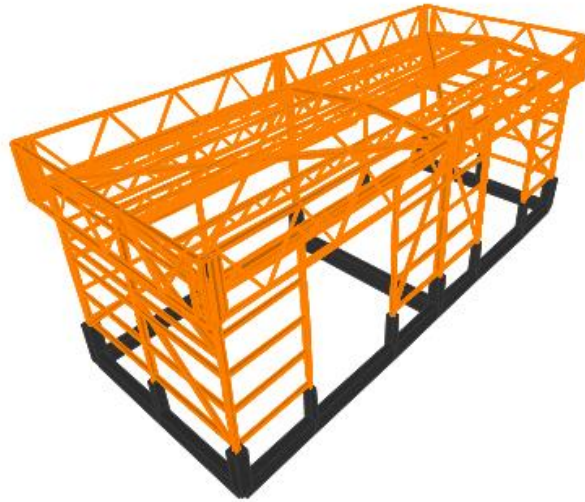


**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

Área Departamental de Engenharia Civil



**Dimensionamento de um Pavilhão Metálico para  
Armazenagem de Paletes de Madeira**

**DILMA MARIA VIEIRA CARDOSO**

(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de  
Especialização de 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:

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

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

**Fevereiro 2016**



## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais  
Maria de Fátima e Pedro,  
aos meus irmãos, Ulisses, Vanuza e Soraia  
e ao Tiago.

"Se eu vi mais longe foi por estar sobre ombros de gigantes".

Isaac Newton



## AGRADECIMENTOS

O caminho da trajetória da vida pode ser um percurso longo e difícil, se for feito sozinho, mas se estivermos acompanhados das pessoas certas, torna-se mais fácil e mais gratificante.

Assim, gostaria de deixar o meu profundo agradecimento:

- Em primeiro lugar ao Eng.º Santos Viseu, que aceitou ser o meu orientador, pela sua disponibilidade, paciência, empenho, entusiasmo e ensinamentos transmitidos em todas as fases deste trabalho.

- Aos meus professores por todo os conhecimentos dado ao longo do curso, que serviram de base ao desenvolvimento deste trabalho, e em particular ao Eng.º Luciano Jacinto pela sua disponibilidade.

- A todos os meus colegas, amigos, familiares que me acompanharam e que me ajudaram ao longo do meu percurso académico.

- À Carla e à Maria minhas amigas e companheiras de escola, a quem agradeço a troca de ideias e a força para a realização deste Projeto, nos longos meses que passamos juntas, sempre de mãos dadas.

- À Nancy, que apareceu na minha vida no momento certo, pela força que sempre me tem dado.

- Ao Tiago, minha fonte de inspiração, minha energia, amigo e namorado sempre presente nas horas difíceis.

- O meu profundo agradecimento aos meus pais e irmãos, que me tem acompanhado, pela força, ajuda e iluminação, e em especial a minha Mãe, o pilar da minha vida, pela sua força e amor incondicional. Obrigada mamã por acreditares em mim.

Obrigada a todos que me ajudaram e que fizeram que o meu sonho se tornasse realidade.



# **INDICE DAS PEÇAS DO PROJECTO**

## **A – PEÇAS ESCRITAS**

I. RESUMO

II. MEMÓRIA DESCRITIVA

III. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

IV. CONSIDERAÇÕES FINAIS

## **B – PEÇAS DESENHADAS**

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## **ANEXOS**



## **A – PEÇAS ESCRITAS**



## **A – PEÇAS ESCRITAS**

### **I – RESUMO**



## RESUMO

Este trabalho consiste no Projeto de um Pavilhão Industrial em estrutura metálica, com fundações diretas, destinado a armazenagem de paletes de madeira, localizado no concelho de Coimbra.

Este Projeto passou por várias fases, desde a conceção estrutural com base no Projeto de Arquitetura, no pré dimensionamento e por último no dimensionamento final de todos os elementos constituintes da superestrutura e das fundações.

Consideraram-se todas as ações, nomeadamente os pesos próprios, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas, a temperatura, o vento e os sismos.

O dimensionamento foi feito em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, tendo em conta os critérios das combinações de ações definidas na Norma NP EN 1990.

Recorreu-se, também, a um conjunto de tabelas de pré-dimensionamento e dimensionamento, para os elementos metálicos e de betão armado, realizadas em "Excel", a partir das expressões definidas nos Eurocódigos estruturais, de modo a comparar e validar os resultados obtidos.

No final procedeu-se à elaboração de todas as peças desenhadas necessárias à realização da obra.

**Palavras-chaves:** Dimensionamento de um Pavilhão; Estruturas Metálicas; Modelação, Eurocódigos; Fundações diretas.



## ABSTRACT

This work consists in calculate a steel Pavilion made by metal structure, with shallow foundations, destined to the storage of wooden pallets, located in Coimbra municipality.

This project went through several stages: from the structural design based on the architecture design, pre sizing, and finally, the final dimensioning of all components of the superstructure and foundations.

All actions, including the self-weight of structures, the permanent loads, live loads, temperature, wind and earthquakes were taken into consideration.

The dimensioning was done in relation to the Ultimate Limit States and Serviceability, taking into account the criteria of the load combinations defined in Standard NP EN 1990.

It was also used a set tables of dimensioning for steel elements and reinforced concrete, held in "Excel", from the expressions defined in the structural Eurocodes in order to compare and validate the results obtained.

The final stage consists of the preparation of all designed pieces required to complete the work and the project realization.

**Key-words:** Design of Industrial Pavillions; Steel Structures; Strctural Eurocodes; shallow foundations.



**A – PEÇAS ESCRITAS**

**II – MEMÓRIA DESCRITIVA**



**INDICE DE TEXTO**

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento e Justificação do Tema.....	1
1.2	Breve história da evolução do Aço na Construção Metálica.....	2
1.3	Vantagens da utilização do Aço Estrutural .....	4
1.4	Projeto de Estruturas Metálicas .....	5
1.5	Organização do projeto.....	5
2	LOCALIZAÇÃO.....	9
3	GEOTECNIA .....	11
4	DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO.....	13
4.1	Geometria do Pavilhão .....	13
4.2	Descrição da Solução Estrutural.....	13
4.2.1	Estruturas Metálicas Principais .....	13
4.2.2	Estruturas Metálicas Secundárias .....	14
4.2.3	Estruturas de Betão Armado .....	16
4.2.4	Ligações.....	17
4.2.4.1	Economia das Ligações.....	17
5	MODELO DE CÁLCULO.....	19
5.1	Modelação da Estrutura.....	19
6	MATERIAIS .....	21
6.1	Betão Armado.....	21
6.2	Estruturas Metálicas .....	23
7	QUANTIFICAÇÕES DAS AÇÕES .....	25
7.1	Ações Permanentes.....	25
7.1.1	Peso Próprio (PP).....	25
7.1.2	Restantes Cargas Permanentes (RCP) .....	26
7.2	Ações Variáveis.....	26
7.2.1	Sobrecargas (SC) .....	26
7.2.2	Ação Térmica (T) .....	26
7.2.3	Ação do Vento (W).....	31
7.2.4	Ação Sísmica (E) .....	47
8	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	59
8.1	Critérios gerais de Verificação da Segurança.....	59
8.2	Combinações de Ações.....	59
9	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	67
9.1	Análise Global.....	67
9.1.1	Imperfeições Geométricas .....	68
9.1.1.1	Imperfeições para Análise Global de Pórticos.....	69
9.1.1.2	Imperfeições locais .....	70

---

9.2	Critérios de Pré-dimensionamento .....	71
9.2.1	Pré-dimensionamento dos elementos da Estrutura Metálica .....	71
9.2.2	Pré-dimensionamento dos elementos de Betão Armado .....	71
9.3	Critérios de Dimensionamento .....	73
9.3.1	Estruturas Metálicas.....	73
9.3.1.1	Estados Limites Últimos .....	74
9.3.1.2	Fluxogramas de Dimensionamento.....	76
9.3.1.3	Estados Limites de Utilização.....	95
9.3.2	Estruturas de Betão Armado .....	97
9.3.2.1	Plintos .....	97
9.3.2.2	Vigas de Fundação .....	103
9.3.2.3	Sapatas de Fundação .....	107
10	REGULAMENTAÇÃO .....	111

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1.1 - Ponte sobre o rio Sevem (1779) e Palácio de Cristal (1851).....	2
Figura 1.2 Torre Eiffel (1889) em Paris e Ponte sobre a Baía de Sydney (1932) [Google.pt] ..	2
Figura 1.3 - Mercado Ferreira Borges (1885) e Ponte D.Luís (1886), Porto .....	3
Figura 1.4 - Ponte 25 de Abril (1966) e Gare do Oriente (1998), Lisboa .....	3
Figura 2.1 - Localização do Pavilhão. ....	9
Figura 3.1 - Perfil Geotécnico - Sondagem .....	11
Figura 4.1 - Perspetiva em 3D do Pavilhão: a) Esquema Unifilar; b) Esquema Extrudido ....	13
Figura 4.2 - Esqueleto principal do Pavilhão .....	13
Figura 4.3 - Pórticos: a) Pórtico central; b) Pórticos das empenas.....	14
Figura 4.4 - Madres da Cobertura.....	15
Figura 4.5 - Madres dos Alçados.....	15
Figura 4.6 - Platibandas .....	16
Figura 4.7 - Fundações do Pavilhão .....	16
Figura 5.1 - Modelo em 3D do Pavilhão .....	19
Figura 7.1 - Zonamento térmico: a) Condições de verão; b) Condições de inverno.....	28
Figura 7.2 - Fluxograma da Ação Térmica.....	30
Figura 7.3 - Forças do Vento. ....	31
Figura 7.4 - Fluxograma - Pressão Dinâmica de Pico .....	37
Figura 7.5 - Convenção de sinais das Pressões exercidas nas Superfícies: a) Pressão interior positiva; b) Pressão interior negativa (adap. da Figura 5.1 do EC1-4, 2010) .....	38
Figura 7.6 - Perfil de Pressão Dinâmica na parede de barlavento (adap. da Figura 7.4 do EC1-4).....	40
Figura 7.7 - Definição das Zonas A, B e C das Paredes Laterais: a) Vento na direção $\Theta=90^\circ$ (direção x); a) Vento na direção $\Theta=0^\circ$ (direção y) (adap. da Figura 7.5 do EC1-4) .....	40
Figura 7.8 - Cobertura de duas Vertentes com angulo de inclinação positiva (adap. da Figura 7.8 do EC1 -4, 2010) .....	42
Figura 7.9 - Definição das zonas F, G, H, I e J de Coberturas de duas Vertentes (adap. da Figura 7.8 do EC1-4, 2010).....	42
Figura 7.10 - Coeficientes de Pressão Interiores $c_{pi}$ .....	44
Figura 7.11 - Fluxograma para a determinação do Coeficiente Estrutural.....	46
Figura 7.12 - Zonamento Sísmico de Portugal Continental (adap. da Figura NA.I do EC8-1) .....	48
Figura 7.13 - Espectro de Resposta de Cálculo Horizontal Tipo em estruturas com um coeficiente de amortecimento de 5% .....	52
Figura 7.14 - Fluxograma da Ação Sísmica .....	56
Figura 7.15 - Fluxograma da Ação Sísmica (cont.).....	57
Figura 9.1 - Imperfeições Globais Equivalentes - Desvio da Verticalidade dos Pilares .....	69

Figura 9.2 - Imperfeições globais através de forças horizontais equivalentes .....	70
Figura 9.3 - Critérios Gerais de Dimensionamento das Estruturas Metálicas.....	73
Figura 9.4 - Critérios Gerais de Dimensionamento ao Estados Limites Últimos.....	75
Figura 9.5 - Fluxograma de dimensionamento de seções à Tração.....	76
Figura 9.6 - Fluxograma de dimensionamento de seções à Compressão. ....	77
Figura 9.7 - Fluxograma de dimensionamento de seções à Flexão simples.....	78
Figura 9.8 - Fluxograma do Esforço Transverso. ....	79
Figura 9.9 - Fluxograma de dimensionamento de seções à Flexão com Esforço Transverso. ....	80
Figura 9.10 - Fluxograma de dimensionamento de Seções à Flexão Composta. ....	81
Figura 9.11 - Fluxograma de dimensionamento de Seções à Flexão Desviada .....	83
Figura 9.12 - Fluxograma de dimensionamento de seções das classes 1 e 2 à Flexão Composta com Esforço Axial e Transverso em seções em I ou H. ....	84
Figura 9.13- Fluxograma de dimensionamento de Seções das classes 1 e 2 à Flexão Composta com Esforço Transverso em Seções Tubulares retangulares. ....	85
Figura 9.14- Fluxograma de dimensionamento de Elementos com Seções das classes 1 e 2 sujeitos a Compressão Axial .....	87
Figura 9.15 - Fluxograma de dimensionamento de Elementos sujeitos a flexão .....	89
Figura 9.16 - Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura - Colunas-viga .....	91
Figura 9.17- Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente $C_m$ (adap. do Quadro B.3 do Anexo B do EC3-1-1) .....	93
Figura 9.18 - Fluxograma de dimensionamento das Ligações Soldadas (Método simplificado) .....	94
Figura 9.19 - Deslocamentos Verticais (adap. da Figura NA.I do EC3-1-1) .....	95
Figura 9.20 - Deslocamentos Horizontais em Pórticos [24].....	96
Figura 9.21 - Fluxograma com os critérios gerais de verificação de segurança dos Plintos....	97
Figura 9.22 - Fluxograma de dimensionamento das armaduras dos Plintos .....	98
Figura 9.23 - Fluxograma de dimensionamento das seções dos Plintos ao Esforço Transverso .....	100
Figura 9.24 - Fluxograma de dimensionamento das seções das Vigas de Fundações.....	103
Figura 9.25 - Diagrama Parábola - Retângulo para o Betão (adaptado da Figura3.3 do EC2). ....	104
Figura 9.26 - Diagrama Tensões-Extensões do Aço das Armaduras (adap. da Figura3.8 do EC2) .....	104
Figura 9.27 - Fluxograma de dimensionamento das Vigas à Flexão.....	105
Figura 9.28 - Modelo de treliça e notações gerais (adap. da Figura 6.5 do EC2-1).....	106
Figura 9.29 - Fluxograma com os critérios de verificação da segurança de Sapatas .....	108
Figura 9.30 - Método das Bielas em Sapatas Isoladas com Cargas Centradas .....	109

**ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 4.1 - Perfis dos Pórticos .....	14
Tabela 4.2 - Perfis das Madres da Cobertura.....	15
Tabela 4.3 - Perfis das Madres dos Alçados.....	15
Tabela 4.4 - Perfis das Platibandas .....	16
Tabela 4.5 - Custo das Ligações .....	17
Tabela 4.6 - Tipo de Soldaduras .....	18
Tabela 6.1 - Coeficientes Parciais dos Materiais (adap. Do Quadro 2.N do EC2-1) .....	21
Tabela 6.2 - Características do Betão .....	21
Tabela 6.3 - Aço das Estruturas Metálicas .....	23
Tabela 6.4 - Propriedades principais do Aço utilizado nos Perfis Laminados .....	23
Tabela 7.1 - Ações e Normas.....	25
Tabela 7.2 - Valores das temperaturas Tmax e Tmin (adap.do Quadro NA.I e NA.II do EC1-5).....	28
Tabela 7.3 - Temperaturas indicativas, $T_{out}$ , para zonas de edifícios acima do solo (adap.do Quadro NA-5.2 do EC1-5).....	29
Tabela 7.4 - Temperaturas indicativas, $T_{in}$ , para ambientes interiores (adap. do Quadro NA-5.1 do EC1-5).....	29
Tabela 7.5 - Valor Básico da Referência do Vento (adap. do Quadro NA.I do EC1-4, 2010).....	34
Tabela 7.6 - Categorias de Terreno e respetivos Parâmetros (adap. Quadro Na-4.1 do EC1-4, 2010).....	34
Tabela 7.7 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Paredes Verticais de Edifícios com Planta Retangular (Adap. do Quadro 7.1 do EC1-4,2010) .....	41
Tabela 7.8 - Constituintes de Pressão Exteriores .....	41
Tabela 7.9 - Coeficientes de Pressão nas Paredes na Direção do Vento $\Theta = 0^\circ$ .....	41
Tabela 7.10 - Coeficientes de Pressão nas Paredes na direção do Vento $\Theta=90^\circ$ .....	41
Tabela 7.11 - Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes.....	42
Tabela 7.12 - Coeficientes de Pressão Exteriores para a Coberturas de duas Vertentes (Adap. do Quadro 7.4b do EC1-4) .....	43
Tabela 7.13 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes na direção do Vento $\Theta=0^\circ$ .....	43
Tabela 7.14 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes na direção do Vento $\Theta=90^\circ$ .....	43
Tabela 7.15 - Valores de Aceleração Máxima de Referência, $a_{gR}$ (adap. do Quadro NA.I do EC8-1).....	48
Tabela 7.16 - Tipos de Terreno (Adap. Quadro 3.1 do EC8-1).....	49
Tabela 7.17 - Classes de Importância $\gamma_1$ para os Edifícios (adap. do Quadro 4.3 do EC8-1).....	50
Tabela 7.18 - Coeficientes de Importância $\gamma_1$ (adap. do Quadro NA-II do EC8-1).....	50
Tabela 7.19 - Valores dos Parâmetros para os dois Tipos de Ações Sísmicas.....	53
Tabela 7.20 - Parâmetros do Espectro de Resposta para os dois Tipos de Ações Sísmicas....	53

Tabela 7.21 - Coeficientes de Comportamento .....	54
Tabela 8.1 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança. ....	60
Tabela 8.2 - Valores dos Coeficientes $\Psi$ .....	61
Tabela 8.3 - Combinações de Ações - Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental	62
Tabela 8.4 - Combinações de Ações - Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental (Continuação).....	63
Tabela 8.5 - Combinações de Ações-Estados Limites Utilização - Combinação Característica .....	64
Tabela 8.6 - Combinações de Ações - Estados Limites Utilização - Combinação Característica (continuação).....	65
Tabela 9.1 - Valores de Coeficientes Parciais de Segurança.....	74
Tabela 9.2 - Características do Aço S235.....	74
Tabela 9.3 - Fatores de Interação Kij (adap. dos Quadros B.1e B.2 - Anexo B do EC3-1-1)	92
Tabela 9.4 - Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais (adap. do Quadro NA.I do EC1-3. 2010). ....	96
Tabela 9.5 - Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Horizontais (Adap. do Quadro NA.II do EC1-3. 2010).....	97
Tabela 9.6 - Valores do expoente a para secções retangulares.....	99
Tabela 9.7- Diâmetros e Espaçamento Máximos para o Controlo da Fendilhação (Adap. dos quadros 7.2N e 7.3N do EC2-1.).....	102
Tabela 9.8 - Valor recomendado de $w_{max}$ (Adop. Quadro 7.1N do EC2-1) .....	102
Tabela 9.9 - Valores de $\mu_{lim}$ e $\omega_{lim}$ [3].....	105
Tabela 10.1 - Regulamentação .....	111

**SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS****LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS**

$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$G$	Módulo de distorção
$W$	Ação do vento
$F_{fr}$	Força devida a resultante do atrito do vento
$F_{w,e}$	Força devida a pressões externas
$F_{w,i}$	Força devida a pressões internas
$I_v(z_s)$	Intensidade de turbulência à altura $Z_s$
$K_I$	Coefficiente de turbulência
$K_p$	Fator de pico
$B^2$	Coefficiente de resposta quase- estática
$R^2$	Coefficiente de Resposta em ressonância
$R_b$	Funções de admitância aerodinâmica
$R_h$	Funções de admitância aerodinâmica
$T$	Temperatura num dada instante
$T_0$	Temperatura inicial
$T_{max}$	Temperatura máxima do verão
$T_{min}$	Temperatura mínima do inverno
$T_{in}$	Temperatura do ar ambiente interior
$T_{out}$	Temperatura do ar ambiente exterior
$T_{cor}$	Incremento da temperatura exterior provocado pela cor da fachada
$E$	Ação sísmica
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$T$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$S$	Coefficiente de solo
$G_k$	Valor característico de uma ação permanente
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma Ação variável

---

$Q_{k,1}$	Valor característico de uma Ação variável base
$P$	Ação do pré-esforço
$A_{Ed}$	Valor de cálculo para a ação sísmica
$A$	Área de uma secção transversal
$A_{net}$	Área útil de uma secção transversal
$A_{net}$	Área útil de uma secção transversal
$W_{pl}$	Módulo de flexão plástico de uma seção transversal
$W_{el,mín}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma seção transversal
$W_{eff,mín}$	Módulo de flexão mínimo de uma seção transversal efetiva
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço de tração atuante
$N_{t,Rd}$	Esforço normal resistente de tração
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
$N_{net,Rd}$	Esforço normal resistente de tração, da secção útil na zona com furos de ligação
$N_{bp}$	Esforço axial na base do pilar
$N_{Sd}$	Valor de cálculo do esforço normal correspondente à combinação de ações em que intervém a ação sísmica
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da seção bruta
$N_{Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{cr}$	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente, na ausência de torção
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma seção transversal
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico de uma seção transversal
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral
$M_{cr}$	Momento crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{N,V,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal e com o esforço transverso
$F_{w,Ed}$	Valor de cálculo de esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rd}$	Valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$F_{vw,d}$	Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima
$A_c$	Área da secção de betão
$A_{sw}$	Área da secção das armaduras de esforço transverso
$Z$	Braço do binário das forças interiores
$A_{sw}$	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
$A_{s,min}$	Área mínima das armaduras para betão armado na zona tracionada
$A_{ct}$	Área de betão tracionado
$F_{td}$	Valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal
$F_{cd}$	Valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento
$A$	Área da sapata
$H$	Altura mínima da sapata

**LETRAS LATINAS MINÚSCULAS**

$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do Tipo A
$a_{gR}$	Aceleração máxima de referência
$co(z)$	Coefficiente de orografia
$c_s c_d$	Coefficiente estrutural
$c_{season}$	Coefficiente de sazão
$q_p(Z_e)$	Pressão dinâmica de pico à altura de referência $Z_e$
$v_{b,0}$	Valor básico de velocidade de referência do vento

$c_{fr}$	Coeficiente de atrito
$w_e$	Pressão exterior
$w_i$	Pressão interior
$z_s$	Altura de referência
$q$	Coeficiente de comportamento;
$n$	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta;
$f_{ck}$	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{ywd}$	Valor de cálculo de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$w$	Aberturas das fendas

**LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS**

$\Psi_i$	Coeficiente de combinação
----------	---------------------------

**LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS**

$c$	Coeficiente de <i>poisson</i>
$\nu_1$	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
$\alpha$	Coeficiente de dilatação térmica linear
$\chi$	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
$\delta$	Coeficiente de amortecimento estrutural
$\mu$	Índice de vazios

$\sigma_{adm}$	Tensão admissível do solo
$\sigma_{solo}$	Tensão do solo
$\gamma_I$	Fator de importância
$\sigma_{\infty}$	Deformação ao longo prazo
$\omega_v$	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
$\omega_{wd}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
$\rho'$	Taxa de armadura de compressão
$\rho_{min}$	Taxa de armadura mínima

## ABREVIATURAS

EC	Eurocódigo
EC0	Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 - Ações em estruturas
EC2	Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão
EC3	Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de betão
EC8	Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos
ELU	Estados Limites Últimos
SLS	Estados Limites de Utilização
CAR	Características
PP	Peso próprio
RCP	Restante carga permanente
SC	Sobrecargas
T	Ação Térmica
W	Vento
W <sub>x</sub>	Vento segundo x no sentido positivo
W <sub>xx</sub>	Vento segundo x no sentido negativo
W <sub>x1</sub>	Vento segundo x no sentido positivo caso 1
W <sub>xx1</sub>	Vento segundo x no sentido negativo caso 1
W <sub>y</sub>	Vento segundo y no sentido positivo

---

Wyy	Vento segundo y no sentido negativo
Wy1	Vento segundo y no sentido positivo caso 1
Wyy1	Vento segundo y no sentido negativo caso 1
E	Sismo
ET1	Sismo do Tipo 1
ET2	Sismo do Tipo 2
DCM	Ductility Class Medium (Classe de Ductilidade Média)
TFM	Trabalho Final do Mestrado
ELU.SC	Combinação de ações onde a sobrecarga é a ação variável base;
ELU.Wx	Combinação de ações onde o vento na direção x é a ação variável base;
ELU.Wx1	Combinação de ações onde o vento na direção x1 é a ação variável base
ELU.Wxx	Combinação de ações onde o vento na direção xx é a ação variável base
ELU.Wxx1	Combinação de ações onde o vento na direção xx1 é a ação variável base
ELU.Wy	Combinação de ações onde o vento na direção y é a ação variável base
ELU.Wy1	Combinação de ações onde o vento na direção y1 é a ação variável base
ELU.Wyy1	Combinação de ações onde o vento na direção yy1 é a ação variável base
ELU.Wyy11	Combinação de ações onde o vento na direção yy11 é a ação variável base
ELU.T+	Combinação de ações onde a temperatura positiva é a ação variável base
ELU.T-	Combinação de ações onde a temperatura negativa é a ação variável base
ELU.Sismo1x	Combinação de ações onde o sismo tipo 1 na direção x é a ação variável base
ELU.Wy11	Combinação de ações onde o vento na direção y11 é a ação variável base
ELU.Wyy	Combinação de ações onde o vento na direção yy é a ação variável base
ELU.Sismo1y	Combinação de ações onde o sismo tipo 1 na direção y é a ação variável base
ELU.Sismo2x	Combinação de ações onde o sismo tipo 2 na direção x é a ação variável base
ELU.Sismo2y	Combinação de ações onde o sismo tipo 2 na direção y é a ação variável base

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento e Justificação do Tema

O projeto escolhido refere-se ao projeto de um Pavilhão Metálico para armazenagem de paletes de Madeira.

Atendendo a que se trata de um Pavilhão metálico, achou-se conveniente no início deste trabalho fazer uma pequena introdução relativa à utilização do aço na construção civil.

O aço é um material com elevada resistência, com capacidade para vencer grandes vãos a partir de soluções constituídas por elementos muito esbeltos.

Permite a execução de estruturas com recurso à pré-fabricação, possibilitando assim, uma maior rapidez de execução em obra.

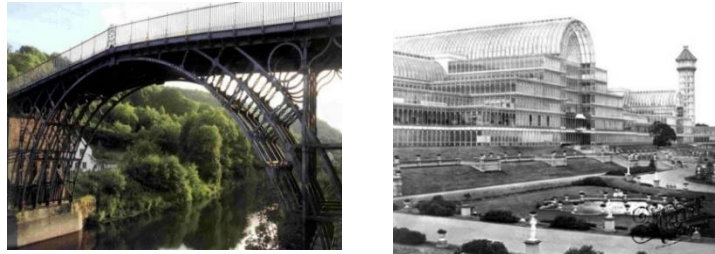
Outra das vantagens da utilização do aço é a capacidade de ser modificado, reforçado e reciclado, apresentando assim uma grande versatilidade.

Devido a estas características as estruturas metálicas são de um modo geral preferidas, em comparação com a de outros materiais, nomeadamente na realização de pavilhões industriais, onde se pretende vencer vãos livres de dimensão grande e moderada, e em que a celeridade de execução e montagem tem uma grande importância.

Neste trabalho pretendeu-se também aplicar alguns dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso, fundamentalmente nas unidades curriculares de Betão Armado, Pontes e Viadutos e Construções Metálicas e Mistas, bem como a utilização de alguns "*softwares*" que foram necessários à realização deste Projeto.

## 1.2 Breve história da evolução do Aço na Construção Metálica

A utilização do aço na construção civil teve origem no século XVIII em Inglaterra, com a construção da Ponte sobre o rio Seven e o Palácio de Cristal em Londres.



**Figura 1.1** – Ponte sobre o rio Sevem (1779) e Palácio de Cristal (1851) em Londres [Google.pt]

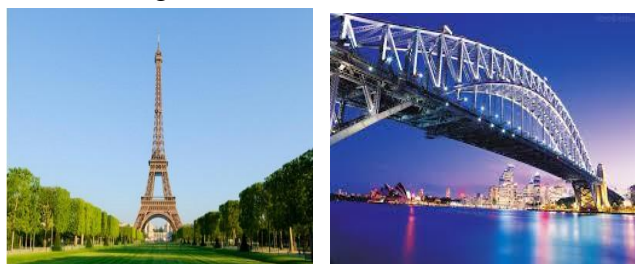
Com o aparecimento das ferrovias surgiu a necessidade de se construíram numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo sido as estruturas em aço as que tiveram maior aplicação inicial.

As pontes metálicas foram construídas inicialmente com ferro fundido, tendo-se utilizado mais tarde o aço forjado, e posteriormente os aços laminados, com recurso a soluções em perfis simples ou compostos, rebitados e ou soldados.

Nas figuras seguintes apresentam-se de uma forma resumida exemplos de algumas obras importantes em estrutura metálica que continuam em funcionamento:

- Ponte Coalbrookdale (Inglaterra) em ferro forjado com um vão de 31 metros construída em 1779;
- Torre Eiffel (Paris) com 312 metros de altura edificada em 1889;
- Ponte ferroviária Firth of Forth (Escócia), viga gerber com 521 metros de vão livre construída em 1890;
- Ponte da Baía de Sydney (Sydney) com 141 metros de altura cuja construção ocorreu em 1932;
- Empire State Building (New York) com 380 metros de altura realizado em 1933, etc.

Na Figuras 1.2 estão indicadas algumas das das estruturas acima mencionadas.



**Figura 1.2** Torre Eiffel (1889) em Paris e Ponte sobre a Baía de Sydney (1932) [Google.pt]

Com a revolução industrial o aço deixou de ser um material de construção apenas utilizado em pontes, tendo-se alargado posteriormente a sua utilização a outros tipos de construções.

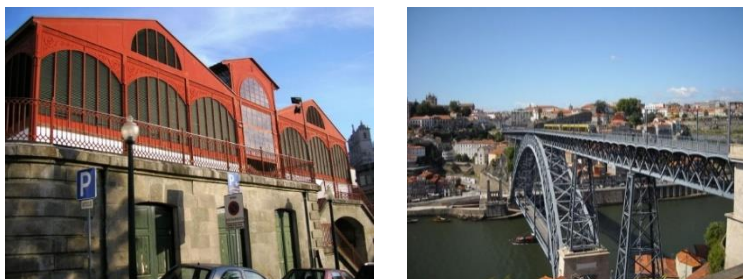
A partir do século XIX foi utilizado por muitos engenheiros e arquitetos, devido principalmente à sua resistência, permitindo soluções arquitetónicas de grande beleza e mais económicas.

Em Portugal a partir da década de 80 do século passado, a construção metálica começou a crescer de forma significativa, tendo surgido várias iniciativas de modo a divulgar e promover a utilização do aço.

Até aí, a utilização das estruturas metálicas esteve quase exclusivamente limitada à construção de edifícios de natureza industrial.

Ultimamente tem-se observado uma utilização crescente das estruturas metálicas, em obras de prestígio e com grande interesse patrimonial e arquitetónico em Portugal, de que são exemplos as estruturas da Ponte 25 de Abril, os pavilhões da Expo98, etc..

Nas Figuras 1.3 e 1.4 apresentam-se alguns exemplos, retiradas do "google.pt", da aplicação do aço em estruturas em Portugal.



**Figura 1.3** – Mercado Ferreira Borges (1885) e Ponte D.Luís (1886), Porto



**Figura 1.4** – Ponte 25 de Abril (1966) e Gare do Oriente (1998), Lisboa

De referir, que não só em Portugal, mas também no resto do mundo, a construção metálica tem sentido uma forte expansão.

### **1.3 Vantagens da utilização do Aço Estrutural**

A construção em aço apresenta vantagens significativas sobre outros materiais, nomeadamente em relação ao betão armado.

As principais vantagens do aço são:

#### **Liberdade no projeto de arquitetura**

A tecnologia do aço proporciona aos arquitetos uma maior liberdade criativa, o que tem permitido a conceção de estruturas com uma arquitetura que se adapta melhor ao estilo pretendido.

#### **Maior aproveitamento de espaços**

As seções dos pilares e vigas de aço são menores do que as equivalentes em betão armado, resultando deste facto, um melhor aproveitamento dos espaços.

#### **Facilidade em vencer grandes vãos**

A elevada resistência deste material permite obter elementos estruturais capazes de vencer grandes vãos, com seções com dimensões relativamente pequenas, comparativamente com a de outros materiais.

#### **Menor peso**

Apesar do peso específico elevado do aço,  $78.5 \text{ kN/m}^3$ , as estruturas metálicas conduzem no seu conjunto a soluções mais leves que as estruturas de betão armado, tendo por isso também um melhor comportamento aos sismos.

#### **Menor tempo de execução**

O fabrico das estruturas metálicas em comparação com outras estruturas de outros materiais permite montagens mais fáceis e rápidas, com uma redução significativa do tempo na execução das obras que pode ir até 40% relativamente a outras soluções "equivalentes".

#### **Custos**

As estruturas metálicas podem ser construídas num prazo mais curto, permitindo muitas vezes diminuir os custos das obras, e possibilitando também trabalhar em estaleiros menos dispendiosos.

#### **Maior facilidade de reforço**

Estas estruturas permitem de um modo fácil e rápido a substituição de perfis, facilitando também a realização de eventuais reforços, nomeadamente nos casos em que é necessário aumentar a capacidade resistente.

## **Reciclagem**

O aço é um material totalmente reciclável. De referir, também, que as estruturas metálicas podem ser facilmente desmontadas e reutilizadas.

### **1.4 Projeto de Estruturas Metálicas**

O projeto constitui a peça fundamental para a execução das estruturas, uma vez que encera todas as informações necessárias à sua execução, nomeadamente: [8]

- Informação geral sobre as características do local da obra e envolvente (urbana, paisagística, acessibilidade, infraestruturas, etc.);
- Geologia do solo e condicionantes do mesmo;
- Regulamentação e normas de orientação, bem como os critérios e métodos de análise e segurança, dimensionamento e/ou verificação;
- Natureza, características e qualidade dos materiais do aço estrutural passando também pelos parafusos e soldaduras;
- Tipos de seções e elementos de ligações;
- Fundações com a justificação da solução adotada referindo as condicionantes com base no estudo geotécnico;
- Peças desenhadas com todos os pormenores construtivos necessários para o fabrico e montagem da obra.

### **1.5 Organização do projeto**

Este projeto está estruturado do seguinte modo:

#### **Peças Escritas**

- Memória Descritiva;
- Cálculos Justificativos;
- Considerações Finais;
- Referências Bibliográficas;
- Anexos.

#### **Peças Desenhadas**

- Desenhos de Conjunto;
- Desenhos de Pormenores.

Na parte referente à **Memoria Descritiva** são abordados os seguintes pontos:

**1 – Introdução.**

**2 – Localização:** Indica-se a localização do Pavilhão.

**3 – Geotecnia:** Faz referência às características geotécnicas dos terrenos de fundações onde o Pavilhão será construído.

**4 – Descrição Geral do Pavilhão:** Neste capítulo é feita uma breve descrição do projeto do Pavilhão, com a descrição da solução estrutural adotada para a superestrutura e para as fundações.

**5 – Modelos de Cálculo:** Indica-se a importância de utilização das ferramentas de cálculo automático em engenharia civil, nomeadamente o programa de cálculo, "SAP2000", que foi utilizado na determinação dos esforços e dos deslocamentos, bem como de outros programa de cálculo que foram igualmente utilizados neste Projeto.

**6 – Materiais:** Referem-se os materiais adotados para os aços das estruturas metálicas e de betão armado e os coeficientes de segurança utilizados nas propriedades dos materiais.

**7 - Quantificação das Ações:** São referidas as ações empregues no dimensionamento do Pavilhão de acordo com o EC0.

**8 – Verificação da Segurança e Combinações de Ações:** Introduzem-se os critérios gerais de verificação da segurança segundo a teoria dos Estados Limites.

São apresentadas as combinações de ações de acordo com os critérios preconizados no EC0, para os Estados Limites Últimos e de Utilização, os coeficientes parciais de segurança e os coeficientes de combinações ( $\Psi$ ).

Apresentam-se, também, tabelas com todas as combinações de ações para os Estados Limites Últimos e de Utilização.

**9 – Análise e Dimensionamento:** Aborda-se a análise global da estrutura e apresentam-se as considerações necessárias para a determinação dos esforços de cálculo.

Faz-se o pré dimensionamento dos elementos de estrutura metálica e de betão armado.

Faz-se também referência aos critérios de dimensionamento para os Estados Limites Últimos dos elementos metálicos, nomeadamente a verificação da resistência das seções transversais e dos elementos (colunas, vigas e colunas-viga), apresentando-se também, as verificações para os estados limites de utilização (flechas).

Inclui-se, por fim, as bases de dimensionamento referentes aos elementos de betão armado.

**10 – Regulamentação:** Neste capítulo apresenta-se a regulamentação que foi utilizada na verificação da segurança das estruturas de metálicas e de betão armado.

Relativamente a parte referente à **Memoria Justificativa**, esta inclui os seguintes pontos:

**1 – Introdução:** É feita uma breve introdução sobre o dimensionamento dos elementos metálicos e de betão armado do Pavilhão.

**2 – Quantificações de Ações:** Apresentam-se todas as ações consideradas nos modelos de cálculo estudados.

**3 – Pré-Dimensionamento:** Faz-se referência ao pré-dimensionamento dos elementos metálicos e dos elementos de betão armado.

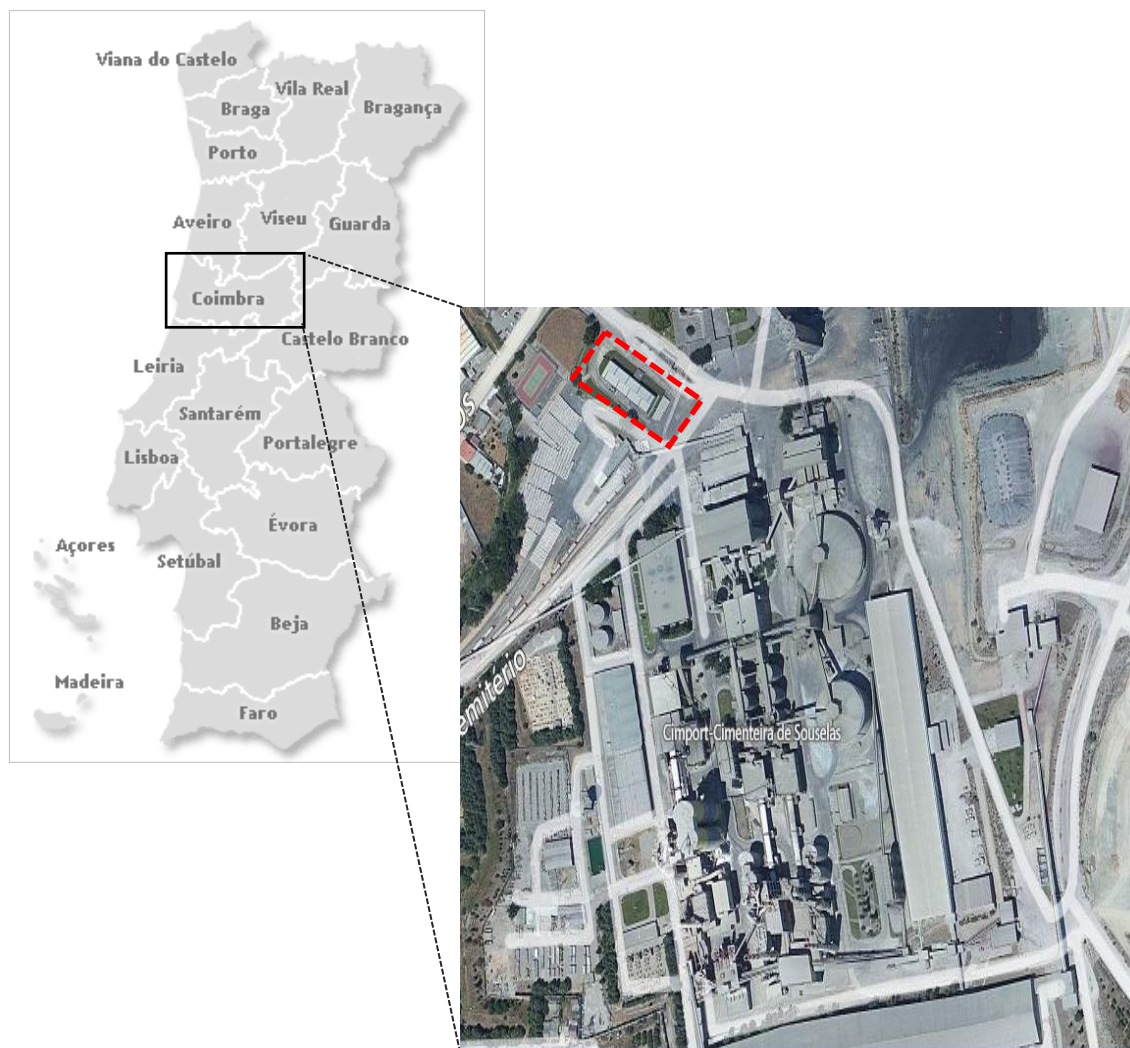
**4 – Dimensionamento da Estrutura Metálica:** Apresenta-se o dimensionamento dos elementos metálicos segundo o EC3 partes 1-1 e 1-8.

**5 – Dimensionamento da Estrutura de Betão Armado:** Faz-se referência ao dimensionamento dos elementos de betão armado segundo o EC2-1.



## 2 LOCALIZAÇÃO

O presente projeto refere-se a um Pavilhão a construir numa instalação fabril perto de Coimbra, destinado a armazenar paletes de madeira.



[Fonte: Bing Maps]

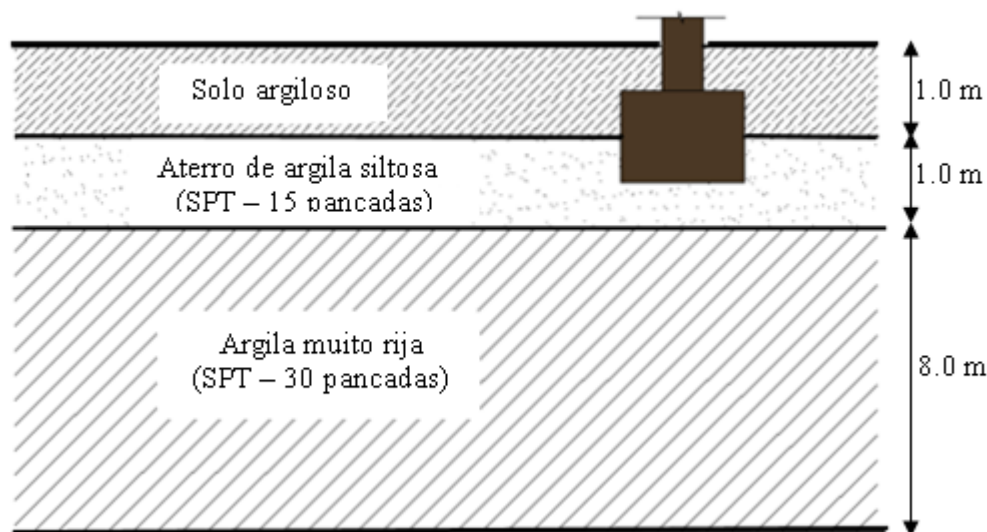
**Figura 2.1** – Localização do Pavilhão.



### 3 GEOTECNIA

Com a evolução das obras de engenharia civil e a utilização muitas vezes de terrenos de pior qualidade, torna-se cada vez mais importante a adequada caracterização geológica e geotécnica dos terrenos de fundação, de modo a que com segurança se possa prever o comportamento futuro das estruturas, face às solicitações a que poderão ficar sujeitas.

Sendo assim, relativamente ao caso em estudo, houve a necessidade de efetuar a caracterização geotécnica do terreno, necessária não só ao estudo sísmico mas também ao dimensionamento das fundações.



**Figura 3.1** – Perfil Geotécnico - Sondagem

Nas informações do relatório geotécnico constatou-se a ausência de nível freático.

Assim, com base nestas informações, optou-se por fundações diretas, realizadas por sapatas ligadas entre si por vigas de fundação, que foram dimensionadas para uma tensão de segurança do terreno entre 0.15 MPa e 0.20 MPa.



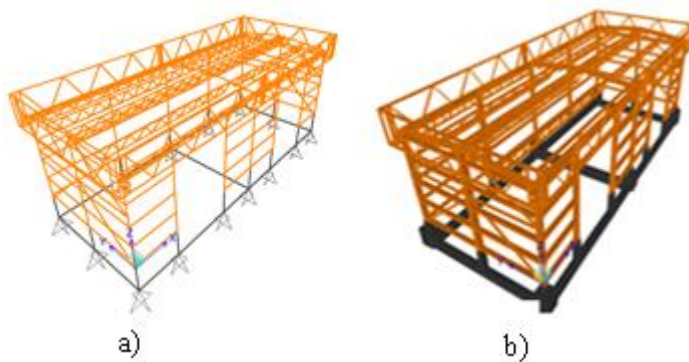
## 4 DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO

### 4.1 Geometria do Pavilhão

Este pavilhão tem uma área em planta de 20 metros x 8 metros e um pé direito de 7 metros, e é constituído por um conjunto de pórtico metálicos contraventados ao nível de cobertura e dos alçados.

Nos alçados laterais e na cobertura o pavilhão dispõe de um conjunto de madres, formadas por vigas compostas treliçadas, que recebem as chapas dos tapamentos exteriores.

As fundações são diretas constituídas por sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação.



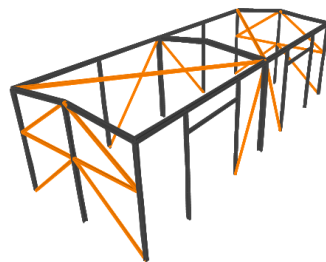
**Figura 4.1** – Perspetiva em 3D do Pavilhão: a) Esquema Unifilar; b) Esquema Extrudido

### 4.2 Descrição da Solução Estrutural

#### 4.2.1 Estruturas Metálicas Principais

O esqueleto principal que compõe o Pavilhão é constituído por três pórticos principais, sendo o interior de vão livre e os das extremidades formando estruturas trianguladas.

Na Figura 4.2 apresenta-se uma perspetiva com o esqueleto principal da estrutura do Pavilhão.



**Figura 4.2** – Esqueleto principal do Pavilhão

**Nota:** As triangulações ao nível da cobertura e nos alçados asseguram o funcionamento do Pavilhão como uma estrutura sem deslocamentos laterais (Non-Sway).

Na Figura 4.3 estão representados o pórtico central e os pórticos das empenas.



**Figura 4.3** – Pórticos: a) Pórtico central; b) Pórticos das empenas

Na Tabela 4.1 indicam-se as secções dos perfis dos pórticos.

**Tabela 4.1** – Perfis dos Pórticos

Elementos	Perfis
Pilares principais	HEB
Pilares secundários	IPE
Travamentos	Tubos quadrados
Travessas	IPE

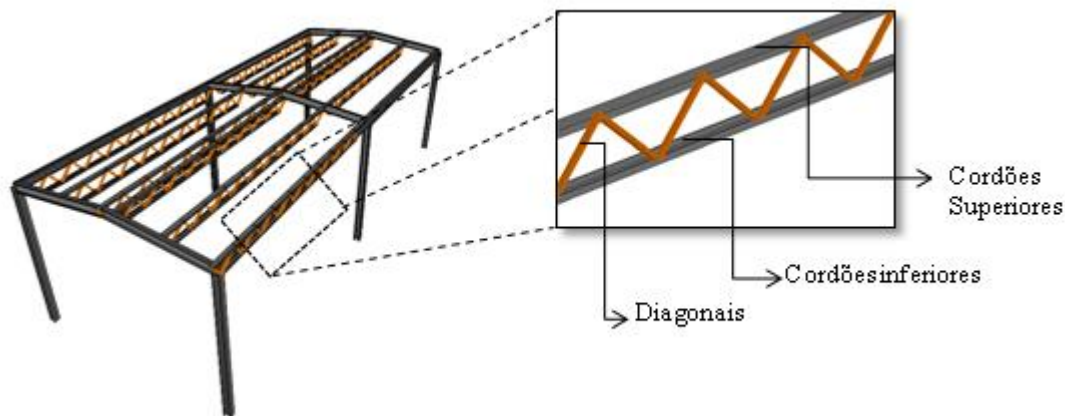
#### 4.2.2 Estruturas Metálicas Secundárias

Os elementos referentes às estruturas secundárias do Pavilhão são:

- Madres da cobertura e dos alçados;
- Platibandas;
- Vigas sobre os portões;
- Escoras e tirantes de travamento dos alçados e da cobertura;
- Chapas metálicas dos revestimentos exteriores.

### Madres da Cobertura

As madres da cobertura funcionam como vigas trianguladas simplesmente apoiadas, com vãos de 10 metros e servem de apoio aos revestimentos das chapas da cobertura.



**Figura 4.4** – Madres da Cobertura

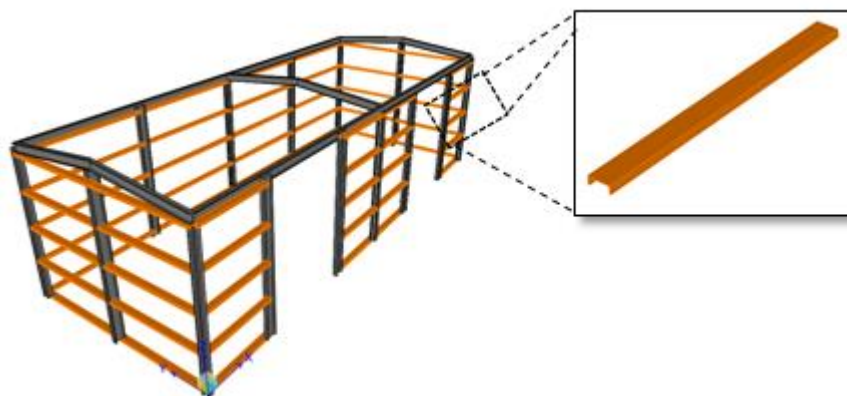
Nas madres da cobertura os cordões superiores e inferiores estão ligados por diagonais com uma inclinação de 45°, e são constituídos pelos perfis indicados na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2** – Perfis das Madres da Cobertura

Elementos	Perfis
Diagonais	UPN
Cordões	Cantoneiras

### Madres dos Alçados

As madres dos alçados têm como função contraventar os pórticos transversais e receberem também as ações provenientes do peso próprio das chapas dos revestimentos exteriores e do vento.



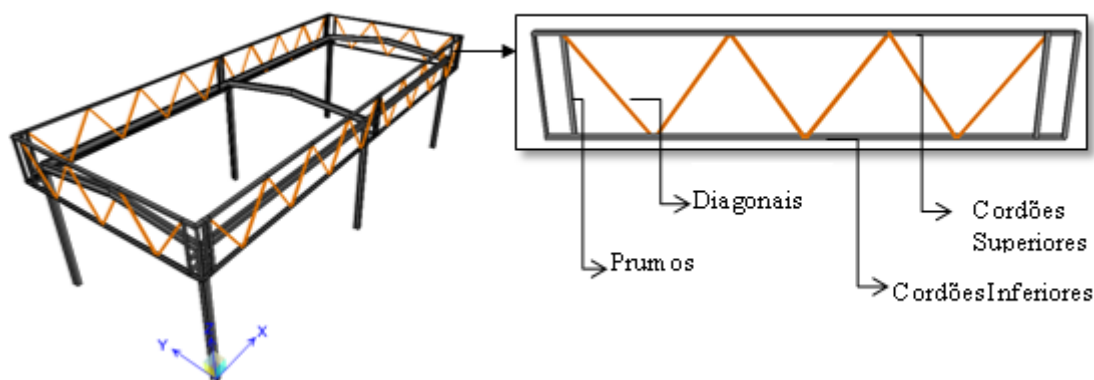
**Figura 4.5** – Madres dos Alçados

**Tabela 4.3** – Perfis das Madres dos Alçados

Elementos	Perfis
Madres	UPN

## Platibandas

O Pavilhão possui uma platibanda em todo o perímetro do Edifício, cujos elementos estruturais estão indicadas nas figuras seguintes.



**Figura 4.6** – Platibandas

Na Tabela 4.2 indicam-se os perfis das platibandas.

**Tabela 4.4** – Perfis das Platibandas

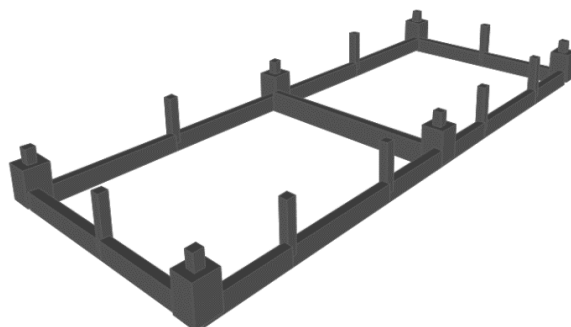
Elementos	Perfis
Cordões superiores	UPN
Cordões inferiores	UPN
Prumos	UPN
Diagonais	Cantoneiras

## Revestimentos

O pavilhão está revestido exteriormente por chapas em aço lacado, em perfil trapezoidal, tipo "Erfi", com uma espessura de 0.63 milímetros, com características mecânicas indicadas no Anexo I.

### 4.2.3 Estruturas de Betão Armado

Este Pavilhão está ligado a um conjunto de sapatas rígidas travadas por vigas de fundação.



**Figura 4.7** – Fundações do Pavilhão

#### 4.2.4 Ligações

As ligações são elementos fundamentais que asseguram a transmissão dos esforços entre os diferentes elementos das estruturas, garantindo o seu monolitismo.

Ligam seções com "descontinuidades" entre barras, e o seu comportamento é fundamental na análise e no cálculo das estruturas.

Nas estruturas correntes de pavilhões industriais é habitual optar por ligações rígidas, que garantem a continuidade dos esforços e das deformações.

O dimensionamento das ligações metálicas deve ser realizado a partir dos critérios estipulados no EC3-1-8.

No pavilhão em estudo existem fundamentalmente três tipos de ligações:

- Ligações viga-pilar;
- Ligações base de pilar;
- Ligações de nós em estruturas triangulares.

##### 4.2.4.1 Economia das Ligações

O custo das ligações nas estruturas metálicas representa uma parcela significativa do custo total das estruturas.

Em geral, o custo das ligações está incluído no custo unitário (custo do kg de aço), colocado em obra.

No custo das ligações está incluído a parcela do custo de fabrico.

Na Tabela 4.5 indicam-se as diferentes percentagens referentes ao custo por kg de aço das estruturas colocadas em obra. [20]

**Tabela 4.5** – Custo das Ligações

Custos Unitários	%
Material	40 a 50%
Fabrico	30 a 40%
Proteção Anticorrosiva	10 a 15%
Transporte e montagem	5 a 15%

De referir, também, que o tempo e o custo na execução das soldaduras depende não só do tipo de soldadura mas também da sua posição.

**Tabela 4.6** – Tipo de Soldaduras

Tipos de Soldaduras	Tempo (h/m)
Cordões de ângulo de 5mm (1 passagem)	0.2 a 0.3
Cordões de ângulo de 10 mm (3 passagens)	0.5 a 0.9
Cordões de topo em V com 10 mm (3 passagens)	0.7 a 1.2
Cordões de topo em X com 25 mm (8 passagens)	1.6 e 2.8

**Notas:**

1 - De referir, que o tempo de execução das soldaduras realizadas em posição normal em relação a outras posições têm o seguinte incremento de tempo:

- Horizontal +30%
- Vertical +60%
- Teto +100%

2 - De salientar, também, que a escolha das pormenores construtivos tem um influência decisivo nos tempos de execução.

## 5 MODELO DE CÁLCULO

Devido ao tempo excessivo que se perde com o cálculo manual na maior parte das estruturas, recorre-se hoje, a ferramentas informáticas, que permitam de um modo rápido proceder ao processamento de dados e resultados.

No estudo do Pavilhão deste projeto foi feita uma análise tridimensional, através do um programa de cálculo automático, com recurso a elementos finitos o "SAP2000".

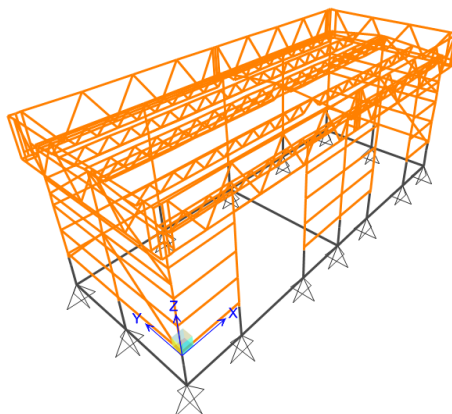
Foram retirados dos ficheiros de resultados do "SAP2000" os esforços e deformações correspondentes às diferentes a combinações dos estados limites últimos e de utilização, tendo-se posteriormente realizado o dimensionamento dos elementos que compõem as estruturas metálicas e de betão armado.

Ao longo deste trabalho recorreu-se também a outros programas de cálculo automático, bem como a um conjunto de tabelas e ábacos realizados em folhas de cálculo em "Excel".

### 5.1 Modelação da Estrutura

A discretização da estrutura foi realizada através de um modelo com recurso a elementos "frames", que representam as características geométricas de todos os elementos estruturais que compõem o Pavilhão.

Para as fundações considerou-se que os esforços nos pilares eram transferidos diretamente ao terreno de fundação, através de sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação.



**Figura 5.1** – Modelo em 3D do Pavilhão



## 6 MATERIAIS

Os materiais escolhidos para o dimensionamento do Pavilhão foram:

- Betão;
- Aço em armaduras ordinárias;
- Aço das estruturas metálicas.

Na Tabela 6.1 representam-se os coeficientes de segurança das propriedades dos materiais de acordo com o Anexo Nacional do EC2.

**Tabela 6.1** – Coeficientes Parciais dos Materiais (adap. Do Quadro 2.N do EC2-1)

Fases do Projeto	$\gamma_c$ - betão	$\gamma_s$ - aço das armaduras ordinárias
Persistentes Transitórias	1.5	1.15

### 6.1 Betão Armado

#### Betão

A escolha do betão utilizado foi feita de acordo com os critérios especificados na norma NP EN 206-1.

Estes critérios são definidos do ponto de vista da durabilidade em função do tipo de ambiente na qual a estrutura esta inserida.

A Tabela 6.2 apresenta as características dos materiais utilizados para o betão armado nos elementos estruturais, segundo a norma NP EN 206-1:2013 (Anexo F - Quadro F.1).

**Tabela 6.2** – Características do Betão

Elementos Estruturais	Classe de Resistência à Compressão	Classe de Exposição	Máxima razão A/C	Mínima dosagem de cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Recobrimentos [mm]
Betão de regularização em Fundações	C12/15	X0	-	-	-
Elementos em betão armado: Plintos; Vigas de fundação; Sapatas.	C25/30	XC2	0.60	280	40

Na Tabela 6.3 estão indicadas as principais propriedades do betão empregues nas estruturas de Pavilhão, os valores característicos e de cálculo das tensões de rotura à compressão ( $f_{ck}$  e  $f_{cd}$ ), bem como o valor médio da tensão de rotura à tração ( $f_{ctm}$ ), o módulo de elasticidade aos 28 dias ( $E_{cm}$ ), o coeficiente de poisson ( $\nu$ ), o coeficiente de dilatação térmica linear ( $\alpha$ ) e o peso volumico do betão ( $\gamma_c$ ).

**Tabela 6.3** – Propriedades do Betão

Material	Características	
Betão C25/30	$f_{ck}$ [MPa]	25
	$f_{cd}$ [MPa]	17
	$f_{ctm}$ [MPa]	2.9
	$E_{cm}$ [Mpa]	31
	$\nu_c$	0.2
	$\alpha$ [°]	$10^{-5}$
	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25

### Aço das Armaduras Ordinárias

Relativamente à classe do aço utilizado considerou-se a possibilidade de plastificação das armaduras nas zonas críticas dos elementos estruturais.

É muito importante que os elementos constituintes de uma estrutura tenham a capacidade de se deformarem para além dos seus limites elásticos, não sofrendo grandes diminuições de resistência e rigidez, como acontece com os aços laminados a quente.

Na Tabela 6.4 indica-se as características do aço das armaduras ordinárias que foram utilizados nas estruturas de betão armado.

**Tabela 6.4** – Características do Aço das armaduras

Aço em Estruturas de Betão Armado	Classe de Resistência
Armaduras ordinárias	A 400 NR

Na Tabela 6.4 resumem-se também as principais propriedades do aço A 400 NR, das quais se destacam a tensão de cedência ( $f_{syk}$ ), o valor de cálculo de tensão de cedência à tração ( $f_{syd}$ ), o valor da tensão de rotura ( $f_{suk}$ ), o módulo de elasticidade ( $E_s$ ), a extensão do aço ( $\epsilon_{yd}$ ) e o peso volúmico ( $\gamma_s$ ).

**Tabela 6.5** – Propriedades do Aço das Armaduras Ordinárias

Material	Características	
Aço A400 NR	$f_{syk}$ [MPa]	400
	$f_{syd}$ [MPa]	348
	$f_{suk}$ [MPa]	460
	$E_s$ [GPa]	200
	$\epsilon_{yd}$	0.00174
	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78.5

## 6.2 Estruturas Metálicas

A definição dos aços empregues no Pavilhão foi feita de acordo com o EC3-1-1 (Regras Gerais e Regras para Edifícios), e também através do EC3-1-8 para os elementos de ligação (parafusos, porcas e anilhas).

**Tabela 6.3** – Aço das Estruturas Metálicas

Elementos estruturais	Classe de Resistência
Perfis e Chapas	S235 JR
Parafusos	Classe 8.8
Porcas	Classe 8.8
Anilhas	Classe 8.8

De acordo com o EC3-1-1 os valores característicos das propriedades mecânicas do aço S235 JR são entre outros, o valor nominal da tensão de cedência ( $f_y$ ), a tensão de rotura à tração ( $f_u$ ), o módulo da elasticidade (E), o módulo de distorção (G), o coeficiente de *poisson* ( $\nu$ ), o coeficiente de dilatação térmica linear ( $\alpha$ ) e o peso volúmica ( $\gamma$ ) que estão indicados na Tabela 6.4.

**Tabela 6.4** – Propriedades principais do Aço utilizado nos Perfis Laminados

Material	Características	
Aços	$f_y$ [MPa]	235
	$f_u$ [MPa]	360
S235 JR (perfis laminados)	E [GPa]	210
	G [GPa]	81
	$\nu$	0.3
S235 H (perfis tubulares)	$\alpha$ [°C]	$12 \times 10^{-6}$
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78.5



## 7 QUANTIFICAÇÕES DAS AÇÕES

A definição das ações atuantes nas estruturas é um dos critérios mais importantes para o seu dimensionamento.

Na Tabela 7.1 estão assinaladas as normas que foram consultadas para a definição das diversas ações consideradas no projeto do Pavilhão.

**Tabela 7.1** – Ações e Normas

		Ações	Normas
Permanentes		Pesos próprios	NP EN 1991-1-1:2009
		Restantes cargas permanentes	NP EN 1991-1-1:2009
Variáveis		Sobrecargas	NP EN 1991-1-1:2009
		Ação Térmica	NP EN 1991-5:2009
		Vento	NP EN 1991-4:2010
		Sismo	NP EN 1998-1:2010

### 7.1 Ações Permanentes

De acordo com o EC0 as ações permanentes estão sempre presentes durante o período da vida da estrutura, com valores constantes ou com pequenas variações em torno do seu valor médio.

No Pavilhão foram consideradas as seguintes ações permanentes: Pesos Próprios e Restantes Cargas Permanentes.

#### 7.1.1 Peso Próprio (PP)

O peso próprio corresponde à ação do peso dos elementos que constituem as estruturas do Pavilhão, e foi calculado diretamente pelo "programa" com base nos pesos específicos dos diferentes materiais:

- Peso específico do betão armado:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Peso específico do aço:  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.1.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP)

As restantes cargas permanentes consideradas correspondem ao peso dos elementos não estruturais, tais como: o peso das chapas dos revestimentos exteriores da cobertura e das fachadas, os rufos, os elementos de ligação, etc.

- Peso das chapas e acessórios de ligação:  $q_k = 0.10 \text{ kN/m}^2$ .

## 7.2 Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa durante o período da vida de estrutura e que variam no tempo e no espaço.

### 7.2.1 Sobrecargas (SC)

A determinação da sobrecarga da cobertura foi feita a partir do Quadro 6.9 do EC1-1 com base na sua classificação.

Considerou-se a Categoria H, ou seja, coberturas não acessíveis.

- Sobrecarga na cobertura:  $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.2.2 Ação Térmica (T)

Devido as variações de temperatura as estruturas estão sujeitas a deslocamentos/esforços mais ou menos significativos, que dependem das dimensões das estruturas e do seu grau da hiperstaticidade.

As variações uniformes de temperaturas (V.U.T) foram determinadas segundo o EC1-5. Segundo a cláusula 3(2)P desta norma, os elementos devem ser verificados de modo a assegurar que os movimentos de origem térmica, não originem esforços e deformações incompatíveis com o funcionamento das estruturas.

As variações de temperatura são de dois tipos:

- Variação uniforme de temperatura (V.U.T) – que corresponde a variações sazonais que ocorrem entre o Inverno e o Verão;
- Variação diferencial de temperatura (V.D.T) – que corresponde a variações diárias.

Neste Pavilhão por se tratar de um edifício sem revestimentos térmicos importantes considerou-se apenas a V.U.T.

### a) Variação Uniforme de Temperatura (V.U.T)

De acordo com a cláusula 5.2(5) do EC1-5, a componente da variação uniforme da temperatura,  $\Delta T_u$ , é igual a:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (7.1)$$

em que:

T – Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas no Inverno ou no Verão;

$T_0$  – Temperatura inicial.

A temperatura T é determinada pela média das temperaturas interior  $T_{in}$  e do ambiente exterior  $T_{out}$ , isto é:

$$T = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad (7.2)$$

Na falta de outros dados pode-se tomar para  $T_0$  o valor da temperatura média do ar.

Considerou-se para a temperatura inicial  $T_0$ , a temperatura média durante o período de construção de 15°C.

Para determinar a V.U.T é necessário também calcular a variação máxima negativa  $\Delta T_u^-$ , que ocorre no Inverno (I), e a variação positiva  $\Delta T_u^+$  que surge no Verão (V).

$$\Delta T_u^- = \frac{T_{in}(I) + T_{out}(I)}{2} - T_0 \quad (7.3)$$

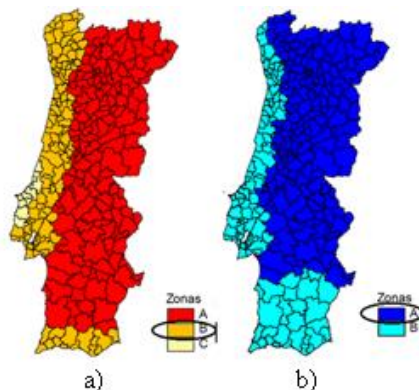
$$\Delta T_u^+ = \frac{T_{in}(V) + T_{out}(V)}{2} - T_0 \quad (7.4)$$

No Pavilhão a quantificação da V.U.T foi feita através dos seguintes procedimentos:

- Zonamento do território;
- Temperaturas máximas e mínimas – Tmax e Tmin;
- Temperatura indicativa para ambientes interiores – Tin;
- Temperatura indicativa para ambientes exteriores – Tout.

### b) Zonamento do Território

Na Figura 7.1 apresenta-se para Portugal continental o zonamento térmico para as condições do verão e de inverno.



**Figura 7.1** – Zonamento térmico: a) Condições de verão; b) Condições de inverno  
(adap. da Figura NA.II do EC1-5)

Uma vez que o Pavilhão está localizado em Coimbra as zonas correspondentes as condições térmicas são:

- Zona B - verão;
- Zona A - inverno.

### c) Determinação das Temperaturas Tmax e Tmin

Definidas as zonas térmicas foram determinadas as temperaturas Tmax e Tmin segundo a cláusula NA-A.1 (1).

Na Tabela 7.2 apresentam-se os valores para as temperaturas Tmax e Tmin.

**Tabela 7.2** – Valores das temperaturas Tmax e Tmin (adap.do Quadro NA.I e NA.II do EC1-5)

Condições de inverno		Condições de verão	
Zonas Térmicas	Tmin.	Zonas Térmicas	Tmax.
Zona A	-5 °C	Zona A	45 °C
Zona B	0 °C	Zona B	40 °C
Zona C	5 °C	Zona C	35 °C

**Nota:** Os valores indicados referem-se à cota zero.

Aos valores Tmin indicadas na tabela anterior, deve subtrair-se 0.5°C por cada 100 metros de altitude, e aos valores Tmax subtrair-se 1°C, isto é:

$$T_{\max H} = T_{\max} - 0.01H \quad (7.5)$$

$$T_{\min H} = T_{\min} - 0.005H \quad (7.6)$$

Em que H é a altitude em metros medida em relação ao nível do mar.

#### d) Determinação das Temperaturas indicativas – Tin e Tout

Nas Tabelas 7.3 e 7.4 indicam-se os valores para as temperaturas Tin e Tout segundo o Anexo Nacional do EC1-5.

**Tabela 7.3** – Temperaturas indicativas,  $T_{in}$ , para zonas de edifícios acima do solo (adap.do Quadro NA-5.2 do EC1-5)

Estações	Temperatura $T_{in}$
verão	$T_1=25^{\circ}\text{C}$
inverno	$T_2=18^{\circ}\text{C}$

**Tabela 7.4** – Temperaturas indicativas,  $T_{out}$ , para ambientes interiores (adap. do Quadro NA-5.1 do EC1-5)

Estações	Fatores significativos	Temperatura Tout. em $^{\circ}\text{C}$
verão	0.5 Superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
	0.7 Superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
	0.9 Superfície escura	$T_{max} + T_5$
inverno	$T_{min}$	
Devem utilizar-se os seguintes valores: $T_3=0^{\circ}\text{C}$ ; $T_4=2^{\circ}\text{C}$ ; $T_5=5^{\circ}\text{C}$		

No Pavilhão uma vez que as chapas dos revestimentos exteriores são escuras os valores adotados foram:

$$T_{out\ V} = T_{max} + T_5 \quad (7.7)$$

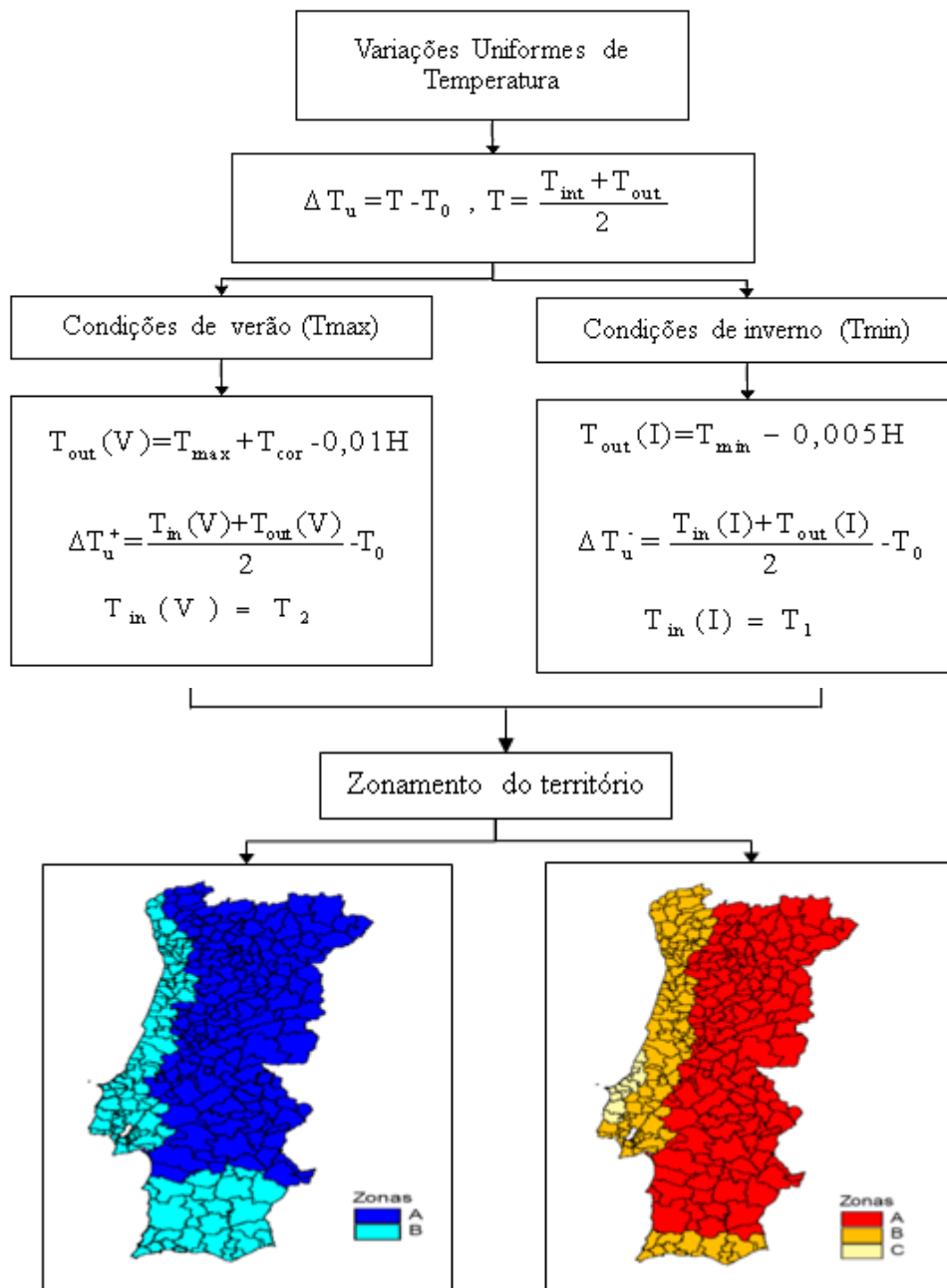
$$T_{out\ I} = T_{min} \quad (7.8)$$

Conclui-se, pois, de acordo com as tabelas anteriores, que as variações uniformes de temperatura máxima negativa ( $\Delta T_u^-$ ) que ocorre no inverno (I), e da temperatura máxima positiva ( $\Delta T_u^+$ ) que ocorre no Verão (V), são iguais a:

$$\Delta T_u^- = \frac{T_{in}(I) + T_{out}(I)}{2} - T_o = \frac{T_{in\ I} + (T_{min} - 0.005H)}{2} - 15 \quad (7.9)$$

$$\Delta T_u^+ = \frac{T_{in}(V) + T_{out}(V)}{2} - T_o = \frac{T_{in\ V} + (T_{max} - 0.01H)}{2} - 15 \quad (7.10)$$

Na Figura 7.2 junta-se um fluxograma exemplificativo com da determinação da variação uniforme da temperatura.



**Figura 7.2** – Fluxograma da Ação Térmica

em que:

$\Delta T_u$  – Variação de temperatura uniforme;

$T$  – Temperatura num dado instante;

$T_0$  – Temperatura inicial;

$T_{max}$  – Temperatura máxima do verão;

$T_{min}$  – Temperatura mínima do inverno;

$T_{in}$  – Temperatura do ar ambiente interior;

$T_{out}$  – Temperatura do ar ambiente exterior;

$T_{cor}$  – Incremento da temperatura exterior provocado pelas cores nos revestimentos nas fachadas.

### 7.2.3 Ação do Vento (W)

Classifica-se a ação do vento como uma ação variável "fixa", cujos valores são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica.

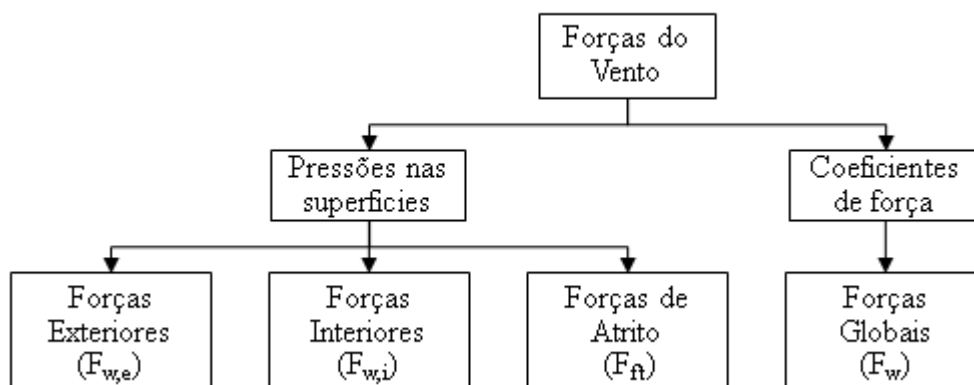
A quantificação da ação do vento foi feita de acordo com o EC1- 4, tendo em conta a localização do Pavilhão.

Segundo o EC1- 4 a ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças, cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. Pode dizer-se assim que as ações do vento variam em função do tempo, e atuam perpendicularmente sobre a forma de pressões nas superfícies exteriores e interiores das construções.

Estas pressões quando varrem grandes áreas podem dar origem também a forças de atrito significativas, que atuam tangencialmente às superfícies das estruturas.

Segundo o EC1 - 4 as forças exercidas pelo vento sobre as construções devem ser determinadas a partir das pressões nas superfícies ou recorrendo a coeficientes de força.

Na Figura 7.3 apresenta-se um fluxograma com os tipos de forças exercidas pelo vento.



**Figura 7.3** – Forças do Vento.

As forças do vento indicadas no fluxograma da Figura 7.3 são função não só da pressão dinâmica de pico,  $q_p$ , mas também da altura de referência  $z_e$ , dos coeficientes de força  $c_f$ , do coeficiente de atrito, da pressão  $c_p$ , do coeficiente estrutural,  $c_{sCd}$ , e também das áreas de referências  $a_{ref}$  e  $A_{fr}$ .

Nas equações 7.11 a 7.13 estão indicadas as expressões utilizadas para calcular as forças do vento:

- Forças Exteriores –  $F_{We}$ :

$$F_{W,e} = c_s c_d \times \sum_{\text{superfícies}} \underbrace{(c_{pe} \times q_p(z_e))}_{w_e} \times A_{ref} \quad (7.11)$$

- Forças Interiores –  $F_{Wi}$ :

$$F_{W,i} = \sum_{\text{superfícies}} \underbrace{(c_{pi} \cdot q_p(z_i))}_{w_i} \cdot A_{ref} \quad (7.12)$$

- Forças de Atrito –  $F_{fr}$ :

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad (7.13)$$

em que:

$c_s c_d$  – Coeficiente estrutural;

$w_e$  – Pressão exterior;

$q_p(z_e)$  – Pressão dinâmica de pico para altura de referência  $z_e$ ;

$w_i$  – Pressão interior;

$q_p(z_i)$  – Pressão dinâmica de pico para altura de referência  $z_i$ ;

$A_{ref}$  – Área de referência;

$w_i$  – Pressão interior;

$c_{fr}$  – Coeficiente de atrito;

$A_{fr}$  – Área de referência para o cálculo das forças de atrito.

De acordo com a cláusula 5.3 (4) do EC1- 4, no projeto do Pavilhão as forças do atrito foram ignoradas, uma vez que a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento é inferior a 4 vezes a área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento.

Para a quantificação das ações do vento no Pavilhão consideram-se as direções do vento mais desfavoráveis perpendiculares às superfícies, ou seja:

- $W_x$  – vento segundo x no sentido positivo;
- $W_{xx}$  – vento segundo x no sentido negativo;
- $W_y$  – vento segundo y no sentido positivo;
- $W_{yy}$  – vento segundo y no sentido positivo.

**a) Determinação da Pressão dinâmica do Pico,  $q_p(z)$** 

A pressão dinâmica do pico à altura  $z$ ,  $q_p(z)$ , resultante da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento é calculada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (7.14)$$

em que:

$I_v$  – Intensidade de turbulência;

$\rho$  – Massa volúmica do ar função da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso (o valor recomendado no Anexo Nacional é de  $1.25 \text{ kg/m}^3$ );

$v_m$  – Velocidade média do vento.

Para a determinar a pressão dinâmica do Pico,  $q_p(z)$ , é necessário determinar previamente os seguintes parâmetros:

- Valor de referência da velocidade do vento  $v_b$ ;
- Altura de referência;
- Categoria do terreno;
- Valor característico da pressão dinâmica de pico;
- Intensidade de turbulência  $I_v$ ;
- Velocidade média  $v_m$ ;
- Coeficiente de orografia;
- Coeficiente de rugosidade  $c_r$ .

**b) Zonamento do Território e Valor Básico da Velocidade de Referência**

Segundo a cláusula NA.4.2 (1) P do EC1- 4 para a determinação da velocidade do vento é ainda necessário definir diferentes zonas.

Portugal está dividido em duas zonas:

- Zona A - que compreende a generalidade do território exceto as regiões pertencentes à zona B.
- Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou com altitudes superiores a 600 metros.

Na Tabela 7.5 apresenta-se o valor básico da velocidade de referência para as zonas A e B.

**Tabela 7.5** – Valor Básico da Referência do Vento (adap. do Quadro NA.I do EC1-4, 2010)

Zonas	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

O Pavilhão está localizado na Zona A no distrito de Coimbra.

### c) Rugosidade do Terreno

A variação da velocidade do vento com a altura, depende da presença de obstáculos que afetam o escoamento do ar.

De modo a ter em consideração a influência desses obstáculos o EC1-4 define quatro categorias de terreno.

**Tabela 7.6** – Categorias de Terreno e respetivos Parâmetros (adap. Quadro Na-4.1 do EC1-4, 2010).

Categoria de Terreno		$Z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar.	0.005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como ervas, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0.05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separação entre si de no máximo 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes).	0.3	8
IV	Zona no qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m.	1.0	15

em que:

- $Z_0$  - comprimento de rugosidade;
- $Z_{min}$  - altura mínima abaixo da qual se admite que a velocidade do vento é constante.

Da tabela anterior concluiu-se que para a zona em que o Pavilhão será construído a categoria do terreno é IV e o comprimento de rugosidade  $z_0$  igual a 0.3 metros.

**d) Velocidade do Vento**▪ **Valor de Referência da Velocidade do Vento  $v_b$** 

Uma vez definida a zona e a categoria do terreno pode determinar-se a velocidade de referência do vento através da expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (7.15)$$

Sendo:

$v_{b,0}$  – Valor básico da velocidade de referência do vento;

$c_{dir}$  – Coeficiente relacionado com a direção do vento (considera-se em geral igual a 1);

$c_{season}$  – Coeficiente de sazão (toma-se normalmente o valor de 1).

▪ **Velocidade Média do Vento**

A velocidade média do vento é calculada pela expressão:

$$v_m = c_r(z_e) \times c_o(z_e) \times v_b(z_e) \quad (7.16)$$

Em que:

$c_r(z)$  – Coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$  – Coeficiente de orografia (considera-se igual a 1.0).

O coeficiente de rugosidade é determinado a partir das expressões:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= K_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (7.17)$$

em que:

$k_1$  – Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $z_0$ ;

$z_0$  – Comprimento de rugosidade;

$z_{\min}$  – Altura mínima definida na Tabela 7.5;

$z_{\max}$  – Altura máxima (considera-se igual a 200 m).

O coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $z_0$ , e é calculado a partir de:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (7.18)$$

Sendo o  $Z_{0,II}$  igual a 0.05, para a categoria de terreno II, segundo o indicado da Tabela 7.6.

**e) Intensidade da Turbulência  $I_v$**

A intensidade de turbulência do vento à altura  $z$ ,  $I_v(z)$ , é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento e é determinada pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} I_v(z) &= \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \text{para } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ I_v(z) &= I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (7.19)$$

Em que  $\sigma_v$  é o desvio padrão da turbulência determinado a partir de:

$$\sigma_v = k_r \times U_b \times k_I \quad (7.20)$$

e  $K_I$  o coeficiente de turbulência.

No Fluxograma da Figura 7.4 apresenta-se de uma forma resumida os procedimentos utilizados para o cálculo da Pressão Dinâmica de Pico.

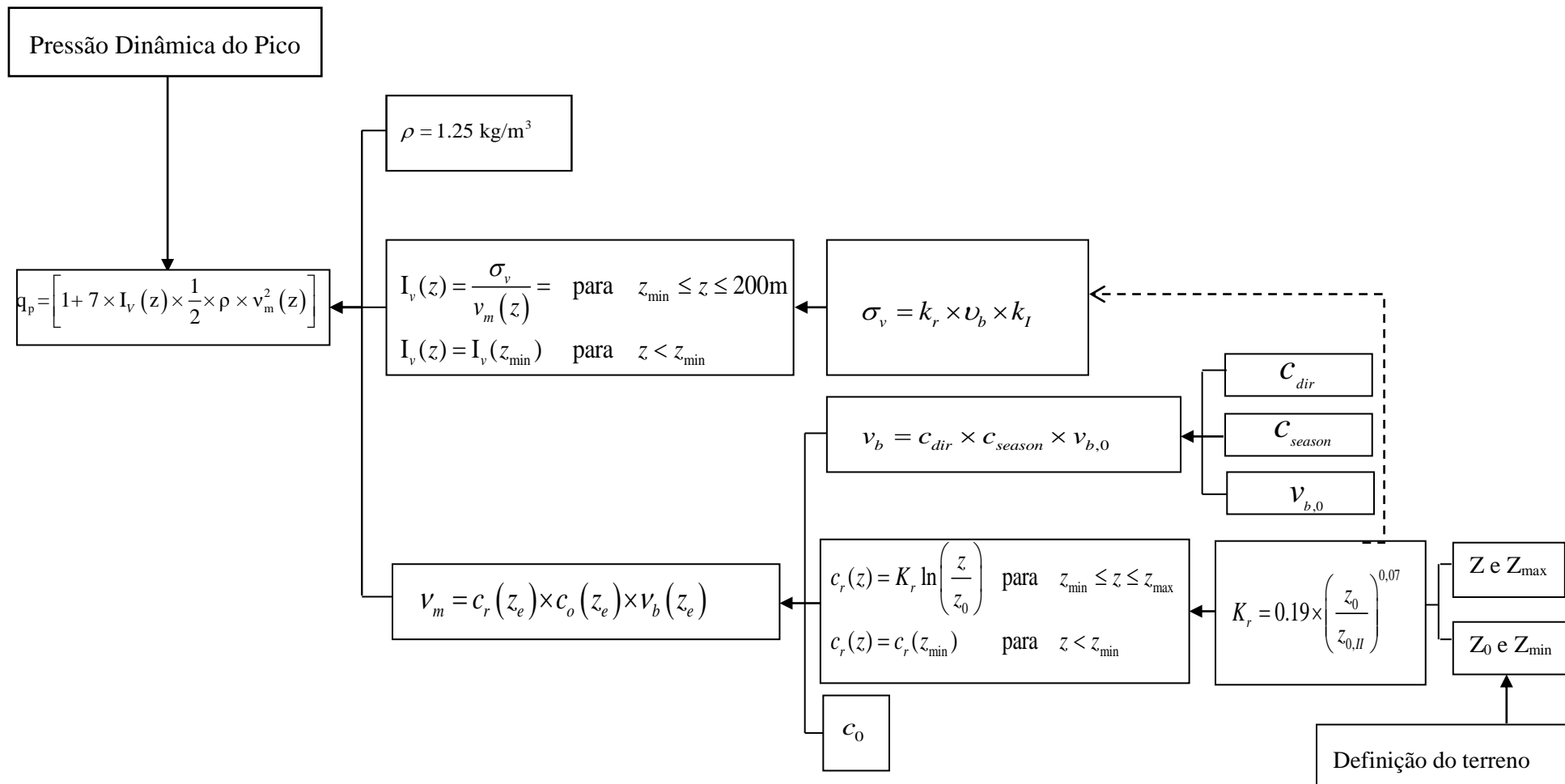


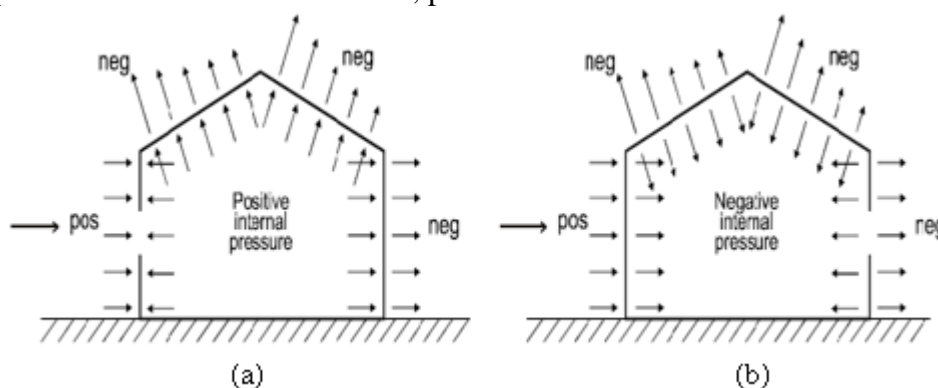
Figura 7.4 – Fluxograma - Pressão Dinâmica de Pico

### f) Pressões Exteriores e Interiores

A pressão resultante exercida num elemento, parede ou cobertura, é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas destes elementos tendo em conta os seus sinais.

Na Figura 7.5 indicam-se as pressões exteriores e interiores num edifício, bem como os respetivos sinais.

Quando as forças são exercidas contra as paredes a pressão é considerada positiva, e é negativa quando atua em sentido contrário, provocando neste caso um efeito de sucção.



**Figura 7.5** – Convenção de sinais das Pressões exercidas nas Superfícies: a) Pressão interior positiva; b) Pressão interior negativa (adap. da Figura 5.1 do EC1-4, 2010)

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores ( $w_e$ ) é determinada a partir da expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (7.21)$$

em que:

- $q_p(z_e)$  – Pressão dinâmica de pico;
- $z_e$  – Altura de referência para a pressão exterior;
- $c_{pe}$  – Coeficiente de pressão para a pressão exterior.

Por sua vez a pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores é calculada pela expressão 7.22.

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (7.22)$$

em que:

- $q_p(z_e)$  – Pressão dinâmica de pico;
- $z_e$  – Altura de referência para a pressão interior;
- $c_{pe}$  – Coeficiente de pressão para a pressão interior.

### g) Coeficientes de Pressão

Os coeficientes de pressão exteriores e interiores referem-se ao efeito do vento nas superfícies exteriores e interiores dos edifícios.

Deste modo, uma vez conhecido o valor da pressão dinâmica do pico, é necessário calcular os coeficientes de pressão exteriores e interiores.

#### ▪ Coeficientes de Pressão Exteriores

Os coeficientes de pressão exteriores,  $c_{pe}$ , dependem da forma da construção, da direção e do sentido de atuação do vento.

Os coeficientes de pressão exteriores,  $c_{pe}$ , estão relacionados com as dimensões da superfície carregada,  $A$ , e incluem os coeficientes locais  $c_{pe,1}$  e coeficientes globais  $c_{pe,10}$ .

Os valores de  $c_{pe,1}$  destinam-se ao cálculo de elementos de pequena dimensão com áreas iguais ou inferiores a  $1 \text{ m}^2$ .

Para superfícies carregadas com áreas compreendidas entre  $1$  e  $10 \text{ m}^2$  o EC1- 4 (Cl.7.2.1 (1) - Nota 2) recomenda a seguinte expressão:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \quad (7.23)$$

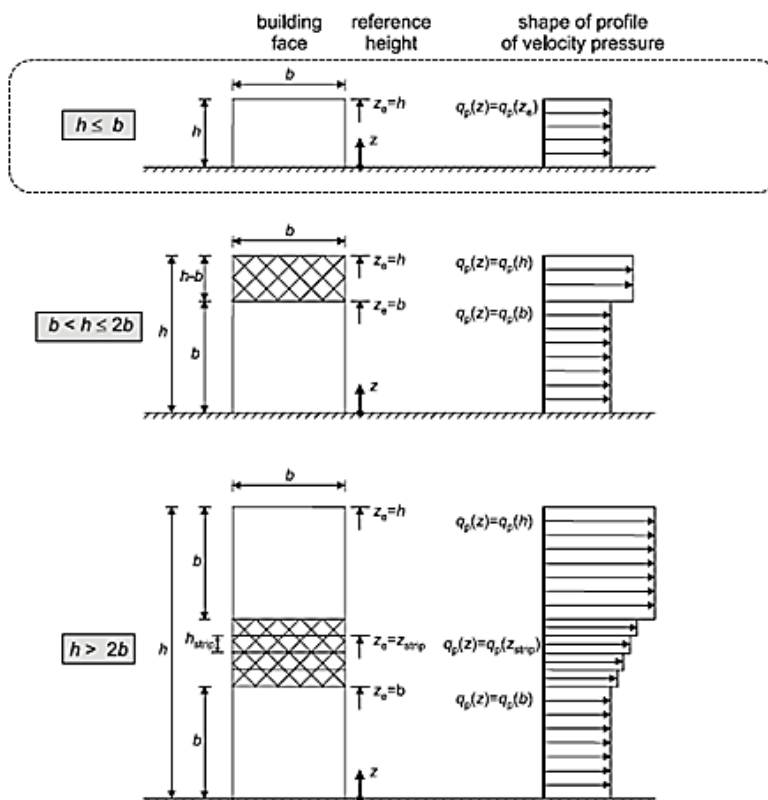
No presente Projeto foram considerados coeficientes de pressão para as seguintes estruturas:

- Paredes dos alçados;
- Cobertura;
- Platibandas.

Para a quantificação das pressões exteriores as paredes verticais dos alçados dividem-se em 4 zonas: A, B, C e D, em que a zona D corresponde à parede de barlavento, e a zona E à parede de sotavento.

Na Figura 7.6 representam-se as alturas de referência,  $z_e$ , e os correspondentes perfis de pressão dinâmica,  $q_p(z)$ .

Os perfis dependem da relação  $h/b$ , sendo  $h$  a altura do edifício e  $b$  a largura na direção perpendicular ao vento.



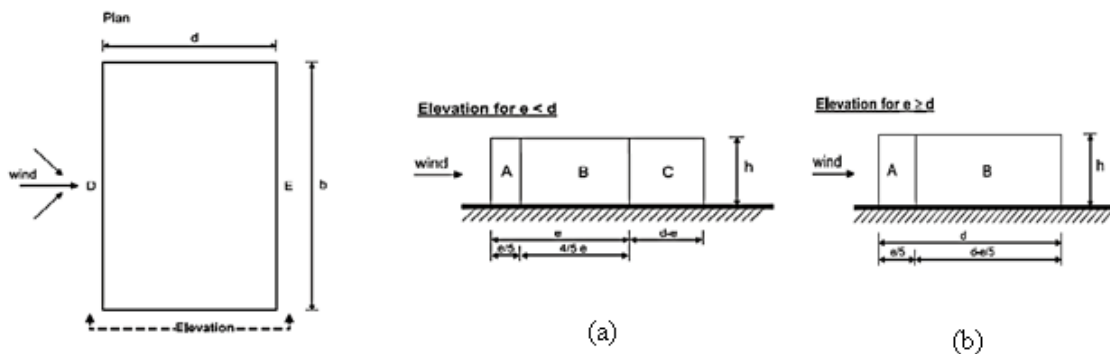
**Figura 7.6** – Perfil de Pressão Dinâmica na parede de barlavento (adap. da Figura 7.4 do EC1-4)

No Pavilhão em estudo, como a altura  $h$  é inferior a dimensão  $b$  qualquer que seja a direção do vento, considerou-se apenas uma altura de referência, resultando pois o perfil de pressão dinâmica constante em toda a altura.

Relativamente à parede de sotavento, parede E, e às paredes laterais das zonas A, B e C, o EC1- 4 recomenda considerar apenas uma altura de referência igual á altura do edifício, isto é,  $z_e = h$ .

A Figura 7.7 indica que as dimensões das zonas A, B e C dependem do parâmetro "e".

Este parâmetro é definido como o menor dos valores  $b$  ou  $2h$ , sendo  $b$  a dimensão do edifício na direção perpendicular ao vento e  $h$  a altura do edifício.



**Figura 7.7** – Definição das Zonas A, B e C das Paredes Laterais: a) Vento na direção  $\Theta=90^\circ$  (direção x); a) Vento na direção  $\Theta=0^\circ$  (direção y) (adap. da Figura 7.5 do EC1-4)

Verifica-se no Pavilhão que quando o vento atua na direção x ( $\Theta=90^\circ$ ), e dado que a dimensão "e" é inferior à dimensão "d", as paredes laterais são consideradas divididas em três zonas: A, B e C.

Quando o vento atua na direção y ( $\Theta=0^\circ$ ), como a dimensão "e" é superior à dimensão "d", as paredes laterais consideram-se divididas apenas em duas zonas: A e B.

Na Tabela 7.7 apresenta-se os valores dos coeficientes de pressão exteriores recomendados para paredes verticais para cada uma das zonas.

**Tabela 7.7** – Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Paredes Verticais de Edifícios com Planta Retangular (adap. do Quadro 7.1 do EC1-4,2010)

Zonas	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1		-0.7
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1		-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.7	1		-0.3

Na Tabela 7.8 indicam-se os valores dos coeficientes de pressão exteriores do Pavilhão, que foram calculados para as diferentes direções do vento nas paredes laterais.

**Tabela 7.8** – Constituintes de Pressão Exteriores

Parâmetros	Direção transversal (direção $\Theta=90^\circ$ )	Direção longitudinal (direção $\Theta=0^\circ$ )
b [m]	20	7.785
d [m]	7.785	20
h [m]	6.785	6.785
e [m]	13.57	13.57

A partir dos elementos da Tabela 7.8, e por interpolação linear (ver Tabela 7.7), obtiveram-se os coeficientes de pressão exteriores na direção do vento  $\Theta=0^\circ$  e de  $\Theta=90^\circ$  (Tabelas 7.9 e 7.10).

**Tabela 7.9** – Coeficientes de Pressão nas Paredes na Direção do Vento  $\Theta=0^\circ$

$C_{pe,10}$ - Vento segundo y				
h/d	Zonas			
	A	B	D	E
0.87	-1.2	-0.8	0.78	-0.47

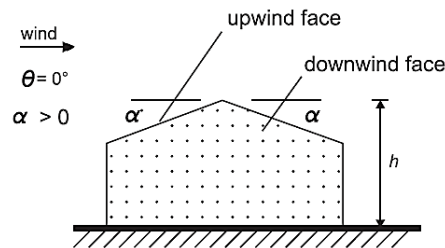
**Tabela 7.10** – Coeficientes de Pressão nas Paredes na direção do Vento  $\Theta=90^\circ$

$C_{pe,10}$ - Vento segundo x					
h/d	Zonas				
	A	B	C	D	E
0.87	-1.2	-0.8	-0.5	0.78	-0.47

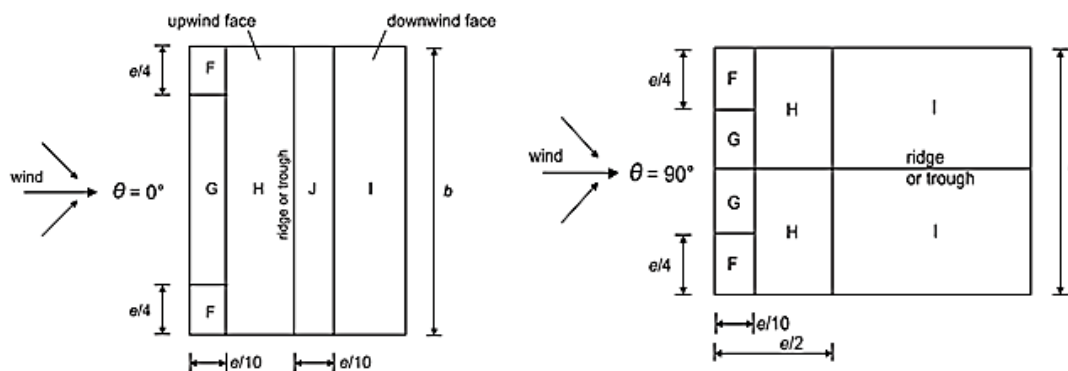
### ▪ Coeficiente de Pressão Exteriores para a Cobertura

Os coeficientes de pressão  $c_{pe}$  exteriores dependem da geometria das coberturas.

O Pavilhão deste projeto apresenta duas vertentes com inclinações iguais a  $6^\circ$ .



**Figura 7.8** – Cobertura de duas Vertentes com ângulo de inclinação positiva (adap. da Figura 7.8 do EC1 -4, 2010)



**Figura 7.9** – Definição das zonas F, G, H, I e J de Coberturas de duas Vertentes (adap. da Figura 7.8 do EC1-4, 2010)

Segundo a Figura 7.9 o valor "e" é o mínimo dos valores b e 2h, sendo b a maior dimensão do edifício e h a altura.

Os coeficientes de pressão a utilizar para todas as zonas da cobertura estão indicados nas Tabelas 7.11 e 7.12.

**Tabela 7.11** – Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes (Adap. do Quadro 7.4a do EC1-4)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona: Direção do Vento $\Theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$-45^\circ$	-0.6		-0.6		-0.8		-0.7		-1.0	-1.5
$-30^\circ$	-1.1	-2	-0.8	-1.5	-0.8		-0.6		-0.8	-1.4
$-15^\circ$	-2.5	-2.8	-1.3	-2	-0.9	-1.2	-0.5		-0,7	-1.2
$-5^\circ$	-2.3	-2.5	-1.2	-2	-0.8	-1.2	0.2		+0.2	
							-0.6		-0.6	
$5^\circ$	-1.7	-2.5	-1.2	-2	-0.6	-1.2	-0.6		+0.2	
	0		0		0				-0.6	
$15^\circ$	-0.9	-2	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1	-1.5
	0.2		0.2		0.2		0		0	0

**Nota:** A cláusula 7.2.5 do EC1- 4 (Quadro 7.4a) refere que para as coberturas de duas vertentes, sujeitas a vento transversal com inclinações entre  $-5^\circ$  e  $45^\circ$ , a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente voltada a barlavento, pelo que foram considerados no Pavilhão dois valores para os coeficiente de pressão indicados para F, G e H, que foram posteriormente combinados com os valores de J e I.

**Tabela 7.12** – Coeficientes de Pressão Exteriores para a Coberturas de duas Vertentes (adap. do Quadro 7.4b do EC1-4)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zonas: Direção do Vento $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$-45^\circ$	-1.4	-2	-1.2	-2	-1	-1.3	-0.9	-1.2
$-30^\circ$	-1.5	-2.1	-1.2	-2	-1	-1.3	-0.9	-1.2
$-15^\circ$	-1.9	-2.5	-1.2	-2	-0.8	-1.2	-0.8	-1.2
$-5^\circ$	-1.8	-2.5	-1.2	-2	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2
$5^\circ$	-1.6	-2.2	-1.3	-2	-0.7	-1.2	-0.6	
$15^\circ$	-1.3	-2	-1.3	-2	-0.6	-1.2	-0.5	

Nas Tabelas 7.13 e 7.14 apresentam-se os valores dos coeficientes de pressão exteriores para coberturas de duas vertentes, para as zonas F, H, G, I e J, conforme foram atrás definidos (ver Figura 7.9).

**Tabela 7.13** – Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes na direção do Vento  $\Theta=0^\circ$

Ângulo de inclinação $\alpha$	$c_{pe,10}$ - Vento segundo y				
	Zonas				
	F	G	H	I	J
$6^\circ$	-1.61	-1.15	-0.57	-0.62	0.06
	0.02	0.02	0.02	-0.53	-0.53

**Tabela 7.14** – Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas de duas Vertentes na direção do Vento  $\Theta=90^\circ$

Ângulo de inclinação $\alpha$	$c_{pe,10}$ - Vento segundo x			
	Zonas			
	F	G	H	I
$6^\circ$	-1.57	-1.3	-0.69	-0.59

#### ▪ Coeficientes de Pressão Interiores

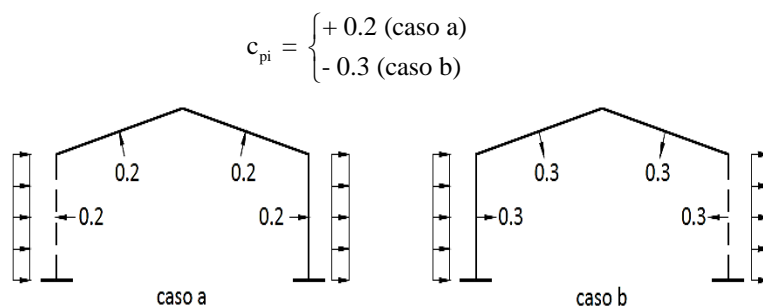
Os coeficientes de pressão interiores,  $c_{pi}$ , dependem da dimensão e da distribuição das aberturas nas envolventes dos edifícios (fachadas e coberturas).

Dentro das aberturas de um edifício há a considerar também as de pequena dimensão, tais como janelas, ventiladores, chaminés, bem como as zonas de permeabilidade secundária, no contorno das portas, das janelas e dos equipamentos.

Estas aberturas influenciam os coeficientes de pressões interiores e são quantificadas pelo parâmetro  $\mu$  (índice de abertura).

No entanto, de acordo com a cláusula 7.2.9 (6) do EC1- 4 (Nota 2), quando não for possível calcular o valor de  $\mu$ , por exemplo nas construções fechadas, em que é pouco provável a existência de vãos abertos durante a ocorrência de vento intenso, o coeficiente,  $c_{pi}$ , deverá ser considerado com os valores de + 0.2 e - 0.3.

No Pavilhão dispensou-se o cálculo de  $\mu$  pelas razões atrás invocadas, e considerou-se para os coeficientes,  $c_{pi}$ , dois casos:



**Figura 7.10** – Coeficientes de Pressão Interiores  $c_{pi}$

**Nota:** Na análise global da estrutura ambos os casos foram analisados conforme se mostra na Memória Justificativa deste Projeto.

#### **h) Coeficiente Estrutural**

Segundo a cláusula 6.1 (1) do EC1- 4 o coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , tem em conta o efeito das ações do vento considerando não só simultaneidade das pressões de pico sobre a superfície ( $c_s$ ), mas também o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência ( $c_d$ ).

O coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , tem influência unicamente nas forças de pressão exteriores e depende de vários fatores.

O cálculo deste coeficiente é na maioria dos casos muito trabalhoso, embora em alguns casos particulares se possam fazer algumas simplificações.

O coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , poderá ser considerado igual a 1, segundo a (cl.6.2 (1) do EC1- 4) nos edifícios com uma altura inferior a 15 metros, nos elementos de fachada e de cobertura cuja frequência própria seja superior a 5 Hz, nos edifícios de estrutura aporricada que contenham paredes resistentes com uma altura inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento, e também nas chaminés de secções transversal circulares com alturas inferiores a 60 m e a 6.5 vezes o seu diâmetro.

Nos outros casos, o coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , poderá ser determinado através do procedimento descrito na cláusula 6.3 do EC1- 4, tendo também em atenção o Anexo B da mesma norma, isto é através do produto do coeficiente  $c_s$  (coeficiente de dimensão) pelo coeficiente  $c_d$  (coeficiente dinâmico).

$$c_s c_d = c_s \times c_d \quad (7.24)$$

Em que o coeficiente de dimensão,  $c_s$ , é obtido segundo por:

$$c_s = \frac{1+7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}}{1+7 \times I_v(z_s)} \quad (7.25)$$

Sendo:

$Z_s$  – Altura de referência;

$I_v$  – Intensidade de turbulência;

$B^2$  – Coeficiente de resposta quase-estática.

O coeficiente dinâmico,  $c_d$ , é calculado pela expressão:

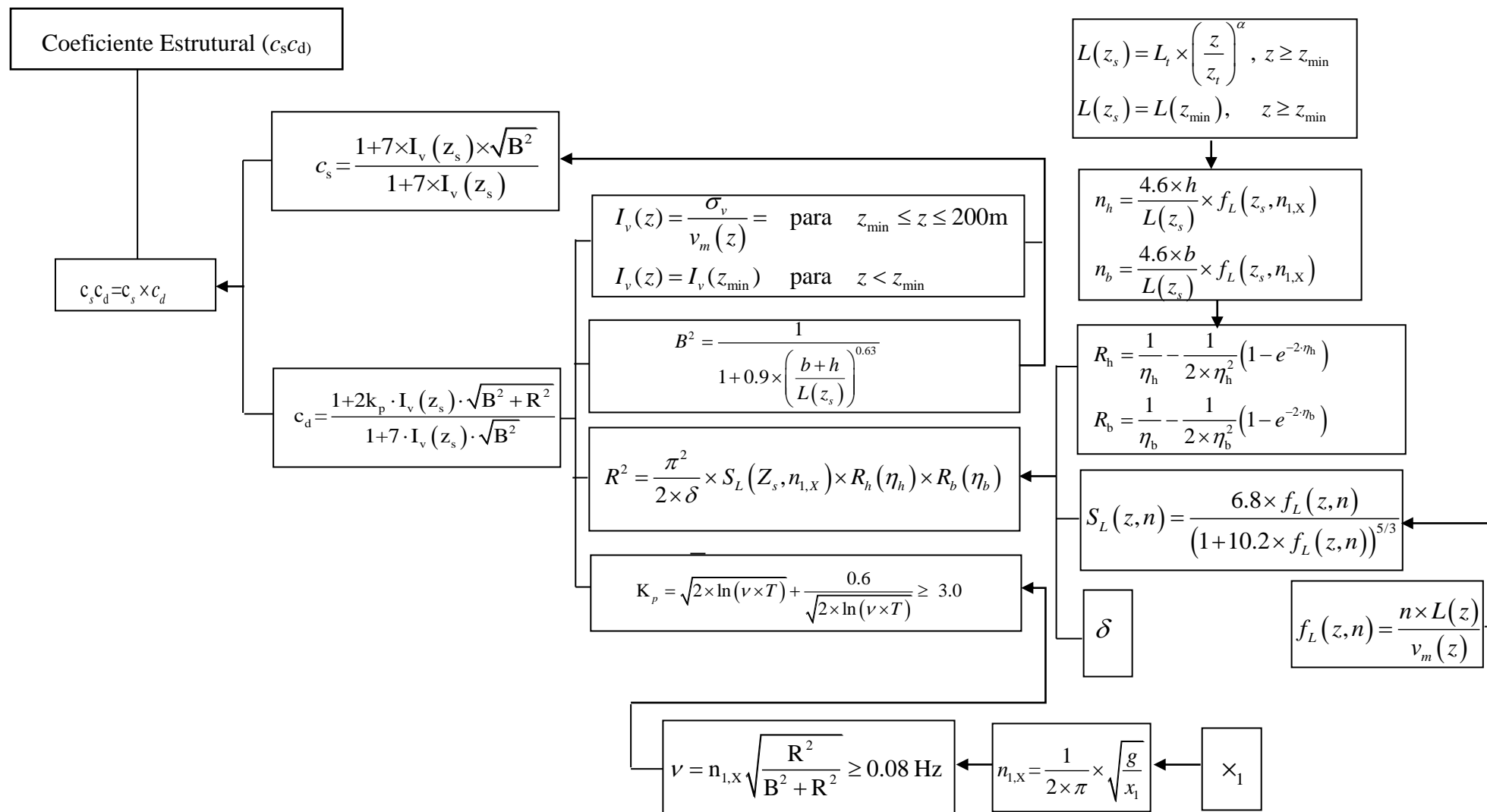
$$c_d = \frac{1+2k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (7.26)$$

em que:

$K_p$  – Fator de pico;

$R^2$  – Coeficiente de resposta em ressonância.

Na figura 7.11 apresenta-se um Fluxograma com o procedimento do cálculo do Coefficiente Estrutural  $c_s c_d$ .



**Figura 7.11** – Fluxograma para a determinação do Coeficiente Estrutural

### 7.2.4 Ação Sísmica (E)

A ação sísmica resulta dos movimentos das placas tectónicas que podem ser dois tipos: movimentos interplacas e intraplacas.

Estes movimentos provocam vibrações no solo, que por sua vez as transmitem às estruturas durante a ocorrência dos sismos.

As estruturas dimensionadas aos sismos têm por finalidade assegurar a proteção das vidas humanas limitando também os seus danos.

Para se assegurarem estes objetivos é necessário entre outros seguintes requisitos:

- O sistema estrutural deverá ter resistência e capacidade de dissipação de energia necessária para não colapsar parcialmente ou totalmente, garantindo a integridade estrutural e uma resistência após o sismo, associada neste caso ao estado limites último;
- A limitação de danos pouco severos está associado ao estado limite de utilização.

A quantificação da ação sísmica foi efetuada neste Projeto de acordo com o EC8-1, considerando dois tipos de ações sísmicas: Ação sísmica Tipo 1 e Ação sísmica Tipo 2.

De acordo com a cláusula 3.2.2 do EC8-1 estas ações podem ser representadas por espectros de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno.

### **Metodologia na determinação dos Espectros de Resposta para os dois tipos de Ação Sísmica**

#### **a) Zonamento e Tipos de Ações Sísmicas**

O anexo Nacional da NP EN1998-1 considera dois tipos de sismos em Portugal.

A ação sísmica tipo 1 refere-se a um sismo afastado, caracterizado pela concentração de energia nas bandas de baixas e médias frequências e com durações elevadas.

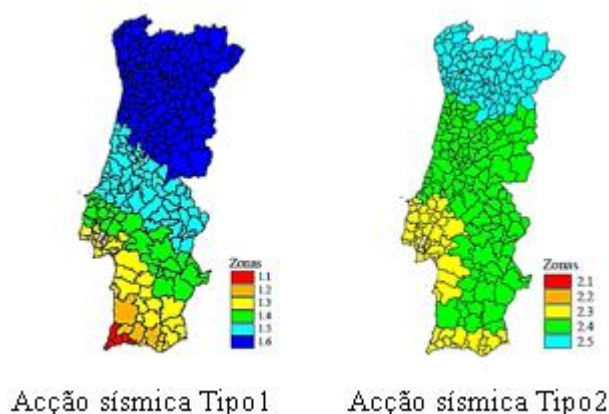
A ação sísmica do tipo 2 considera um sismo próximo, que corresponde a sismos com distâncias epicentrais baixas de média magnitude e de pequena duração, com a maior concentração de energia nas bandas de altas frequências.

Com base na perigosidade sísmica são definidos duas zonas distintas em correspondência com os dois tipos de sismos.

O território nacional está delimitado geograficamente em função da natureza e intensidade sísmica de cada região.

Para a ação sísmica do Tipo 1 o território continental encontra-se dividido em seis zonas, sendo o risco sísmico mais elevado no sul, devido a encontrar-se mais próximo da fronteira das placas euro-asiático e africana.

Para a ação sísmica do Tipo 2 o território continental compreende três zonas, sendo o risco sísmico mais elevado nas zonas de regiões de Lisboa e do Algarve.



**Figura 7.12** – Zonamento Sísmico de Portugal Continental (adap. da Figura NA.I do EC8-1)

Como o Pavilhão está localizado em Coimbra, verifica-se que as zonas correspondentes as ações sísmicas do tipo 1 e tipo 2 são respectivamente 1.6 e 2.4.

A sismicidade de cada zona é traduzida por um único parâmetro de aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ).

Na Tabela 7.17 está indicado o valor da aceleração máxima,  $a_{gR}$ , para as zonas referidas e para o tipo de ação sísmica.

**Tabela 7.15** – Valores de Aceleração Máxima de Referência,  $a_{gR}$  (adap. do Quadro NA.I do EC8-1)

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Zona Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Os valores de  $a_{gR}$  para os sismos do tipo 1 e do tipo 2 e para as zonas sísmicas consideradas são respetivamente 0.35 e 1.1.

### b) Tipos de Terreno

Uma vez que a ação sísmica consiste nos movimentos do solo as características do solo de fundação são de grande importância para a sua definição.

Devem ser sempre realizados em todos os projetos estudos geológicos, cuja importância depende do tipo de construção e das condições gerais do projeto.

Estes estudos devem ser feitos de modo a classificar as condições geotécnicas de acordo com a cláusula 3.1.2 do EC8-1.

Na Tabela 7.16 representam-se os tipos de terrenos A, B, C, D e E através de perfis estratigráficos e de outros parâmetros geotécnicos.

**Tabela 7.16** – Tipos de Terreno (adap. Quadro 3.1 do EC8-1).

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, 5m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, 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 muito compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rijas 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 $v_l$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situação sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s	-	-	-

A Tabela 7.16 permite a classificação do tipo de terreno do Pavilhão, que é definida a partir do valor da velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ , ou dos valores dos ensaios de SPT.

Para este Pavilhão considerou-se que o terreno é do Tipo C.

### c) Classes e Coeficientes de Importância

Segundo EC8-1 os edifícios podem ser classificados em quatro classes de importância em função de:

- Consequência do colapso em termos de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo;
- Importância das consequências sociais e económicas do colapso.

Na Tabela 7.17 apresentam-se as classes de importância para edifícios.

**Tabela 7.17** – Classes de Importância  $\gamma_I$  para os Edifícios (adap. do Quadro 4.3 do EC8-1)

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	Edifício cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros centrais elétricas, etc.

Constatou-se pela Tabela 7.17 que o Pavilhão se podia enquadrar na Classe I.

De acordo com estas classes de importância é atribuído um coeficiente de importância  $\gamma_I$ , definido para cada Ação sísmica, que traduz o valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo.

Em Portugal os valores do coeficiente de importância a adotar são dados no Anexo Nacional (ver Tabela 7.18).

**Tabela 7.18** – Coeficientes de Importância  $\gamma_I$  (adap. do Quadro NA-II do EC8-1)

Classes de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica 2
I	0.65	0.75
II	1	1
III	1.45	1.25
IV	1.95	1.5

Os coeficientes de importância considerados no presente Projeto foram:

- 0.65 para a Ação sísmica do Tipo 1;
- 0.75 para a Ação sísmica do Tipo 2.

#### **d) Aceleração à superfície de um terreno Tipo A**

Definida a classe de importância e determinado o coeficiente de importância é possível obter a aceleração à superfície de um terreno Tipo A, a partir de:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (7.27)$$

#### **e) Espectro de Resposta**

Segundo disposto na cláusula 4.3.3.1 (2) P do EC8-1, o método de referência para determinar os efeitos sísmicos pode ser realizado recorrendo a uma análise modal por espectros de resposta, utilizando um modelo elástico para a estrutura, com base nos espectros de cálculo da cláusula 3.2.2.5 do EC8-1.

O cálculo das estruturas sujeitas aos sismos pode ser realizado a partir de uma resposta elástica linear, que conduz sempre resultados mais desfavoráveis comparativamente com os analisados no domínio não linear.

A análise estrutural não elástica é bastante trabalhosa.

Pode recorrer-se, pois, a uma análise elástica linear baseado em espectros de resposta (\*) tendo em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura, com base no comportamento dúctil dos seus elementos ou de outros mecanismos.

(\*) – que é reduzido em relação ao espectro de resposta elástico, designado por espectro de cálculo.

Esta redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento (q).

Os espectros de resposta podem ser caracterizados pela representação gráfica do valor máximo da resposta, em termos de deslocamentos, acelerações etc., a partir de um determinado conjunto de osciladores com um grau de liberdade quando solicitados por uma ação sísmica.

#### **f) Espectro de Resposta de Cálculo**

Para as componentes horizontais da ação sísmica o espectro de cálculo  $S_d(T)$  pode ser determinado a partir das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (7.28)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (7.29)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (7.30)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (7.31)$$

em que:

$S_d(T)$  – Espectro de cálculo;

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

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do Tipo A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

$\gamma_I$  – Coeficiente de importância (NA - 4.2.5(5)P);

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (NA-3.2.2.2(2)P);

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (NA-3.2.2.2(2)P);

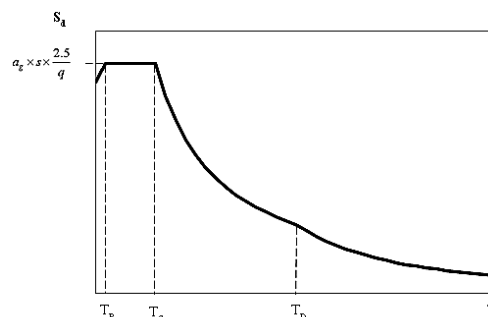
$T_D$  – Valor que define o espectro no início do ramo de deslocamento constante (NA-3.2.2.2(2)P);

$S$  – Coeficiente de solo (NA-3.2.2.2(2)P);

$q$  – Coeficiente de comportamento;

$\beta$  – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, (o valor recomendado é de 0.2).

As expressões 7.28 a 7.31 conduzem a um espectro de resposta de cálculo tipo que é traduzido pelo gráfico indicado na Figura 7.3.



**Figura 7.13** – Espectro de Resposta de Cálculo Horizontal Tipo em estruturas com um coeficiente de amortecimento de 5%

▪ **Parâmetro  $S_{max}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  para os dois Tipos de Ação sísmica**

De referir que os parâmetros  $S_{max}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  dependem unicamente da localização da estrutura e do tipo de solo, e são definidos no Anexo Nacional na cláusula NA-3.2.2.2 (2)P do EC8-1.

Na Tabela 7.19 estão indicados estes parâmetros para de definição do espectro de resposta de cálculo.

**Tabela 7.19** – Valores dos Parâmetros para os dois Tipos de Ações Sísmicas

Tipo de terreno	Ação Sísmica Tipo 1				Ação Sísmica Tipo 2			
	$S_{max}$	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$	$S_{max}$	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.1	0.6	2.0	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0	2.0	0.1	0.25	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0	1.8	0.1	0.25	2.0

▪ **Determinação do Coeficiente do Solo, parâmetro S**

De acordo com o Anexo Nacional do EC8-1, cláusula NA-3.2.2.2(2)P, o valor do parâmetro S é calculado em função da aceleração sísmica,  $a_g$ , com base nas seguintes expressões:

$$S = \begin{cases} S_{max}, & a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \\ S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} \times (a_g - 1), & 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \\ 1, & a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (7.32)$$

Na Tabela 7.20 indicam-se os parâmetros mais importantes necessários à definição do espectro de resposta de cálculo, para o dimensionamento do Pavilhão, com base na informação das tabelas anteriores.

**Tabela 7.20** – Parâmetros do Espectro de Resposta para os dois Tipos de Ações Sísmicas

Ação Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_{max}$	S	$T_B$ (S)	$T_C$ (S)	$T_D$ (S)
Tipo 1.6	0.35	0.23	1.6	1.6	0.1	0.6	2.0
Tipo 2.4	1.10	0.83	1.6	1.6	0.1	0.25	2.0

### g) Coeficiente de Comportamento e Classe da Ductilidade

De acordo com o EC8-1 cláusula 3.2.2.5 (3) o coeficiente de comportamento,  $q$ , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica.

As forças sísmicas podem ser consideradas nos modelos com base numa análise elástica convencional, que assegure uma resposta satisfatória da estrutura.

Assim sendo, o coeficiente de comportamento para ações sísmicas horizontais é determinado de forma aproximada, com base nos valores definidos no EC8-1, que dependem essencialmente do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade da estrutura.

O comportamento dúctil de uma estrutura reflete a capacidade da estrutura poder dissipar parte da energia quando sujeita aos sismos.

Segundo a cláusula 6.1.1(1)P os edifícios de aço resistentes aos sismos devem ser projetados segundo os princípios indicados na Tabela 7.21.

De referir, que em Portugal só as zonas em que  $a_{gR} \leq 0.98\text{m/s}^2$  é que são consideradas de baixa sismicidade.

Segundo a informação da Tabela 7.21, o Pavilhão tanto para as ações sísmicas dos tipos 1 e 2 foi considerado de ductilidade baixa (DCL), com um coeficiente de comportamento igual a 1.5.

**Tabela 7.21** – Coeficientes de Comportamento

Comportamento Estruturais	Classes de ductilidade	Intervalo dos valores de referência do Coeficiente de Comportamento $q$
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1.5 - 2$
Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	$\leq 4$ Também limitado pelos valores do Quadro 6.2
	DCH (Alta)	Unicamente limitado pelos valores do Quadro 6.2

### **h) Espectro de Resposta Elástica Vertical**

De referir que o comportamento das estruturas quando solicitadas pelo sismo não são só influenciadas pela comportamento horizontal desta ação, mas também pela componente vertical.

De um modo geral, porém, a componente vertical na maior partes das estruturas é considerada pouco importante.

Com efeito, segundo a cláusula 4.3.3.5.2 (1) só se deve fazer uma análise da componente vertical, quando o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical ( $a_{vg}$ ), for superior a  $0.25g$  ( $2.5m/s^2$ ), e só nos casos em que as estruturas apresentarem as seguintes características:

- Elementos estruturais com vãos iguais ou superiores a 20 metros;
- Elementos em consolas com mais de 5 metros de vão;
- Elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- Vigas que suportam pilares.

Uma vez que o Pavilhão não inclui nenhuma das condições anteriores a análise da ação sísmica segundo o componente vertical não foi analisada.

Na Figura 7.4 apresenta-se de uma forma resumida o procedimento de cálculo que foi utilizado para a determinação dos espectros de cálculo.

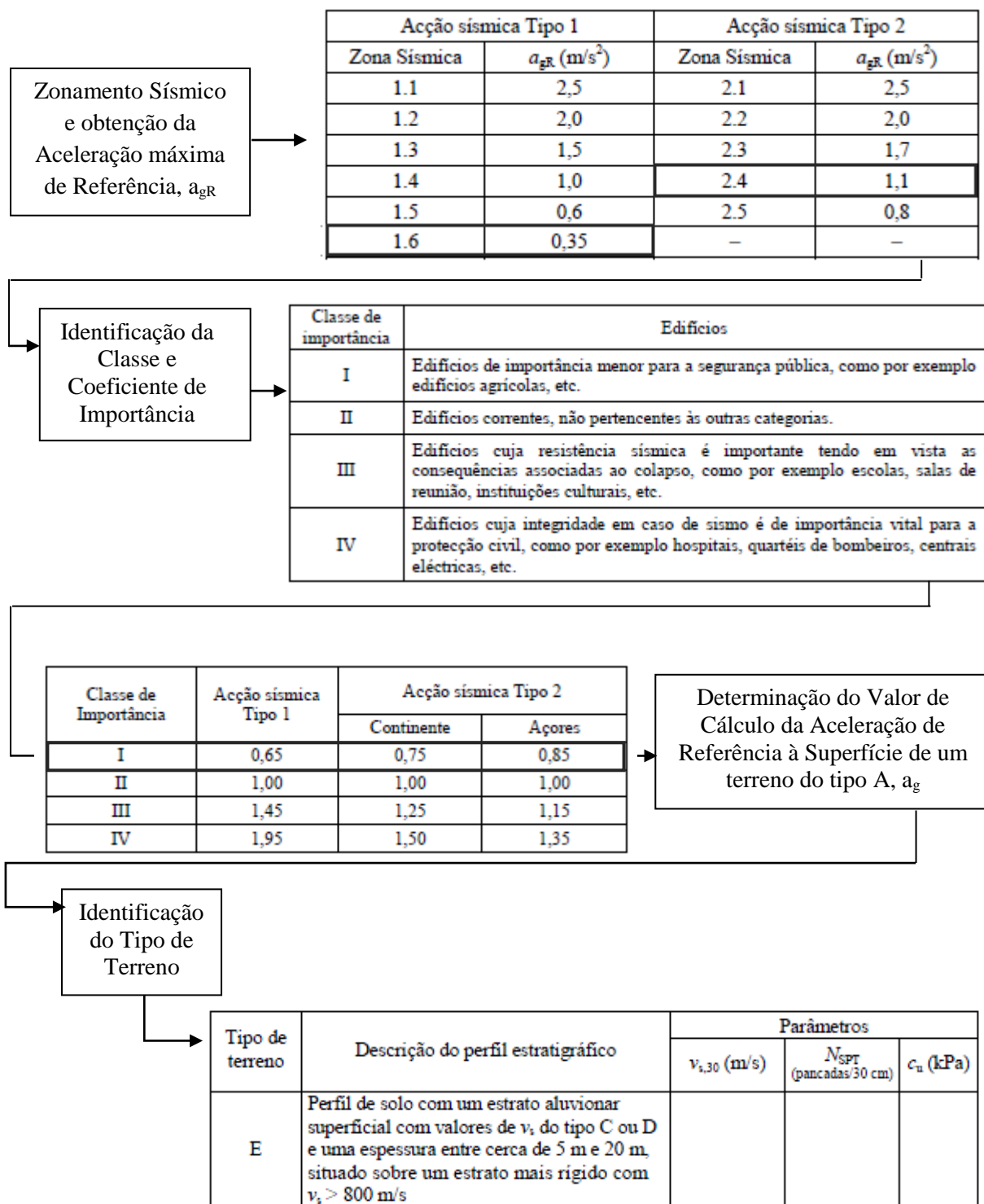


Figura 7.14 – Fluxograma da Ação Sísmica

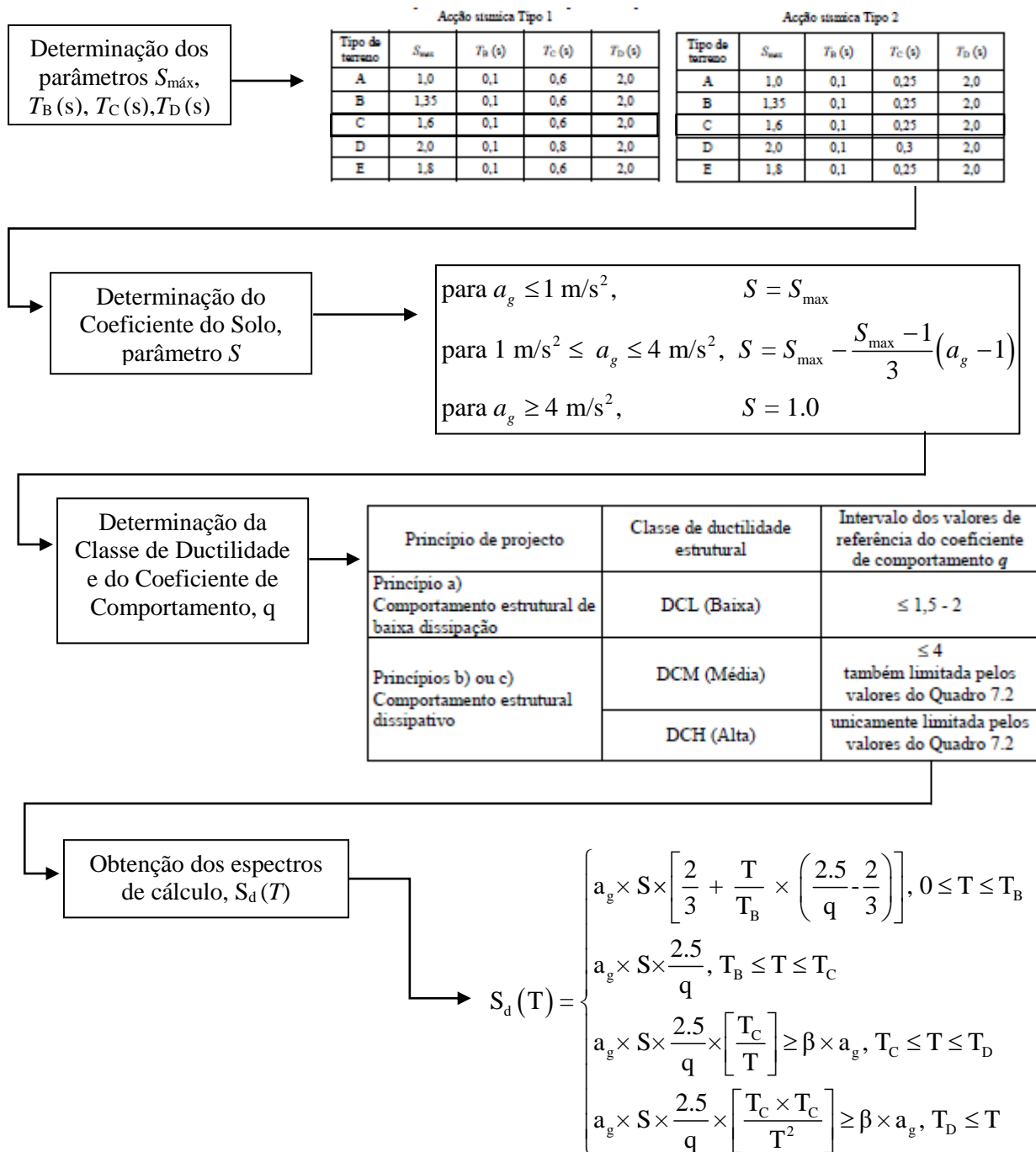


Figura 7.15 – Fluxograma da Ação Sísmica (cont.)



## 8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

### 8.1 Critérios gerais de Verificação da Segurança

Segundo o EC0 a verificação da segurança das estruturas deve ser feita em relação a determinados estados limites, entendendo-se por estado limite, o estado para além do qual a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projeto relevantes (EC0 cláusula 1.5.2.12).

As estruturas para garantirem a resistência necessária às ações que nelas atuam devem resistir a todas as combinações de ações regulamentares.

Os estados limites incluem dois grandes grupos:

- Estados Limites Últimos - correspondem aos estados associados ao colapso ou a outra forma semelhante de ruína estrutural.
- Estados Limites de Utilização - correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização específicos para uma estrutura, ou para um elemento estrutural, deixam de ser satisfeitos. Apresentam danos menor gravidade, que não comprometem porém a segurança das pessoas e bens, mas apenas o funcionamento da estrutura.

### 8.2 Combinações de Ações

As combinações de ações foram realizadas a partir dos critérios definidos na cláusula 6.4.3 do EC0, e compreendem:

#### Estados Limites Últimos

– Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias - Combinação Fundamental (Cl. 6.4.3.2-eq.6.10).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.1)$$

– Combinações de ações para situações de projeto sísmicas (Cl. 6.4.3.2-eq.6.12).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.2)$$

### Estados Limites de Utilização

– Combinações características de ações

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.3)$$

– Combinações raras de ações

$$\sum_{i=1}^m S_{gmi} + S_{Q1k} + \sum_{i=1}^m \Psi_{1j} S_{gmi} \quad (8.4)$$

em que:

- "+" – Significa "a combinar com";
- $\sum$  – Significa "o efeito combinado de";
- $G_k$  – Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$  – Valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k,1}$  – Valor característico de uma ação variável base;
- $P$  – Ação do pré-esforço;
- $A_{Ed}$  – Valor de cálculo para a ação sísmica;
- $\gamma_G$  – Coeficiente parcial de segurança para as ações permanentes;
- $\gamma_Q$  – Coeficiente parcial de segurança para as ações variáveis;
- $\gamma_p$  – Coeficiente parcial de segurança para as ações do Pré-esforço;
- $\Psi_0$  – Coeficiente de combinação para ações variáveis;
- $\Psi_1$  – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- $\Psi_2$  – Coeficiente de combinação quase-permanente para ações variáveis.

### Coefficientes Parciais de Segurança

Na Tabela 8.1 apresentam-se os valores dos coeficientes parciais de segurança definidos no Anexo A1 do EC0 (Quadro A1.2 (B)).

**Tabela 8.1** – Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança.

Símbolos	Valores
$\gamma_G$	1.5
$\gamma_Q$	1.35

### Coeficientes $\Psi$

Segundo a teoria das probabilidades não se consideram nas combinações de ações os valores máximos das diferentes ações a atuarem simultaneamente.

Nas diferentes combinações de ações os valores das ações variáveis são reduzidos por três fatores ( $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ).

Estes coeficientes constam no Anexo A1 do EC0, (Quadro A1.1) e estão indicados na Tabela 8.2 os recomendados para os edifícios.

**Tabela 8.2** – Valores dos Coeficientes  $\Psi$

Ações Variáveis	Siglas	Coeficientes		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecargas em Cobertura	SC	0	0	0
Variação de Temperatura	T	0.6	0.5	0
Vento	W	0.6	0.2	0
Sismo	E	0	0	0

Tabela 8.3 – Combinações de Ações - Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental

Combinações de Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis																															
	PP	RCP	SC		Wx		Wx1		Wxx		Wxx1		Wy		Wy1		Wy11		Wyy		Wyy1		Wyy11		T+		T-		ET1x	ET1y	ET2x	ET2y		
	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$		
ELU.SC (Wx_T+)	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
ELU.Wx (T+)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
ELU.T+ (Wx)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	
ELU.SC (Wx_T-)	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.Wx (T-)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.T-(Wx)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-	
ELU.SC (Wx1_T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.Wx1 (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.T+ (Wx1)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	
ELU.SC (Wx1_T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.Wx1 (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.T-(Wx1)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-	
ELU.SC (Wxx_T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.Wxx(T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.T+ (Wxx)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	
ELU.SC (Wxx_T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.Wxx (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.T-(Wxx)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-	
ELU.SC (Wxx1_T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.Wxx1(T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.T+ (Wxx1)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	
ELU.SC (Wxx1_T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.Wxx1 (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.T-(Wxx1)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-	
ELU.SC (Wy_T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.Wy (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.T+ (Wy)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	
ELU.SC (Wy_T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.Wy (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-	
ELU.T-(Wy)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-	
ELU.SC (Wy1_T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.Wy1(T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-	
ELU.T+ (Wy1)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-	

**Tabela 8.4 – Combinações de Ações - Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental (Continuação)**

Combinações de Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis																																
	PP	RCP	SC		W <sub>x</sub>		W <sub>x1</sub>		W <sub>xx</sub>		W <sub>xx1</sub>		W <sub>y</sub>		W <sub>y1</sub>		W <sub>y11</sub>		W <sub>yy</sub>		W <sub>yy1</sub>		W <sub>yy11</sub>		T+		T-		ET1x	ET1y	ET2x	ET2y			
	γ <sub>G</sub>	γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ	γ	γ	γ			
ELU.SC (W <sub>y1</sub> _T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-		
ELU.W <sub>y1</sub> (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-		
ELU.T-(W <sub>y1</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-			
ELU.SC (W <sub>y11</sub> _T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-			
ELU.W <sub>y11</sub> (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-			
ELU.T+ (W <sub>y11</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-			
ELU.SC (W <sub>y11</sub> _T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.W <sub>y11</sub> (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.T-(W <sub>y11</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-			
ELU.SC (W <sub>yy</sub> _T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-				
ELU.W <sub>yy</sub> (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-				
ELU.T+ (W <sub>yy</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-				
ELU.SC (W <sub>yy</sub> _T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-				
ELU.W <sub>yy</sub> (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-				
ELU.T-(W <sub>yy</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-				
ELU.SC (W <sub>yy1</sub> _T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-					
ELU.W <sub>yy1</sub> (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-				
ELU.T+ (W <sub>yy1</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	1.5	1	0	0	-	-	-	-			
ELU.SC (W <sub>yy1</sub> _T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.W <sub>yy1</sub> (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	-	-	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.T-(W <sub>yy1</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	0	0	1.5	1	-	-	-	-		
ELU.SC (W <sub>yy11</sub> _T+)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-			
ELU.W <sub>yy11</sub> (T+)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-			
ELU.T+ (W <sub>yy11</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	1.5	1	0	0	-	-	-	-			
ELU.SC (W <sub>yy11</sub> _T-)	1.35	1.35	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.W <sub>yy11</sub> (T-)	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-			
ELU.T-(W <sub>yy11</sub> )	1.35	1.35	1.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0	0	1.5	1	-	-	-	-			
ELU.Sismo1x(1*u1+0,3*u2)	1	1																														1	0.3	0	0
ELU.Sismo1y(0,3*u1+1*u2)	1	1																														0.3	1	0	0
ELU.Sismo2x(1*u1+0,3*u2)	1	1																														0	0	1	0.3
ELU.Sismo2y(0,3*u1+1*u2)	1	1																														0	0	0.3	1

Tabela 8.5 – Combinações de Ações-Estados Limites Utilização - Combinação Característica

Combinações de Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis																																	
	PP	RCP	SC		W <sub>x</sub>		W <sub>x1</sub>		W <sub>xx</sub>		W <sub>xx1</sub>		W <sub>y</sub>		W <sub>y1</sub>		W <sub>y11</sub>		W <sub>yy</sub>		W <sub>yy1</sub>		W <sub>yy11</sub>		T+		T-		ET1x		ET1y		ET2x		ET2y	
	γ <sub>G</sub>	γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ <sub>Q</sub>	ψ	γ	γ	γ	γ		
CAR.SC (W <sub>x</sub> _T+)	1	1	1	1	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.W <sub>x</sub> (T+)	1	1	1	0	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.T+(W <sub>x</sub> )	1	1	1	0	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-			
CAR.SC (T-_W <sub>x</sub> )	1	1	1	1	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.W <sub>x</sub> (T-)	1	1	1	0	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.T-(W <sub>x</sub> )	1	1	1	0	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-			
CAR.SC (W <sub>x1</sub> _T+)	1	1	1	1	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.W <sub>x1</sub> (T+)	1	1	1	0	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.T+(W <sub>x1</sub> )	1	1	1	0	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-			
CAR.SC (T-_W <sub>x1</sub> )	1	1	1	1	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.W <sub>x1</sub> (T-)	1	1	1	0	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.T-(W <sub>x1</sub> )	1	1	1	0	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-			
CAR.SC (W <sub>xx</sub> _T+)	1	1	1	1	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.W <sub>xx</sub> (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.T+(W <sub>xx</sub> )	1	1	1	0	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-			
CAR.SC (T-_W <sub>xx</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.W <sub>xx</sub> (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.T-(W <sub>xx</sub> )	1	1	1	0	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-			
CAR.SC (W <sub>xx1</sub> _T+)	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.W <sub>xx1</sub> (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.T+(W <sub>xx1</sub> )	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-			
CAR.SC (T-_W <sub>xx1</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.W <sub>xx1</sub> (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-			
CAR.T-(W <sub>xx1</sub> )	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-			
CAR.SC (T+_W <sub>y</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.W <sub>y</sub> (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-			
CAR.T+(W <sub>y</sub> )	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-			

Tabela 8.6 – Combinações de Ações - Estados Limites Utilização - Combinação Característica (continuação)

Combinações de Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis																															
	PP	RCP	SC		Wx		Wx1		Wxx		Wxx1		Wy		Wy1		Wy11		Wyy		Wyy1		Wyy11		T+		T-		ET1x	ET1y	ET2x	ET2y		
	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$
CAR.SC (T- <sub>Wy</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-
CAR.Wy (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-
CAR.T-(Wy)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-	
CAR.SC (T+ <sub>Wy1</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-	
CAR.Wy1 (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-	
CAR.T+(Wy1)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-	
CAR.SC (T- <sub>Wy1</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-	
CAR.Wy1 (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-	
CAR.T-(Wy1)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-		
CAR.SC(T+ <sub>Wy11</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.Wy11 (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.T+(Wy11)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-		
CAR.SC (T- <sub>Wy11</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.Wy11 (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.T-(Wy11)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-		
CAR.SC (T+ <sub>Wyy</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.Wyy (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.T+(Wyy)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-		
CAR.SC (T- <sub>Wyy</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.Wyy (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.T-(Wyy)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-		
CAR.SC(T+ <sub>Wyy1</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.Wyy1 (T+)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	1	0.6	0	0	-	-	-	-		
CAR.T+(Wyy1)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	1	1	0	0	-	-	-	-		
CAR.SC (T- <sub>Wyy1</sub> )	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.Wyy1 (T-)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	-	-	0	0	1	0.6	-	-	-	-		
CAR.T-(Wyy1)	1	1	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.6	-	-	-	0	0	1	1	-	-	-	-		



## 9 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 9.1 Análise Global

A análise das estruturas deve ser feita, quando for possível, recorrendo a programas de cálculo automático, que traduzam de um modo o mais possível real o comportamento das estruturas.

No entanto o comportamento real das estruturas é muitas vezes complexo para ser reproduzido de forma exata.

De acordo com a cláusula 5.2.1 (1) do EC3-1-1 os esforços nas estruturas podem ser determinados com base em:

- Análises de primeira ordem a partir da geometria inicial da estrutura;
- Análises de segunda ordem tendo em conta a influência da configuração da deformada da estrutura.

Conforme Silva Et Al, 2010, a escolha de uma destas análises depende da influência dos efeitos de segunda ordem. Assim, se estes se revelarem importantes para o comportamento da estrutural têm de ser consideradas obrigatoriamente.

A análise de primeira ordem tem a vantagem do ponto de vista do cálculo, ser bastante mais simples de realizar, em comparação com uma análise de segunda ordem.

Segundo o EC3-1-1 (cl. 5.2.1 (3)) pode efetuar-se uma análise de 1ª ordem, sempre que não tenha significado os efeitos da configuração da deformada.

Esta condição considera-se satisfeita se forem cumpridos os seguintes critérios:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \text{ para Análise Elástica} \quad (9.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15, \text{ para Análise Plástica}$$

Em que:

$\alpha_{cr}$  – Fator pelo qual as ações de cálculo tem de ser multiplicados para provocar a instabilidade elástica num modo global;

$F_{Ed}$  – Valor de cálculo do carregamento da estrutura;

$F_{cr}$  – Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Segundo a cláusula 5.2.2 (3) do EC3-1-1 os efeitos de 2ª ordem e as imperfeições poderão ser considerados, de acordo com o tipo de pórtico e de análise global, através de um dos seguintes métodos:

- Método 1 – Ambos os efeitos são incluídos na totalidade na análise global;
- Método 2 – Parte dos efeitos são incluídos na análise global, sendo os restantes contabilizados nas verificações de segurança dos elementos em relação a fenómenos de instabilidade;
- Método 3 – Em casos simples através de verificações de segurança individuais de elementos equivalentes, sujeitos a fenómenos de instabilidades, utilizando os comprimentos de encurvadura correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura.

### 9.1.1 Imperfeições Geométricas

As imperfeições geométricas estão presentes em todas as estruturas, sendo responsáveis pela introdução de cargas adicionais, devidas aos efeitos de excentricidade em relação à configuração geométrica perfeita que é utilizada nos modelos de cálculo.

As imperfeições geométricas consideradas no EC3-1-1 têm em conta os seguintes efeitos:

- Imperfeições geométricas dos elementos – falta de verticalidade, de retilinearidade etc.;
- Materiais – tensões residuais, variação da tensão de cedência, etc..

Dadas as características acima referidas, as imperfeições devem ser incorporadas na análise estrutural, uma vez que podem conduzir a alterações significativas dos esforços nas estruturas.

Segundo o EC3-1-1 devem considerar-se as seguintes imperfeições:

- Imperfeições globais em pórticos e sistemas de contraventamento;
- Imperfeições locais dos elementos considerados individualmente.

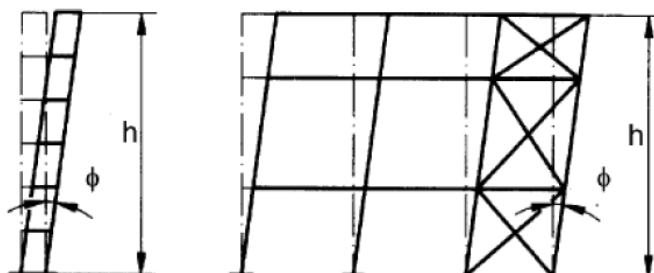
De acordo com a cláusula 5.3.2 (1) do EC3-1-1 a configuração das imperfeições globais e locais, pode também ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura a analisar.

### 9.1.1.1 Imperfeições para Análise Global de Pórticos

Segundo o EC3-1-1 em pórticos susceptíveis de instabilizarem segundo um modo com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições globais deve ser tido em consideração, através de uma imperfeição global geométrica equivalente, que pode ser simulada de duas formas possíveis:

- Com um desvio de verticalidade dos pilares do pórtico;
- Ou a partir de um sistema de forças horizontais equivalentes.

#### Desvio de verticalidade dos pilares do pórtico



**Figura 9.1** – Imperfeições Globais Equivalentes - Desvio da Verticalidade dos Pilares  
(adap. da Figura 5.2 do EC3-1-1)

O desvio de verticalidade dos pilares que simula a imperfeição geométrica equivalente global (Figura 9.1) pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\phi_n = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (9.2)$$

Sendo:

$\phi_0$  Valor de base definido:  $\phi_0 = L/200$

$\alpha_h$  Coeficiente de redução calculada em função da h:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mas} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (9.3)$$

h Altura da estrutura, em metros;

$\alpha_m$  Coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, determinado por:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (9.4)$$

em que:

m Número de pilares que estão submetidas a um esforço axial  $N_{Ed}$  superior a 50% do valor médio dos esforços normais atuantes em todos os pilares do pórtico considerado.

**Nota:** Nos pórticos dos edifícios podem ignorar-se as imperfeições globais

sempre que:

(9.5)

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed}$$

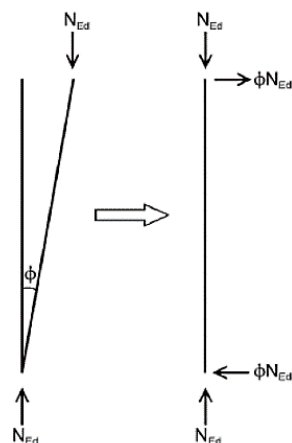
em que:

$H_{Ed}$  Valor de cálculo da ação horizontal total na base do piso, incluindo as forças horizontais equivalentes no piso;

$V_{Ed}$  Valor de cálculo da ação vertical total na base do piso.

### Sistema de Forças Horizontais Equivalentes (imperfeições globais)

O efeito das imperfeições globais pode ser simulado através da utilização de um sistema de forças horizontais equivalentes, que devem ser aplicadas ao nível de cada piso proporcionais às cargas verticais aplicadas nesse nível.



**Figura 9.2** – Imperfeições globais através de forças horizontais equivalentes

#### 9.1.1.2 Imperfeições locais

Relativamente às imperfeições locais dos elementos, devem ser tomadas em consideração na análise estrutural segundo EC3-1-1, através de uma deformada inicial dos elementos.

Quando as imperfeições estão associadas à encurvadura por flexão a amplitude relativa inicial é determinada por:

$$\frac{e_0}{L} \quad (9.6)$$

em que:

$e_0$  – Amplitude máxima do deslocamento inicial;

$L$  – Comprimento do elemento.

**Nota:** O efeito das imperfeições locais na análise estrutural poderá ser desprezado, no caso dos elementos serem posteriormente sujeitos a uma verificação de estabilidade, com base nas verificações de segurança da cláusula 6.3 do EC3-1-1, uma vez que a influência das imperfeições locais já está incorporada na curva de dimensionamento das colunas, ou nos fatores das equações de interação das colunas-viga.

## 9.2 Critérios de Pré-dimensionamento

Definida a solução estrutural é necessário a calcular as seções dos elementos que compõem a estrutura.

### 9.2.1 Pré-dimensionamento dos elementos da Estrutura Metálica

O pré-dimensionamento dos elementos metálicos da estrutura do Pavilhão, foi efetuado com recurso a ábacos e tabelas realizadas para este projeto, que constam da Memória Justificativa.

### 9.2.2 Pré-dimensionamento dos elementos de Betão Armado

O pré-dimensionamento dos elementos de betão armado da estrutura foi realizado para os plintos, vigas de fundações e sapatas, a partir de expressões de pré-dimensionamento correntes neste tipo de estruturas.

#### ▪ Plintos

O pré-dimensionamento dos plintos foi feito a partir da geometria das chapas bases dos pilares metálicos, do número e da posição dos chumbadores previamente dimensionados.

#### ▪ Vigas de Fundação

O pré-dimensionamento das vigas de fundação foi realizado com base as expressões:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \text{ e } b = \frac{h}{2} \quad (9.7)$$

Em que b, h e L são a largura, a altura e o vão das vigas.

### ▪ Sapatas

As sapatas foram pré-dimensionadas a partir das expressões 9.8 a 9.11.

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (9.8)$$

em que:

$\sigma_{\text{adm}}$  é a tensão admissível e  $\sigma_{\text{solo}}$  é a tensão do solo calculada a partir das expressões 9.9, 9.10 e 9.11.

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{A} \quad (9.9)$$

Sendo:

$$N_b = N_{\text{base pilar}} + PP_{\text{sapata}} \quad (9.10)$$

A geometria das sapatas, quando não existirem momentos fletores pode ser calculada a partir de:

$$A_{\text{min}} \geq \frac{N_{\text{bp}}}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (9.11)$$

em que:

A – Área da base da sapata;

$N_{\text{bp}}$  – Esforço axial na base do pilar;

$\sigma_{\text{adm}}$  – Tensão admissível do terreno de fundação.

Relativamente ao critério de rigidez há que ter em consideração o seguinte:

$$H \geq \frac{a'}{2} \text{ para Sapatas rígidas}$$

$$H < \frac{a'}{2} \text{ para Sapatas flexíveis}$$

**Nota:** No projeto do Pavilhão as sapatas suportam apenas cargas verticais, sendo os momentos absorvidos diretamente pelas vigas de fundação.

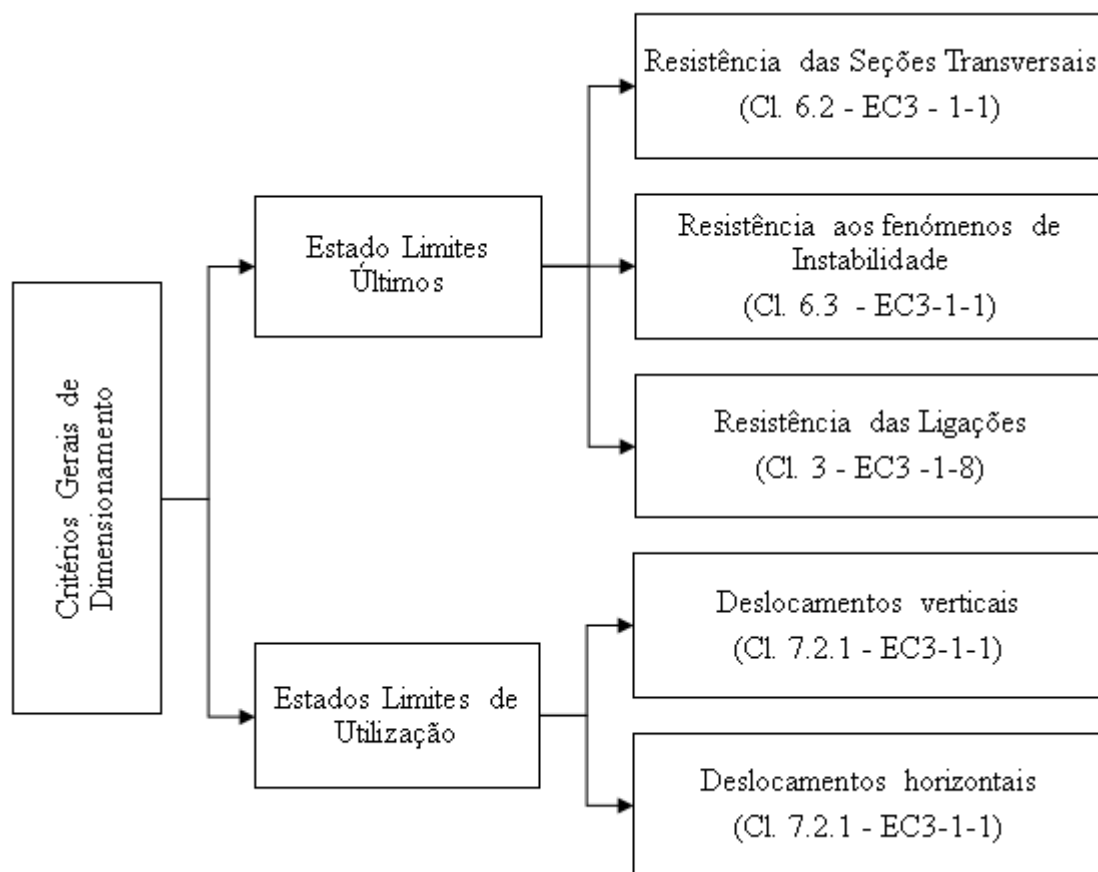
### 9.3 Critérios de Dimensionamento

#### 9.3.1 Estruturas Metálicas

Na análise e dimensionamento do Pavilhão adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizados na NP-EN-1993-1-1-Projecto de Estruturas de Aço:

- Parte 1-1: " Regras Gerais e Regras para Edifícios";
- Parte 1-8: " Projeto de Ligações ".

Na figura 9.3 representa-se um fluxograma que resume os critérios gerais que foram utilizados no dimensionamento das estruturas metálicas.



**Figura 9.3** – Critérios Gerais de Dimensionamento das Estruturas Metálicas

### 9.3.1.1 Estados Limites Últimos

A verificação da segurança das estruturas metálicas aos estados limites últimos depende:

- Resistência das secções transversais e dos elementos;
- Resistência aos fenómenos de instabilidade global ou local;
- Resistência das ligações.

Para verificar a segurança aos estados limites últimos das secções e dos elementos do Pavilhão, elaboraram-se um conjunto de Tabelas de Cálculo, a partir do "Excel", de forma a poderem ser comparadas com os resultados de dimensionamento obtidos no "SAP2000".

Na Tabela 9.1 indicam-se os valores recomendados na cláusula 6.1 (19) do EC3-1-1 para os coeficientes parciais de segurança,  $\gamma_M$ .

**Tabela 9.1** – Valores de Coeficientes Parciais de Segurança

Siglas	Valores
$\gamma_{M0}$	1.0
$\gamma_{M1}$	1.0
$\gamma_{M2}$	1.25

em que:

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

$\gamma_{M1}$  – Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;

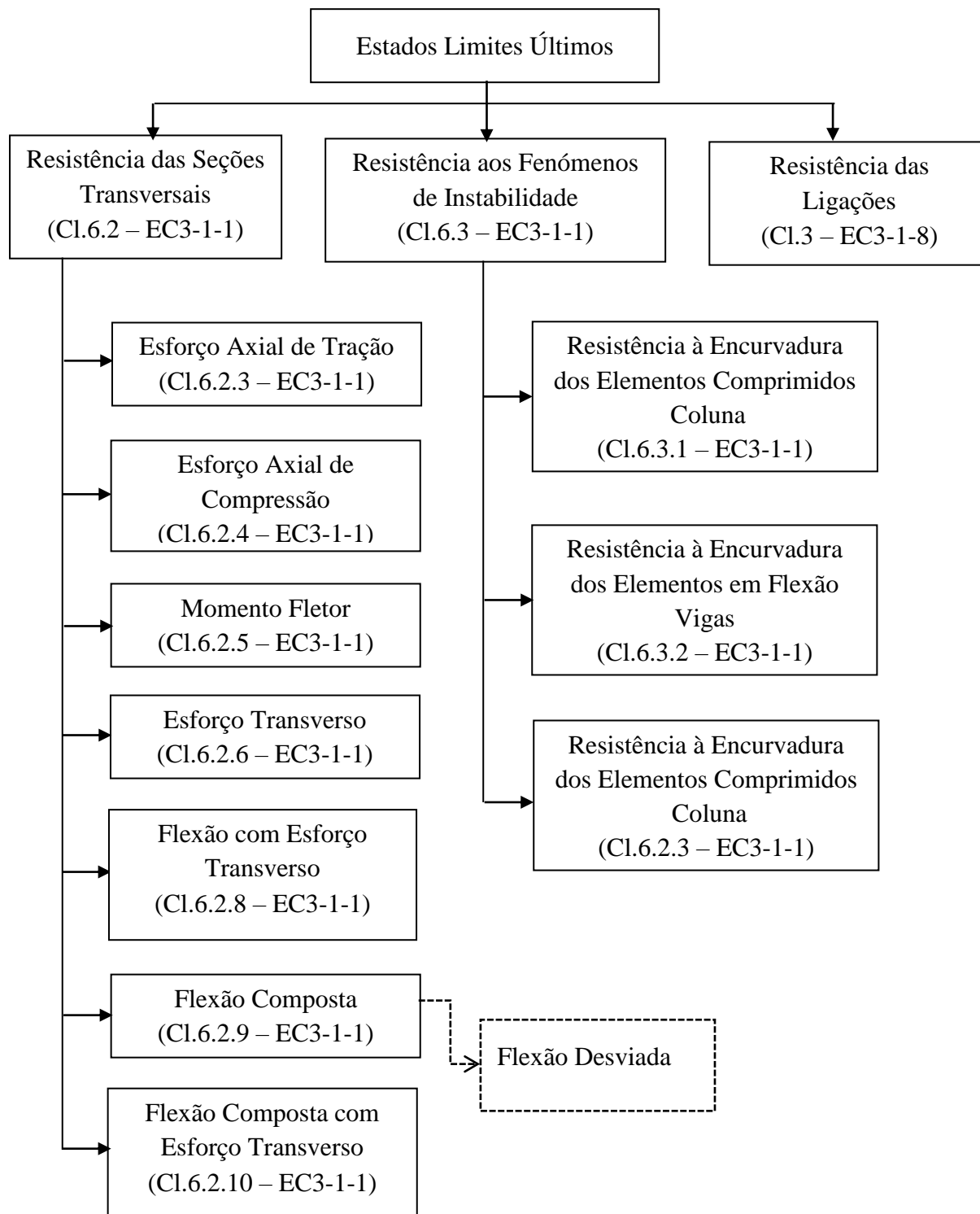
$\gamma_{M2}$  – Coeficiente parcial de segurança para a resistência das ligações.

Na Tabela 9.2 indicam-se as tensões de cedência e de rotura do aço S235 JR que constituem os perfis do Pavilhão.

**Tabela 9.2** – Características do Aço S235

Siglas	Tensões
$f_y$ [MPa]	235
$f_u$ [MPa]	360

No fluxograma da Figura 9.4 resumem-se os critérios utilizados no dimensionamento das Estruturas Metálicas deste Projeto.



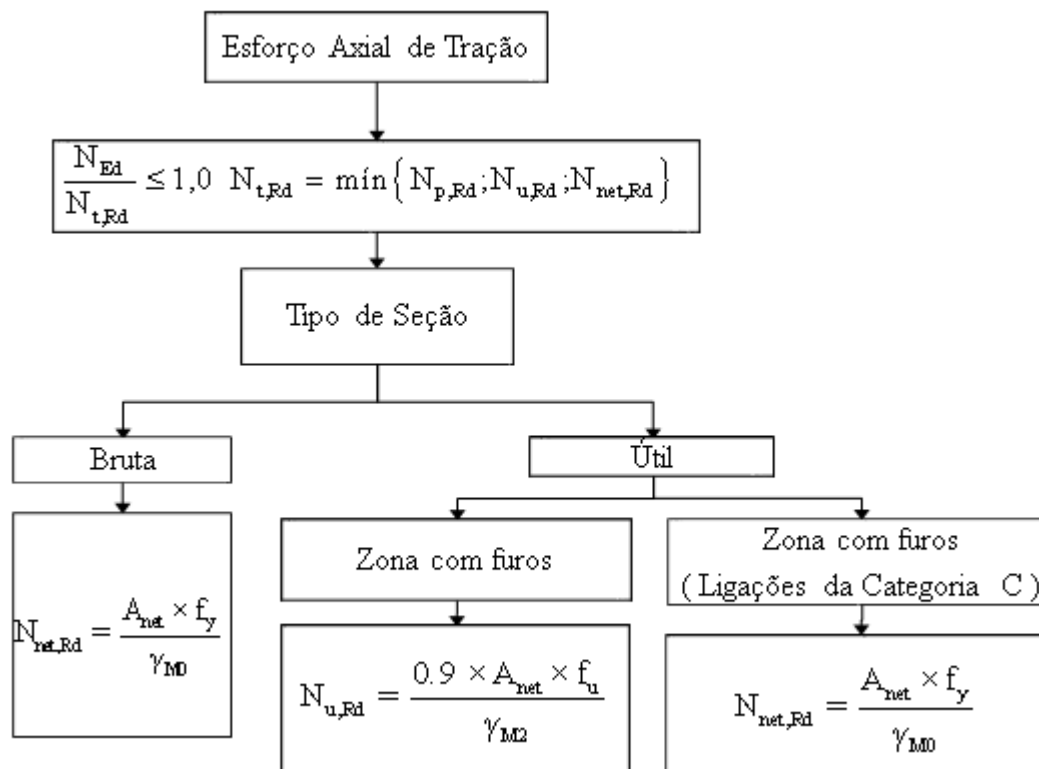
**Figura 9.4** – Critérios Gerais de Dimensionamento ao Estados Limites Últimos

### 9.3.1.2 Fluxogramas de Dimensionamento

#### Resistência das Seções Transversais

As expressões de dimensionamento referentes à resistência das seções transversais e dos elementos constam dos fluxogramas seguintes.

- **Esforço Axial de Tração**

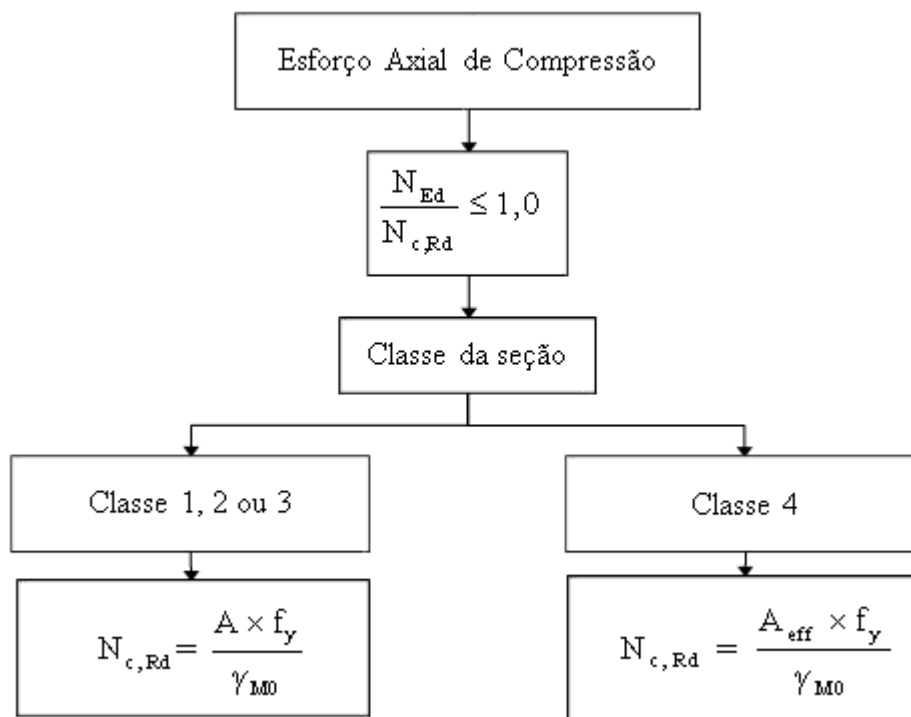


**Figura 9.5** – Fluxograma de dimensionamento de seções à Tração

em que:

- $N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço de tração atuante;
- $N_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
- $N_{u,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;
- $N_{net,Rd}$  Esforço normal resistente de tração da secção útil na zona com furos de ligação para ligações da Categoria C;
- $A$  Área de uma secção transversal;
- $A_{net}$  Área útil de uma secção transversal.

▪ **Esforço Axial de Compressão**



**Figura 9.6** – Fluxograma de dimensionamento de seções à Compressão.

em que:

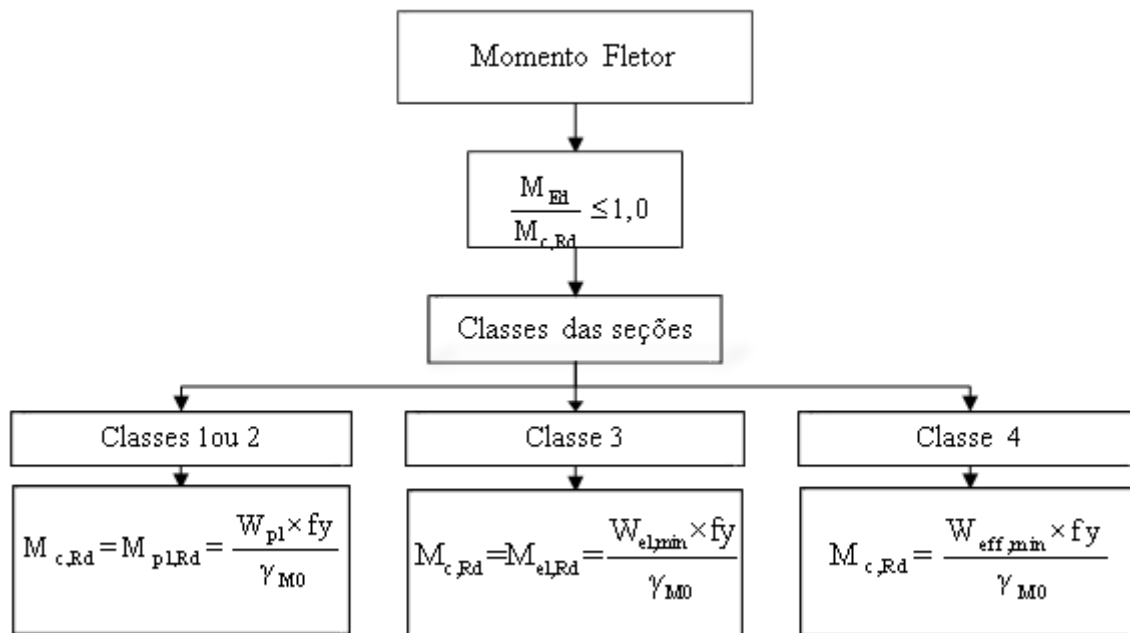
$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço de compressão atuante;

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

$A$  Área de uma secção transversal;

$A_{net}$  Área útil de uma secção transversal.

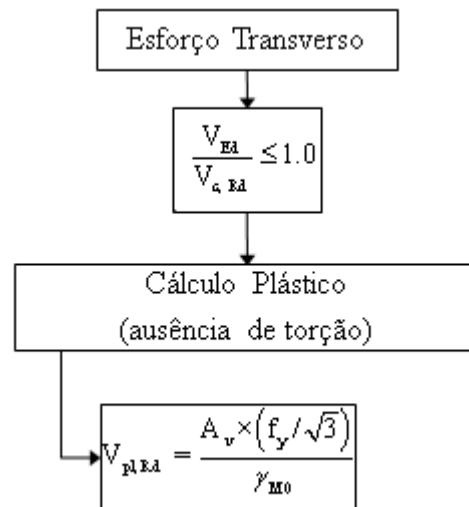
▪ **Momento Fletor**



**Figura 9.7** – Fluxograma de dimensionamento de seções à Flexão simples

Em que:

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal;
- $W_{pl}$  Módulo de flexão plástica de uma secção transversal;
- $W_{el,mín}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;
- $W_{eff,mín}$  Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva.

**▪ Esforço Transverso****Figura 9.8** – Fluxograma do Esforço Transverso.

em que:

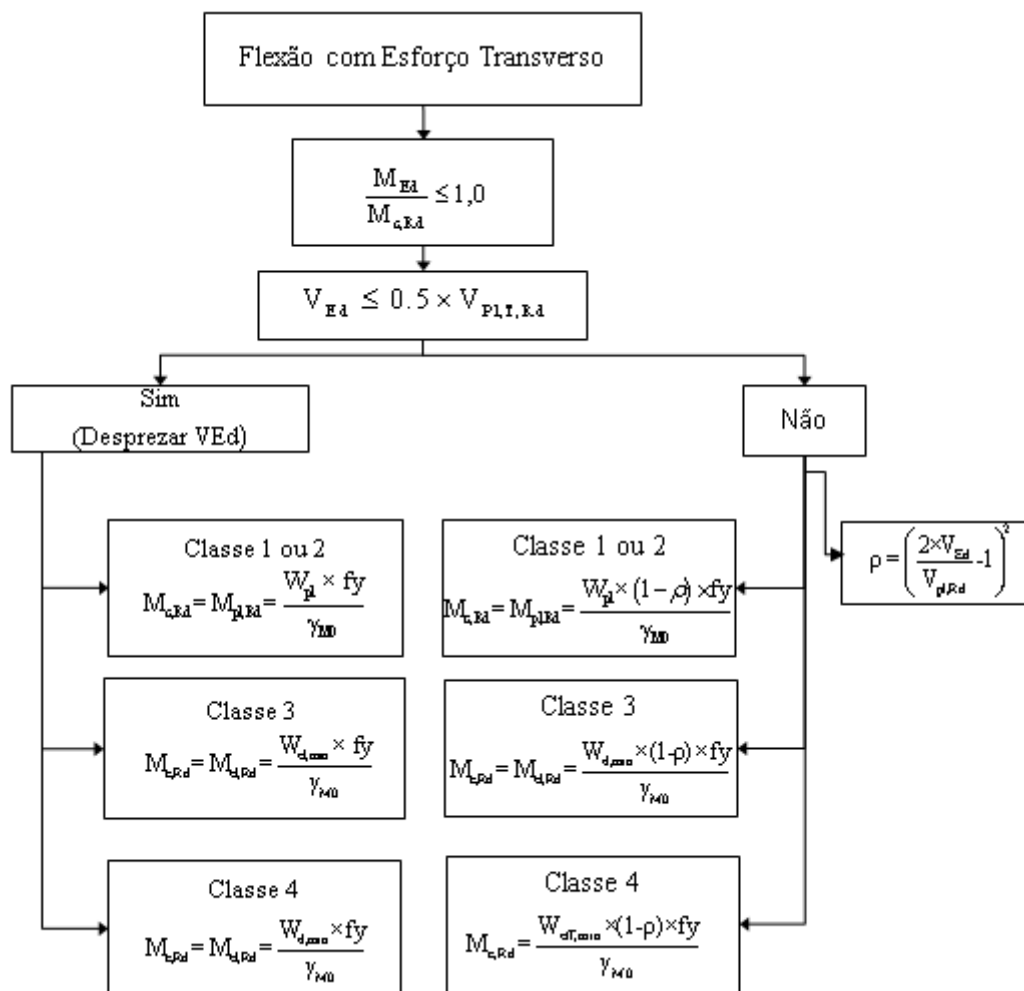
$V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente;

$V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente na ausência de torção;

$A_v$  Área resistente ao esforço transverso.

### ▪ Flexão com Esforço Transverso



**Figura 9.9** – Fluxograma de dimensionamento de seções à Flexão com Esforço Transverso

em que:

$M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal;

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

$V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente na ausência de torção;

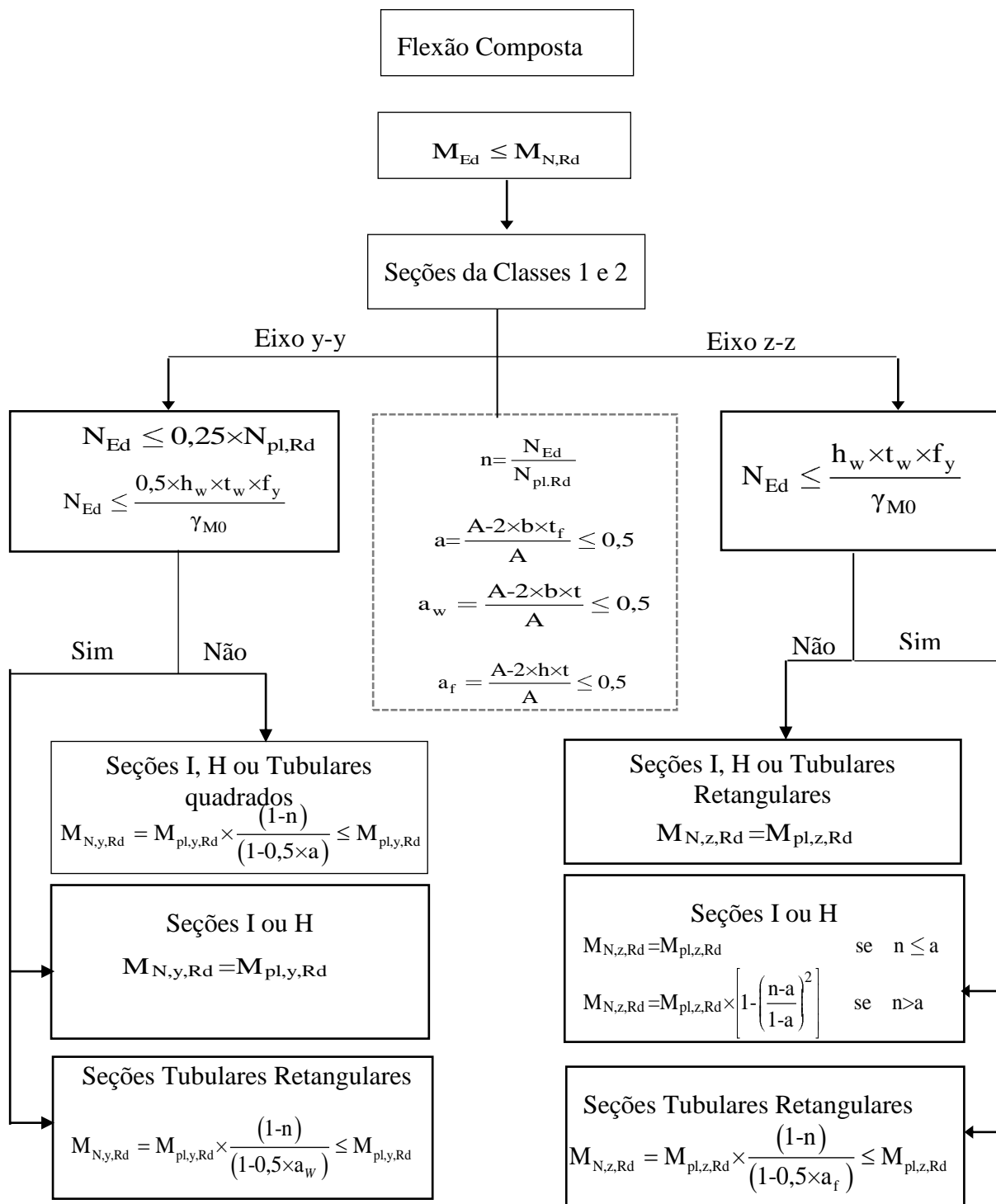
$W_{pl}$  Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

$W_{el,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;

$W_{eff,min}$  Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;

$\rho$  Coeficiente de redução de minoração dos valores de cálculo dos momentos fletores resistentes tendo em conta a interação com os esforços transversos.

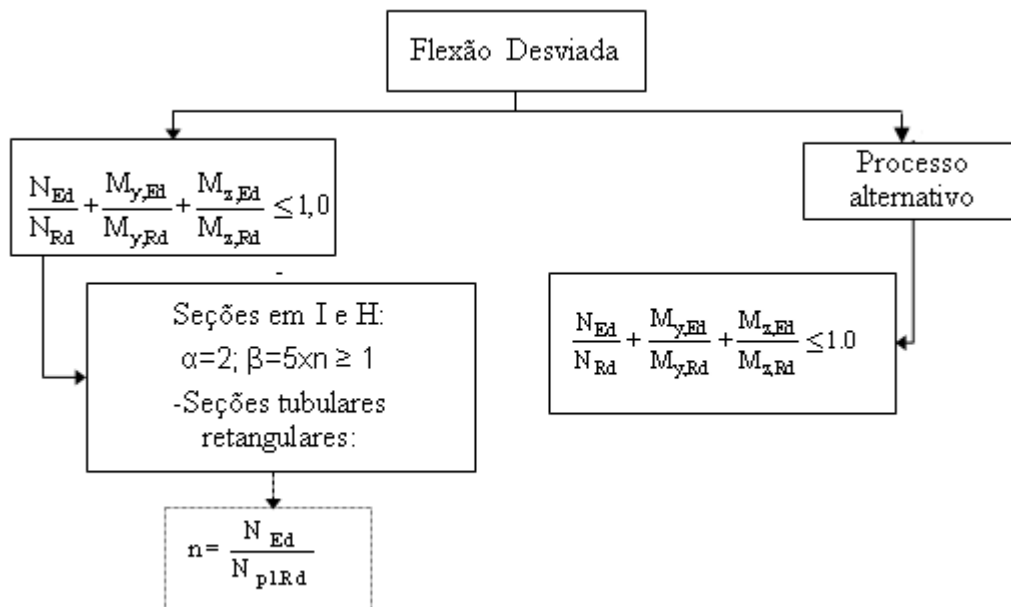
▪ Flexão Composta



em que:

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
- $V_{pl.Rd}$  Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente na ausência de torção;
- $M_{pl.Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma secção transversal;
- $M_{el.Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico de uma secção transversal;
- $W_{pl}$  Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;
- $W_{el.mín}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;
- $W_{eff.mín}$  Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;
- $\rho$  Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes tendo em conta a interação com os esforços transversos.
- $M_{c.Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal.

▪ **Flexão Desviada**



**Figura 9.11** – Fluxograma de dimensionamento de Seções à Flexão Desviada

Em que:

- $M_{N,y,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo y-y;
- $M_{N,z,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo z-z;
- $M_{y,Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y;
- $M_{z,Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z;
- $N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço normal atuante;
- $N_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta.
- $n$  Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta;
- $\alpha$  Parâmetro que tem em consideração o efeito da flexão desviada;
- $\beta$  Parâmetro que tem em consideração o efeito da flexão desviada.

▪ Flexão Composta com Esforço Transverso

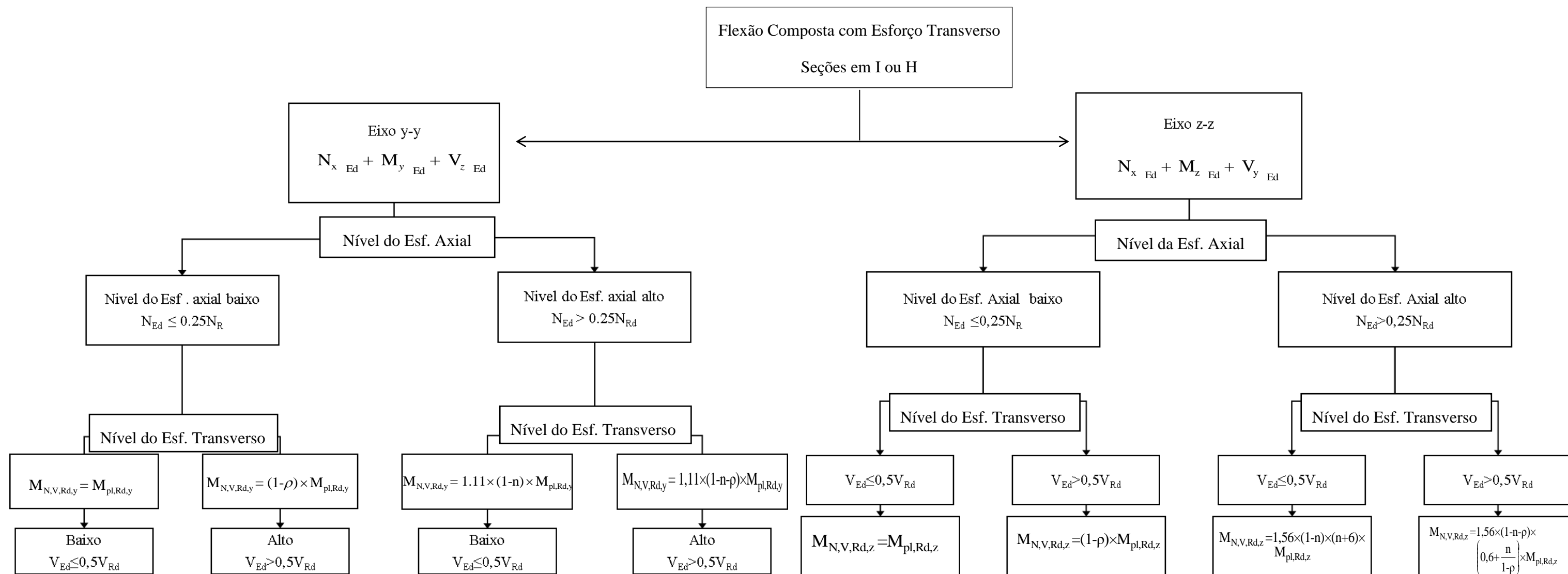
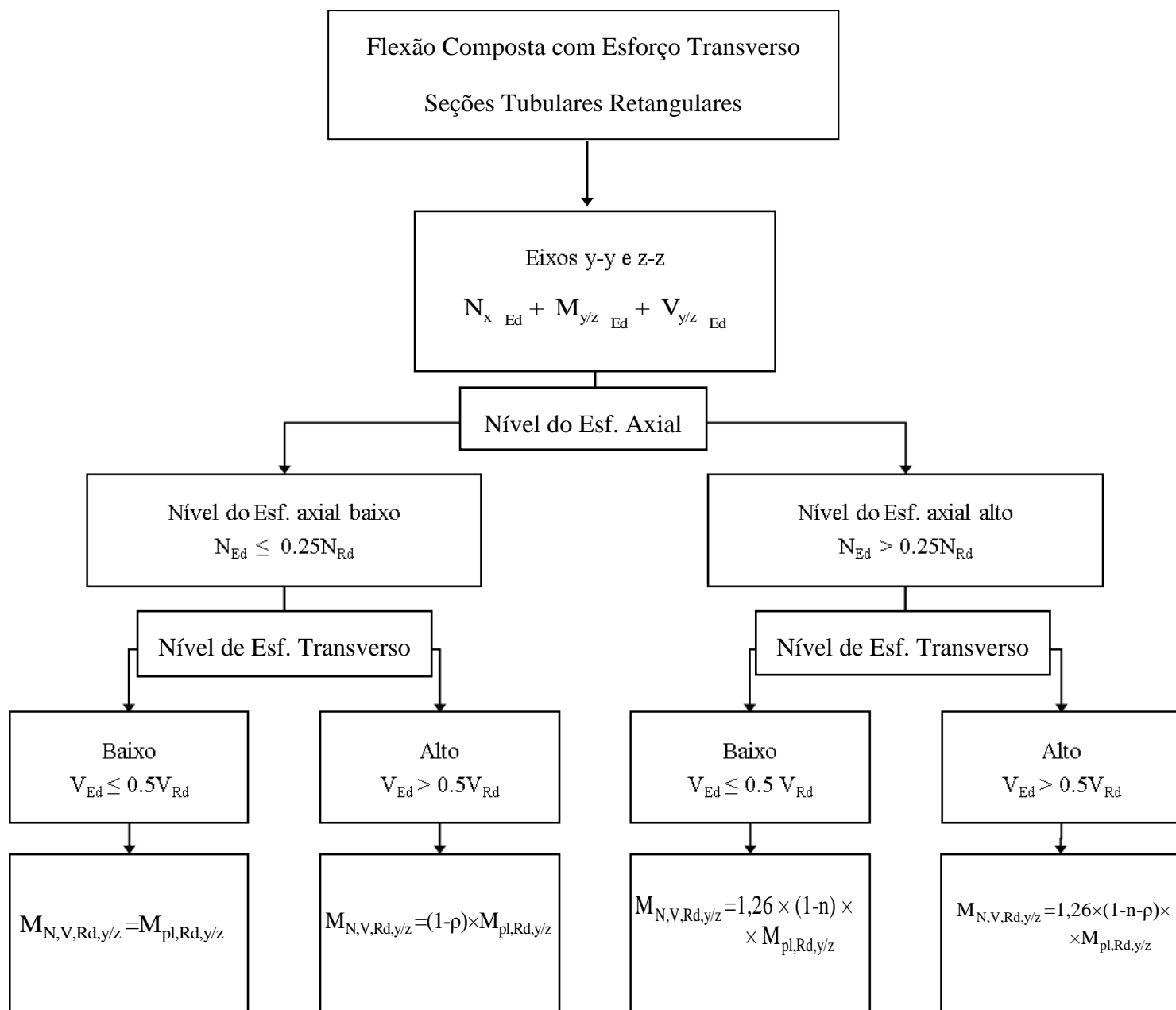


Figura 9.12 – Fluxograma de dimensionamento de seções das classes 1 e 2 à Flexão Composta com Esforço Axial e Transverso em seções em I ou H.

▪ **Flexão Composta com Esforço Transverso**



**Figura 9.13**– Fluxograma de dimensionamento de Seções das classes 1 e 2 à Flexão Composta com Esforço Transverso em Seções Tubulares retangulares.

Em que:

$N_{x,Ed}$  Valor do esforço normal de cálculo em relação ao eixo x-x;

$M_{y,Ed}$  Valor do momento fletor de cálculo em relação ao eixo y-y;

$V_{z,Ed}$  Valor do esforço transverso de cálculo em relação ao eixo z-z;

---

$N_{Rd}$	Valor resistente do esforço normal;
$N_{Rd}$	Valor resistente do esforço normal atuante;
$V_{Rd}$	Valor resistente do esforço transversal;
$M_{N,V,Rd,y}$	Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal e com o esforço transversal, em relação ao eixo y-y;
$M_{pl,Rd,y}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo y-y;
$n$	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta;
$\rho$	Coefficiente de redução de determinação dos valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos.

▪ Resistência dos Elementos à Encurvadura – Colunas

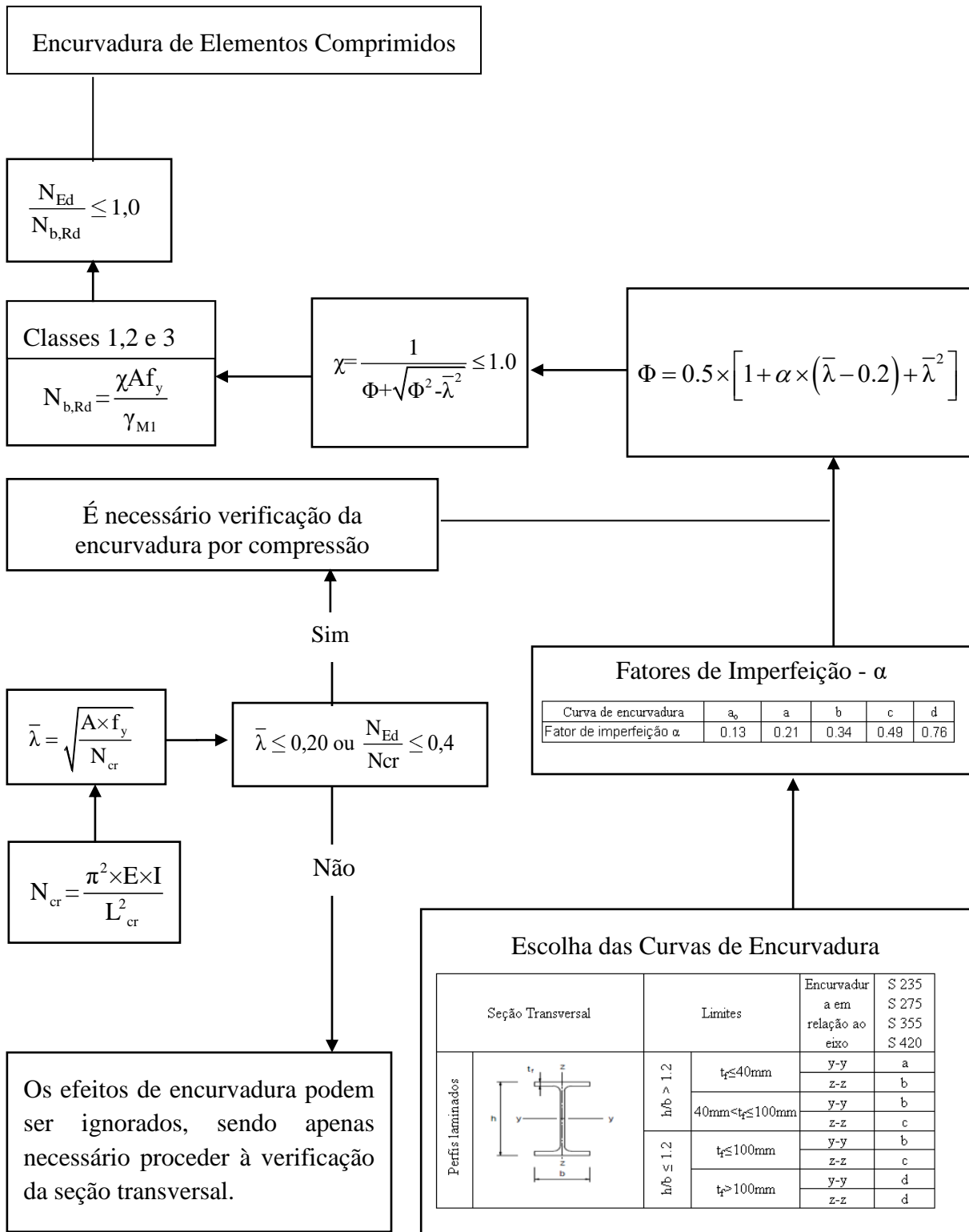


Figura 9.14– Fluxograma de dimensionamento de Elementos com Seções das classes 1 e 2 sujeitos a Compressão Axial

em que:

$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
$N_{cr}$	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;
$A$	Área de uma secção transversal;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada;
$\chi$	Coefficiente de redução para a curva de dimensionamento relevante;
$\alpha$	Fator de imperfeição;

▪ Resistência dos Elementos à Encurvadura Lateral - Vigas

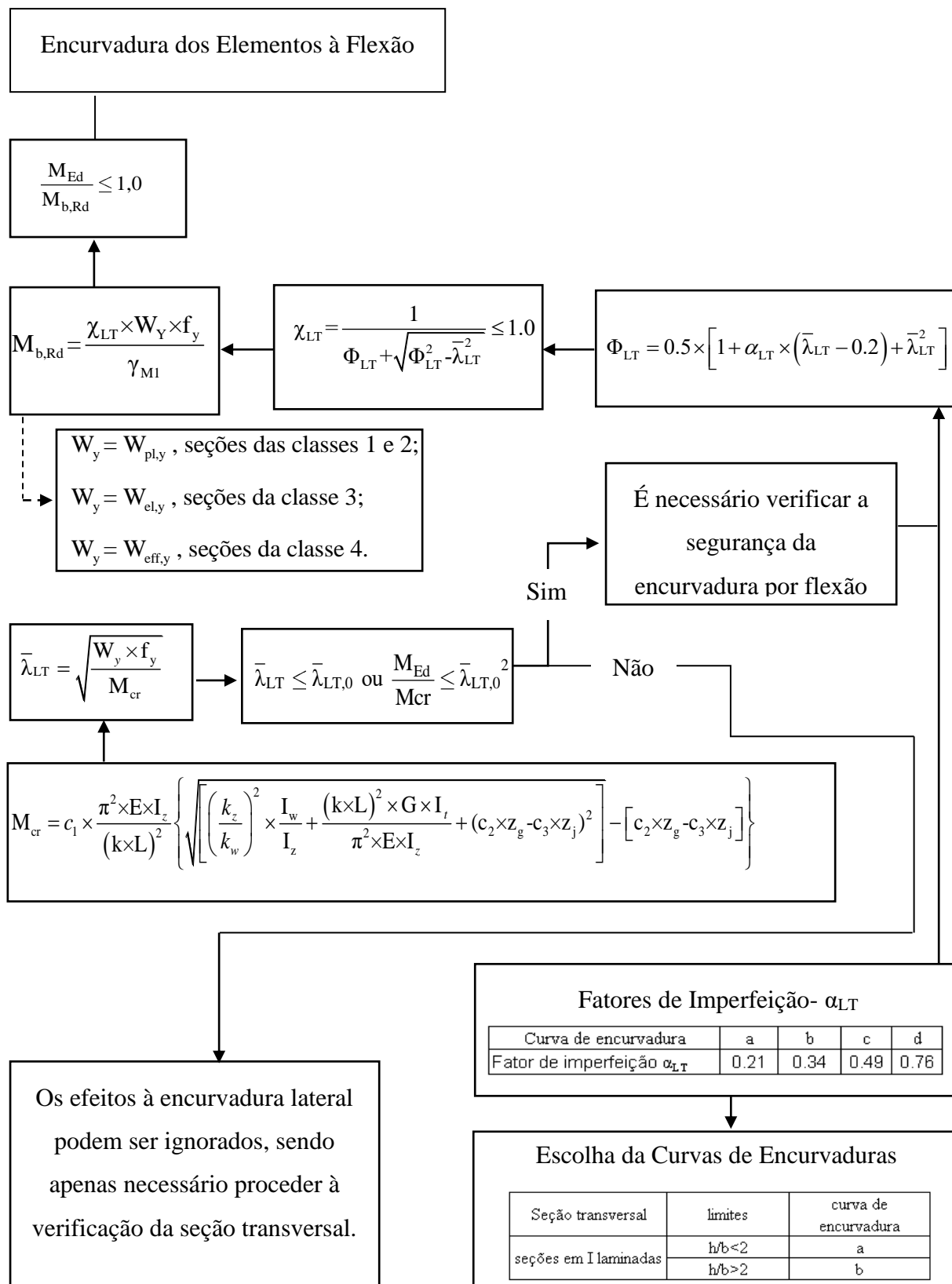
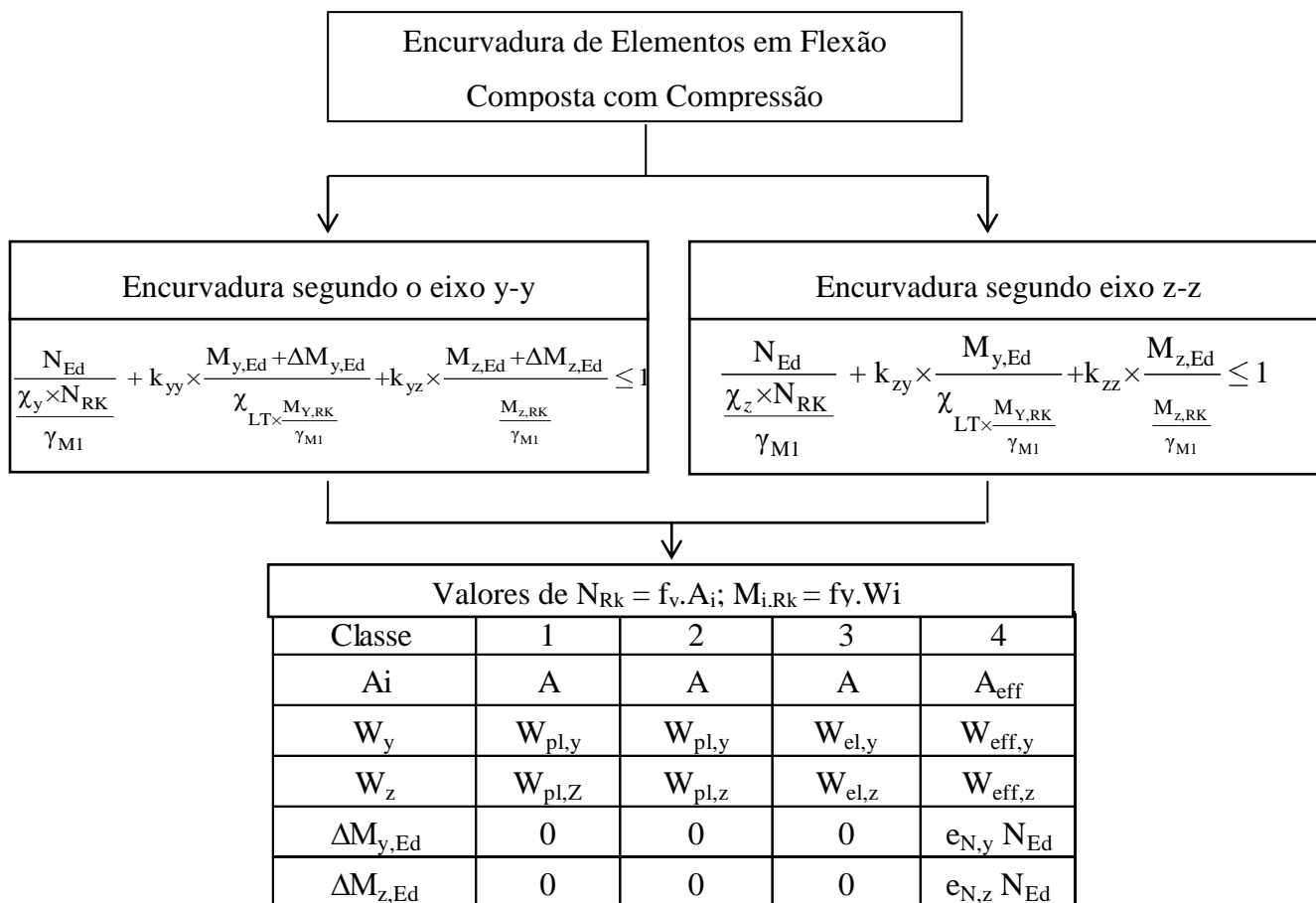


Figura 9.15 – Fluxograma de dimensionamento de Elementos sujeitos a flexão

em que:

$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção);
$M_{cr}$	Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
$W_{pl,y}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal em relação ao eixo y-y;
$W_{el,y}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal em relação ao eixo y - y;
$W_{eff,y}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva em relação ao eixo y - y;
$f_y$	Tensão de cedência;
$\gamma_{M1}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;
$\chi_{LT}$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT}$	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 ou soldados equivalentes.

▪ **Encurvadura de Elementos com Flexão Composta e Compressão – Colunas - Viga**



**Figura 9.16** – Fluxograma de dimensionamento à Encurvadura – Colunas-viga

em que:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$       Valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento em relação aos eixos y-y e z-z;
- $M_{y,Ed}$                               Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y;
- $\chi_y$  e  $\chi_z$                               Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
- $\chi_{LT}$                                       Coeficientes de redução devido à encurvadura lateral por flexão;
- $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}$               Fatores de interação.


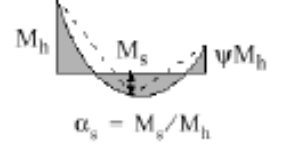
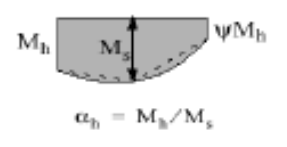
### Valores dos Fatores de Interação $K_{ij}$

Os fatores de interação  $K_{ij}$  do projeto das estruturas das colunas-viga do Pavilhão foram determinados pelo Método 2 (Austro-Alemão) do Anexo B do EC3-1-1.

**Tabela 9.3** – Fatores de Interação  $K_{ij}$  (adap. dos Quadros B.1e B.2 – Anexo B do EC3-1-1)

Elementos suscetíveis à Deformação por Torção	Factores de interação	Tipos de seções	Propriedades plásticas das seções transversais Classes 1 e 2
	$k_{yy}$	Secções em I	Secções tubulares retangulares
$k_{yz}$		Secções em I	
$k_{zy}$	Secções em I	Secções tubulares retangulares	$\left[ 1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$ : $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
	$k_{zz}$		
			$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_z \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Na Figura 9.17 apresentam-se os coeficientes de Momento Uniforme Equivalente,  $C_m$ , de acordo com Anexo B do EC3-1-1.

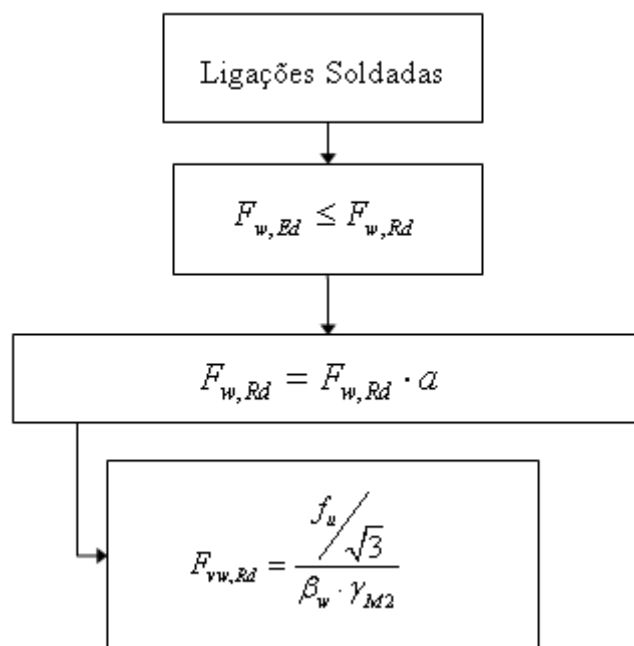
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{m1,T}$	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
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 $C_{m1,T}$ deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{m1,T}$	y-y	y-y		

**Figura 9.17**– Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente  $C_m$  (adap. do Quadro B.3 do Anexo B do EC3-1-1)

### ▪ Ligações Metálicas

Neste Projeto as ligações entre elementos metálicos foram asseguradas por meio de parafusos e soldaduras e dimensionadas de acordo com o EC3-1-8.

Junta-se o fluxograma que foi utilizado no dimensionamento das ligações soldadas



**Figura 9.18** – Fluxograma de dimensionamento das Ligações Soldadas (Método simplificado)

em que:

- $F_{w,Ed}$  – Valor de cálculo de esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;
- $F_{w,Rd}$  – Valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento;
- $F_{vw,d}$  – Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;
- $\beta_w$  – Fator de correlação ( $\beta_w=0.8$  para aço S235);
- $f_u$  – Valor nominal da tensão de ruptura do aço à tração;
- $a$  – Espessura do cordão de soldadura (compreendido entre 3.0mm e 0.7 de menor espessura dos elementos a ligar).

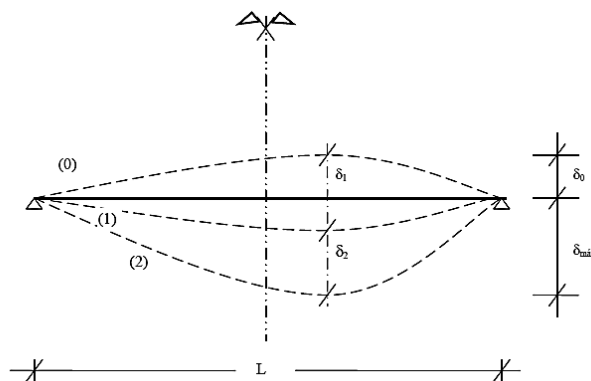
### 9.3.1.3 Estados Limites de Utilização

A verificação dos elementos metálicos aos estados limites de utilização foi feita segundo a cláusula 7 do EC3-1-1.

Esta norma refere que as estruturas de aço devem ser projetadas e construídas de modo a que sejam satisfeitos todos os critérios de utilização referentes aos deslocamentos verticais e horizontais.

#### ▪ Deslocamentos Verticais

Os limites para os deslocamentos verticais são os definidos na Figura 9.18, e devem ser especificados para cada projeto e acordados com o dono de obra.



**Figura 9.19** – Deslocamentos Verticais (adap. da Figura NA.I do EC3-1-1)

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0 \quad (9.12)$$

em que:

$\delta_{\max}$  – Flecha no estado final relativamente à linha que une os apoios;

$\delta_0$  – Contra-flecha da viga no estado não carregado (Estado (0));

$\delta_{\max}$  – Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação (Estado (1));

$\delta_{\max}$  – Variação da flecha da viga devida à ação variável base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (Estado (2)), ou seja:

$$Q_{K,1} + \sum_{i02}^m \Psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (9.13)$$

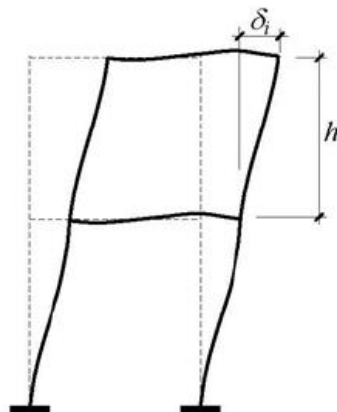
Na Tabela 9.4 indicam-se os valores recomendados pelo EC3-1-1 para os limites dos deslocamentos verticais.

**Tabela 9.4** – Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais (adap. do Quadro NA.I do EC1-3. 2010).

Condições	Limites (ver Figura 9.1)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimento em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\max}$ possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-
Nota: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ No caso geral L representa o vão da viga.</li> <li>▪ No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.</li> </ul>	Limites anteriores	

#### • Deslocamentos Horizontais

Segundo a cláusula NA-2.3 do EC3-1-1 os valores limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas, para as combinações características são os seguintes:



**Figura 9.20** – Deslocamentos Horizontais em Pórticos [24]

**Tabela 9.5** – Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Horizontais (adap. do Quadro NA.II do EC1-3, 2010)

Elementos		Limites
Pórticos sem aparelhos de elevação		$h/150$
Outros edifícios de um só piso		$h/300$
Em edifícios de vários pisos	Em cada piso	$h/300$
	Na estrutura globalmente	$h_0/500$

### 9.3.2 Estruturas de Betão Armado

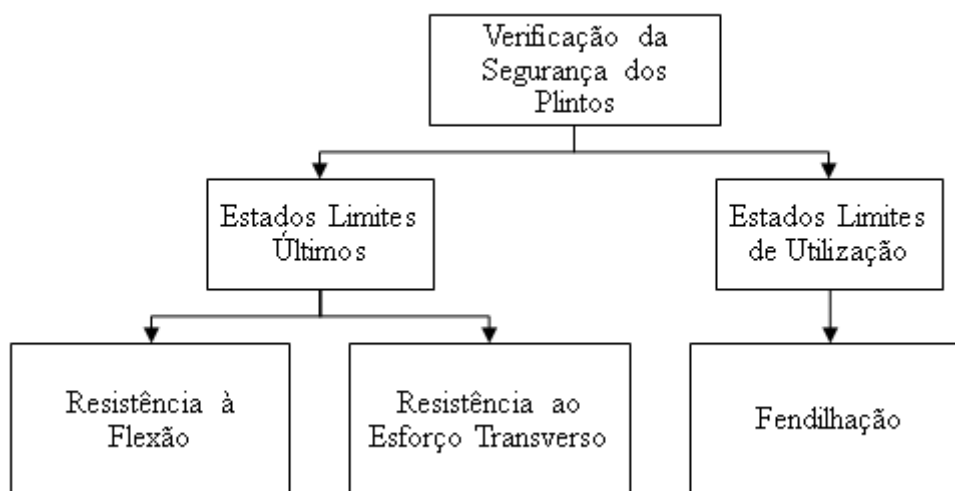
Os elementos de betão armado foram dimensionados de acordo com EC2-1, recorrendo ao programa "*Gala Reinforcement*", comparando os resultados deste *software* com os obtidos em folhas de cálculo em "Excel" realizadas para este Projeto.

#### 9.3.2.1 Plintos

O dimensionamento dos plintos foi feito de acordo com a cláusula 9.5 do EC2-1.

Segundo a cláusula 9.5.1 (1) consideram-se como pilares os elementos cuja maior dimensão não seja superior a 4 vezes a menor dimensão das secções transversais ( $a \times b$ ).

Na Figura 9.21 apresenta-se o fluxograma que foi utilizado na verificação dos Plintos.

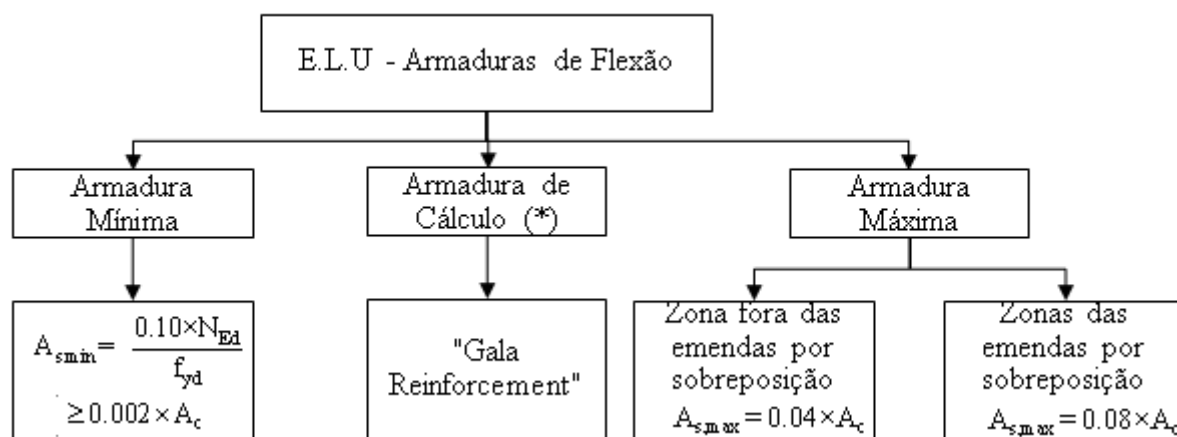
**Figura 9.21** - Fluxograma com os critérios gerais de verificação de segurança dos Plintos

### 9.3.2.1.1 Estados Limites Últimos

- **Armaduras Longitudinais**

Segundo a cláusula 9.5.2(1) do EC2-1 o diâmetro mínimo a utilizar nas armaduras longitudinais dos pilares está definido no Anexo Nacional, na cláusula NA.2.3(h), sendo o valor mínimo de 10 mm.

O cálculo das armaduras longitudinais foi feito no programa "Gala Reinforcement", comparando os resultados com os obtidos em tabelas realizadas em "Excel", com base nas expressões indicadas no fluxograma da Figura 9.22.



**Figura 9.22** – Fluxograma de dimensionamento das armaduras dos Plintos

em que:

$A_{s,min}$  – Área de armadura mínima;

$A_{s,max}$  – Área de armadura máxima;

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

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

$A_c$  – Área da seção de betão.

(\*) – Determinada a partir da cláusula 5.8.9(4) do EC2-1

Esta cláusula propõe um método simplificado na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão composta desviada, poderá ser utilizado o seguinte critério simplificado:

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^b \leq 1.0 \quad (9.14)$$

em que:

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

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

$a$  – Expoente que para secções retangulares toma os valores da Tabela 9.5;

**Tabela 9.6** – Valores do expoente  $a$  para secções retangulares

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0.1	0.7	1
$a^{(*)}$	1	1.5	2

Nota: - (\*) Para valores intermédio o expoente "a" é determinado por interpolação linear.

Em que:

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

$N_{Rd}$  – Esforço normal resistente da secção obtida através da seguinte expressão:

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} \quad (9.15)$$

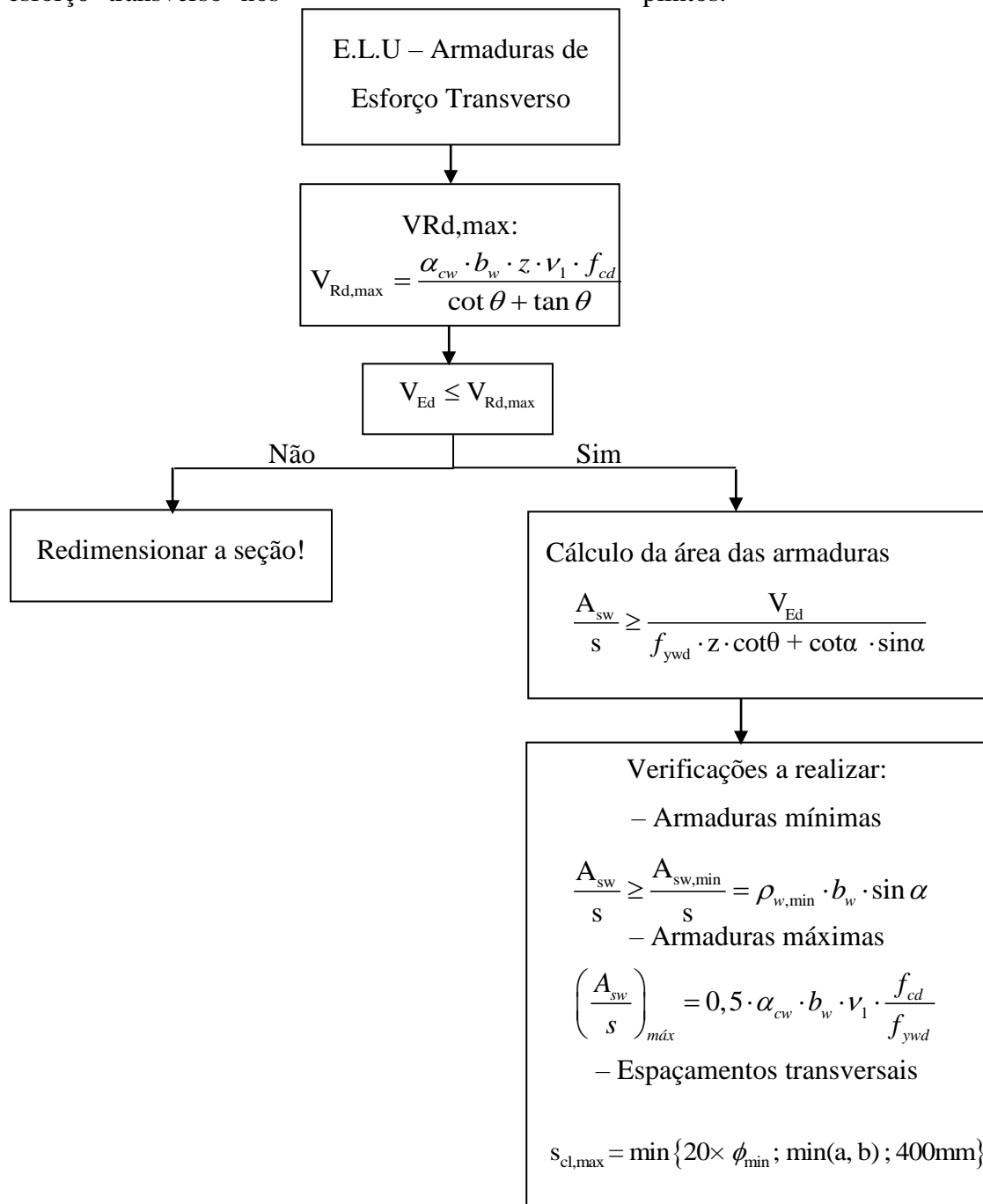
Com:

$A_c$  – Área bruta da secção transversal de betão;

$N_{Rd}$  – Área da secção de armadura longitudinais.

### Armaduras do Esforço Transverso

Na Figura 9.26 apresenta-se o fluxograma com o procedimento do cálculo das armaduras do esforço transverso nos plintos.



**Figura 9.23** – Fluxograma de dimensionamento das seções dos Plintos ao Esforço Transverso

em que:

$A_{sw}$	Área da seção das armaduras de esforço transverso;
$s$	Espaçamento longitudinal entre estribos;
$Z$	Braço do binário das forças interiores ( $z = 0.9d$ )
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras do esforço transverso;
$\alpha_{cw}$	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
$b_w$	Menor largura da seção entre os banzos tracionado e comprimido;
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$\Theta$	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ( $\Theta = 45^\circ$ );
$\rho_{wmin}$	Taxa mínima de armadura de esforço transverso;
$f_{ywk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ( $f_{ywk} = f_{yk}$ );
$\rho_w$	Taxa de armadura de esforço transverso;
$\alpha$	Ângulo formado pela armadura de esforço transverso (adoptou-se $\alpha = 90^\circ$ );
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transverso atuante;
$\nu_1$	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal calculado a partir de:

$$\nu_1 = 0.6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (9.16)$$

Em que  $f_{ck}$  é o valor característico da tensão de cedência do betão à compressão aos 28 dias de idade.

### 9.3.2.1.2 Estados Limites Utilização

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Serviço (S.L.S) tem como objetivo garantir um bom comportamento das estruturas em situação corrente de serviço, ou seja assegurar um bom funcionamento e durabilidade.

Sendo assim, a segurança foi verificada nas estruturas de betão armado para que durante o seu funcionamento, se possa "impedir" a fendilhação e limitar também a deformação a valores aceitáveis.

## Controlo da Fendilhação

A fendilhação é um fenómeno que está muitas vezes presente nas estruturas de betão armado sujeitas à flexão, esforço transversal, torção e também com estes esforços combinados.

A fendilhação deve ser controlada de modo a que não exceda certos limites, que possam por em causa situações visuais desagradáveis, desconforto para os utilizadores e contribuir para a acelerar a corrosão das armaduras.

O controlo da fendilhação pode ser efetuado pelo método direto ou indireto.

O método direto consiste no cálculo da largura das de fendas segundo a cláusula 7.3.4 do EC2-1, sendo que o método indireto implica o controlo do diâmetro máximo dos varões ou do espaçamento máximo das armaduras (quadros 7.2N e 7.3N do EC2-1).

A verificação da fendilhação dos plintos do Pavilhão foi realizada pelo Método Indireto.

Na Tabela 9.26 apresentam-se os diâmetros e espaçamento máximos necessários ao controlo da fendilhação.

**Tabela 9.7**– Diâmetros e Espaçamento Máximos para o Controlo da Fendilhação (adap. dos quadros 7.2N e 7.3N do EC2-1.)

Tensões no Aço [Mpa]	Diâmetros Máximos dos Varões [mm]			Espaçamento Máximo dos Varões [mm]		
	$W_k = 0.4$ mm	$W_k = 0.3$ mm	$W_k = 0.2$ mm	$W_k = 0.4$ mm	$W_k = 0.3$ mm	$W_k = 0.2$ mm
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100

Uma vez que o betão utilizado nos plintos pertence a uma classe de exposição XC2, a Tabela 9.8 indica o limite máximo de aberturas das fendas,  $w_{max}$ .

**Tabela 9.8** – Valor recomendado de  $w_{max}$  (adap. Quadro 7.1N do EC2-1)

Classe de Exposição	Combinação de Aço	$W_k$
XC2	Quase permanente	0.30

Para assegurar um melhor controlo da fendilhação é necessário garantir sempre a presença de armaduras mínimas  $A_{s,min}$  (cl. 7.3.2 do EC2-1), determinadas a partir da expressão:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (9.17)$$

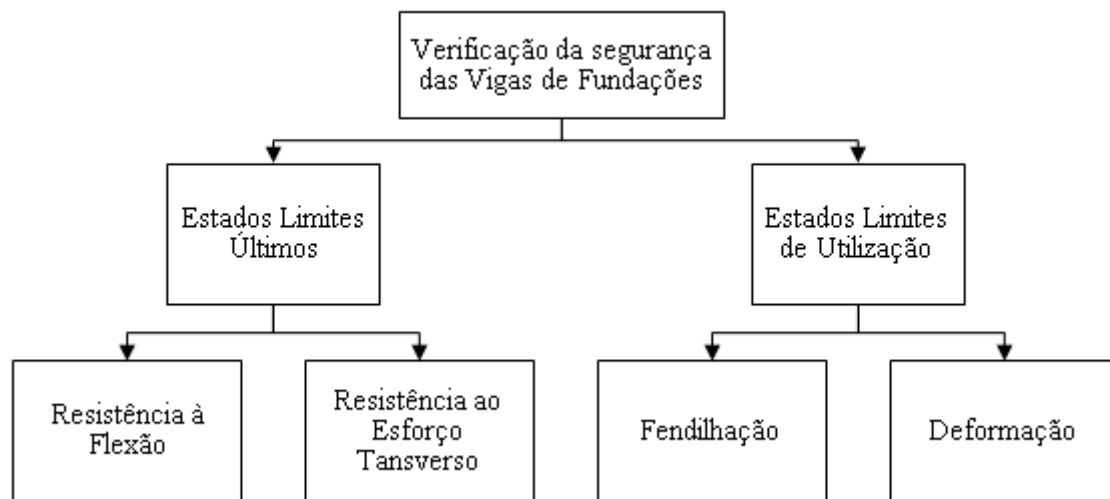
em que:

- $A_{s,min}$  Área mínima das armaduras para betão armado na zona tracionada;
- $A_{ct}$  Área de betão tracionado;
- $\sigma_s$  Valor absoluto da tensão máximo admissível nas armaduras imediatamente após a formação da fenda ( $\sigma_s = f_{yk}$ );
- $f_{ct,eff}$  Valor médio da resistência do betão à tração ( $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ );
- $k$  Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas de que resulta uma redução dos esforços de coação;
- $k_c$  Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação, e a variação do braço binário (no caso de secções retangulares e de flexão simples).

### 9.3.2.2 Vigas de Fundação

O dimensionamento destas vigas foi realizado segundo a cláusula 9.2 do EC2-1 em relação aos estados limites últimos e de utilização.

Na Figura 9.14 resumem-se as verificações realizadas.



**Figura 9.24** – Fluxograma de dimensionamento das seções das Vigas de Fundações

### 9.3.2.2.1 Estados Limites Últimos

#### Resistência à Flexão

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de flexão consiste em satisfazer, para todas as secções, a seguinte condição:

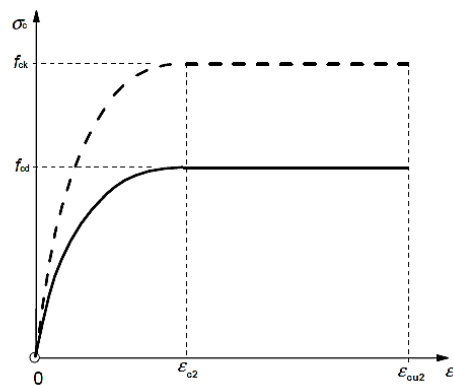
$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (9.18)$$

Em que:

$M_{Ed}$  Momento atuante de cálculo;

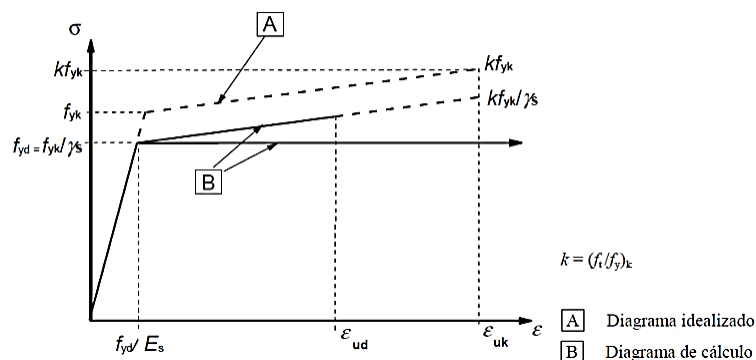
$M_{Rd}$  Momento resistente de cálculo.

O dimensionamento das armaduras longitudinais foi realizado com base no modelo de diagrama parábola-retângulo, definido na NP EN1992-1 e indicado na Figura 9.25.



**Figura 9.25** – Diagrama Parábola - Retângulo para o Betão (adaptado da Figura3.3 do EC2).

Para o aço das armaduras ordinárias considerou-se o diagrama tensões-extensões que consta da Figura 9.26.



**Figura 9.26** – Diagrama Tensões-Extensões do Aço das Armaduras (adap. da Figura3.8 do EC2)

As vigas de fundações estão sujeita a flexão simples e esforço transverso.

O fluxograma da Figura 9.27 resume os procedimentos adotados para o cálculo das armaduras de flexão.

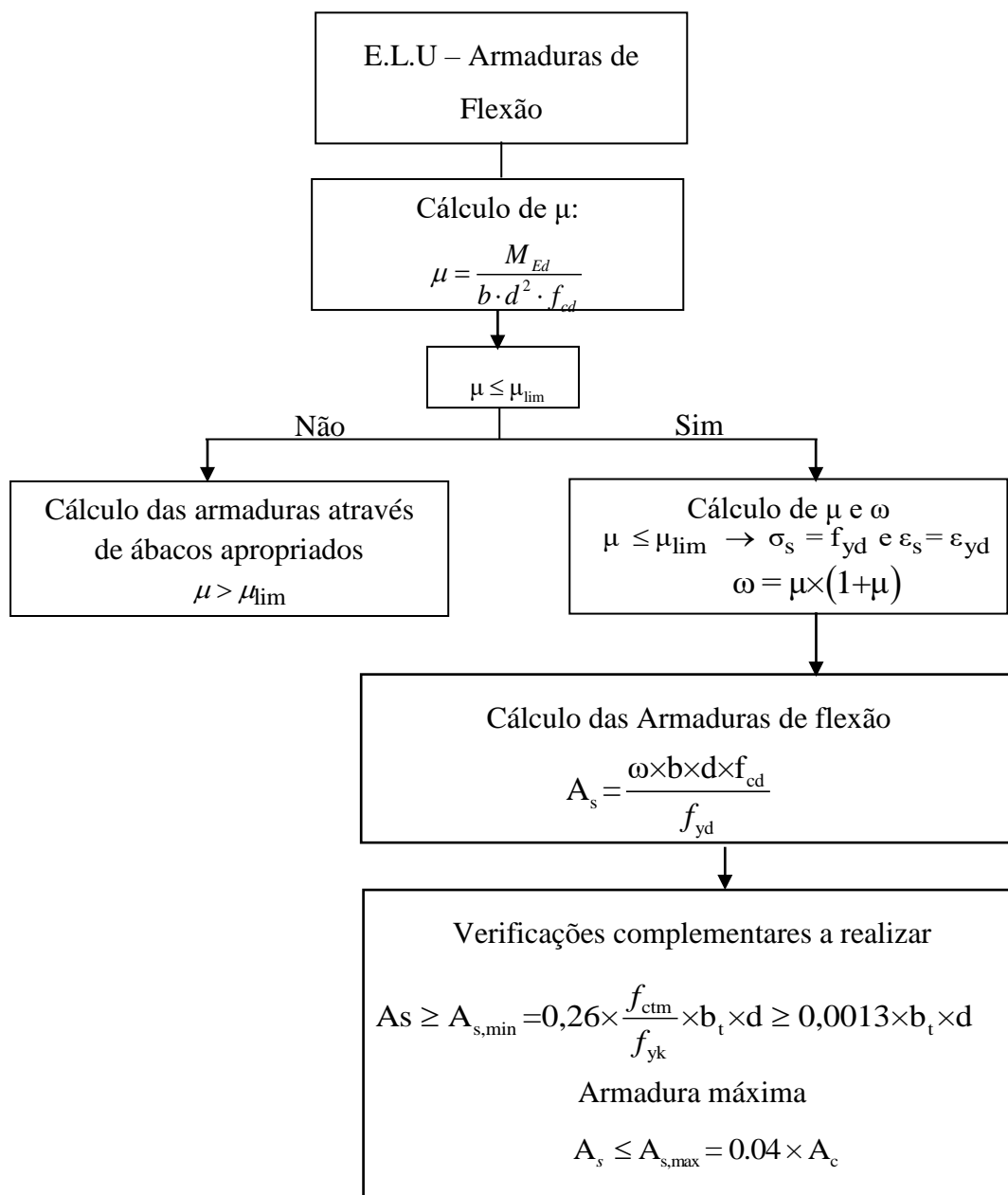


Figura 9.27 – Fluxograma de dimensionamento das Vigas à Flexão

Tabela 9.9 – Valores de  $\mu_{lim}$  e  $\omega_{lim}$  [6]

Betão	Aço	$\mu_{lim}$	$\omega_{lim}$
Até à Classe C50/60	A400	0.39	0.541
	A500	0.37	0.499

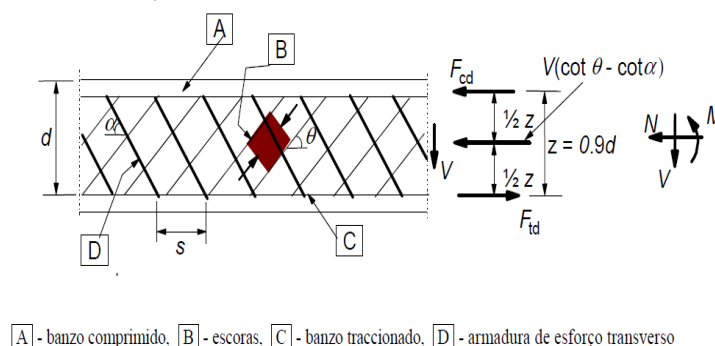
em que:

$\mu$	Momento fletor reduzido;
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$b$	Largura da seção transversal da viga;
$d$	Altura útil da seção transversal da viga incluindo o recobrimento ( $d = h - c_{nom} - \phi/2$ );
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura;
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima longitudinal;
$f_{ctm}$	Valor médio de resistência à tração do betão;
$b_t$	Largura da seção de betão tracionado;
$A_s$	Área de armadura longitudinal;
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima longitudinal;
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
$A_c$	Área total da seção de betão.

**Nota:** De modo a evitar roturas frágeis e formação de fendas as áreas das armaduras longitudinais das vigas não devem ser inferiores à área mínima,  $A_{s,min}$ , definida na cláusula 9.2.1.1 (1) do EC2-1.

### Resistência ao Esforço Transverso

O dimensionamento das vigas de fundação ao estado limite último de resistência ao esforço transverso foi realizado com base no modelo de escoras e tirantes.



**Figura 9.28** – Modelo de treliça e notações gerais (adap. da Figura 6.5 do EC2-1).

Legenda:

- $\alpha$  Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com eixo da viga;  
 $\Theta$  Ângulo formado pela escora comprimida longitudinal;  
 $F_{td}$  Valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal;  
 $F_{cd}$  Valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento;  
 $b_w$  Menor largura da seção entre os banzos tracionados e comprimido;  
 $z$  Braço do binário das forças interiores ( $z = 0.9d$ ).

**Nota:** Segundo a cláusula 6.2.3 (2) do EC2-1 os limites admissíveis para os ângulos de inclinação das escoras de betão com o eixo da viga devem respeitar a seguinte expressão:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (9.19)$$

De referir que o procedimento do cálculo das armaduras do esforço transverso para os plintos foi o mesmo do utilizado nas vigas de fundação.

#### 9.3.2.2 Estados Limites de Utilização

##### Controlo da Fendilhação

Os critérios para a verificação dos estados limites de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento dos plintos.

##### Controlo das Deformações

De modo a verificar o estado limite de deformação para a combinação quase permanente, (clausula 7.4.1(4)), o EC2-1 aconselha para as vigas que as flechas máximas não devem ser inferiores a " $L/250$ ", em que  $L$  é o do vão da viga .

#### 9.3.2.3 Sapatas de Fundação

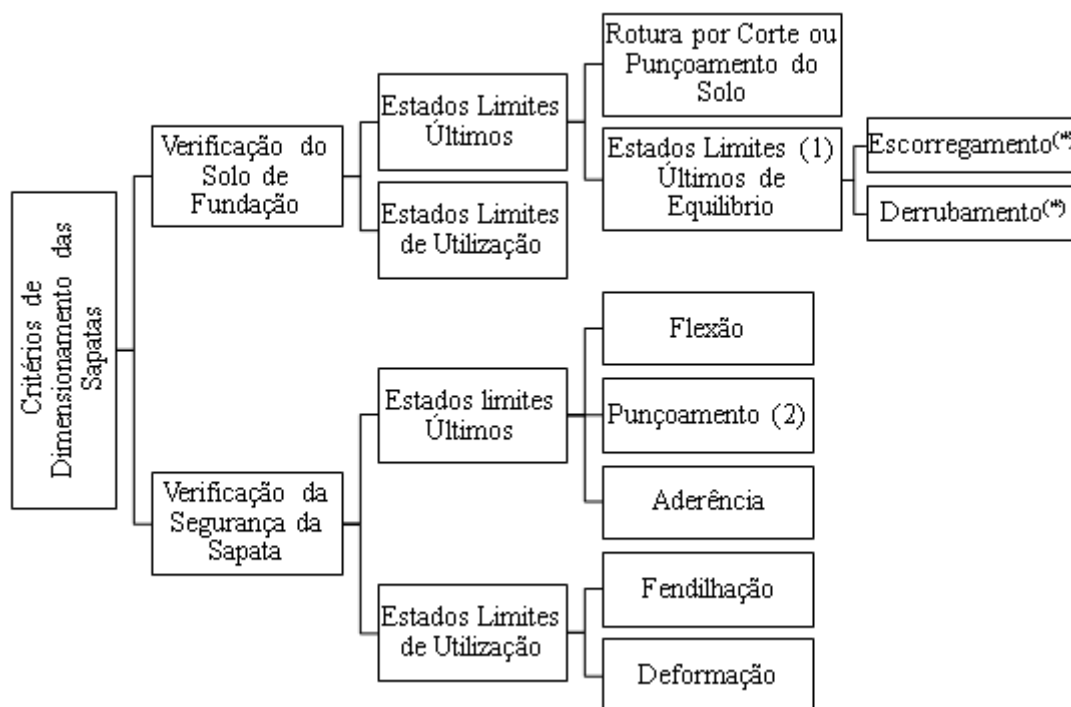
As fundações são elementos estruturais cuja função principal é assegurar a ligação entre a estrutura e o terreno.

Para o Pavilhão foram utilizadas fundações diretas, realizadas a partir de sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação.

O dimensionamento e verificação da segurança foi feito tendo em conta:

- As tensões no terreno de fundação;
- O dimensionamento geométrico e orgânico.

Na figura 9.29 resumem-se os critérios utilizados no dimensionamento das sapatas.



**Figura 9.29** – Fluxograma com os critérios de verificação da segurança de Sapatas

**Nota:**

- (1) - A verificação da segurança para estes estados limites últimos só faz sentido em sapatas isoladas, muros de suporte, fustes verticais, etc.
  - (2) - Este estado limite último só é aplicado em sapatas flexíveis.
- (\*) – Não foram necessários verificar estes estados limites uma vez que as sapatas estão ligados entre si por vigas de fundação.

### 9.3.2.3.1 Estados Limites Últimos

A verificação da segurança do solo de fundação ao estado limite último é normalmente realizada com base na tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ).

A verificação da segurança para este estado limite, é expressa por:

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad (9.20)$$

Para a determinação da tensão solo utilizou-se um método simplificado, considerando sapatas com um comportamento rígido, desprezando a resistência à tração da ligação da sapata ao terreno de fundação, tendo-se admitido também um estado de plastificação do solo que conduz a um diagrama de tensões uniforme aplicada na área ativa da secção da base da sapata. [5]

A verificação das sapatas do Pavilhão foi realizada para as combinações raras de ações e sísmicas a partir das seguintes condições:

- Combinações raras das ações:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (9.21)$$

- Combinações sísmicas (\*):

$$\sigma_{\text{solo}} \leq 2 \times \sigma_{\text{adm}} \quad (9.22)$$

(\*) - A tensão admissível no solo foi considerada multiplicada por 2, dado o carácter instantâneo da ação sísmica.

Tem-se pois:

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_t}{A_{\text{sapata}}} \quad (9.23)$$

em que:

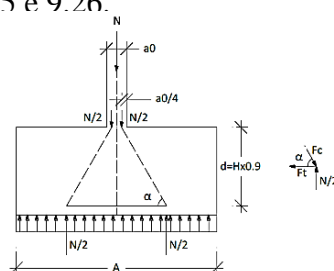
$N_t$  Esforço devido as cargas verticais da superestrutura + Peso próprio da sapata + Peso da terra sobre a sapata;

$A_{\text{sapata}}$  Área da base da sapata.

#### ▪ Cálculo das Armaduras das Sapatas

As armaduras foram calculadas pelo método de "Labelle", mais conhecido por método das Bielas. Este método simula o comportamento de uma sapata rígida através de um sistema escoras e tirantes.

O cálculo das armaduras foi realizado através do modelo indicado na Figura 9.30, com base nas expressões de equilíbrio 9.24, 9.25 e 9.26.



**Figura 9.30** – Método das Bielas em Sapatas Isoladas com Cargas Centradas

A força de tração no tirante que forma as armaduras horizontais,  $F_{t,sd}$ , é determinada com base nas seguintes expressões:

$$\operatorname{tg}\alpha = d / ((a - a_0) / 4) \quad (9.24)$$

$$\operatorname{tg}\alpha = (N_b / 2) / F_t \quad (9.25)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_b \times \gamma \times (a - a_0)}{8 \times d} \quad (9.26)$$

em que:

$F_{t,sd}$  Força de cálculo no tirante das armaduras horizontais;

$A$  Largura da sapata na direção em análise;

$a_0$  Largura do pilar na direção em análise;

$\gamma$  Coeficiente de majoração ( $\gamma = 1.5$ );

$N_b$  Esforço normal na base do pilar:

$$\text{sendo: } N_b = N + PP_{\text{sapata}} \quad (9.27)$$

e:

$N$  Força de cálculo no tirante das armaduras horizontais;

$PP$  Peso próprio da sapata.

As áreas das armaduras  $A_{sx}$  e  $A_{sy}$  foram calculadas pelas expressões:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot b} \quad (9.28)$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \cdot (b - b_0)}{8 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot a} \quad (9.29)$$

em que:

$N_{bsd}$  Força de cálculo no tirante das armaduras horizontais;

$a, b$  Dimensões da sapata;

$a_0, b_0$  Dimensões do pilar.

## 10 REGULAMENTAÇÃO

Na Tabela 10.1 apresenta-se a regulamentação que foi utilizada na verificação da segurança dos diferentes elementos estruturais que compõem as estruturas estudadas.

**Tabela 10.1 – Regulamentação**

<b>Normas</b>	<b>Títulos</b>	<b>Partes</b>
NP EN1990	Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de Estruturas	1-1: Ações Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em Edifícios
NP EN1991	Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas	1-4: Ações Gerais - Ações do Vento 1- 5: Ações Gerais - Ações Térmicas
NP EN1992	Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão	1- 1: Regras Gerais e regras para Edifícios
NP EN1993	Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas de Aço	1 - 1: Regras Gerais e regras para Edifícios 1 - 8: Projeto de Ligações
NP EN1997	Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico	1: Regras Gerais
NP EN1998	Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos	1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e regras para Edifícios