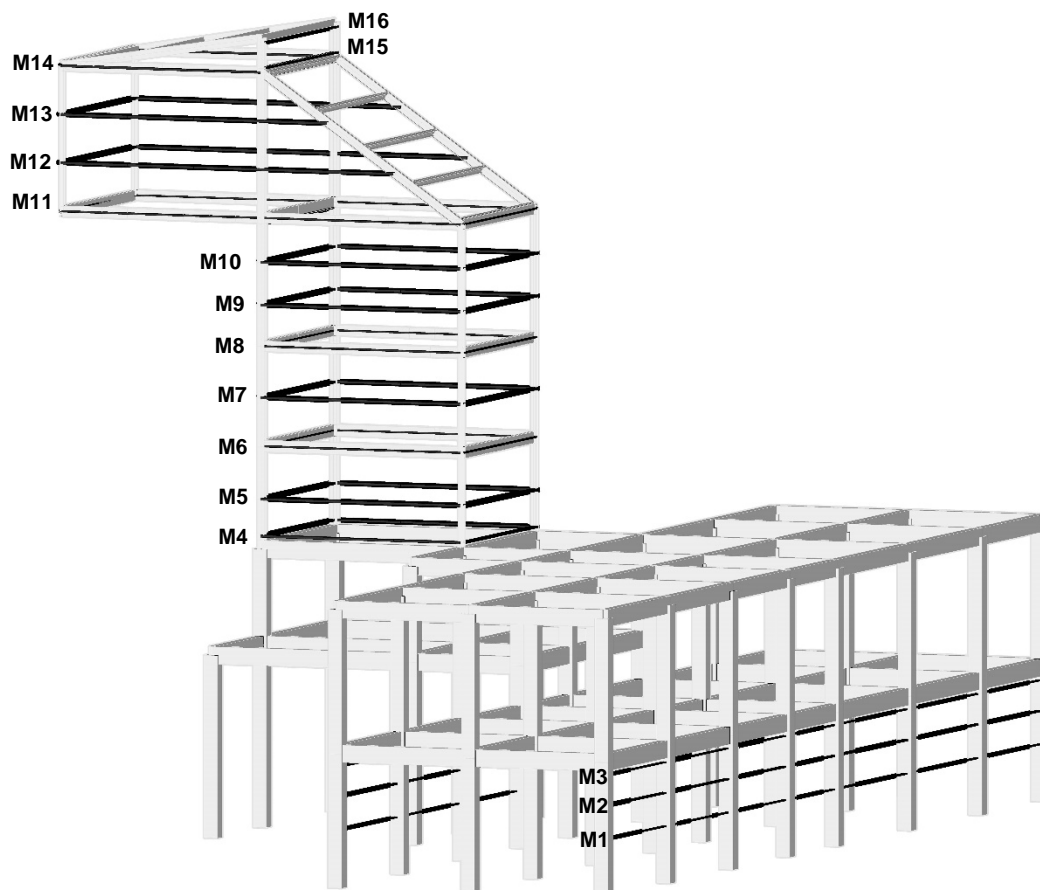


**Figura 4.7** – Identificação das Vigas das Coberturas 1 e 2

Os pilares da Torre metálica tem uma altura máxima de 26.7 m, tem seções HEA, e formam um conjunto de treliças planas que constituem um pórtico espacial.

Nos alçados há a considerar um conjunto de madres em perfis UNP, cujos afastamentos máximos são na ordem de 1.80 m e que servem de apoio às chapas dos revestimentos. Já as madres das coberturas são perfis IPE.

As chapas dos revestimentos são em aço lacado, com seções trapezoidais e espessura de 0.80 mm, tipo "Erfi", e foram dimensionadas com recurso a tabelas dos fabricantes destas chapas, de modo a suportarem as ações do peso próprio e do vento.



**Figura 4.8** – Identificação das Madres dos Alçados

Na Tabela 4.2 estão indicadas as seções dos perfis metálicos que constituem as estruturas da Torre.

**Tabela 4.2** – Características Geométricas dos Elementos Metálicos

Designação		Perfis
Pilares		HEB
Vigas	Coberturas	IPE
	Pisos	IPE
Madres		UNP
Travamentos		Tubos
Tarugos		Varões

## 5. Materiais

### 5.1. Betão Armado

Todos os elementos em betão armado respeitam as condições impostas na norma NP EN 206-1:2013.

**Tabela 5.1** – Características do Betão

Elementos Estruturais	Betões	Razão Máxima A/C	Dosagem Mínima de cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Recobrimentos [cm]
Estacas	C30/37 XC3 Cl 0,4 Dmax 20 S3	0.6	280	5
Pilares, Vigas, Lajes e Maciços de Encabeçamento	C25/30 XC2 Cl 0,4 Dmax 20 S3	0.65	260	3

**Tabela 5.2** – Características principais do Betão

Características	Classes de Betão	
	C25/30	C30/37
$f_{ck}$ [MPa]	25.0	30.0
$f_{cd}$ [MPa]	16.7	20.0
$f_{ctm}$ [MPa]	2.6	2.9
$E_{cm}$ [GPa]	31.0	33.0
$\nu$	0.2	0.2
$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.0	25.0

$f_{ck}$  Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em provetes cilíndricos;

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

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

$E_{cm}$  Módulo de elasticidade secante do betão;

$\nu$  Coeficiente de Poisson;

$\gamma_c$  Peso volúmico.

Em relação às armaduras ordinárias utilizou-se o aço A500 NR, cujas características principais constam na Tabela 5.3.

**Tabela 5.3** – Características principais do Aço das Armaduras

<b>A500 NR</b>	
$f_{yk}$ [MPa]	500
$f_{yd}$ [MPa]	435
$f_u$ [MPa]	550
$E_s$ [GPa]	200
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78.5

- $f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- $f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- $f_u$  Valor da tensão última do aço das armaduras;
- $E_s$  Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;
- $\gamma_c$  Peso volúmico do aço.

## 5.2. Estruturas Metálicas

Relativamente às Estruturas Metálicas os aços considerados para os perfis e parafusos apresentam as características indicadas na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4** – Características dos Aços das Estruturas Metálicas

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Classe de Resistência</b>
Perfis e Chapas	S235 JR
Parafusos	Classe 10.9
Porcas	Classe 10.9

As principais características do Aço S235 JR estão indicadas na Tabela 5.5.

**Tabela 5.5** – Características principais do Aço J235 JR

<b>Aço - S235 JR</b>	
$f_y$ [MPa]	235
$f_u$ [MPa]	360
$E_s$ [GPa]	210
$G$ [GPa]	81
$\nu$	0.3
$\alpha$ [°C <sup>-1</sup> ]	$12 \times 10^{-6}$
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	77

$f_y$	Tensão de cedência;
$f_u$	Valor da tensão última;
$E_s$	Módulo de elasticidade;
$G$	Módulo de distorção;
$\nu$	Coefficiente de Poisson;
$\alpha$	Coefficiente de dilatação térmica linear;
$\gamma$	Peso volúmico.



## 6. Quantificação das Ações

A definição e quantificação das ações foi realizada segundo os Eurocódigos Estruturais indicados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Eurocódigos utilizados

Tipo de Ações	Nomenclatura	Eurocódigo
Peso próprio	PP	NP EN 1991-1-1
Restantes Cargas Permanentes	RCP	NP EN 1991-1-1
Sobrecargas	SOB	NP EN 1991-1-1
Variação da Temperatura	T	NP EN 1991-1-5
Vento	W	NP EN 1991-1-4
Sismo	E	NP EN 1998-1

Nota: Para efetuar as Combinações de Ações utilizou-se a NP EN 1990:2009.

### 6.1. Peso Próprio

A ação do peso próprio corresponde ao peso dos materiais que fazem parte das estruturas do Edifício:

- Betão Armado ( $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ );
- Aço dos Perfis Metálicos ( $\gamma=77 \text{ kN/m}^3$ ).

### 6.2. Restantes Cargas Permanentes

#### 6.2.1. No Edifício

As Restantes Cargas Permanentes incluem o peso de todos os elementos não estruturais:

- Chapas das coberturas;
- Chapas dos tapamentos laterais;
- Pavimentos metálicos;
- Revestimentos dos pisos em betão armado;
- Paredes de alvenaria exteriores.

**Tabela 6.2** – Valores das Restantes Cargas Permanentes

Elementos	Ações [kN/m <sup>2</sup> ]
Revestimento do Piso 1 (Zona da Navete)	2.00
Revestimentos dos Pisos 2 e 3	1.00
Pavimentos metálicos (Pisos 4, 5 e 6)	0.24
Chapas dos Revestimentos dos Alçados	0.10
Chapas da Cobertura	0.10
Paredes de Alvenaria	3.00

No ANEXO I juntam-se os catálogos com as informações referentes aos pavimentos metálicos e às chapas dos revestimentos dos alçados e das coberturas.

### 6.2.2. Equipamentos

O peso dos equipamentos mecânicos foi indicado pelo fornecedor dos mesmos.

**Tabela 6.3** – Pesos dos Equipamentos Mecânicos

Equipamentos	Número de apoios	Cargas Permanentes	
		Peso total [kN]	Peso em cada apoio [kN]
Crivo vibratório	4	10.0	2.5
Tremonha de descarga	8	12.0	1.5
Equipamento de ensacagem dos sacos	4	20.0	5.0
Filtro de despoejamento	4	40.0	10.0

Em relação ao peso da navete de carregamento foi considerada uma carga uniformemente distribuída num comprimento de 20 m.

**Tabela 6.4** – Peso da Navete

Equipamento	Peso [kN/m]
Navete de carregamento	2 x 2.20

### 6.3. Sobrecargas

#### 6.3.1. No Edifício

A cobertura foi classificada de classe H, segundo o Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1:2009. Os valores considerados para as sobrecargas são os indicados na Tabela 6.5.

**Tabela 6.5** – Valores das Sobrecargas

Pisos e Cobertura	Cargas [kN/m <sup>2</sup> ]
Pavimento do Piso 1 (Zona da Navete)	5.0
Pavimento dos restantes Pisos	4.0
Coberturas	0.4
Ensoleiramento de Fundação	5.0

### 6.3.2. Equipamentos

Tabela 6.6 – Sobrecargas dos Equipamentos Mecânicos

Equipamentos	Número de apoios	Sobrecarga	
		Total [kN]	Por apoio [kN]
Crivo vibratório	4	12.0	3.0
Tremonha de descarga	8	120.0	15.0
Equipamento de ensacagem dos sacos	4	40.0	10.0
Filtro de despoejamento	4	80.0	20.0

A sobrecarga considerada em cada uma das vigas de betão armado de suporte da navete de carregamento foi a seguinte:

Tabela 6.7 – Sobrecarga da Navete

Equipamento	Sobrecarga [kN/m]
Navete	2 x 4.50

### 6.4. Ação da Temperatura

No presente projeto considerou-se apenas a variação uniforme de temperatura, tendo-se tomado para a temperatura interior a mesma da temperatura exterior, uma vez que se trata de um edifício industrial sem qualquer revestimento térmico.

Considerou-se assim os seguintes valores para as temperaturas:

- Fase de construção  $T_0 = 20^\circ\text{C}$ ;
- Máxima no Verão  $T(V) = 35^\circ\text{C}$ ;
- Mínima no Inverno é  $T(I) = 15^\circ\text{C}$ .

As variações uniformes de temperatura máxima positiva no Verão e máxima negativa no Inverno são:

$$\Delta T_u^+ = T(V) - T_0 \quad (6.1)$$

$$\Delta T_u^- = T(I) - T_0 \quad (6.2)$$

Obtiveram-se os seguintes valores finais:

$$\Delta T_u^+ = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_u^- = 15 - 20 = -5^\circ\text{C}$$

## 6.5. Ação do Vento

A determinação da ação do vento resulta da interação de vários fatores tais como: as dimensões, a forma da estrutura, a localização, a rugosidade do terreno, a orografia, etc.

O vento é uma ação variável que origina 3 tipos de forças: as forças interiores  $F_{w,i}$ , as forças exteriores  $F_{w,e}$  e as forças de atrito  $F_{fr}$ .

O processo geral de cálculo dessas forças numa estrutura, bem como as variáveis mais importantes, está resumido no Fluxograma da Figura 6.1.

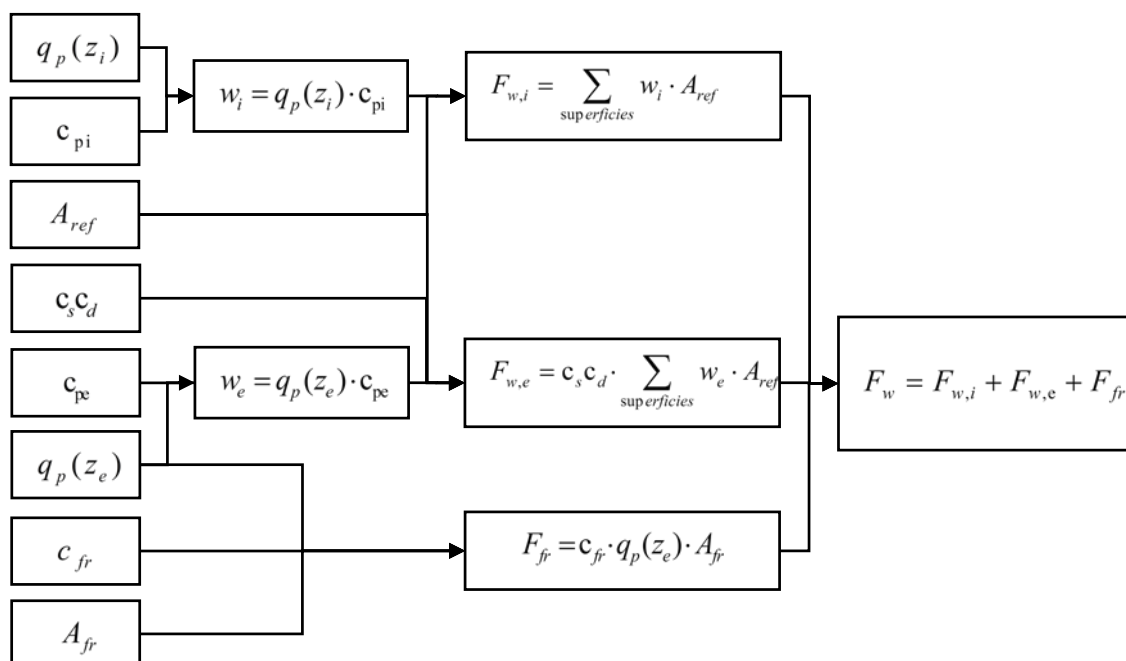


Figura 6.1 – Fluxograma das Forças exercidas pelo Vento

Em que:

$q_p(z_i)$  Pressão dinâmica de pico interior [kN/m<sup>2</sup>];

$q_p(z_e)$  Pressão dinâmica de pico exterior [kN/m<sup>2</sup>];

$c_{pi}$  Coeficiente de pressão interior;

$c_{pe}$  Coeficiente de pressão exterior;

$c_{fr}$  Coeficiente de atrito;

$A_{ref}$  Área de referência da superfície [m<sup>2</sup>];

$A_{fr}$	Área de referência sujeita a forças de atrito [m <sup>2</sup> ];
$c_s c_d$	Coeficiente estrutural;
$w_i$	Pressão interior na superfície à altura $z_i$ [kN/m <sup>2</sup> ];
$w_e$	Pressão exterior na superfície à altura $z_e$ [kN/m <sup>2</sup> ];
$c_{fr}$	Coeficiente de força de atrito;
$F_{w,i}$	Força interior provocada pelo vento [kN];
$F_{w,e}$	Força exterior provocada pelo vento [kN];
$F_{fr}$	Força de atrito provocada pelo vento [kN];
$F_w$	Soma das forças provocadas pelo vento [kN].

Do fluxograma anterior retiram-se três variáveis bastante importantes que merecem uma atenção mais especial:

- Pressão Dinâmica de Pico  $q_p(z_i)$ ;
- Coeficiente Estrutural  $c_s c_d$ ;
- Coeficientes de Pressão.

### 6.5.1. Pressão Dinâmica de Pico

A pressão dinâmica de pico é determinada a partir do Fluxograma seguinte:

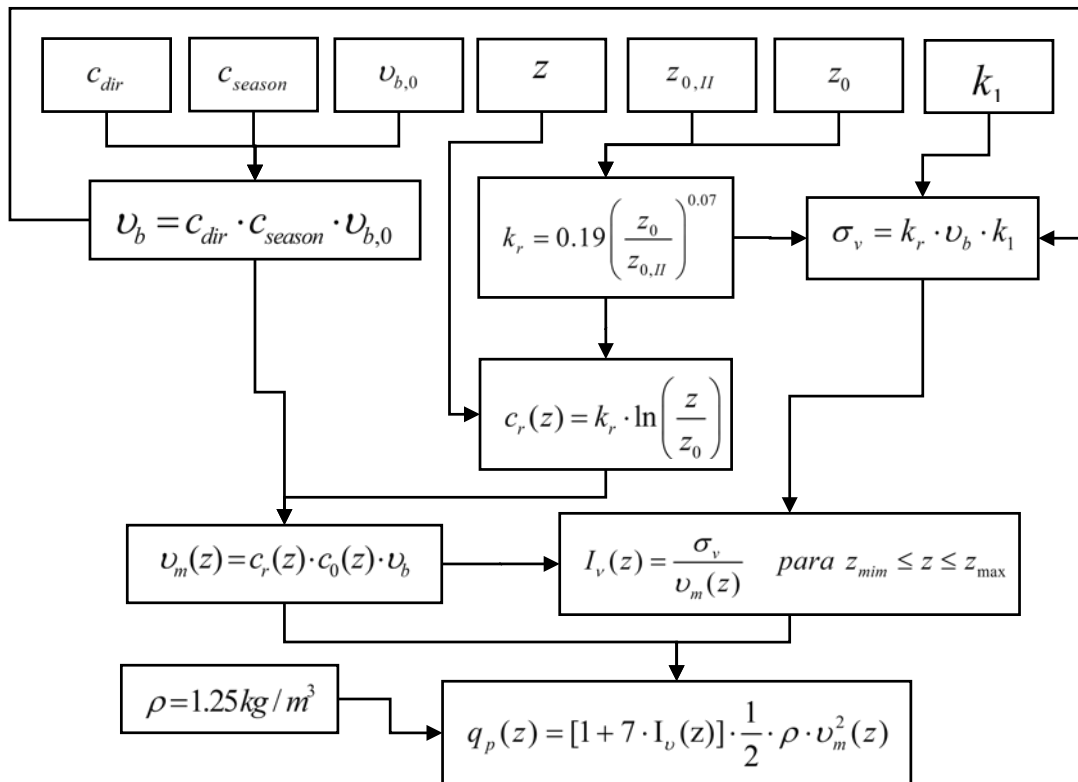


Figura 6.2 – Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico

- $c_{dir}$  Coeficiente de direção;
- $c_{season}$  Coeficiente de sazão;
- $U_{b,0}$  Valor básico da velocidade de referência do vento [m];
- $z$  Altura de referência [m];
- $z_{0,II}$  Comprimento de rugosidade para um terreno do tipo II [m];
- $z_0$  Comprimento de rugosidade [m];
- $k_1$  Coeficiente de turbulência;
- $U_b$  Valor de referência da velocidade do vento [m/s];
- $k_r$  Coeficiente de terreno;

$c_r(z)$	Coeficiente de rugosidade;
$\sigma_v$	Desvio padrão da turbulência;
$v_m(z)$	Velocidade média do vento à altura $z$ [m/s];
$I_v(z)$	Intensidade de turbulência à altura $z$ ;
$\rho$	Massa volúmica do ar (considerou-se um valor de 1.25 kg/m <sup>3</sup> );
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico à altura $z$ [kN/m <sup>2</sup> ].

Para a quantificação da pressão dinâmica de pico foi necessário verificar em primeiro lugar o local em que a estrutura será construída.

Neste projeto verifica-se que o Edifício se localiza na Zona A, sendo o valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , de 27 m/s, obtido no Quadro NA.I da NP EN 1991-1-4 2010.

No que diz respeito à rugosidade do terreno, o Edifício está incluído numa zona de vegetação rasteira e obstáculos isolados, com separações entre si superiores a 20 vezes a sua altura, sendo pois da categoria do terreno II.

O comprimento de rugosidade  $z_0$  é igual a 0.05 m.

**Tabela 6.8** – Categoria de Terreno (Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-4 2010)

<i>Categoria de terreno</i>	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
<i>0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar</i>	<i>0,003</i>	<i>1</i>
<i>I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos</i>	<i>0,01</i>	<i>1</i>
<b><i>II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura</i></b>	<b><i>0,05</i></b>	<b><i>2</i></b>
<i>III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)</i>	<i>0,3</i>	<i>5</i>
<i>IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m</i>	<i>1,0</i>	<i>10</i>
<b>NOTA:</b> As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.		

### 6.5.2. Coeficiente Estrutural

O coeficiente estrutural foi calculado a partir do Fluxograma seguinte:

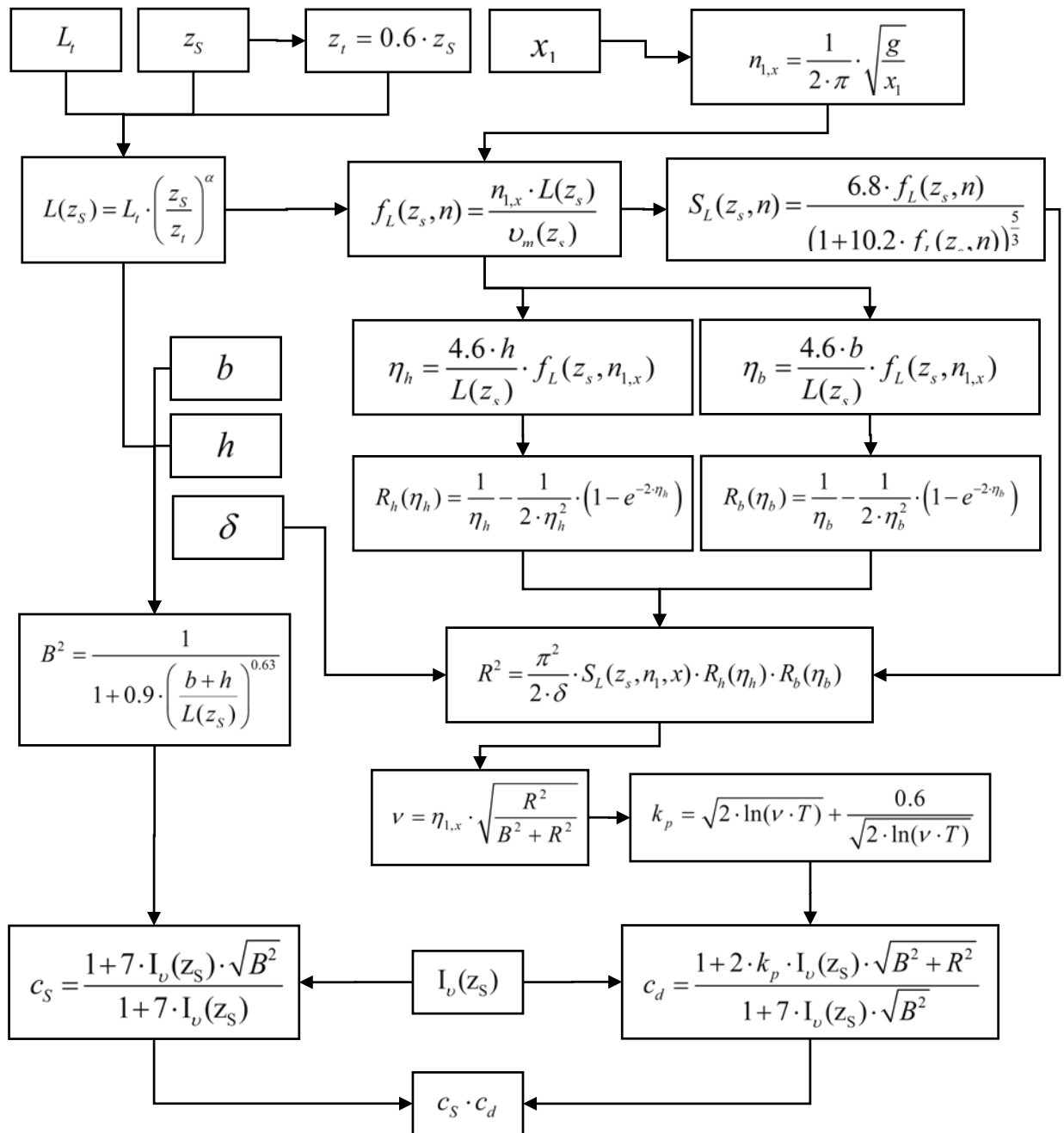


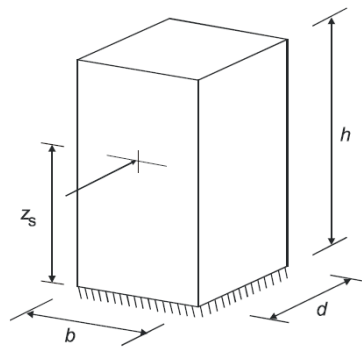
Figura 6.3 – Fluxograma para a determinação do Coeficiente Estrutural

Em que:

- $L_t$  Escala de referência (300m);
- $z_s$  Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural [m];
- $z_t$  Altura de referência (200m);

$L(z_s)$	Escala de turbulência;
$c_0$	Coeficiente de orografia;
$x_1$	Deslocamento máximo no sentido de vibração devido ao peso próprio [m];
$n_{1,x}$	Frequência fundamental de vibração na direção do vento [Hz];
$f_L(z_s, n)$	Frequência adimensional;
$S_L(z_s, n)$	Função de densidade espectral de potência adimensional;
$R_h(\eta_h)$	Função de admitância aerodinâmica em função de $\eta_h$
$R_b(\eta_b)$	Função de admitância aerodinâmica em função de $\eta_b$
$b$	Largura de construção [m];
$h$	Altura de construção [m];
$\delta$	Decremento logarítmico de amortecimento;
$R^2$	Coeficiente de resposta em ressonância;
$B^2$	Coeficiente de resposta quase-estática;
$\nu$	Frequência de passagens ascendentes [Hz];
$k_p$	Fator de pico;
$c_s$	Coeficiente de dimensão;
$c_d$	Coeficiente dinâmico;
$c_s \cdot c_d$	Coeficiente estrutural.

A altura de referência foi calculada em função da altura  $h$  considerada acima do solo.



$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

**Figura 6.4 – Altura de Referência**

Como a estrutura tem uma altura superior a 15 m foi necessário calcular o coeficiente estrutural que influencia as forças de pressão exteriores do vento.

Para a sua determinação optou-se por dividir o Edifício em duas zonas: a Zona de Carregamento e Expedição e a Zona de Ensacagem.

Nota: De referir que o coeficiente de dimensão,  $c_s$ , traduz a não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico, tendo portanto um efeito minorativo na ação do vento, enquanto que o coeficiente dinâmico,  $c_d$ , tem em conta as vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, sendo pois um efeito majorativo.

### 6.5.3. Coeficientes de Pressão

De modo a traduzir o efeito da ação do vento no Edifício, consideraram-se os coeficientes de pressão nas superfícies exteriores ( $c_{pe}$ ) e interiores ( $c_{pi}$ ).

A pressão resultante sobre uma fachada, cobertura ou qualquer outro elemento, é por definição a soma vetorial entre pressões que atuam sobre as faces opostas, tendo em conta os seus sentidos.

Neste projeto foi necessário proceder à determinação dos coeficientes de pressão nos seguintes Elementos da Estrutura:

- Paredes;
- Coberturas;
- Platibandas;
- Terraço.

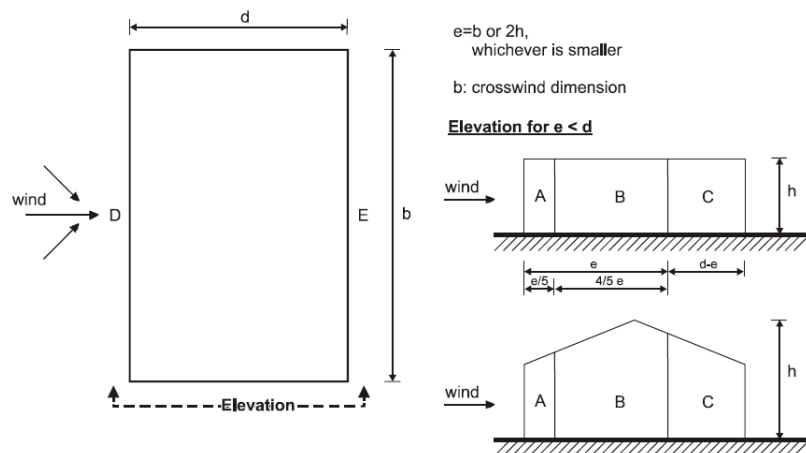
### 6.5.3.1. Coeficientes de Pressão Exteriores $c_{pe}$

Os coeficientes de pressão exteriores indicam o efeito do vento sobre as superfícies exteriores dos edifícios.

Estes coeficientes dependem da área carregada, e dividem-se em coeficientes locais  $c_{pe,1}$  e coeficientes globais  $c_{pe,10}$ .

- **Paredes**

A Figura 6.5 mostra as zonas dos alçados considerados, indicando-se na Tabela 6.9 os valores dos coeficientes de pressão exteriores para cada uma das diferentes zonas.



**Figura 6.5** – Definição das zonas A, B, C, D e E nas Paredes

A zona D corresponde à parede de barlavento, a zona E à parede de sotavento e as restantes zonas A, B e C às paredes laterais.

**Tabela 6.9** – Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Paredes Verticais de Edifícios de Planta Retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4 2010)

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Para o estudo dos coeficientes de pressão, o Edifício foi também dividido em duas zonas, tal como foi feito na determinação do coeficiente estrutural.

Nas Figuras 6.6 a 6.9 apresentam-se em planta os coeficientes de pressão exteriores na Torre (Zona de Ensacagem) e na restante parte do Edifício (Zona de Carregamento e Expedição).

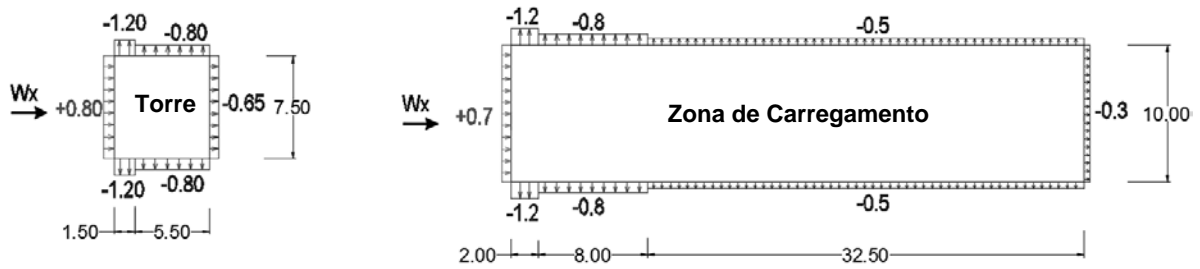


Figura 6.6 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para  $W_x$

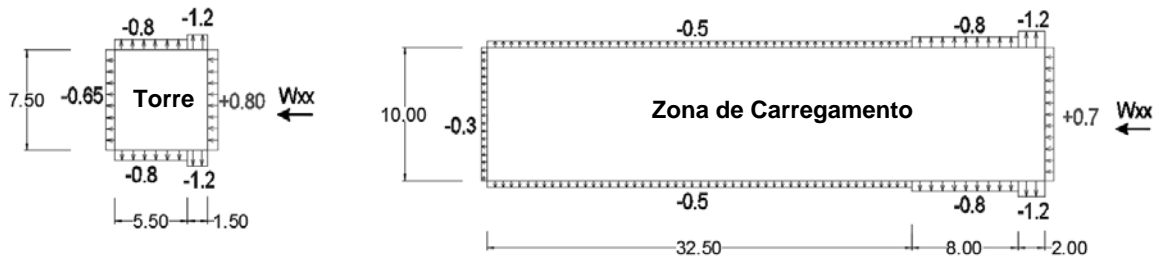


Figura 6.7 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para  $W_{xx}$

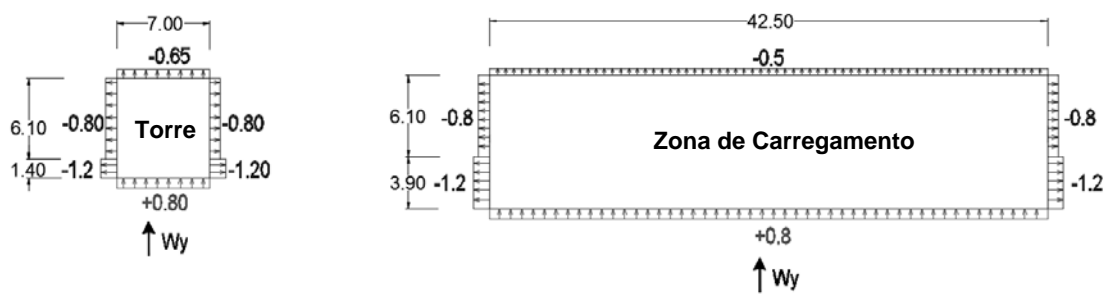


Figura 6.8 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para  $W_y$

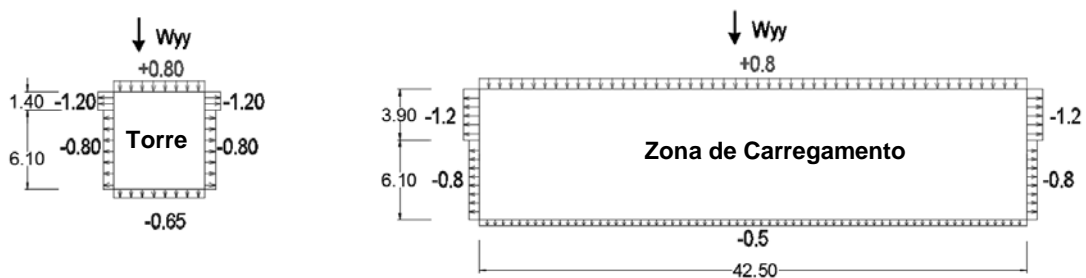
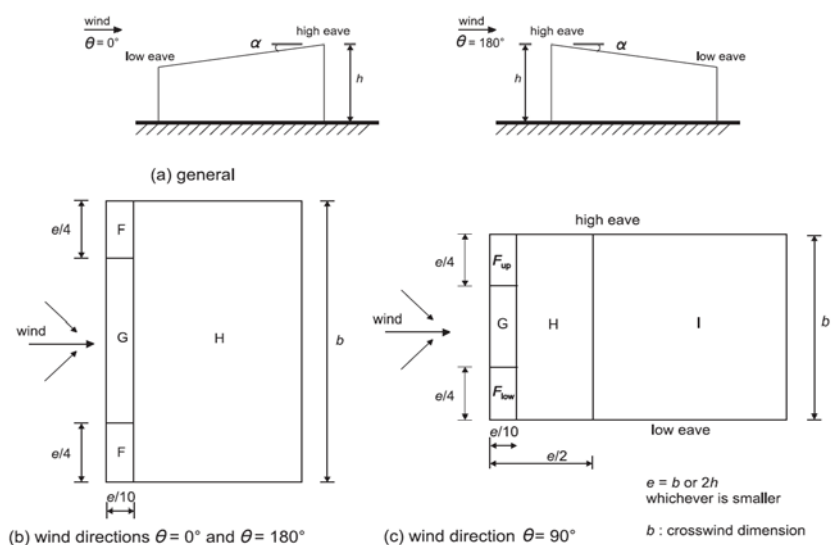


Figura 6.9 – Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados para  $W_{yy}$

- Coberturas

Tal como nas paredes, a filosofia adotada para a definição dos coeficientes de pressão exteriores foi feita de um modo idêntico.

A Figura 6.10 mostra as várias zonas das coberturas que foram consideradas.



**Figura 6.10** – Definição das Zonas F, F<sub>low</sub>, F<sub>up</sub>, G, H e I nas Coberturas de uma Vertente

Os coeficientes de pressão exterior em coberturas de uma vertente são os seguintes:

**Tabela 6.10** – Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de uma Vertente (Quadro 7.3 da NP EN 1991-1-4 2010)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta=0^\circ$						Zona; Direcção do vento $\theta=180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta=90^\circ$											
	F <sub>up</sub>		F <sub>low</sub>		G		H		I			
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$		
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5			
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2		
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2		
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2		
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2		
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5			

Os coeficientes de pressão exteriores considerados nas coberturas deste projeto são os que constam nas figuras seguintes:

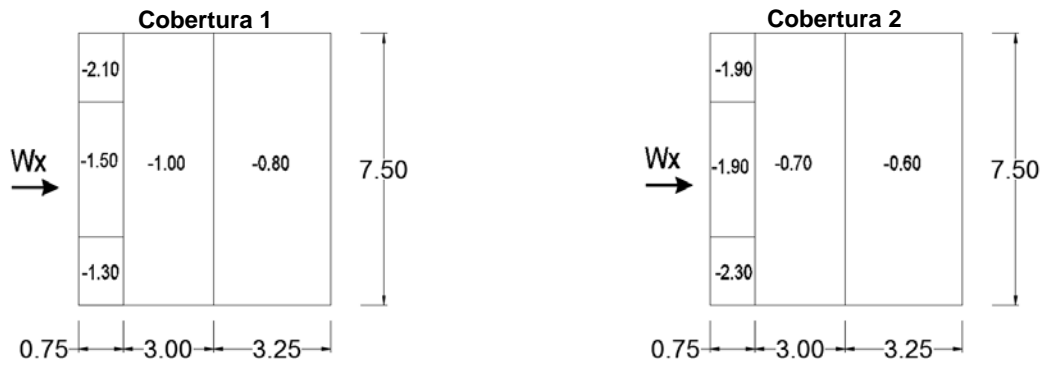


Figura 6.11 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para  $W_x$

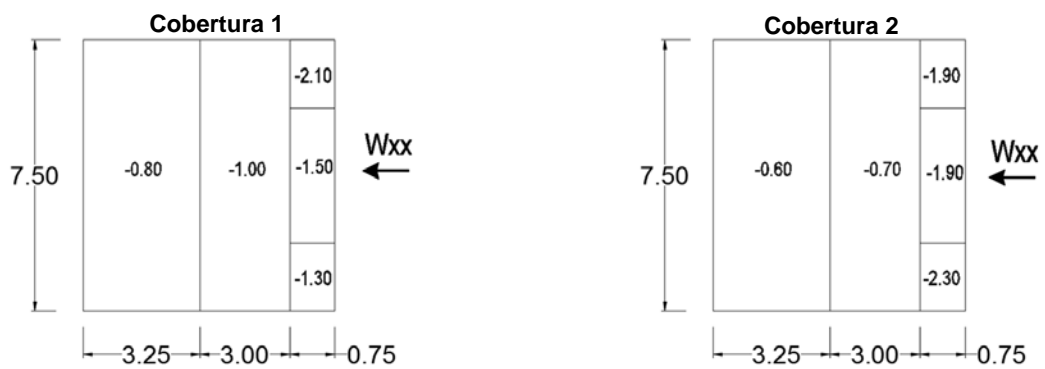


Figura 6.12 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para  $W_{xx}$

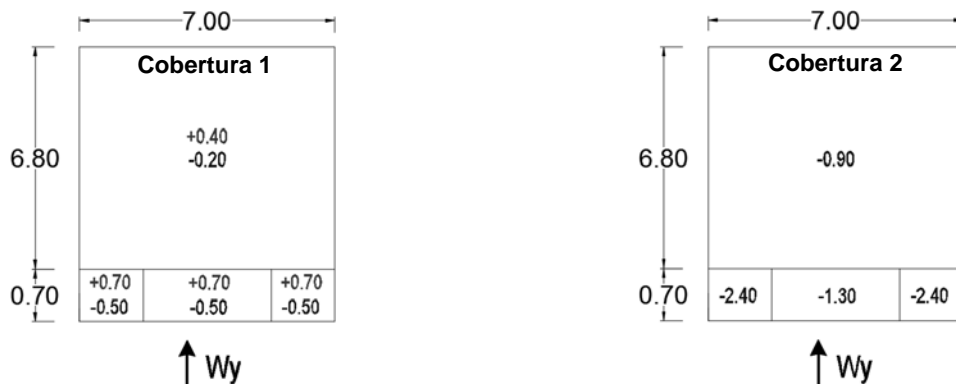


Figura 6.13 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para  $W_y$

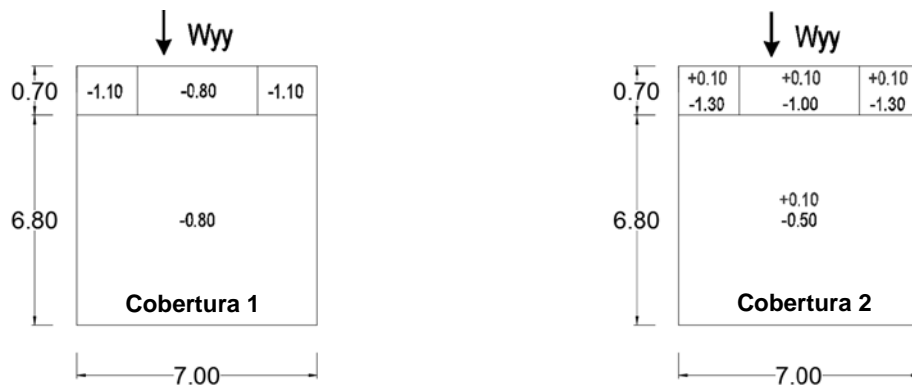


Figura 6.14 – Coeficientes de Pressão Exteriores nas Coberturas para  $W_{yy}$

- **Platibandas**

Nas platibandas optou-se por considerar o dobro dos coeficientes de pressão exteriores das paredes das fachadas que estão em continuidade, dado que que estes elementos são mais sensíveis ao vento.

De referir que o Eurocódigo não contempla determinados casos particulares para as platibandas, de que são exemplo os deste projeto.

- **Terraço**

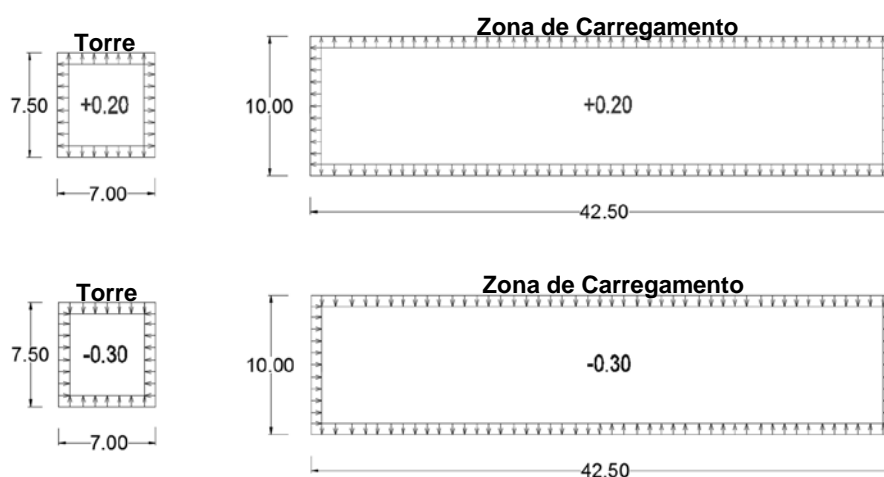
Não foram considerados todos os coeficientes de pressão do vento nas diferentes zonas do terraço, em virtude desta ação nesta parte do Edifício nunca ser condicionante nas combinações de ações dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Utilização.

Considerou-se, porém, um coeficiente de pressão exterior de +0.2 em toda a laje da cobertura nas combinações de ações em que o vento está presente.

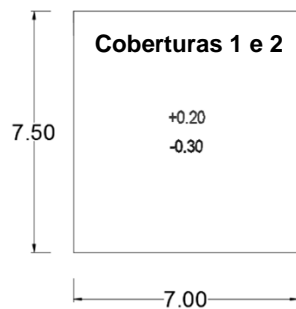
### 6.5.3.2. Coeficientes de Pressão Interiores $c_{pi}$

No Edifício estudado considerou-se para os coeficientes de pressão interiores valores de -0.3 e +0.2, segundo a cláusula 7.2.9 do NP EN 1991-1-4 2010.

Os coeficientes de pressão interiores foram combinados com os coeficientes de pressão exteriores de modo a obterem-se as situações mais desfavoráveis.



**Figura 6.15** – Coeficientes de Pressão Interiores nas Paredes dos Alçados



**Figura 6.16** – Coeficientes de Pressão Interiores (Pressão e Sucção) nas Coberturas

Nota: De referir que os coeficientes de pressão exteriores foram combinados com os coeficientes de pressão interiores, tal como se indica na Memória Justificativa, de modo a determinarem-se as situações mais desfavoráveis para o dimensionamento dos diferentes elementos da estrutura.

## 6.6. Ação Sísmica

Os movimentos das placas tectónicas interplacas ou intraplacas provocam vibrações no terreno, que por sua vez são transmitidos através das fundações às estruturas.

A NP EN 1998-1 fornece a informação necessária para o projeto de estruturas sujeitas às ações sísmicas.

Esta norma refere que as estruturas devem ser dimensionadas de modo a não colapsarem parcialmente ou totalmente para os Estados Limites Últimos e minimizarem os danos para os Estados Limites de Utilização.

As ações sísmicas podem ser do Tipo I ou do Tipo II.

A ação sísmica do Tipo I, chamado "Sismo afastado", apresenta uma maior magnitude, uma maior distância focal (interplacas), frequências mais baixas e de longa duração.

Já na ação sísmica do Tipo II, "Sismo próximo", está associada a distâncias epicentrais menores, com magnitudes mais baixas (intraplacas), com frequências maiores e de mais curta duração.

Os dois tipos de ações sísmicas podem traduzir-se por espetros de resposta elásticas.

Para realizar uma análise sísmica há que conhecer convenientemente o comportamento da estrutura, tendo presente vários fatores tais como: a rigidez, a massa, a localização das estruturas, etc.

Para o cálculo dos dois espetros de resposta elástica (Sismos Tipo I e Tipo II) é necessário recolher informação relativa ao tipo de terreno, à zona sísmica, à classe de importância, etc.

O tipo de terreno de fundação tem grande importância no comportamento das estruturas aos sismos.

O EC8 define vários tipos de solo (A, B, C, D, E, S<sub>1</sub> e S<sub>2</sub>) conforme se indica na Tabela 6.11.

**Tabela 6.11** – Tipos de Terreno (Quadro 3.1 da NP EN 1998-1 2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

O Edifício em estudo enquadra-se na zona cujo terreno é do tipo D, visto os estratos de fundação serem constituídos por depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média.

Os valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta obtêm-se a partir do tipo de terreno para as Ações Sísmicas do Tipo I e do Tipo II.

**Tabela 6.12** – Parâmetros do Espectro de resposta Elástico para a Ação Sísmica do Tipo I (Quadro NA 3.2 da NP EN 1998-1 2010)

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

**Tabela 6.13** – Parâmetros do Espectro de resposta Elástico para a Ação Sísmica do Tipo II (Quadro NA 3.3 da NP EN 1998-1 2010)

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Em que:

- $S_{\max}$  Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3;
- $T_B$  (s) Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  (s) Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  (s) Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante.

Para o zonamento sísmico, como o Edifício se localiza em Moçambique, não existe informação relativa a esta zona.

Assim sendo, de forma a obterem-se os valores da aceleração máxima para os dois tipos de ação sísmica, consideraram-se os valores correspondentes aos de Vila Franca de Xira, conforme a Tabela 6.14.

**Tabela 6.14** – Aceleração Máxima de Referência  $a_{gR}$  (Quadro NA.I da NP EN 1998-1 2010)

Portugal Continental		Ação sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1712	Valpaços	1.6	0,35	2.5	0,8
0712	Vendas Novas	1.4	1,0	2.3	1,7
0713	Viana do Alentejo	1.4	1,0	2.4	1,1
1609	Viana do Castelo	1.6	0,35	2.5	0,8
0214	Vidigueira	1.4	1,0	2.4	1,1
0311	Vieira do Minho	1.6	0,35	2.5	0,8
0510	Vila de Rei	1.5	0,6	2.4	1,1
0815	Vila do Bispo	1.1	2,5	2.3	1,7
1316	Vila do Conde	1.6	0,35	2.5	0,8
0410	Vila Flor	1.6	0,35	2.5	0,8
1114	Vila Franca de Xira	1.4	1,0	2.3	1,7
1420	Vila Nova da Barquinha	1.5	0,6	2.4	1,1
1610	Vila Nova de Cerveira	1.6	0,35	2.5	0,8
0312	Vila Nova de Famalicão	1.6	0,35	2.5	0,8

Os edifícios podem ser classificados em 4 classes de importância, em função do grau de consequências perante a atuação dos sismos (número de vidas humanas, importância para a segurança pública, consequências sociais e económicas provenientes do colapso).

**Tabela 6.15** – Classes de Importância para Edifícios (Quadro 4.3 da NP EN 1998-1 2010)

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

Neste projeto, uma vez que se trata de um Edifício do tipo industrial, considerou-se a classe de importância I.

**Tabela 6.16** – Valores dos Coeficientes de Importância  $\gamma_1$  (Quadro NA.II da NP EN 1998-1 2010)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A foi calculado pelo produto do coeficiente de importância pela aceleração máxima de referência através de:

$$\alpha_g = \gamma_1 \times \alpha_{gR} \quad (6.3)$$

Em que:

$\alpha_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

$\gamma_1$  Coeficiente de importância;

$\alpha_{gR}$  Aceleração máxima de referência;

O comportamento não linear das estruturas na análise sísmica é tido em consideração através da utilização do coeficiente de comportamento q.

Este coeficiente tem como função reduzir os esforços provenientes de uma análise elástica linear, de modo a ter em conta o comportamento não linear das estruturas.

Ao valor de um determinado coeficiente de comportamento estão também associadas exigências de ductilidade mínima que todos os projetos devem garantir, com recurso a medidas adequadas.

Neste Projeto foi considerado uma classe de ductilidade baixa (DCL).

**Tabela 6.17** – Valores de Referência para o Coeficiente de Comportamento (Quadro 7.1 da NP EN 1998-1 2010)

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento $q$
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	$\leq 4$ também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

Neste Edifício como a classe de ductilidade estrutural considerada é baixa (DCL), o valor para o coeficiente de comportamento adotado foi de 1.5 e o de amortecimento viscoso,  $\xi$ , de 5%.

O valor do parâmetro do coeficiente de solo  $S$  foi calculado em função de  $S_{\max}$  e  $\alpha_g$  através das seguintes expressões:

$$\begin{cases} a_g \leq 1 m/s^2 & S = S_{\max} \\ 1 m/s^2 < a_g < 4 m/s^2 & S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \\ a_g \geq 4 m/s^2 & S = 1.0 \end{cases} \quad (6.4)$$

Com os parâmetros obtidos das expressões anteriores foi possível determinar os espectros de cálculo, para as componentes horizontais da ação sísmica, a partir das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6.8)$$

Em que:

$S_d(T)$  Espectro de cálculo;

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

$q$  Coeficiente de comportamento;

$\beta$  Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado  $\beta=0.2$ ).

## 7. Combinação de Ações e Verificação da Segurança

Tendo como base a norma NP EN 1990, as combinações de ações para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limites de Utilização são as determinadas com base nos valores dos coeficientes parciais de segurança,  $\gamma$ , recorrendo também a coeficientes reduzidos,  $\psi$ .

Os Estados Limites Últimos por definição correspondem aos estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, e estão associados à segurança das pessoas e à segurança das estruturas.

Os Estados Limites de Utilização dizem respeito às condições para além das quais os requisitos de utilização, especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural, deixam de ser satisfeitos, e referem-se não só ao conforto das pessoas mas também ao "aspeto" da construção.

Nas combinações de ações os valores considerados para as sobrecargas são reduzidos por fatores multiplicativos ( $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ ), consoante o tipo de combinação.

Tabela 7.1 – Valores reduzidos das Sobrecargas

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Equipamentos</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Navete</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Coberturas</b>	0	0	0
<b>Pavimentos</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Ensoleiramento</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Vento</b>	0.6	0.2	0
<b>Temperatura</b>	0.6	0.5	0

### 7.1. Estados Limites Últimos

As combinações de ações utilizadas para a verificação dos Estados Limites Últimos foram as seguintes de acordo com a NP EN 1990:

Estado Limite Último – Combinação Fundamental (Eq. 6.10 §6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.1)$$

Estado Limite Último – Combinação Sísmica (Eq. 6.12b, §6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.2)$$

## 7.2. Estados Limites de Utilização

No presente projeto o Dono de Obra definiu que a combinação para a verificação dos Estados Limites de Utilização deveria ser a combinação característica, dado o tipo de equipamentos mecânicos incluídos na instalação.

Estado Limite de Utilização – Combinação Característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.3)$$

Em que:

$G_{k,j}$	Ações permanentes;
$Q_{k,1}$	Ação variável base;
$Q_{k,i}$	Restantes ações variáveis;
$P$	Ação de pré-esforço;
$A_{Ed}$	Valor de cálculo da ação sísmica;
$\gamma_{G,j}$	Coefficientes parciais de segurança em ações permanentes;
$\gamma_{Q,1}$	Coefficientes parciais de segurança em ações variáveis;
$\gamma_P$	Coefficientes parciais de segurança em ações de pré-esforço;
$\Psi_0$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
$\Psi_2$	Coefficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável.

## 7.3. Combinação de Ações

Na Tabela 7.2 são apresentadas as combinações de ações consideradas neste Projeto e indicados também os respectivos coeficientes parciais de segurança e de combinação.

Tabela 7.2 – Combinações de Ações

		Permanentes		Variáveis																			
		PP	RCP	Equipamentos		Navete		Cobertura		Pavimentos		Ensoleiramento		Vento		Temperaturas Positivas		Temperaturas Negativas		Sismo 1X	Sismo 1Y	Sismo 2X	Sismo 2Y
		Y <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y <sub>Q</sub>	Ψ	Y	Y	Y	Y
Estados Limites Últimos	ELU_EQUIP_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6	1.5	0.6						
	ELU_NAV_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6	1.5	0.6						
	ELU_COB_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	0	0.6	1.5	0.6						
	ELU_PAV_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.6	1.5	0.6						
	ELU_ENSOL_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6						
	ELU_W_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.6						
	ELU_T <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6	1.5	1						
	ELU_EQUIP_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6			1.5	0.6				
	ELU_NAV_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6			1.5	0.6				
	ELU_COB_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	0	0.6			1.5	0.6				
	ELU_PAV_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.6			1.5	0.6				
	ELU_ENSOL_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6				
	ELU_W_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1			1.5	0.6				
	ELU_T <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.6			1.5	1				
ELU_S1X	1	1	1	0.3	1	0.3	1	0	1	0.3	1	0.3							1	0.3			
ELU_S1Y	1	1	1	0.3	1	0.3	1	0	1	0.3	1	0.3							0.3	1			
ELU_S2X	1	1	1	0.3	1	0.3	1	0	1	0.3	1	0.3									1	0.3	
ELU_S2Y	1	1	1	0.3	1	0.3	1	0	1	0.3	1	0.3									0.3	1	
Estados Limites de Utilização	ELU <sub>t</sub> _EQUIP_T <sup>+</sup>	1	1	1	1	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _NAV_T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	1	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _COB_T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	0.7	1	0.7	0	0.6	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _PAV_T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	1	1	0.7	1	0.6	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _ENSOL_T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	0.6	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _W_T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	1	1	0.6						
	ELU <sub>t</sub> _T <sup>+</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6	1	1						
	ELU <sub>t</sub> _EQUIP_T <sup>-</sup>	1	1	1	1	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _NAV_T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	1	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _COB_T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	0.7	1	0.7	0	0.6			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _PAV_T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	1	1	0.7	1	0.6			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _ENSOL_T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	0.6			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _W_T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	1			1	0.6				
	ELU <sub>t</sub> _T <sup>-</sup>	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.6			1	1				



## 8. Pré-Dimensionamento

Na fase inicial dos projetos há que estabelecer as dimensões dos elementos estruturais principais (altura das vigas, espessura das lajes, seções dos pilares, etc.), de modo a definir um modelo de cálculo que se aproxime o mais possível do modelo final.

Juntam-se algumas regras de pré-dimensionamento muito primárias, aplicadas neste projeto para os vários elementos de betão armado.

### 8.1. Vigas

A altura das vigas é determinado em função do vão,  $L$ , e do tipo de condições de apoio que lhe são atribuídas.

Apresentam-se as expressões que permitem definir a altura,  $h$ , para os casos de vigas simplesmente apoiadas e de vigas em consola:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (7.4)$$

$$h = \frac{L}{6 \text{ a } 10} \quad (7.5)$$

### 8.2. Lajes

Nas lajes que apresentam uma relação entre vãos entre 0.5 e 2.0, os momentos fletores são relevantes nas duas direções, pelo que as mesmas tem de ser armadas em cruz.

Neste tipo de lajes de modo a garantir-se um bom comportamento à fendilhação e à deformação, a expressão de pré-dimensionamento para  $h$  é:

$$h = \frac{L}{30 \text{ a } 35} \quad (7.6)$$

### 8.3. Pilares

As secções dos pilares podem ser pré dimensionadas numa 1ª aproximação a partir dos valores dos esforços mais desfavoráveis, determinados a partir das áreas de influência para a combinação fundamental das ações verticais.

A expressão utilizada neste projeto foi a seguinte:

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.65 \times f_{cd}} \quad (7.7)$$



# 9. Critérios Gerais de Dimensionamento – Estruturas em Betão Armado

## 9.1. Betão Armado

Na verificação da segurança dos elementos de betão armado foram utilizados os coeficientes parciais de segurança definidos na NP EN 1992-1-1:2010, conforme consta da Tabela 9.1.

**Tabela 9.1** – Coeficientes Parciais de Segurança para Betão Armado

$\gamma_M$	Valor
$\gamma_c$	1.50
$\gamma_s$	1.15

Sendo:

$\gamma_c$  Coeficiente parcial de segurança do betão;

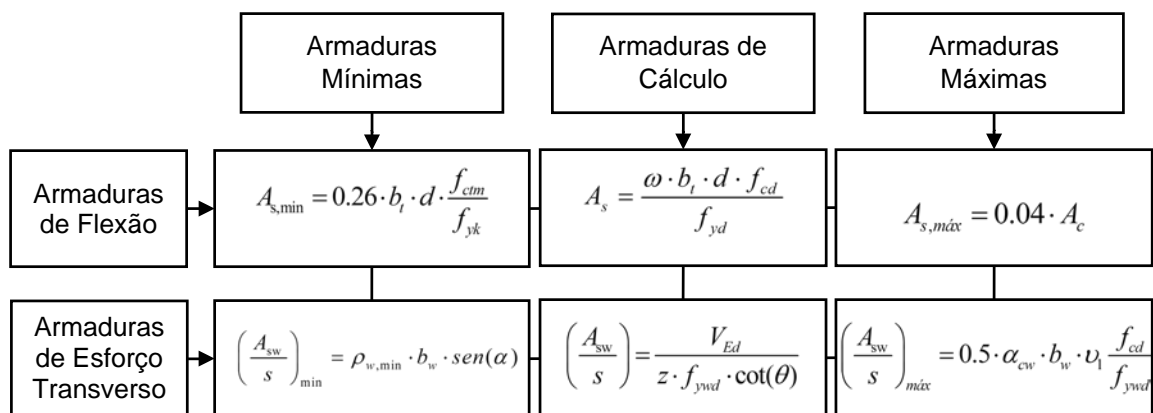
$\gamma_s$  Coeficiente parcial de segurança do aço das armaduras.

### 9.1.1. Vigas

As vigas foram dimensionadas em relação aos Estados Limites Últimos de Flexão e de Esforço Transverso.

#### 9.1.1.1. Estados Limites Últimos

Nos Fluxogramas das Figuras 9.1 e 9.2 estão indicadas as várias fases utilizadas no dimensionamento.



**Figura 9.1** – Fluxograma de Dimensionamento de Secções em Vigas

Em que:

$A_{s,min}$  Área de armadura longitudinal mínima, não inferior a  $0.0013 \cdot b_t \cdot d$  [cm<sup>2</sup>];

$A_s$  Área de armadura longitudinal de cálculo [cm<sup>2</sup>];

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \begin{array}{l} \text{Se } \mu \leq 0.31 \quad \omega = \mu(1 + \mu) \\ \text{Se } \mu > 0.31 \quad \omega = \frac{\mu - 0.31}{1 - a/d} + 0.41 \end{array}$$

$A_{s,máx}$  Área de armadura longitudinal máxima [cm<sup>2</sup>];

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$  Área de armadura transversal mínima [cm<sup>2</sup>/m];

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$  Área de armadura transversal de cálculo [cm<sup>2</sup>/m];

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{máx}$  Área de armadura transversal máxima [cm<sup>2</sup>/m];

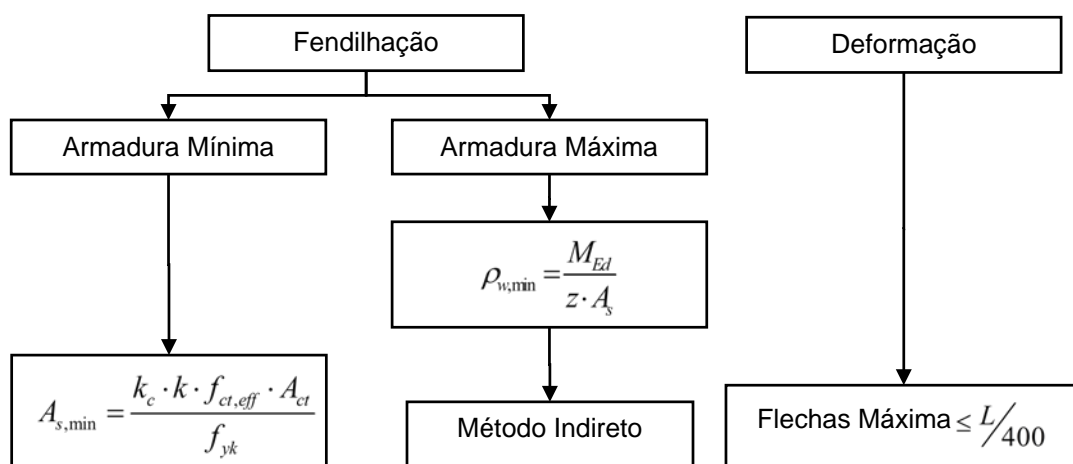
$b_t$  Largura média da zona tracionada [m];

$f_{ctm}$  Tensão de rotura do betão à tração simples [MPa];

$f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência à tração [MPa];

$d$  Altura útil de uma seção transversal [m];

### 9.1.1.2. Estados Limites de Utilização



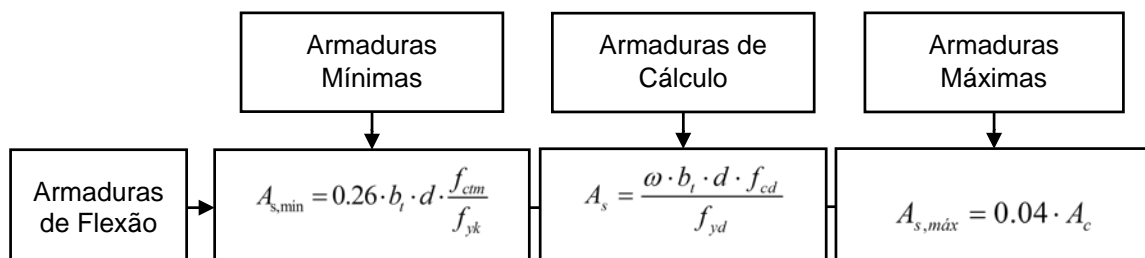
**Figura 9.2** – Fluxograma de Verificação dos Estados Limites de Utilização em Vigas

$f_{yk}$	Valor da tensão de cedência do aço da armadura [MPa];
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante [kN.m];
$z$	Braço do binário das forças interiores [m];
$A_s$	Área de armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> ];
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima longitudinal [cm <sup>2</sup> ];
$k_c$	Coefficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço binário ( $k_c=0.4$ no caso de secções retangulares e de flexão simples);
$k$	Coefficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação, sendo:
	$k=1$ para almas com $h<300$ mm ou para banzos com larguras inferiores a 300mm;
	$k=0.65$ para almas com $h>800$ mm ou para banzos com larguras superiores a 800mm;
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tração [MPa];
$A_{ct}$	Área de betão tracionado [cm <sup>2</sup> ];
$L$	Comprimento do vão da viga [m].

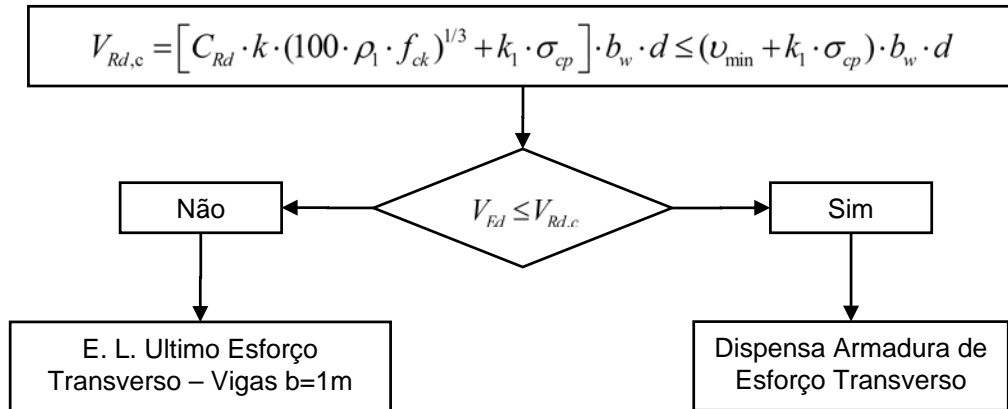
## 9.1.2. Lajes

### 9.1.2.1. Estados Limites Últimos

O procedimento de cálculo das armaduras para as lajes foi muito semelhante ao utilizado nas vigas, tendo-se considerando para estes elementos uma largura de  $b=1$ m.



**Figura 9.3** – Fluxograma de Dimensionamento de Secções à Flexão em Lajes



**Figura 9.4** – Fluxograma de Dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso em Lajes

$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso [kN];
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$ ;
$k$	$k = 1\sqrt{200/d} \leq 2.0$ com d em mm;
$\rho_1$	Taxa de armaduras longitudinais;
$\sigma_{cp}$	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço [MPa];
$b_w$	Menor largura da secção transversal na área tracionada $b_w = 1m$ ;
$k_1$	$k_1 = 0.15$ ;
$f_{cm}$	Valor médio da resistência à tração do betão [MPa];
$d$	Altura útil da secção transversal da laje [m];
$v_{\min}$	Coefficiente mínimo de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transverso atuante [kN].

### 9.1.2.2. Estados Limites de Utilização

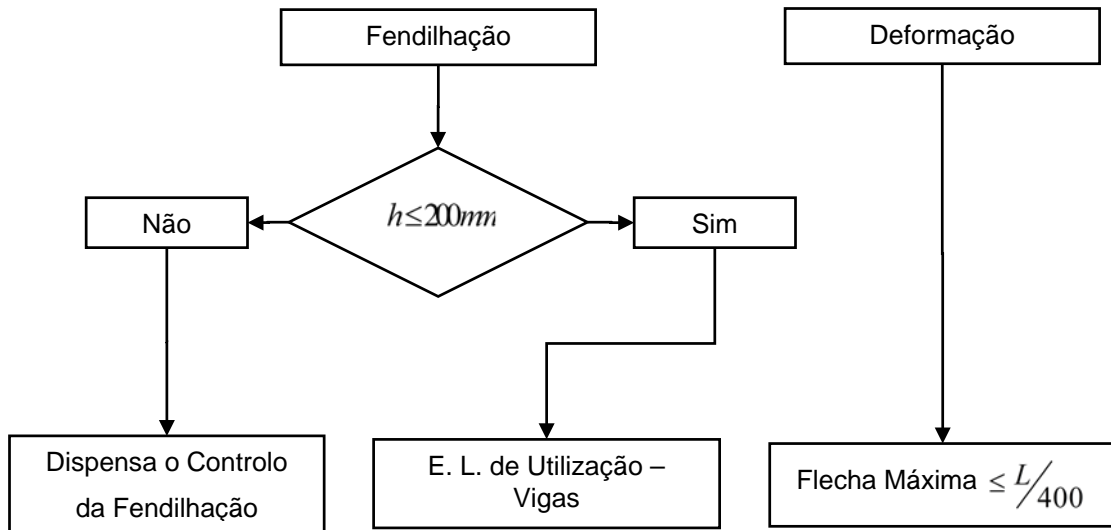


Figura 9.5 – Fluxograma de Verificação dos Estados Limites de Utilização em Lajes

### 9.1.3. Pilares

#### 9.1.3.1. Estados Limites Últimos

- E. L. Último à Flexão Composta

Os pilares foram dimensionados à flexão composta com tração ou compressão aos Estados Limites Últimos segundo a NP EN 1992-1-1:2010, tendo-se determinado a envolvente máxima de cálculo com recurso ao programa "Gala Reinforcement".

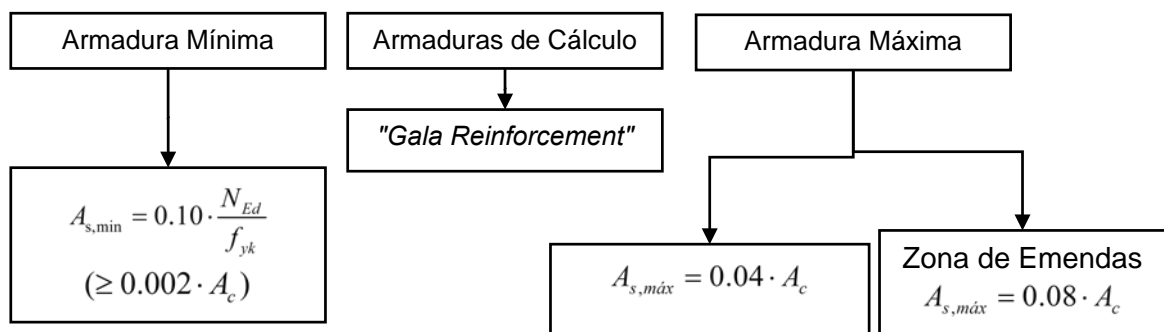


Figura 9.6 – Fluxograma de Dimensionamento à Flexão Composta em Pilares

$A_{s,min}$  Área de armadura mínima [cm<sup>2</sup>];

$A_{s,max}$  Área de armadura máxima [cm<sup>2</sup>];

- $N_{Ed}$  Esforço axial de cálculo [kN];
- $f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência das armaduras [MPa];
- $A_c$  Área da secção transversal de betão [cm<sup>2</sup>].

De referir que a Cláusula 5.8.9(4) da EN 1992-1-1 refere que o dimensionamento de secções à flexão desviada possa ser efetuado por aplicação do seguinte critério simplificado:

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1.0 \quad (8.1)$$

Em que:

$M_{Edz}$  e  $M_{Edy}$  Momentos atuantes de cálculo;

$M_{Rdz}$  e  $M_{Rdy}$  Momentos resistentes de cálculo;

$a$  Expoente que para secções circulares e elípticas é igual a 2  
Expoente para secções retangulares é determinado com base na tabela seguinte:

**Tabela 9.2 – Expoente "a"**

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0.1	0.7	1.0
$a$	1.0	1.5	2.0

$N_{Ed}$  Esforço normal atuante de cálculo [kN];

$N_{Rd}$  Esforço normal resistente de cálculo [kN];

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

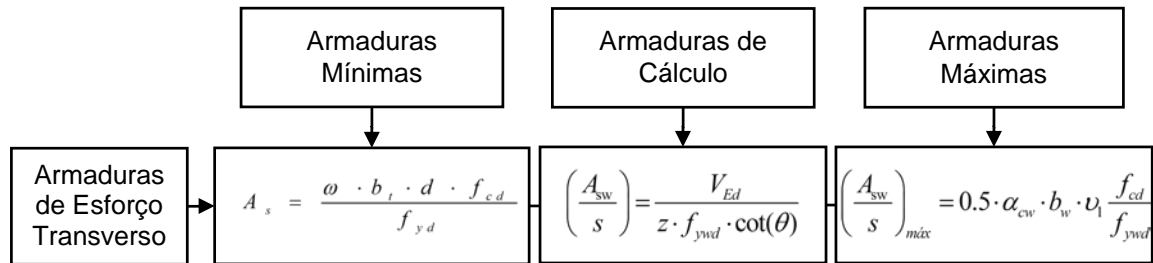
$A_c$  Área bruta da secção transversal [cm<sup>2</sup>];

$A_s$  Área da secção das armaduras longitudinais [cm<sup>2</sup>];

Nota: O expoente "a" foi determinado por interpolação linear para valores intermédios.

- **E. L. Último ao Esforço Transverso**

Relativamente às armaduras de Esforço Transverso foram calculadas seguindo o procedimento indicado no Fluxograma:



**Figura 9.7** – Fluxograma de Dimensionamento ao Esforço Transverso em Pilares

Em que:

- $V_{Ed}$  Esforço transversal de cálculo [kN];
- $z$  Braço do binário [m];
- $f_{ywd}$  Valor da tensão de cedência das armaduras ao esforço transversal [MPa];
- $\theta$  Ângulo das escoras com o eixo do pilar.
- $C_{Rd,c}$  Valor indicado no Anexo Nacional NP EN 1992-1-1 2010 ( $C_{Rd,c} = 0.12$ );
- $k_1$  Valor indicado no Anexo Nacional NP EN 1992-1-1 2010 ( $k_1 = 0.1$ ).

O espaçamento máximo das armaduras transversais dos pilares,  $s_{cl,máx}$ , é igual ao menor dos seguintes valores:

$$s_{cl,máx} = \min \begin{cases} 15 \cdot \phi_{long,min} \\ b \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.2)$$

### 9.1.3.2. Estados Limites de Utilização

A fendilhação foi controlada comparando as aberturas das fendas calculadas no software "GaLa Reinforcement" com o limite máximo  $w_{max}=0,3\text{mm}$ , para betão da classe XC2.

De referir que segundo o EC2, a fendilhação é verificada quando  $w_k \leq w_{max}$  (em que  $w_k$  é a largura de fendas e  $w_{max}$  é o limite máximo para a abertura das fendas).

## 9.1.4. Estacas

### 9.1.4.1. Rigidez das "molas" de ligação das estacas aos diferentes estratos

De forma a modelar as estacas utilizou-se o modelo *Winkler*, tendo-se considerado "molas" horizontais espaçadas de 1 metro ao longo do comprimento de cada estaca.

Estas "molas" tem a função de simular a rigidez,  $K_z$ , dos diferentes estratos de solo atravessados pelas estacas.

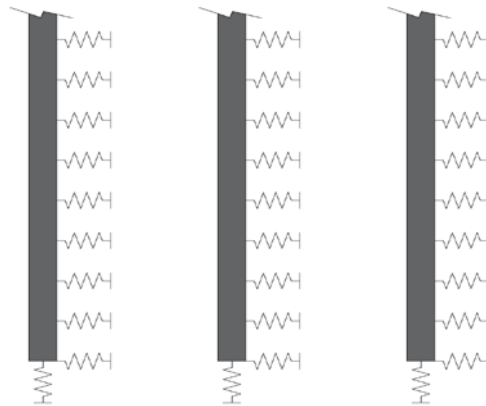


Figura 9.8 – Modelação das Estacas – Modelo de "Winkler"

A determinação das rigidezes das "molas" foi feita em função das características geotécnicas dos diferentes estratos atravessados pelas estacas com base nos critérios definidos na Memória nº 743 do LNEC do Engº. Guy Castro [15].

- **Rigidez Horizontal para Estratos de "Fraca" Consistência**

Para os estratos de "Fraca" consistência, a rigidez das "molas" foi calculada pela expressão:

$$K_z = \eta_h \cdot z \cdot \frac{a}{d} \quad (8.3)$$

Em que:

$K_z$	Rigidez da mola [kN/m];
$\eta_h$	Constante de reação horizontal do solo;
$z$	Profundidade [m];
$a$	Espaçamento das molas [m];
$d$	Diâmetro da estaca [m].

- **Rigidez Horizontal para Estratos de "Elevada" Consistência**

Para a Rigidez dos estratos de "Elevada" consistência foi utilizada a expressão:

$$K_z = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot d^4}{E_e \cdot I_e}} \cdot \frac{E_s}{d \cdot (1 - \nu_s^2)} \cdot a \quad (8.4)$$

Em que:

$K_z$	Rigidez da "mola" [kN/m];
$E_s$	Módulo de elasticidade do Solo [kPa];
$d$	Diâmetro da estaca [m];
$E_e$	Módulo de elasticidade do betão da estaca [kPa];
$I_e$	Inércia da secção da estaca [m <sup>4</sup> ];
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do solo;
$a$	Espaçamento entre molas [m].

- **Rigidez Vertical das "molas" ( $K_w$ )**

A Rigidez Vertical das "molas" foi determinada pelas expressões:

$$w_1 = \frac{0.35 \cdot N \cdot d}{A_e \cdot E_e} \quad (8.5)$$

$$K_w = \frac{N}{w_1} \quad (8.6)$$

Em que:

$N$	Esforço axial unitário [kN];
$d$	Diâmetro da estaca [m];
$A_e$	Área da secção da estaca [m <sup>2</sup> ];
$E_e$	Módulo de elasticidade do betão da estaca;
$w_1$	Assentamento devido a carga unitária.

### 9.1.4.2. Estados Limites Últimos

- **Armaduras de Flexão**

As armaduras longitudinais das estacas foram calculadas com o recurso ao programa "GaLa Reinforcement", utilizando a combinação quadrática dos momentos fletores  $M_{22}$  e  $M_{33}$ .

$$M = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2} \quad (8.7)$$

Relativamente às armaduras mínimas das estacas respeitaram-se os critérios da cláusula 9.8.5 (3), da norma NP 1992-1-1:2010.

**Tabela 9.3** – Armaduras Mínimas Longitudinais em Estacas

Secção da Estaca	Área mínima de Armaduras Longitudinais
$A_c \leq 0.5 m^2$	$A_s \geq 0.005 \cdot A_c$
$0.5 m^2 \leq A_c \leq 1.0 m^2$	$A_s \geq 25.0 cm^2$
$A_c \geq 1.0 m^2$	$A_s \geq 0.0025 \cdot A_c$

Nota: Importa referir que o diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deve ser inferior a 16 mm, com afastamentos máximos entre varões de 200 mm ao longo do perímetro da estaca. Cada estaca deve ter pelo menos 6 varões longitudinais.

- **Armaduras de Esforço Transverso**

Os esforços de corte foram combinados num só esforço resultante, segundo a expressão:

$$V = \sqrt{V_{22}^2 + V_{33}^2} \quad (8.8)$$

As armaduras transversais nas estacas foram determinadas a partir de:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad (8.9)$$

O espaçamento máximo entre cintas helicoidais,  $s_{cl,máx}$ , considerado foi o menor dos seguintes valores:

$$s_{cl,máx} = \min \begin{cases} 15 \cdot \phi_{long,min} \\ b \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.10)$$

## 10. Critérios Gerais de Dimensionamento – Estruturas Metálicas

Os elementos das Estrutura Metálicas deste projeto foram dimensionado segundo as normas NP EN 1993-1-1 e NP EN 1993-1-8.

Foram também realizadas um conjunto de tabelas em "Excel", com as expressões de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 3, de forma a validar os resultados dos ficheiros de resultados do "SAP2000".

Os coeficientes parciais de segurança preconizados nesta norma são os indicados na Tabela 10.1.

**Tabela 10.1** – Coeficientes Parciais de Segurança para Elementos Metálicos

$\gamma_M$	Valores
$\gamma_{M0}$	1.00
$\gamma_{M1}$	1.00
$\gamma_{M2}$	1.25

Onde:

$\gamma_{M0}$  Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;

$\gamma_{M1}$  Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;

$\gamma_{M2}$  Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

## 10.1. Fluxogramas de Dimensionamento das Secções Transversais

### 10.1.1. Esforço Axial de Tração

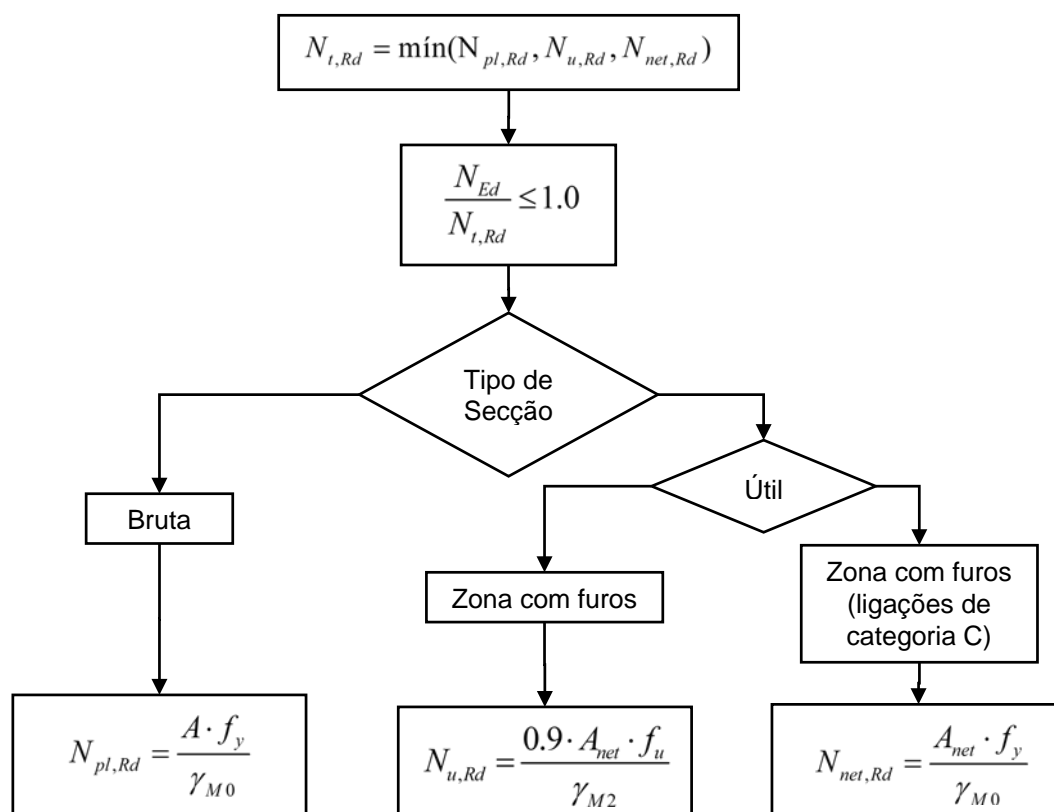
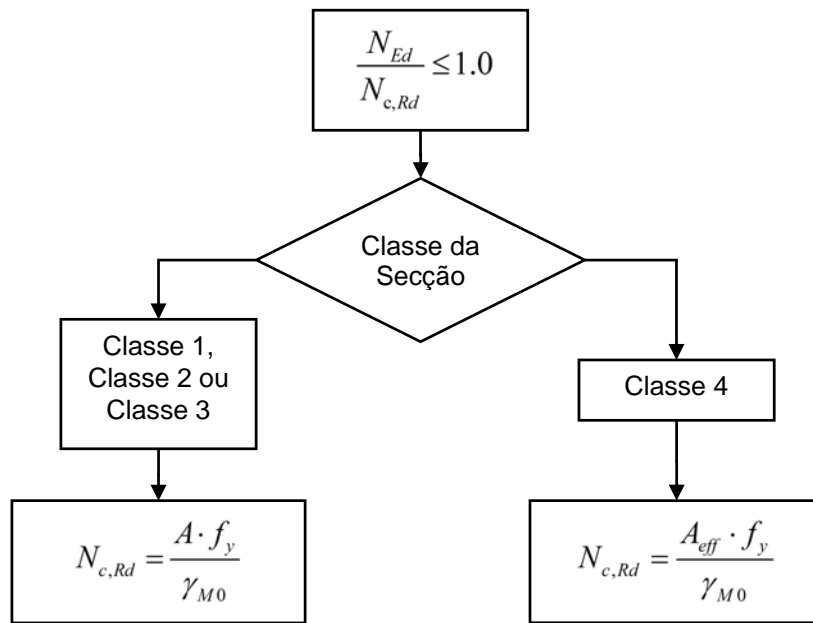


Figura 10.1 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Tração

- $N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal atuante [kN];
- $N_{t,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração [kN];
- $N_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta [kN];
- $N_{u,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;
- $N_{net,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração da secção transversal útil [kN];
- $A$  Área de uma secção transversal [cm<sup>2</sup>];
- $A_{net}$  Área útil de uma secção transversal [cm<sup>2</sup>].

### 10.1.2. Esforço Axial de Compressão



**Figura 10.2** – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Compressão

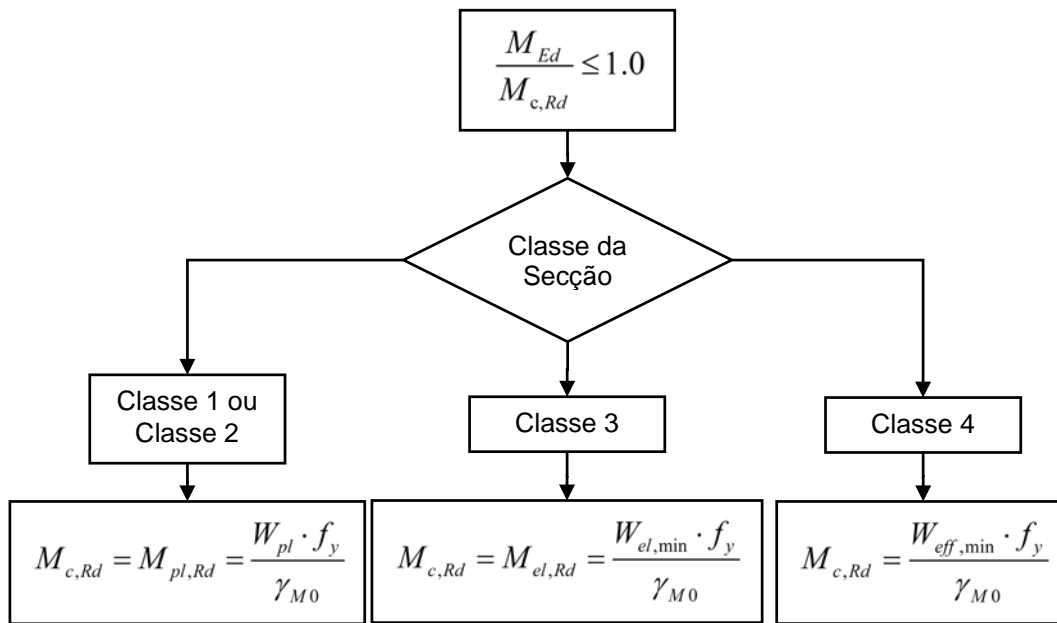
$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal atuante [kN];

$N_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão [kN];

$A$  Área de uma secção transversal [cm<sup>2</sup>];

$A_{eff}$  Área efetiva de uma secção transversal [cm<sup>2</sup>].

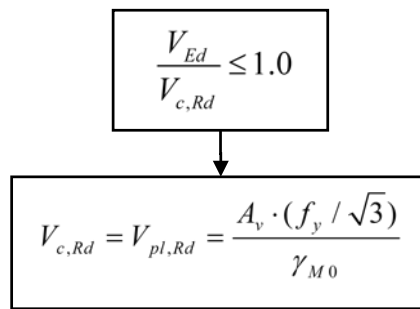
### 10.1.3. Momento Fletor



**Figura 10.3** – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Simples

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante [kN.m];
- $M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];
- $M_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um dos eixos principais de uma secção transversal [kN.m];
- $M_{el,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um dos eixos principais de uma secção transversal [kN.m];
- $W_{pl}$  Módulo de flexão plástico de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];
- $W_{el,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];
- $W_{eff,min}$  Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva [cm<sup>3</sup>].

#### 10.1.4. Esforço Transverso

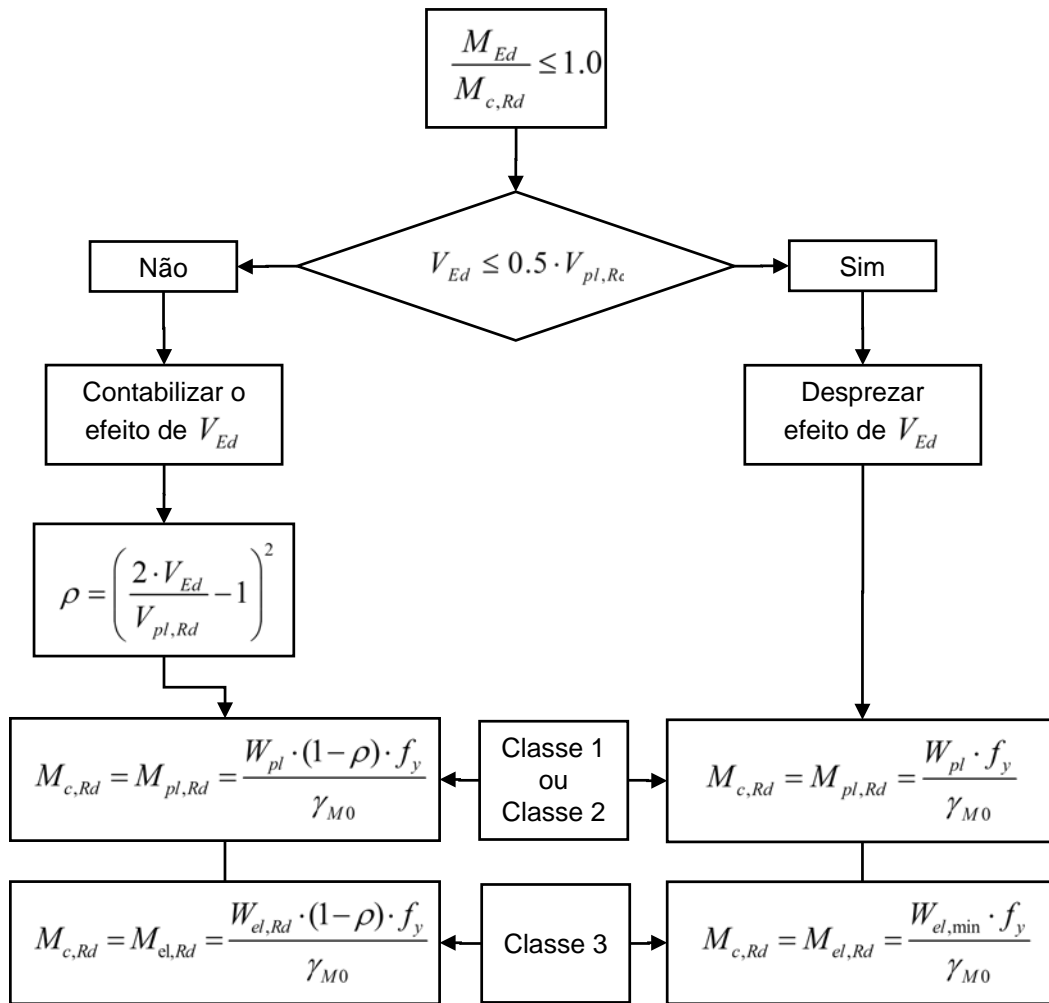


**Figura 10.4** – Fluxograma de dimensionamento de Seções ao Esforço Transverso

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante [kN];
- $V_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente [kN];
- $V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico [kN];
- $A_v$  Área resistente ao esforço transverso [cm<sup>2</sup>].

Nota: Este fluxograma é válido apenas para as seções das classes 1 e 2.

### 10.1.5. Flexão com Esforço Transverso



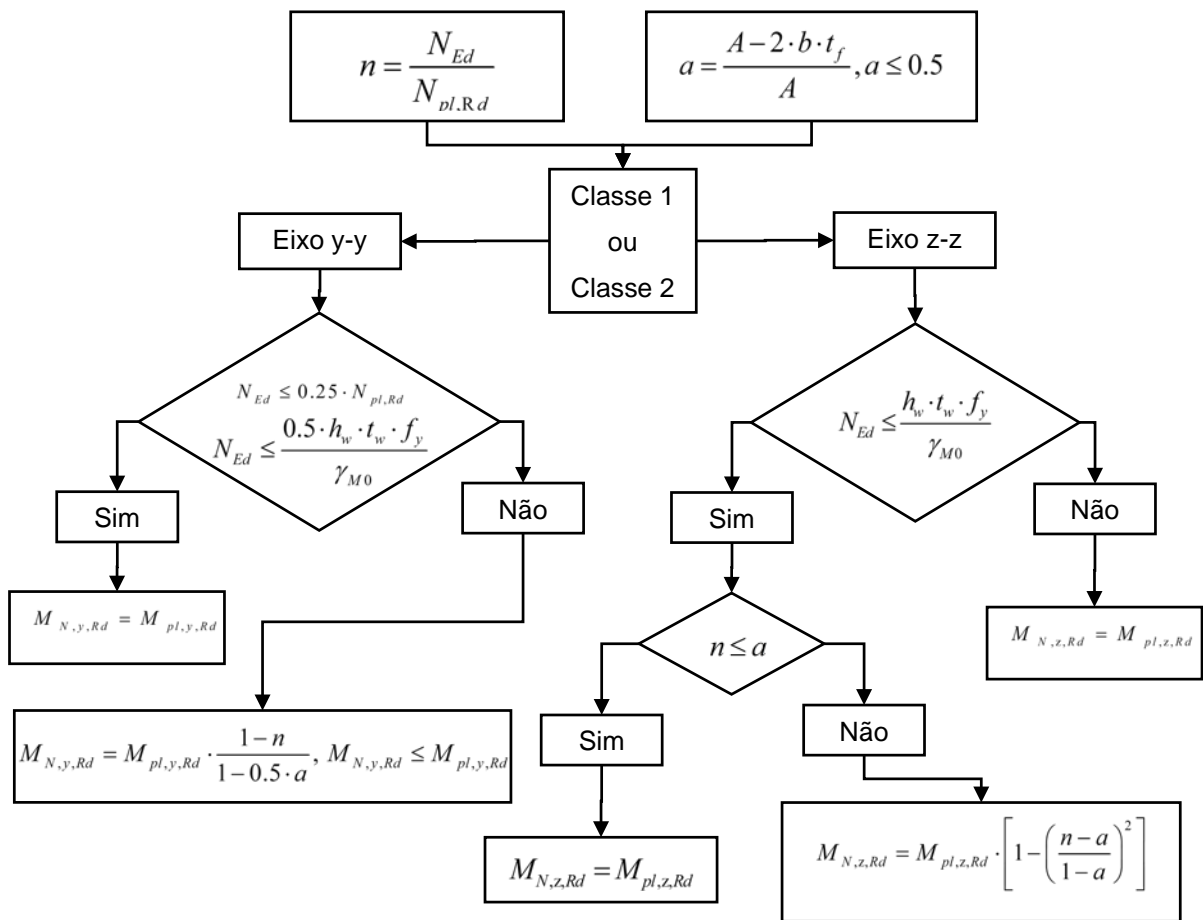
**Figura 10.5** – Fluxograma de dimensionamento de Secções sujeitas a Flexão com Esforço Transverso

Em que:

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante [kN.m];
- $M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];
- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante [kN];
- $V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico [kN.m];
- $M_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];
- $M_{el,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];

- $W_{pl}$  Módulo de flexão plástica de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];
- $W_{el,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];
- $\rho$  Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;

### 10.1.6. Flexão Composta



**Figura 10.6** – Fluxograma de dimensionamento de Secções a Flexão com Esforço Axial

Em que:

- $N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal atuante [kN];
- $N_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta [kN];
- $A$  Área de uma secção transversal [cm<sup>2</sup>];

$b$	Largura de uma secção transversal [cm];
$t_f$	Espessura do banzo [cm];
$t_w$	Espessura da alma [cm];
$h_w$	Altura da alma [cm];
$M_{N,y,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo y-y [kN.m];
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo y-y [kN.m];
$M_{N,z,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo z-z [kN.m];
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo z-z [kN.m];

### 10.1.7. Flexão Composta com Esforço Transverso

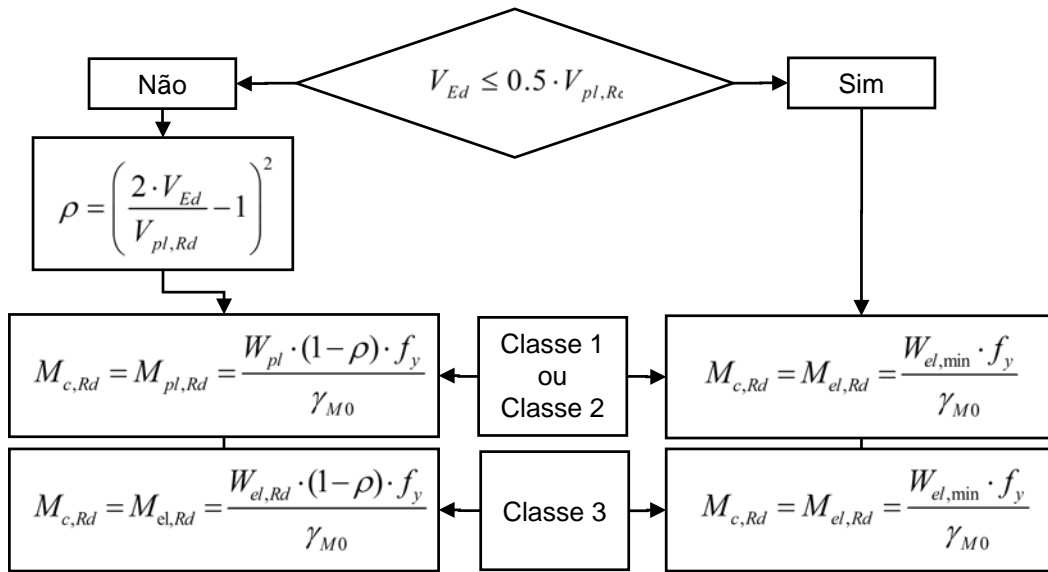


Figura 10.7 – Fluxograma de dimensionamento de Secções a Flexão Composta com Esforço Transverso

$M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];

$V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante [kN];

$V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico [kN];

$M_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];

$M_{el,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal [kN.m];

$W_{pl}$  Módulo de flexão plástico de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];

$W_{el,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal [cm<sup>3</sup>];

$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$  Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos fletorresistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;

### 10.1.8. Flexão Desviada

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (9.1)$$

$M_{y,Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y da secção transversal [kN.m];

$M_{z,Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z da secção transversal [kN.m];

$M_{N,y,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo y-y [kN.m];

$M_{N,z,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo z-z [kN.m];

$\alpha$  Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada;

$\beta$  Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada.

Nota: Este fluxograma é válido apenas para as secções das classes 1 e 2.

## 10.2. Resistência dos Elementos à Encurvadura

### 10.2.1. Encurvadura de Elementos Comprimidos – Colunas

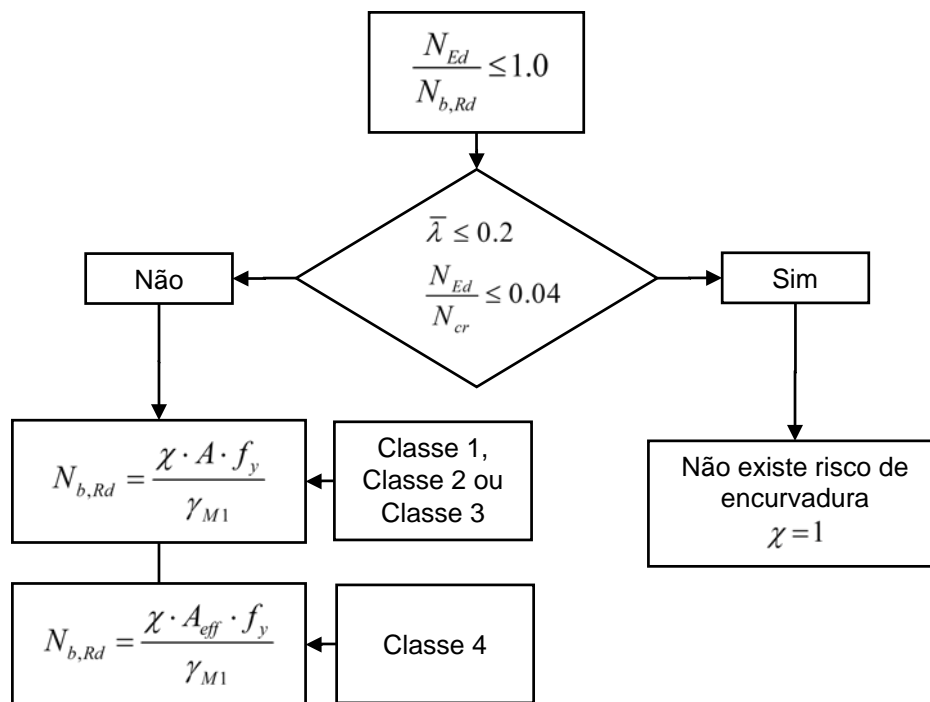
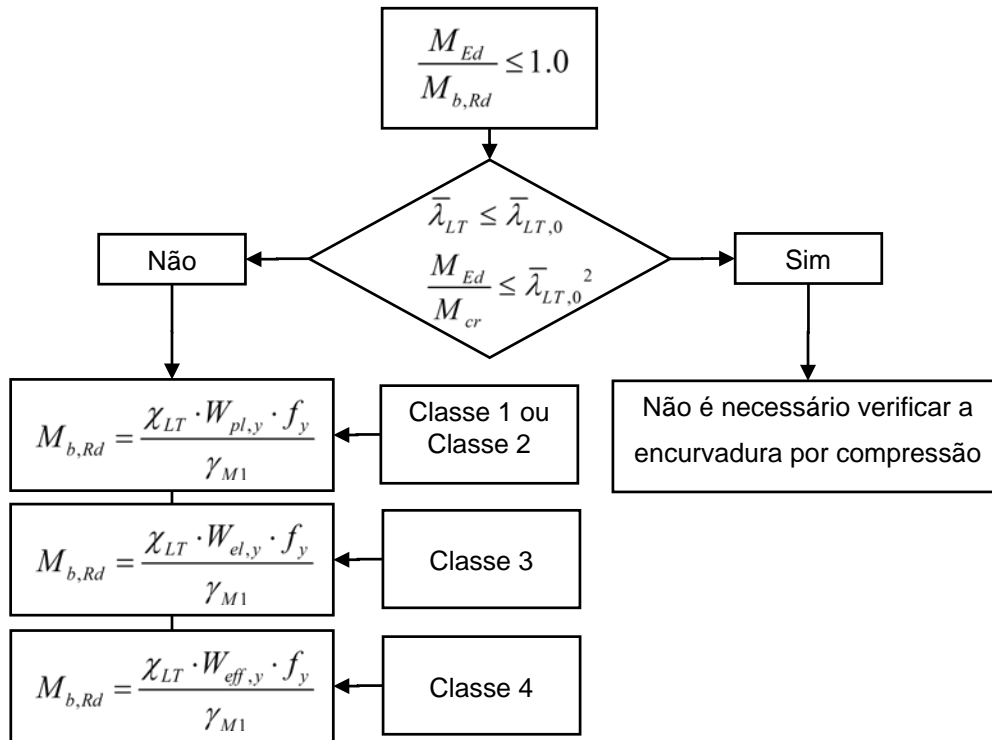


Figura 10.8 – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos - Colunas

$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço axial de compressão [kN];
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido [kN];
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada;
$N_{cr}$	Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta [kN];
$\chi$	Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;
$A$	Área de uma secção transversal [cm <sup>2</sup> ];
$A_{eff}$	Área efetiva de uma secção transversal [cm <sup>2</sup> ].

## 10.2.2. Encurvadura de Elementos em Flexão – Vigas



**Figura 10.9** – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos - Vigas

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante [kN.m];
- $M_{b,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral [kN.m];
- $\bar{\lambda}_{LT}$  Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
- $\bar{\lambda}_{LT,0}$  Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;
- $M_{cr}$  Momento crítico elástico de encurvadura lateral [kN.m];
- $\chi_{LT}$  Coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
- $W_{pl,y}$  Módulo de flexão plástico da secção transversal, segundo o eixo y-y [cm<sup>3</sup>];
- $W_{el,y}$  Módulo de flexão elástico da secção transversal, segundo o eixo y-y [cm<sup>3</sup>];
- $W_{eff,y}$  Módulo de flexão de uma secção transversal efetiva, segundo o eixo y-y [cm<sup>3</sup>].

### 10.2.3. Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão

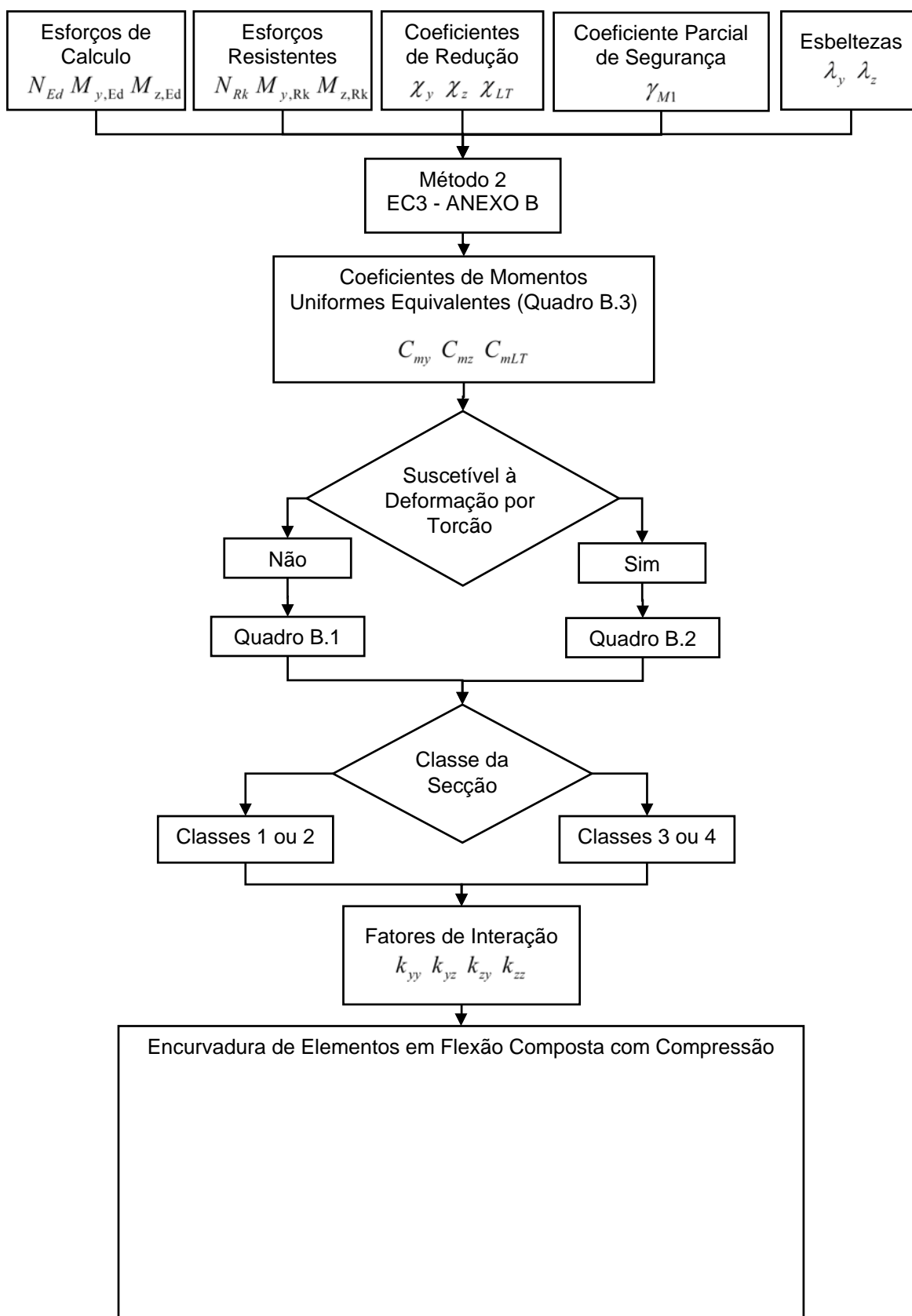


Figura 10.10 – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)


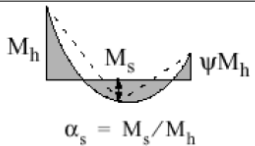
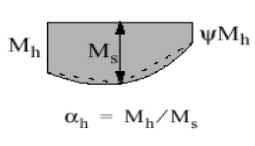
**Tabela 10.2** – Fatores de Interação  $k_{ij}$  para Elementos não Suscetíveis à Deformação por Torção (Quadro B.1 EC3 Anexo B)

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	Secções em I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$ , o factor $k_{zy}$ poderá considerar-se $k_{zy} = 0$ .			

**Tabela 10.3** – Fatores de Interação  $k_{ij}$  para Elementos Suscetíveis à Deformação por Torção (Quadro B.2 EC3 Anexo B)

Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ do Quadro B.1	$k_{yy}$ do Quadro B.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ do Quadro B.1	$k_{yz}$ do Quadro B.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$ : $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ do Quadro B.1	$k_{zz}$ do Quadro B.1

**Tabela 10.4** – Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente  $C_m$  dos Quadros B.1 e B.2 (Quadro B.3 EC3 Anexo B)

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$													
			Carga uniforme	Carga concentrada												
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$													
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$												
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$ , respectivamente.																
$C_{my}$ , $C_{mz}$ e $C_{mLT}$ deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>coeficiente de momento</th> <th>eixo de flexão</th> <th>travamento na direcção</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>C_{my}</math></td> <td>y-y</td> <td>z-z</td> </tr> <tr> <td><math>C_{mz}</math></td> <td>z-z</td> <td>y-y</td> </tr> <tr> <td><math>C_{mLT}</math></td> <td>y-y</td> <td>y-y</td> </tr> </tbody> </table>					coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção	$C_{my}$	y-y	z-z	$C_{mz}$	z-z	y-y	$C_{mLT}$	y-y	y-y
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção														
$C_{my}$	y-y	z-z														
$C_{mz}$	z-z	y-y														
$C_{mLT}$	y-y	y-y														

$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço de compressão actante [kN];

$M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  Valores dos momentos máximos atuantes em relação aos eixos y-y e z-z, respetivamente [kN.m];

$\Delta M_{y,Ed}$  e  $\Delta M_{z,Ed}$  Momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções da classe 4, em relação aos eixos y-y e z-z, respetivamente [kN.m];

$\chi_y$  e  $\chi_z$  Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y e z-z respetivamente;

$\chi_{LT}$  Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  Fatores de interação.

#### 10.2.4. Seções à Flexão Composta com Tração

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (9.2)$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e dos momentos máximos atuantes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z [kN.m];

$N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  e  $M_{z,Rd}$  Valores de cálculo do esforço de compressão resistente e dos momentos resistentes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z [kN.m].

#### 10.3. Ligações Metálicas

De acordo com a norma NP EN 1993-1-8:2010 as ligações soldadas podem ser dimensionadas através da expressão simplificada:

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \quad (9.3)$$

$F_{W,Ed}$  Valor de cálculo de esforço atuante na soldadura [kN];

$F_{W,Rd}$  Valor de cálculo da resistência da soldadura [kN];

$\beta_w$  Fator de correlação  $\beta_w = 0.8$  para o Aço S235;

$f_u$  Valor nominal da tensão de rotura do aço à tração [MPa];

$a$  Espessura do cordão de soldadura [mm].

# 11. Regulamentação

No quadro seguinte resume-se todas as normas utilizadas neste projeto.

**Tabela 11.1 – Normas**

Normas	Títulos	Partes	Subtítulos	Anos
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para Projeto de Estruturas			2009
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Ações em Estruturas	1-1: Ações Gerais	Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios	2009
		1-4: Ações Gerais	Ações do Vento	2010
		1-5: Ações Gerais	Ações Térmicas	2009
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão	1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios		2010
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço	1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios		2010
		1-8: Projeto de Ligações		2010
NP EN 1997	Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico	1: Regras Gerais		2010
NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos	1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios		2010