

ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS DE SINALIZAÇÃO EM AUTO-ESTRADAS

FÁBIO MOUTINHO PAIVA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professor Doutor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e irmão

A curiosidade é mais importante do que o conhecimento

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

No momento da conclusão deste trabalho não posso deixar de expressar os mais sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram, directamente ou indirectamente, na sua realização.

O presente trabalho resulta essencialmente de um esforço com carácter individual, apesar, de o mesmo ser resultante de um conjunto de ensinamentos que o autor adquiriu ao longo da sua vida académica e pessoal. Neste sentido, todo o trabalho de formação e de construção de conhecimentos não seriam possíveis sem o apoio e incentivo de várias pessoas.

Assim deixo aqui o meu agradecimento ao Prof. Dr. Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros, pela disponibilidade e interesse com que me ajudou, pelo apoio, e pela partilha de conhecimentos.

A todos os meus colegas de curso do ano 04/05 do curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil da FEUP, em especial António Ferreira, João Ramos e Valdir Pereira pela amizade e compreensão, como também pela sempre agradável partilha de conhecimentos.

Por fim agradeço aos meus pais pela possibilidade de frequentar o curso atrás referido.

RESUMO

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento sobre as estruturas porticadas de sinalização em Auto-Estradas. O objectivo principal do trabalho consiste em dimensionar três pórticos metálicos de sinalização vertical em Auto-estradas com diferentes particularidades. Para tal, são dispostas um conjunto de normas que cada uma das estruturas tem de obedecer, em especial o EC3 e a UNE135311:2008 (norma Espanhola).

São definidas as bases em que as análises estruturais de esforços e deformações se apoiam. Adicionalmente, refere-se as hipóteses consideradas para as estruturas ao nível da análise material e geométrica que este trabalho se segue.

Descreve-se também com pormenor as regras que regulam o dimensionamento destas estruturas. Pretende-se salientar as especificidades das secções tubulares rectangulares ou quadradas que materializam as secções das estruturas.

Para a análise estrutural é utilizado o programa de cálculo automático *SAP2000*. A partir do qual efectuam-se análises a três estruturas, com o carregamento a actuar simultaneamente no plano e perpendicularmente ao plano das estruturas. Os três tipos de estruturas procuram destacar os modelos estruturais mais comuns nas Auto-Estradas (semi-pórtico, pórtico e pórtico com viga em treliça). No final realiza-se o dimensionamento de todos os elementos que constituem as estruturas, isto é, secções, placas frontais, placas de base e blocos de fundação.

Como conclusões e considerações finais, apresenta-se, uma breve apreciação global do trabalho realizado. Finalmente algumas considerações e conclusões sobre o estudo realizado são apresentadas, assim como possíveis sugestões para desenvolvimento futuro.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade, dimensionamento, Eurocódigo 3, pórticos de sinalização, Auto-Estradas.

ABSTRACT

This work intends to contribute to a better understanding of overhead signs structures in Highways. The main objective of the present work consists in the design of three signs steel frames in Highways with different particularities. For that, is arranged a set of rules that each of the structures must comply, in special the EC3 and UNE135311 (Spanish standard).

There are defined the basis that the structural analysis of forces and deformations relies on. Additionally, refers the assumptions used for the structures at a level of the material and geometrical analysis that this work follows.

Also, describes in detail the rules that govern the design of these structures. It is highlighted the specificities of rectangular or square hollow sections that materialized the sections of the structures.

For the structural analysis is used *SAP2000* an automatic calculation program. By whom a three structure analysis takes place, with the load acting simultaneously in and out of the plane structure. The three structures seek out to emphasize the more common structural models on Highways (cantilever, frame and frame with a lattice girder). At the end, a design of all components of the structures is performed, i.e., sections, end plates, column bases and concrete block foundations.

In the conclusions and final considerations, a general review of the work that was carried out is addressed. Finally, additional considerations and conclusions regarding the proposed study are presented, as well as suggestions for future developments.

KEYWORDS: stability, design, Eurocode 3, signs frames, Highways.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE QUADROS	xxi

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA DISPOSIÇÃO DESTAS ESTRUTURAS	2
1.2.1. ASPECTOS GERAIS	2
1.2.2. REQUISITOS HABITAIS DE PROJECTO	3
1.3. INFLUÊNCIA DA SINALIZAÇÃO VERTICAL NA ESCOLHA DA ESTRUTURA A ADOPTAR	3
1.3.1. GENERALIDADES	3
1.3.2. PAINÉIS DE SINALIZAÇÃO	4
1.3.3. COLOCAÇÃO DE PLACAS	5
1.3.4. FACTORES CONDICIONANTES PARA A IMPLANTAÇÃO DAS PLACAS DE SINALIZAÇÃO SOBRE AS VIAS DAS FAIXAS DE RODAGEM	5
1.4. ÂMBITO DO ESTUDO	5
1.4.1. SUMÁRIO	5
1.4.2. ESTRUTURA TIPO 1	5
1.4.3. ESTRUTURA TIPO 2	6
1.4.4. ESTRUTURA TIPO 3	7
1.5. ALGUMAS CARACTERÍSTICAS SOBRE OS ELEMENTOS QUE CONSTITUEM ESTE TIPO DE ESTRUTURAS	7
1.5.1. GENERALIDADES	7
1.5.2. TRATAMENTO	8
1.5.3. FORMA DAS SECÇÕES DOS PÓRTICOS	8
1.5.3.1 Algumas Considerações sobre Secções tubulares	9
1.5.3.2 Propriedades Mecânicas	9
1.6. OBJECTIVOS DO PROJECTO	11
1.7. ESTRUTURA DO PROJECTO	11

2. ANÁLISE ESTRUTURAL	13
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	13
2.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS	14
2.3. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR DE 1ª ORDEM	14
2.4. EFEITOS NÃO LINEARES	15
2.4.1. EFEITOS GEOMETRICAMENTE NÃO LINEARES	15
2.4.2. EFEITOS MATERIAIS NÃO LINEARES	16
2.4.3. ANÁLISES NÃO LINEARES	17
2.5. ANÁLISE A SEGUIR NO PRESENTE ESTUDO	17
2.6. TIPOS DE FENÓMENOS DE INSTABILIDADE	18
2.7. MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA A ANÁLISE	19
2.7.1. MODELAÇÃO DAS LIGAÇÕES	19
2.7.2. INTERACÇÃO TERRENO-ESTRUTURA	20
2.8. ANÁLISE GLOBAL	20
2.8.1. EFEITOS DA CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA ESTRUTURA	20
2.8.2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS	22
2.9. IMPERFEIÇÕES	22
2.10. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS	24
 3. DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES	 29
3.1. SUMÁRIO	29
3.2. DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES	29
3.2.1. GENERALIDADES	29
3.2.2. SITUAÇÕES DE PROJECTO	29
3.2.3. MÉTODOS DOS COEFICIENTES PARCIAIS	30
3.3. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	30
3.3.1. GENERALIDADES	30
3.3.2. COMBINAÇÕES FUNDAMENTAIS DAS ACÇÕES	31
3.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3	31
3.4.1. GENERALIDADES	31
3.4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS SECÇÕES	32
3.4.2.1. Coeficientes Parciais relativamente às resistências	32

3.4.2.2. Propriedades das secções	32
3.4.2.3. Tracção	33
3.4.2.4. Compressão	33
3.4.2.5. Momento flector	34
3.4.2.6. Esforço Transverso	35
3.4.2.7. Torção.....	36
3.4.2.8. Flexão com esforço transversal	38
3.4.2.9. Flexão Composta	38
3.4.2.10. Flexão Composta com esforço transversal.....	41
3.4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS BARRAS.....	41
3.4.3.1. Generalidades	41
3.4.3.2. Elementos uniformes comprimidos	41
3.4.3.3. Elementos uniformes em flexão	46
3.4.3.4. Elementos uniformes em flexão com compressão	47
3.5. ESTRUTURAS PLANAS EM TRELIÇA COMPOSTAS POR PERFIS TUBULARES QUADRADOS	51
3.5.1. GENERALIDADES.....	51
3.5.2. REQUISITOS GERAIS QUE ESTA CLASSE DE CONSTRUÇÃO TEM DE CUMPRIR.....	51
3.5.3. CAMPO DE APLICAÇÃO DAS UNIÕES ENTRE OS PERFIS TUBULARES.....	51
3.5.4. CÁLCULO.....	52
3.5.4.1. Determinação dos esforços nas barras.....	52
3.5.4.2. Comprimentos de encurvadura	53
3.5.4.2. Esbeltezas Limites.....	53
3.5.5. RECOMENDAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA DAS BARRAS DO NÓ	53
3.5.6. MODOS DE ROTURAS DO NÓ	55
3.5.7. SOLDADURA	55
3.5.8. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS NÓS SOLDADOS	56
3.6. VERIFICAÇÕES DE DEFORMAÇÕES SEGUNDO A NORMA ESPANHOLA UNE135311-20008 ...	57
3.6.1. SUMÁRIO	57
3.6.2. NÓS DE REFERÊNCIA PARA A DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	58
3.6.3. LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SEMI-PÓRTICOS E PÓRTICOS.....	59
3.7. LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS	62
3.7.1. LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS POR PLACAS FRONTAIS	62
3.7.1.1. Recomendações gerais sobre as ligações por placas frontais	62

3.7.1.2. Determinação dos esforços que solicitam os parafusos	63
3.7.1.3. Comportamento rígido da ligação.....	66
3.7.2. LIGAÇÕES DAS BASES DAS COLUNAS	67
3.7.2.1. Generalidades.....	67
3.7.2.2. Propriedades resistentes do betão ao esmagamento.....	68
3.7.2.3. Distribuição da pressão eficaz.....	71
3.7.2.4. Dimensões em planta ($h_p b_p$) da placa de base.	73
3.7.2.5. Chumbadouros	75
3.7.2.6. Espessura da placa base	76
3.7.2.7. Esquadros de reforço	78
3.7.3. LIGAÇÕES SOLDADAS	80
3.7.3.1. Generalidades.....	80
3.7.3.2. Procedimentos de cálculo.....	81
3.7.3.3. Determinação dos esforços que solicitam os cordões e condições que devem cumprir.....	82
3.7.3.4. Disposições construtivas fundamentais	85
3.7.4. VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES SEGUNDO O EC3.....	85
3.7.4.1. Resistência ao corte nas placas frontais	85
3.7.4.2. Resistência ao corte na placa base.....	85
3.7.4.3. Resistência ao esmagamento da placa frontal.....	86
3.7.4.4. Resistência dos parafusos à tracção.....	87
3.7.4.5. Resistência à tracção e ao cortes combinados	87
3.7.5. ASPECTOS MECÂNICOS, GEOMÉTRICOS E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS SOBRE AS LIGAÇÕES APARAFUSADAS.	87
3.7.5.1. Classes dos parafusos	87
3.7.5.2. Disposições construtivas fundamentais	88
3.8. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	90
3.8.1. CLASSIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	90
3.8.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES DE UTILIZAÇÃO	91
3.9. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES.....	91
3.9.1. GENERALIDADES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÕES	91
3.9.2. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTOS DOS BLOCOS DE FUNDAÇÕES	91
3.10. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTAIS DOS MATERIAIS PARA DIMENSIONAMENTO	93
3.10.1. SUMÁRIO	93
3.10.2. MATERIAL AÇO	93

3.10.3. MATERIAL BETÃO.....	94
-----------------------------	----

4. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES 95

4.1. SUMÁRIO	95
--------------------	----

4.2. ACÇÕES PERMANENTES	96
-------------------------------	----

4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS.....	96
----------------------------	----

4.3.1. GENERALIDADES.....	96
---------------------------	----

4.3.2. SOBRECARGAS	96
--------------------------	----

4.3.3. ACÇÃO DO VENTO.....	97
----------------------------	----

4.3.4. ACÇÃO SÍSMICA.....	97
---------------------------	----

4.3.5. ACÇÃO DA NEVE	103
----------------------------	-----

4.3.6. ACÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA	104
---	-----

5. MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SINALIZAÇÃO VERTICAL EM AUTO-ESTRADAS 105

5.1. ASPECTOS GERAIS	105
----------------------------	-----

5.2. ESTRUTURA TIPO 1	105
-----------------------------	-----

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 1	105
--	-----

5.2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TUBULAR.....	106
---	-----

5.2.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE 135311:2008	110
--	-----

5.2.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 1 AO ABRIGO DO EC3	113
---	-----

5.2.4.1. Quantificação das acções	113
---	-----

5.2.4.2. Combinação de acções	114
-------------------------------------	-----

5.2.4.3. Esforços nas secções críticas	115
--	-----

5.2.4.4. Cálculo das imperfeições	116
---	-----

5.2.4.5. Análise dos efeitos de 2ª ordem.....	117
---	-----

5.2.4.6. Verificação seccional da viga	117
--	-----

5.2.4.7. Verificação seccional do pilar	118
---	-----

5.2.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 1 AO ABRIGO DO EC3.....	120
--	-----

5.2.5.1. Análise de estabilidade da viga.....	120
---	-----

5.2.5.2. Análise de estabilidade do pilar.....	120
--	-----

5.2.6. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL	121
---	-----

5.2.6.1. Esforços a solicitar a placa frontal	121
5.2.6.2. Caracterização da solução placa frontal determinada	121
5.2.6.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal	121
5.2.6.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal	122
5.2.6.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal.....	123
5.2.6.6. Verificação do cordão de soldadura	123
5.2.6.7. Verificação do comportamento rígido da ligação	123
5.2.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE	124
5.2.7.1. Esforços a solicitar a placa base	124
5.2.7.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base	124
5.2.7.3. Caracterização da solução da placa base determinada	125
5.2.7.4. Verificação da placa base segundo o plano ZX	126
5.2.7.5. Verificação da placa base segundo o plano ZY	127
5.2.7.6. Verificação dos chumbadouros	128
5.2.7.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base	129
5.2.8. DIMENSIONAMENTO DO Bloco de Fundação.....	129
5.2.8.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação	129
5.2.8.2. Caracterização do bloco de fundação escalonado.....	130
5.2.8.3. Resistências mobilizadas pelo bloco de fundação	131
5.2.8.4. Factor de segurança bloco de fundação	132
5.2.9. DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 1	132
5.3. ESTRUTURA TIPO 2	133
5.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 2	133
5.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TUBULAR	134
5.3.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE 135311:2008	138
5.3.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 2 AO ABRIGO DO EC3.....	140
5.3.4.1. Quantificação das acções	140
5.3.4.2. Determinação das imperfeições geométricas	140
5.3.4.3. Combinações de acções	141
5.3.4.4. Verificação da importância dos efeitos de 2ª ordem	141
5.3.4.5. Esforços nas secções críticas	142
5.3.4.6. Classificação das secções segundo o EC3.....	143
5.3.4.7. Verificação seccional da viga	143

5.3.4.8. Verificação seccional do pilar	144
5.3.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 2 AO ABRIGO DO EC3.....	145
5.3.5.1. Análise de estabilidade da viga.....	145
5.3.5.2. Análise de estabilidade do pilar.....	146
5.3.6. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL	146
5.3.6.1. Esforços a solicitar as placas frontais	146
5.3.6.2. Caracterização da solução placa frontal determinada para o pilar	147
5.3.6.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo pilar	148
5.3.6.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo pilar	148
5.3.6.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo pilar.....	149
5.3.6.6. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo pilar	149
5.3.6.7. Caracterização da solução placa frontal determinada para a viga	149
5.3.6.8. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo viga	150
5.3.6.9. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo viga	150
5.3.6.10. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga.....	151
5.3.6.11. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo viga.....	151
5.3.6.12. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo viga.....	152
5.3.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE.....	152
5.3.7.1. Esforços a solicitar a placa base	152
5.3.7.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base tipo.....	153
5.3.7.3. Caracterização da solução da placa base tipo	153
5.3.7.4. Verificação da placa base segundo o plano ZX	155
5.3.7.5. Verificação da placa base segundo o plano ZY	155
5.3.7.6. Verificação dos chumbadouros	156
5.3.7.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base.....	157
5.3.8. DIMENSIONAMENTO DO Bloco de Fundação	158
5.3.8.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação.....	158
5.3.8.2. Caracterização do bloco de fundação.....	158
5.3.8.3. Resistência mobilizada pelo bloco de fundação	159
5.3.8.4. Factor de segurança bloco de fundação	159
5.3.9. DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 2	159
5.4. ESTRUTURA TIPO 3	160
5.4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 3	160

5.4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES TUBULARES	162
5.4.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE 135311:2008	164
5.4.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 3 AO ABRIGO DO EC3.....	166
5.4.4.1. Caracterização geométrica e classificação das secções transversais.....	166
5.4.4.2. Quantificação das acções	167
5.4.4.3. Determinação das imperfeições geométricas	168
5.4.4.4. Combinações de acções	169
5.4.4.5. Verificação da importância dos efeitos de 2ª ordem	169
5.4.4.6. Esforços nas secções críticas	169
5.4.4.7. Verificação seccional da viga	170
5.4.4.8. Verificação seccional do pilar	172
5.4.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 3 AO ABRIGO DO EC3.....	173
5.4.5.1. Análise de estabilidade da viga	173
5.4.5.2. Análise de estabilidade do pilar	174
5.4.6. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS NÓS DA TRELIÇA	175
5.4.6.1. Capacidade resistente dos nós	175
5.4.6.2. Cordões de soldadura entre as barras de contraventamento e os banzos	176
5.4.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL	176
5.4.7.1. Esforços a solicitar as placas frontais	176
5.4.7.2. Caracterização da solução placa frontal determinada para a viga-coluna	177
5.4.7.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo a viga-coluna	178
5.4.7.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo viga-coluna.....	179
5.4.7.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga-coluna	179
5.4.7.6. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo viga-coluna.....	179
5.4.7.7. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo viga-coluna	180
5.4.7.8. Caracterização da solução placa frontal determinada para o banzo superior	180
5.4.7.9. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo banzo superior	181
5.4.7.10. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo banzo superior	181
5.4.7.11. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo banzo superior	182
5.4.7.12. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo banzo superior	182
5.4.7.13. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo banzo superior.....	183
5.4.7.14. Caracterização da solução placa frontal determinada para o banzo inferior	183
5.4.7.15. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo banzo inferior	184

5.4.7.16. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo banzo inferior	184
5.4.7.17. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga-coluna.....	185
5.4.7.18. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo viga-coluna.....	185
5.4.8. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE.....	185
5.4.8.1. Esforços a solicitar a placa base	185
5.4.8.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base tipo.....	186
5.4.8.3. Caracterização da solução da placa base tipo	187
5.4.8.4. Verificação da placa base segundo o plano ZX	188
5.4.8.5. Verificação da placa base segundo o plano ZY	189
5.4.8.6. Verificação dos chumbadouros	190
5.4.8.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base.....	191
5.4.9. DIMENSIONAMENTO DO Bloco de Fundação	191
5.4.9.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação.....	191
5.4.9.2. Caracterização do bloco de fundação	191
5.4.9.3. Resistência mobilizada pelo bloco de fundação	192
5.4.9.4. Factor de segurança bloco de fundação	192
5.4.10. DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 3	193
 6. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	 195
 BIBLIOGRAFIA	 197

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Exemplos de possíveis soluções estruturais para o suporte dos sinais verticais.....	2
Fig.1.2 – Esquema representativo dos requisitos habituais em projecto, ao nível das dimensões, em metros.....	3
Fig.1.3 – Exemplos de possíveis sinais de selecção de vias em pórticos.....	4
Fig.1.4 – Possível exemplo da estrutura tipo 1.....	6
Fig.1.5 – Possível exemplo da estrutura tipo 2.....	6
Fig.1.6 – Possível exemplo da estrutura tipo 3.....	7
Fig.1.7 – Dimensões e eixos das secções.....	8
Fig.1.8 – Análise das vantagens das secções tubulares em comparações com outras secções relativamente à encurvadura.....	10
Fig.1.9 – Comparação entre secções tubulares e abertas relativamente à inércia de torção para massas semelhantes.....	10
Fig.1.10 – Aspectos estéticos das secções tubulares	11
Fig.2.1 – Fenómenos de instabilidade ao nível da estrutura	14
Fig.2.2 – Diagrama tensão-deformação representativo do comportamento do aço.....	15
Fig.2.3 – Modelos do comportamento físico do aço	17
Fig.2.4 – Relação carga-deslocamento dos diferentes tipos de análise.....	18
Fig.2.5 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes.....	23
Fig.2.6 – Gráfico representativo do comportamento à flexão das diferentes classes do EC3	24
Fig.2.7 – Diagrama de tensões das diferentes classes definidas no EC3.....	24
Fig.2.8 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos internos	25
Fig.2.9 – Secções transversais de Classe 4 – momento flector	26
Fig.2.10 – Elementos internos: factor de encurvadura k_{σ} e localização das zonas efectivas.....	27
Fig.3.1 – Curva de encurvadura para secções tubulares	43
Fig.3.2 – Curvas de encurvadura	43
Fig.3.3 – Comprimentos de encurvadura para elementos isolados.....	44
Fig.3.4 – Esquema de uma estrutura de nós fixos.....	44
Fig.3.5 – Esquema de uma estrutura de nós móveis	45
Fig.3.6 – Factores de interacção k_{ij} para elementos não susceptíveis à deformação por torção	49
Fig.3.7 – Factores de interacção k_{ij} para elementos susceptíveis à deformação por torção	50
Fig.3.8 – Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	50
Fig.3.9 – Elementos constituintes de uma treliça plana.....	51

Fig.3.10 – Definição do espaçamento g	52
Fig.3.11 – União com espaçamento e excentricidade positiva (esquerda) e negativa (direita).....	52
Fig.3.12 – Parâmetros geométricos relevantes das uniões com secções tubulares para os banzos e barras de contraventamento.....	54
Fig.3.13 – Denominação dos tipos de uniões mais comuns em estruturas planas em treliça	54
Fig.3.14 – Condições geométricas para nós soldados entre barras de contraventamento e banzos com secções tubulares quadradas.....	56
Fig.3.15 – Condições geométricas adicionais para nós soldados entre barras de contraventamento e banzos com secções tubulares quadradas	56
Fig.3.16 – Nós de referência para o semi-pórtico	58
Fig.3.17 – Nós de referência para o pórtico	58
Fig.3.18 – Limites máximos de deformação dos semi-pórticos para acções permanentes	59
Fig.3.19 – Limites máximos de deformação dos semi-pórticos para acções do vento.....	60
Fig.3.20 – Limites máximos de deformação dos pórticos para acções permanentes	61
Fig.3.21 – Limites máximos de deformação dos pórticos para acções do vento.....	61
Fig.3.22 – Parâmetros geométricos das secções tubulares com placas frontais	62
Fig.3.23 – Momento torsor e esforço transversal combinados no plano médio da ligação.....	63
Fig.3.24 – Representação do sistema de eixos e do modelo de cálculo	64
Fig.3.25 – Placa frontal solicitada à flexão composta com a resultante fora do núcleo central.....	65
Fig.3.26 – Modelo de rotura rígido, de uma ligação simples T solicitada à tracção	67
Fig.3.27 – Bases de colunas. Tracções nos chumbadouros e pressões no betão em função da excentricidade das cargas.....	68
Fig.3.28 – Elementos constituintes de uma base de coluna.....	69
Fig.3.29 – Elementos geométricos relativos à placa base e ao bloco de fundação	69
Fig.3.30 – Distribuição da área na fundação: efeito da dimensão e da posição da placa base	70
Fig.3.31 – Distribuição da área na fundação: efeito da dimensão e da posição da placa base	70
Fig.3.32 – Base da coluna e áreas eficazes os elementos T constituintes da coluna.....	72
Fig.3.33 – Superfície eficaz, projecção curta	72
Fig.3.34 – Superfície eficaz, projecção larga	72
Fig.3.35 – Modelo de cálculo da norma espanhola para a determinação dos esforços nos diferentes elementos da base da coluna.....	75
Fig.3.36 – Chumbadouro em forma de gancho.....	75
Fig.3.37 – Possível distribuição das tensões sobre a placa base para determinar a espessura	77
Fig.3.38 – Representação geométrica dos parâmetros relativos à determinação da espessura da placa de base devidos à força de tracção nos chumbadouros	78

Fig.3.39 – Modelo de cálculo dos esquadros de reforço	79
Fig.3.40 – Descrição do ângulo α dos planos da ligação com os cordões de soldadura.....	80
Fig.3.41 – Espessuras da garganta a	81
Fig.3.42 – Determinação dos esforços nos cordões sob acção de esforço transversal e momento torsor	82
Fig.3.43 – Símbolos para o espaçamento entre os parafusos	88
Fig.3.44 – Perspectiva com os dados geométricos da fundação e da placa base.....	92
Fig.3.45 – Bloco de fundação escalonado	93
Fig.4.1 – Modelação das acções permanentes	95
Fig.4.2 – Modelação da acção vento	96
Fig.4.3 – Zonamento do território continental	98
Fig.4.4 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 1, acção sísmica tipo 1.....	99
Fig.4.5 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 1, acção sísmica tipo 2.....	99
Fig.4.6 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 2, acção sísmica tipo 1.....	100
Fig.4.7 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 2, acção sísmica tipo 2.....	100
Fig.4.8 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 3, acção sísmica tipo 1.....	100
Fig.4.9 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 3, acção sísmica tipo 2.....	101
Fig.4.10 – Coeficiente μ para coberturas isoladas.....	104
Fig.5.1 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 1, unidades em metros.....	106
Fig.5.2 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000	107
Fig.5.3 – Modelação das acções causadas pelo vento, segundo o SAP2000	108
Fig.5.4 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 1.	110
Fig.5.5 – Disposição de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 para a estrutura tipo 1 e indicação do local da ligação entre elementos (secção A), unidades em metros	115
Fig.5.6 – Caracterização geométrica da placa frontal, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	121
Fig.5.7 – Planta da placa base, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	125
Fig.5.8 – Alçado da placa base, unidades em metros excepto as indicadas	126
Fig.5.9 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 1, unidades em metros.....	130
Fig.5.10 – Alçado vista ZX (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros	130
Fig.5.11 – Alçado vista ZY (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros	131
Fig.5.12 – Desenho final da estrutura 1 segundo os alçados ZX (esquerda) e ZY (direita), unidades em metros.....	133
Fig.5.13 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 2, unidades em metros	134
Fig.5.14 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000.	135

Fig.5.15 – Modelação das acções vento, segundo o SAP2000.....	136
Fig.5.16 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 2.....	138
Fig.5.17 – Disposições de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 e indicação das secções a efectuar a ligação por placas frontais para a estrutura tipo 2, unidades em metros	142
Fig.5.18 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo pilar, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	147
Fig.5.19 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo viga, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	150
Fig.5.20 – Planta da placa base tipo, unidades em metros excepto o cordão de soldadura.....	154
Fig.5.21 – Alçado da placa base tipo, unidades em metros excepto as indicadas.....	154
Fig.5.22 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 2, unidades em metros	158
Fig.5.23 – Alçado vista ZX, ZY do bloco de fundação, unidades em metros.....	159
Fig.5.24 – Desenho final da estrutura 2 segundo o alçado ZX, unidades em metros.	160
Fig.5.25 – Desenho final da estrutura 2 segundo o alçado ZY, unidades em metros	160
Fig.5.26 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 3, unidades em metros.....	161
Fig.5.27 – Modelo pormenorizado dos elementos da estrutura tipo 3, unidades em metros (1,2,.. nós dos membros e (1), (2), ... barras da estrutura).....	161
Fig.5.28 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000	163
Fig.5.29 – Modelação das acções vento, segundo o SAP2000.....	163
Fig.5.30 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 3.....	164
Fig.5.31 – Disposições de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 e indicação das secções a efectuar a ligação por placas frontais para a estrutura tipo 3, unidades em metros (1,2,.. nós dos membros e (1), (2) barras da estrutura)	170
Fig.5.32 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo viga-coluna, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	178
Fig.5.33 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo banzo superior, unidades em metros excepto o cordão de soldadura	181
Fig.5.34 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo banzo inferior, unidades em metros excepto o cordão de soldadura.	183
Fig.5.35 – Planta da placa base tipo, unidades em metros excepto o cordão de soldadura.....	187
Fig.5.36 – Alçado da placa base tipo, unidades em metros excepto as indicadas.....	188
Fig.5.37 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 3, unidades em metros	192
Fig.5.38 – Alçado vista ZX, ZY (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros.....	192
Fig.5.39 – Desenho final da estrutura 3 alçado ZX, unidades em metros	193
Fig.5.40 – Desenho final da estrutura 3 alçado ZY, unidades em metros	193

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura.....	43
Quadro 3.2 – Coeficiente de rigidez efectivo da viga.....	46
Quadro 3.3 – Expressões aproximadas para o coeficiente da rigidez da viga sujeita a compressão axial	46
Quadro 3.4 – Valores de $N_{RK} = f_y A_i$, $M_{i,RK} = f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$	48
Quadro 3.5 – Valores limites das deformações em semi-pórticos para as acções permanentes	59
Quadro 3.6 – Valores limites das deformações em semi-pórticos para as acções do vento	60
Quadro 3.7 – Valores limites das deformações em pórticos para as acções permanentes.....	60
Quadro 3.8 – Valores limites das deformações em pórticos para a acção vento.....	61
Quadro 3.9 – Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura por tracção f_{ub} para parafusos	87
Quadro 3.10 – Área resistente, A_s , de cada tipo de parafuso.....	88
Quadro 3.11 – Características mecânicas de aço classe S275	94
Quadro 3.12 – Características mecânicas de betão C25/30	94
Quadro 4.1 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção sobrecarga	97
Quadro 4.2 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção vento.....	97
Quadro 4.3 – Valores do coeficiente de sismicidade	98
Quadro 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção sismo	103
Quadro 4.5 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção neve.....	104
Quadro 4.6 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção temperatura.....	104
Quadro 5.1 – Pesos próprios característicos em fase de pré-dimensionamento	107
Quadro 5.2 – Acção vento com valores característicos em fase de pré-dimensionamento.....	107
Quadro 5.3 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento	108
Quadro 5.4 – Reacções na base encastrada em fase de pré-dimensionamento.....	108
Quadro 5.5 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 280*140*8 mm	109
Quadro 5.6 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 280*140*8 mm.....	109
Quadro 5.7 – Valores limites das deformações em semi-pórticos com um vão igual a 6 m para as acções permanentes/temperatura.....	110
Quadro 5.8 – Valores limites das deformações em semi-pórticos com um vão igual a 6 m para as acções vento/temperatura.....	110
Quadro 5.9 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 280*140*8 mm	111

Quadro 5.10 – Deformações nos nós referencia para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 280*140*8 mm.....	111
Quadro 5.11 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 350*350*8 mm	111
Quadro 5.12 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 350*350*8 mm.....	111
Quadro 5.13 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm	112
Quadro 5.14 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm	112
Quadro 5.15 – Pesos próprios característicos dos elementos.....	113
Quadro 5.16 – Deslocamento no nó 2 associados a uma carga quase-permanente no plano ZX/ZY.....	113
Quadro 5.17 – Combinações fundamentais.....	115
Quadro 5.18 – Esforços na secção da viga (nó 2) para as várias combinações.....	116
Quadro 5.19 – Esforços na secção da base do pilar (nó 1) para as várias combinações.....	116
Quadro 5.20 – Forças horizontais equivalentes para as várias combinações.....	117
Quadro 5.21 – Factores de cargas para as várias combinações.....	117
Quadro 5.22 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação 1 para a viga	118
Quadro 5.23 – Verificação flexão desviada para a viga.....	118
Quadro 5.24 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação 1 para o pilar	118
Quadro 5.25 – Verificação flexão desviada para o pilar.....	119
Quadro 5.26 – Determinação da resistência do pilar comprimido	120
Quadro 5.27 – Verificação de estabilidade de elementos em flexão composta com compressão.....	120
Quadro 5.28 – Esforços presentes na secção A.....	121
Quadro 5.29 – Esforços de corte nos parafusos.....	122
Quadro 5.30 – Esforço nos parafusos.....	122
Quadro 5.31 – Esforço nos parafusos.....	122
Quadro 5.32 – Resistências dos parafusos M16	123
Quadro 5.33 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base.....	123
Quadro 5.34 – Esforços na placa base segundo o plano ZX.....	124
Quadro 5.35 – Esforços na placa base segundo o plano ZY.....	124
Quadro 5.36 – Verificação relativa à placa base.....	126
Quadro 5.37 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens	126
Quadro 5.38 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	127
Quadro 5.39 – Verificação esquadro de reforço	127
Quadro 5.40 – Verificação relativa à placa base.....	127

Quadro 5.41 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens.....	127
Quadro 5.42 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	128
Quadro 5.43 – Verificação esquadro de reforço	128
Quadro 5.44 – Esforços de corte nos chumbadouros.....	128
Quadro 5.45 – Parâmetros de resistência do chumbadouro $\phi 25$	129
Quadro 5.46 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base	129
Quadro 5.47 – Esforços para uma combinação quase-permanente no bloco de fundação	129
Quadro 5.48 – Pesos próprios característicos em fase de pré-dimensionamento	135
Quadro 5.49 – Acção vento com valores característicos em fase de pré-dimensionamento.....	135
Quadro 5.50 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento	136
Quadro 5.51 – Reacção na base encastrada (nó 1) em fase de pré-dimensionamento	136
Quadro 5.52 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 360*180*10 mm	137
Quadro 5.53 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 360*180*10 mm.....	137
Quadro 5.54 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 18 m para as acções permanentes/temperatura	138
Quadro 5.55 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 18 m para as acções vento/temperatura	138
Quadro 5.56 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 360*180*10 mm	139
Quadro 5.57 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 360*180*10 mm	139
Quadro 5.58 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm	139
Quadro 5.59 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm	140
Quadro 5.60 – Pesos próprios característicos dos elementos	140
Quadro 5.61 – Acções característica do vento e temperatura.....	140
Quadro 5.62 – Combinações fundamentais.....	141
Quadro 5.63 – Factores de cargas para as várias combinações fundamentais.....	141
Quadro 5.64 – Esforços nas secções críticas tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais	142
Quadro 5.65 – Classificação das secções	143
Quadro 5.66 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para a viga.....	143
Quadro 5.67 – Verificação flexão desviada para a viga (secção 3).....	144
Quadro 5.68 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os pilares.....	144

Quadro 5.69 – Verificação flexão desviada para o pilar 1-2 (secção 1)	145
Quadro 5.70 – Determinação da resistência da viga comprimida	145
Quadro 5.71 – Verificação de estabilidade de elemento viga em flexão composta com compressão.....	146
Quadro 5.72 – Determinação da resistência do pilar comprimido	146
Quadro 5.73 – Verificação de estabilidade do pilar em flexão composta com compressão.....	146
Quadro 5.74 – Esforços presentes nas secções A, B, C e D.....	147
Quadro 5.75 – Esforços presentes na secção tipo pilar e viga	147
Quadro 5.76 – Esforços de corte nos parafusos	148
Quadro 5.77 – Esforço de tracção nos parafusos.....	148
Quadro 5.78 – Esforço de tracção nos parafusos.....	148
Quadro 5.79 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base.....	150
Quadro 5.80 – Esforços de corte nos parafusos.....	150
Quadro 5.81 – Esforço nos parafusos.....	151
Quadro 5.82 – Esforço nos parafusos.....	151
Quadro 5.83 – Resistências dos parafusos M12	151
Quadro 5.84 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base.....	151
Quadro 5.85 – Esforços na placa base segundo o plano ZX.....	152
Quadro 5.86 – Esforços na placa base segundo o plano ZY	152
Quadro 5.87 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZX.....	153
Quadro 5.88 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZY	153
Quadro 5.89 – Verificação relativa à placa base.....	155
Quadro 5.90 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens	155
Quadro 5.91 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	155
Quadro 5.92 – Verificação do esquadro de reforço	155
Quadro 5.93 – Verificação relativa à placa base.....	156
Quadro 5.94 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens	156
Quadro 5.95 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	156
Quadro 5.96 – Verificação esquadro de reforço	156
Quadro 5.97 – Esforços de corte nos chumbadouros.....	157
Quadro 5.98 – Parâmetros de resistência do chumbadouro $\phi 32$	157
Quadro 5.99 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base.....	158
Quadro 5.100 – Esforços para uma combinação quase-permanente do bloco de fundação (nó 5) ..	158
Quadro 5.101 – Acções característicos em fase de pré-dimensionamento.....	162

Quadro 5.102 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento	164
Quadro 5.103 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 20 m para as acções permanentes/temperatura.....	165
Quadro 5.104 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 20 m para as acções do vento/temperatura.....	165
Quadro 5.105 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura.	165
Quadro 5.106 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura	165
Quadro 5.107 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura.	166
Quadro 5.108 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura	166
Quadro 5.109 – Elementos geométricos essenciais das secções tubulares.....	167
Quadro 5.110 – Restantes parâmetros geométricos das secções tubulares	167
Quadro 5.111 – Classificação das secções presentes na estrutura tipo 3	167
Quadro 5.112 – Pesos próprios característicos dos elementos	168
Quadro 5.113 – Acções característica do vento e temperatura.....	168
Quadro 5.114 – Combinações fundamentais.....	169
Quadro 5.115 – Factores de carga para as várias combinações fundamentais	169
Quadro 5.116 – Esforços nas secções críticas tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais	170
Quadro 5.117 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os banzos..	171
Quadro 5.118 – Verificação flexão desviada para o banzo superior secção 2.....	171
Quadro 5.119 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para a barra de contraventamento.....	172
Quadro 5.120 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os pilares...	172
Quadro 5.121 – Verificação flexão desviada para o pilar (33), secção 19	173
Quadro 5.122 – Determinação da resistência da viga em treliça comprimida	173
Quadro 5.123 – Verificação de estabilidade da viga em flexão composta com compressão	174
Quadro 5.124 – Determinação da resistência do pilar comprimido	174
Quadro 5.125 – Verificação de estabilidade do pilar em flexão composta com compressão	174
Quadro 5.126 – Verificação dos parâmetros geométricos dos nós	175
Quadro 5.127 – Verificação dos nós da viga em treliça.....	176
Quadro 5.128 – Esforços presentes nas secções com placas frontais	177
Quadro 5.129 – Esforços presentes nas secções tipo viga-coluna e banzos	177
Quadro 5.130 – Esforços de corte nos parafusos.....	179
Quadro 5.131 – Esforço de tracção nos parafusos.....	179

Quadro 5.132 – Esforço de tracção nos parafusos	179
Quadro 5.133 – Resistências dos parafusos M16	179
Quadro 5.134 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base	180
Quadro 5.135 – Esforços de corte nos parafusos	181
Quadro 5.136 – Esforço nos parafusos	182
Quadro 5.137 – Esforço nos parafusos	182
Quadro 5.138 – Resistências dos parafusos M12	182
Quadro 5.139 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base	183
Quadro 5.140 – Esforços de corte nos parafusos	184
Quadro 5.141 – Esforço nos parafusos	184
Quadro 5.142 – Esforço nos parafusos	184
Quadro 5.143 – Resistências dos parafusos M16	185
Quadro 5.144 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base	185
Quadro 5.145 – Esforços na placa base segundo o plano ZX	185
Quadro 5.146 – Esforços na placa base segundo o plano ZY	186
Quadro 5.147 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZX	186
Quadro 5.148 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZY	186
Quadro 5.149 – Verificação relativa à placa base	188
Quadro 5.150 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens	188
Quadro 5.151 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	189
Quadro 5.152 – Verificação esquadro de reforço	189
Quadro 5.153 – Verificação relativa à placa base	189
Quadro 5.154 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens	189
Quadro 5.155 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço	190
Quadro 5.156 – Verificação esquadro de reforço	190
Quadro 5.157 – Esforços de corte nos chumbadouros	190
Quadro 5.158 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base	191
Quadro 5.159 – Esforços para uma combinação quase-permanente do bloco de fundação (nó 5) ..	191

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Dimensionar é um processo interactivo entre requisitos de ordem funcional, forma, resistência e aspectos de fabricação. Num bom dimensionamento, todos estes aspectos têm de ser considerados numa forma equilibrada.

Normalmente a sinalização vertical é suportada por estruturas metálicas definidas por semi-pórticos e pórticos simples com a possibilidade de recorrer-se a um modelo de treliça em vez de viga comum. Menos frequente, é a sinalização vertical ser suportada por cabos estruturais ou outros tipos de configurações especiais.

Apresenta-se de seguida as estruturas de sinalização mais comuns:

- Semi-pórtico: estrutura especialmente projectada para afixar placas de sinalização vertical, ou painel de mensagem variável, composta por um pilar (ou coluna), fixado ao bloco de fundação, tendo uma (simples) ou duas (duplo) vigas (travessas) em balanço, podendo também conter passadiço (para manutenção e limpeza) e escada de acesso, ver fig.1.1.
- Pórtico: estrutura especialmente projectada para afixar placas de sinalização vertical, ou painel de mensagem variável, composta por dois (ou mais) pilares, fixados aos blocos de fundação, tendo uma (ou mais) viga, podendo também conter passadiço e escada de acesso, ver fig. 1.1.

Mais ao pormenor descreve-se os conceitos referidos no parágrafo anterior:

- Travessa: elemento, geralmente horizontal, fixado numa coluna, para a colocação de placas posicionadas sobre a via;
- Coluna: Suporte simples, geralmente vertical, no qual pode (m) ser fixado (s) placa (s) e/ou braço (s) projectado (s);
- Prumo metálico: elemento estrutural para a fixação das placas de sinalização, podendo ser simples, duplo ou triplo, em função da dimensão placa de sinalização que a estrutura tem de suportar.



Fig.1.1 – Exemplos de possíveis soluções estruturais para o suporte dos sinais verticais

Ao longo do estudo será necessário recorrer a um conjunto de normas e regulamentos, quer para definir características dos materiais, tipos de análises estruturais, quantificações de acções, disposições construtivas, etc.

Assim apresenta-se as referidas fontes de informação mais utilizadas:

- UNE 135311:2008 - Norma espanhola (UNE);
- NBE EA-95 Estruturas de aço em Edifícios -Norma espanhola;
- CTE_DB SE-A Documento básico de segurança estrutural em aço;
- Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de edifícios e Pontes (R.S.A.);
- R.E.A.E (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios);
- EN 1992 Eurocódigo 2 (E.C.2);
- EN 1993 Eurocódigo 3 (E.C.3).

1.2. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA DISPOSIÇÃO DESTAS ESTRUTURAS

1.2.1. ASPECTOS GERAIS

Deve-se evitar que as estruturas de sinalização vertical (ESV) cubram as duas faixas de uma auto-estrada, procurando-se sempre que possível dispor este tipo de estruturas para apenas uma faixa de rodagem. Assim, deve-se utilizar uma estrutura porticada para cada sentido (tendo o seu apoio entre ambas faixas) ou um semi-pórtico dependendo da posição do sinal vertical.

Uma ESV que abranja ambos os sentidos tende a ser geralmente mais cara 3 a 4 vezes do que uma ESV por cada sentido devido ao maior vão e corresponde ao aumento de secção. Consequentemente, uma estrutura que abranja os dois sentidos de tráfico também terá o dobro do custo de inspecção e causa o dobro de problemas no tráfico (interrupções devido a avarias) relativamente a uma estrutura por sentido de tráfico.

Semi-pórticos (consolas) são geralmente utilizados para suportar sinais ao longo da via mais próxima da berma. Semi-pórticos com braços elevados são geralmente mais caros que os pórticos simples, além de estarem submetidos a uma fadiga (acções do vento) muito maior que os pórticos simples. Por outro lado, semi-pórticos com braços pequenos ao longo da berma da faixa de rodagem terão geralmente menores custos de construção e de inspecção.

Colocar ESV nas pontes não é aconselhável quando a sinalização é relativa à auto-estrada. Além de obrigar a um dimensionamento específico para as conexões entre a ESV e a ponte. Notar que as ESV usuais não são dimensionadas para acomodar fadiga resultante da vibração da ponte.

1.2.2. REQUISITOS HABITAIS DE PROJECTO

As seguintes considerações ao nível dos requisitos são normalmente seguidas na execução deste tipo estruturas pelas empresas responsáveis na elaboração destes projectos, fig.1.2:

- distância livre entre, o ponto mais alto da via, ao bordo inferior do (s) painel (eis), 5,5 m;
- o afastamento da face do pilar, até ao bordo do pavimento deve ser no mínimo de 1,00 m, sempre protegido por dispositivo de segurança, devidamente ancorado. Na impossibilidade de respeitar este afastamento, deve-se proteger o pilar com uma barreira de betão.

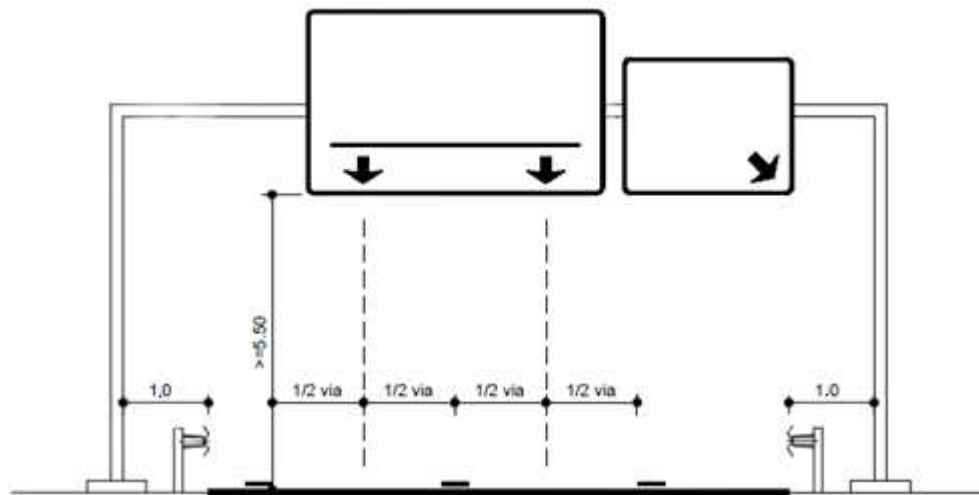


Fig.1.2 – Esquema representativo dos requisitos habituais em projecto, ao nível das dimensões, em metros

Apresentam-se também as dimensões mais frequentes dos elementos destas estruturas:

- altura habitual a que se encontra a travessa é de 6,5 m;
- habitualmente para semi-pórticos o vão varia entre 4,5 m e 9 m;
- para os pórticos o vão varia entre 8 m e 22 m.

1.3. INFLUÊNCIA DA SINALIZAÇÃO VERTICAL NA ESCOLHA DA ESTRUTURA ADOPTAR

1.3.1. GENERALIDADES

A sinalização vertical pode ser definida como um subsistema de sinalização, constituído por placas e painéis montados sobre suportes, na posição vertical, fixados ao lado ou sobre a rodovia, por meio dos quais são fornecidas mensagens de carácter permanente e, eventualmente, temporárias, através de legendas e símbolos legalmente instituídos, com propósito de regulamentar, advertir e indicar o uso das vias para condutores de veículos e pedestres da forma mais segura e eficiente.

O tamanho, tipo e a localização dos painéis de sinalização suportados pelas ESV influenciam também o modelo estrutural a adoptar, isto é, semi-pórtico ou pórtico. Baseando-se na localização dos sinais e

das áreas dos sinais, determina-se qual dos modelos é mais vantajoso, a estrutura em semi-pórtico ou o pórtico simples. Geralmente os semi-pórticos devem apenas ser utilizados quando os sinais de sinalização estão junto à via mais próxima da berma da auto-estrada.

1.3.2. PAINÉIS DE SINALIZAÇÃO

A importância dos painéis de sinalização normalmente em alumínio (podem ser de aço) na análise das estruturas, reporta-se à necessidade de conhecer as suas dimensões de modo a poder-se quantificar a acção permanente, bem como a acção do vento sobre a estrutura.

As placas utilizadas devem ter largura superior a 2,00 metros e altura superior a 1,00 metro, em montagem modular de chapas. As chapas de alumínio, após corte e perfuração, devem ser submetidas a tratamento que garanta a aderência de tintas e películas reflectivas.

Os painéis são dimensionados caso a caso e em função das inscrições e de critérios estabelecidos em normativas. As dimensões dos painéis em pórtico/semi-pórtico para auto-estrada (velocidades 110-130 km/h), são variáveis em função do tipo de painel e do respectivo texto. Decorrem dos critérios de composição estabelecidos no Dec. Regulamentar 22-A/98. Quer isto dizer que os pórticos deverão ter em atenção essa variabilidade assim como os vãos a vencer. No entanto como simplificação para o presente trabalho definiu-se possíveis dimensões dos painéis a que se pode chamar "típico" ou aproximado do médio, considera-se assim painéis com dimensões $2,466 \times 2,625$ m, $3,00 \times 1,925$ m e $4,00 \times 2,975$ m e (lxh) a aplicar nas diferentes estruturas a analisar, fig. 1.3.

As dimensões dos painéis foram admitidas, procurando respeitar os valores mínimos e adequar os painéis ao número de vias de trânsito da faixa de rodagem. No capítulo 5 indica-se convenientemente as dimensões dos painéis escolhidos bem como a sua localização e número para cada uma das estruturas a analisar.

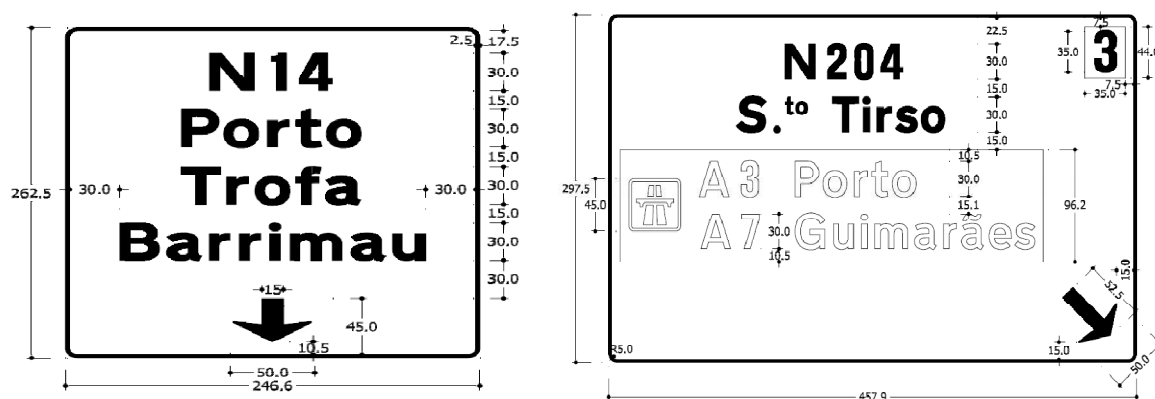


Fig.1.3 – Exemplos de possíveis sinais de selecção de vias em pórticos

Por fim avaliar se no futuro existe a possibilidade de um incremento de painéis de sinalização. Se alterações são expectáveis, a ESV deverá ser dimensionada para acomodar os efeitos relativos a um aumento, quer em dimensão, quer em número dos painéis.

1.3.3. COLOCAÇÃO DE PLACAS

Nos semi-pórticos o número máximo recomendado de placas afixadas é duas por travessa, limitado a uma placa por via de trânsito de forma a garantir o seu pronto reconhecimento por parte dos utentes.

Nos pórticos o número máximo recomendado de placas afixadas é idêntico ao número de vias de trânsito da faixa de rodagem.

A largura máxima de cada placa é igual largura da faixa de tráfego ou das faixas de tráfego, no caso de placa inteira. A altura da placa é no máximo igual à sua largura, ou limitada a 3,0 m.

1.3.4 FACTORES CONDICIONANTES PARA A IMPLANTAÇÃO DAS PLACAS DE SINALIZAÇÃO SOBRE AS VIAS DAS FAIXAS DE RODAGEM

Os seguintes aspectos são determinantes para a escolha do tipo e da localização da sinalização vertical:

- Volume de trânsito próximo da capacidade da via;
- Necessidade de controlo do trânsito por vias de trânsito individuais;
- Visibilidade lateral restrita;
- Intersecções complexas;
- Duas ou mais vias de trânsito em um sentido;
- Espaço insuficiente para implantação das placas nas posições convencionais;
- Áreas muito iluminadas onde a reflectorização das placas pode ser afectada;
- Grande percentagem de veículos do tipo comercial;
- Alta velocidade do trânsito.

1.4. ÂMBITO DO ESTUDO

1.4.1. SUMÁRIO

Em função de todas as considerações apresentadas nas secções anteriores, há uma necessidade de restringir o estudo a 3 modelos estruturais. Cada modelo tem um conjunto de vantagens e desvantagens que foram referidas, tais como, económicas, facilidade de execução, manutenção, fiscalização, restrições devido à sinalização vertical, etc.

Muito sumariamente as estruturas podem ser caracterizadas:

- Estrutura tipo 1 - um semi-pórtico encastrado na base;
- Estrutura tipo 2 - pórtico simples encastrado na base;
- Estrutura tipo 3- idêntica ao tipo 2, com a excepção de conter uma viga em treliça ao invés de uma travessa simples.

1.4.2. ESTRUTURA TIPO 1

A estrutura tipo 1 pode ser representada por um modelo de semi-pórtico. Pode-se então considerar a estrutura a funcionar em consola, constituída simplificada por uma coluna e uma viga ligados por parafusos. A coluna é fixada ao bloco de fundação por ancoragens ao nível da placa de base. No capítulo 5 apresenta-se uma descrição pormenorizada da geometria da estrutura para efeitos de dimensionamento.

Apresenta-se um exemplo real deste tipo de estrutura, fig.1.4.



Fig.1.4 – Possível exemplo da estrutura tipo 1

1.4.3. ESTRUTURA TIPO 2

O modelo desta estrutura é a de um pórtico simples encastrado na base, constituído por duas colunas e uma viga. Ao nível das ligações entre elementos esta estrutura segue a mesma metodologia que a tipo 1. O modelo geométrico também é apresentando no capítulo 5.

Além disso apresenta-se um possível exemplo real deste tipo de estrutura, fig. 1.5.



Fig.1.5 – Possível exemplo da estrutura tipo 2

1.4.4. ESTRUTURA TIPO 3

O modelo da estrutura tipo 3 difere fundamentalmente do tipo 2 na existência de uma viga em treliça que suporta os painéis de sinalização. Este tipo de estrutura é utilizado para vãos da ordem dos 15 m, o que justifica esta solução.

A estrutura tipo 3 é composta por duas colunas que suportam a viga em treliça plana, instalada sobre o vão da faixa de rodagem e bermas. Fixado a blocos de fundação, as bases das colunas dos pórticos são providas de chumbadouros apropriados.

As colunas de sustentação serão executadas com o uso de perfis tubulares bem como a viga em treliça.

Finalmente apresenta-se um possível exemplo da estrutura tipo 3, fig. 1.6.



Fig.1.6 – Possível exemplo da estrutura tipo 3

1.5. ALGUMAS CARACTERÍSTICAS SOBRE OS ELEMENTOS QUE CONSTITUEM ESTE TIPO DE ESTRUTURAS

1.5.1. GENERALIDADES

O material usado ao nível da superestrutura é o aço, e recorre-se ao betão para a execução dos blocos das fundações.

As características mais comuns dos diferentes elementos estruturais de aço neste tipo de estruturas são:

- Estruturas em tubos quadrados ou rectangulares, de laminagem ou construídos a partir de chapa quinada, em aço S275 ou aço S355;
- Parafusos, porcas e anilhas da classe 8.8 (de preferência galvanizados a quente);
- Placas base ancoradas por chumbadouros pertencentes à classe S275;
- Prumos de suporte dos painéis de sinalização (habitualmente em alumínio) em perfis de aço S275;

Para o betão é comum a utilização de:

- Bloco de fundação da classe C25/30.
- Maciços de fundação com betão de regularização C12/15;

Ao longo deste trabalho os materiais a aplicar são os referidos anteriormente a não ser que esteja especificado o contrário. Nos materiais em que haja uma possibilidade de utilizar classes diferentes, a classe a aplicar será devidamente identificada antes da análise da estrutura.

1.5.2. TRATAMENTO

Tratamento anticorrosivo das superfícies metálicas expostas (excepto painéis de alumínio), conforme:

- Galvanização por imersão a quente, de acordo com a norma NP EN ISO 1461.
- Uma demão de primário para galvanizados com 40 microns de espessura de película seca.
- Uma demão de acabamento (à base de acrílico ou de resinas epoxi) com 60 microns de espessura de película seca.

1.5.3. FORMA DAS SECÇÕES DOS PÓRTICOS

Os elementos estruturais que constituem as diferentes estruturas podem ser materializados por perfis tubulares comerciais SHS (Square Hollow Section) ou RHS (Rectangular Hollow Section).

Estes tipos de secções são bastante usados em estruturas submetidas a acções em diferentes planos. Apresentam um comportamento uniforme ao nível dos eixos principais centrais de inércia quando sob acção de cargas em diferentes planos. Além disso têm uma boa resistência à torção.

Na fig. 1.7 apresenta-se uma secção genérica com as dimensões e convenção de eixos do EC3.

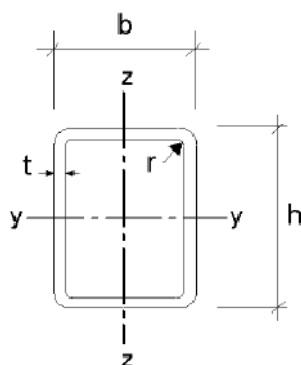


Fig.1.7 – Dimensões e eixos das secções

yy- eixo da secção transversal paralelo aos banzos (eixo forte);

zz- eixo da secção transversal perpendicular aos banzos (eixo fraco);

b e h largura e altura da secção transversal;

Os elementos estruturais que constituem os pórticos também podem apresentar inércia constante ou variável. Neste estudo adoptou-se por uma inércia constante.

1.5.3.1. Algumas Considerações sobre Secções tubulares

Devido a certas especificidades das secções tubulares e das suas ligações alguns aspectos são mais importantes do que nas secções abertas (I, H, etc.). O projectista deve então ter consciência dos vários aspectos definidores das secções tubulares.

Muitos exemplos na natureza mostram as excelentes propriedades das formas tubulares relativamente a carregamentos de compressão, torção e flexão em várias direcções. Estas propriedades são combinadas com uma forma atraente para aplicações ao nível da arquitectura. Adicionalmente, a forma fechada com cantos arredondados reduz a área a ser protegida e prolonga a protecção contra a corrosão.

Apesar dos custos de produção das secções tubulares serem maiores do que para outras secções, resultando num maior custo unitário de material, aplicações rentáveis são conseguidas em muitos campos da engenharia. Os campos de aplicação cobrem áreas desde a química, mecânica, aeronáutica, transporte, agricultura a outros campos especiais.

Uma das maiores dificuldades iniciais da aplicação das secções tubulares era o dimensionamento das ligações. No entanto, hoje em dia recomendações de dimensionamento existem para todo o tipo de ligações desde as mais básicas até aos casos mais especiais de ligações, com investigação específica disponível em grande parte das situações.

1.5.3.2. Propriedades Mecânicas

A capacidade resistente de um elemento sob um esforço de tracção depende da área da secção transversal e da tensão de cedência (f_y), isto é, é independente da forma da secção transversal. Assim não há vantagem ou desvantagem em utilizar uma secção tubular do ponto de vista da quantidade de material necessária.

Para o caso de encurvadura em elementos sujeitos a compressão uniforme, a utilização de secções tubulares laminadas a quente geralmente resultam numa substancial poupança de material. A fig.1.8 mostra para um comprimento de encurvadura de 3 m, uma comparação entre a massa necessária para uma secção aberta e outra oca em relação a uma dada carga. Mostra-se que quando as cargas são baixas as secções resultantes são mais esbeltas, assim as secções tubulares possibilitam uma grande vantagem. A medida que as cargas aumentam há uma perda de esbelteza e a vantagem será menor.

O comportamento geral à encurvadura em secções tubulares melhora com o aumento do diâmetro ou da espessura da secção. No entanto, esta melhoria está limitada pela encurvadura local.

Além de um bom comportamento à encurvadura devido ao alto raio de giração, e à eficaz curva de encurvadura (menores imperfeições), secções tubulares podem oferecer vantagem em estruturas treliçadas.

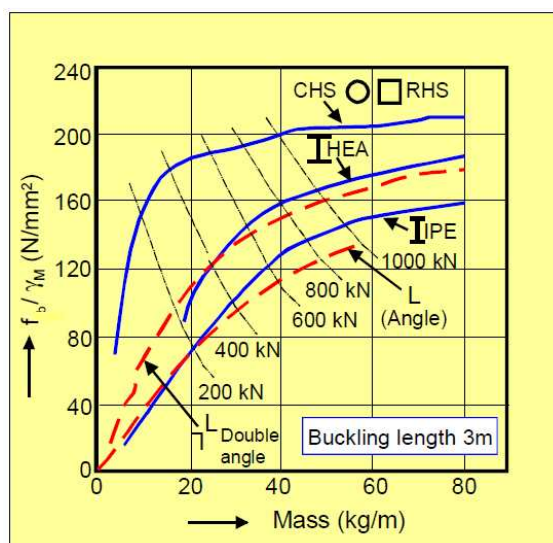


Fig.1.8 – Análise das vantagens das secções tubulares em comparações com outras secções relativamente à encurvadura

Geralmente, as secções em I e H são mais económicas sob a acção de flexão segundo o eixo principal do que as secções tubulares. Apenas nos casos em que a resistência das secções abertas é largamente reduzida por encurvadura lateral é que as secções tubulares podem oferecer vantagem. Pode ser mostrado por cálculos que para secções tubulares circulares ou rectangulares com $b/h > 0.25$ (com flexão segundo o eixo principal) que a encurvadura lateral não é crítica. Secções tubulares usadas em elementos submetidos à flexão podem ser mais económicas se calculadas usando um dimensionamento plástico. No entanto, as secções têm que satisfazer condições mais restritas para evitar encurvadura local prematura.

Secções tubulares, em particular as secções circulares, têm a secção transversal mais eficaz para resistir aos momentos torsores, devido ao material estar distribuído uniformemente segundo o eixo polar. Na figura 1.9 apresenta-se uma comparação entre secções tubulares e abertas com massas aproximadamente idênticas, constata-se que as secções tubulares apresentam uma inércia de torção cerca de 200 vezes superior às secções abertas.

Secção		Massa (kg/m)	Inércia de Torção I_t (10^4 mm^4)
	UPN 200	25.3	11.9
	INP 200	26.2	13.5
	HEB 120	26.7	13.8
	HEA 140	24.7	8.1
	140x140x6	24.9	1475
	168.3x6	24.0	2017

Fig.1.9 – Comparação entre secções tubulares e abertas relativamente à inércia de torção para massas semelhantes

Estruturas constituídas por secções tubulares oferecem vantagens relativamente à protecção contra a corrosão. Cantos arredondados resultam melhor contra a corrosão que cantos aguçados. Estruturas projectadas em secções tubulares têm entre 20% a 50% menos superfície para ser protegida em comparação com as secções abertas. Muitas investigações, têm sido desenvolvidas para avaliar as possibilidades de corrosão interna. Essas investigações, desenvolvidas em vários países, mostraram que a corrosão interna não ocorre em secções tubulares seladas.

Um uso racional de secções tubulares torna as estruturas mais aprazíveis e mais espaçosas. No entanto é difícil expressar aspectos estéticos em termos económicos. Por vezes as secções tubulares são usadas unicamente por aspectos estéticos, outras vezes a aparência é um critério com menor importância, ver fig. 1.10.



Fig.1.10 – Aspectos estéticos das secções tubulares

1.6. OBJECTIVOS DO PROJECTO

Os objectivos do projecto têm como alvo a demonstração do dimensionamento pórticos metálicos de sinalização em auto-estradas.

As análises de estabilidade devem atender à particularidade da estrutura se encontrar submetida simultaneamente a acções quer no seu plano quer fora dele.

O dimensionamento envolve em primeiro lugar o dimensionamento das secções dos elementos estruturais, depois as ligações entre os elementos e finalmente as fundações. Em particular, existe ainda um conjunto de objectivos secundários relacionados com a modelação da estrutura, o tipo de acções principais, o tipo de análise a efectuar e as regras de verificação de segurança a adoptar.

Ao longo do projecto efectuar-se-á o dimensionamento de 3 tipos de pórticos metálicos de sinalização. Sempre que possível apresenta-se uma análise crítica às soluções alcançadas procurando-se destacar a influência ou a não influência de determinados parâmetros.

1.7. ESTRUTURA DO PROJECTO

O presente projecto está organizado em 6 capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentado a introdução, enquadramento do trabalho e são resumidos os objectivos principais deste trabalho.

No capítulo 2 são apresentados os conceitos teóricos mais relevantes para a abordagem aos fenómenos de natureza não linear mais frequentes nas estruturas metálicas (estabilidade e plasticidade) seguindo a abordagem referida no EC3-1-1. São ainda descritos sumariamente os vários tipos de análise que se podem efectuar para estruturas deste tipo. Indicando-se finalmente qual o modelo a seguir para o restante trabalho.

O capítulo 3 é dedicado à apresentação do dimensionamento em relação aos estados limites. Neste capítulo são descritas as regras essenciais das normas indicadas na secção 1.1 para o dimensionamento de todos elementos necessários à execução de uma estrutura de sinalização vertical em auto-estrada.

No capítulo 4 procura-se quantificar as acções permanentes e variáveis necessárias à análise e dimensionamento das estruturas, sendo o RSA e a norma espanhola UNE 135311 fundamentais nesse procedimento.

No capítulo 5 realiza-se a modelação, análise e dimensionamento das estruturas de sinalização vertical em auto-estradas apresentadas neste capítulo. Explica-se de forma detalhada o processo que conduziu à modelação, análise e dimensionamento da estrutura, assim como os cálculos necessários à obtenção dos resultados. Apresenta-se, sempre que se considera adequado, críticas às soluções obtidas.

Finalmente no capítulo 6 destaca-se as conclusões mais importantes do capítulo 5, bem como possíveis desenvolvimentos futuros deste trabalho.

2

ANÁLISE ESTRUTURAL

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No dimensionamento e verificação de segurança de uma estrutura, a obtenção de um conjunto de resultados (esforços e deslocamentos) indispensáveis ao seu dimensionamento, só é possível através da realização de uma análise. Toma-se então necessário ter uma noção completa do conjunto de análises disponíveis, e conhecer de uma forma rigorosa, os conceitos subjacentes a cada tipo de análise e o grau de aproximação dos resultados obtidos face aos resultados "exactos".

Os esforços numa estrutura isostática devem ser determinados através de regras de equilíbrio estático, utilizando uma análise global elástica.

Os esforços numa estrutura hiperestática podem ser determinados usando uma:

- Análise global elástica;
- Análise global plástica.

A análise global elástica baseia-se na hipótese de que a relação tensão-deformação do material é linear, em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão actuante. Os esforços podem ser calculados por meio de uma análise global elástica, mesmo no caso de a resistência das secções transversais dos elementos se basear na sua resistência plástica.

A análise global plástica pressupõe a plastificação de algumas zonas da estrutura (por exemplo através da formação de rótulas plásticas) e só pode ser efectuada se a estrutura verificar determinados requisitos, entre os quais, materiais com um comportamento dúctil e secções suficientemente compactas (preferencialmente classe 1 segundo o EC3) e um contraventamento lateral adequado.

A análise de uma estrutura pode ainda ser de **primeira ordem** ou de **segunda ordem**. Na análise de primeira ordem os esforços internos e os deslocamentos são obtidos a partir da geometria inicial indeformada da estrutura; ao contrário, na análise de segunda ordem os esforços internos são influenciados pela configuração deformada da estrutura.

Numa estrutura porticada, com elementos submetidos a esforços axiais, os efeitos de segunda ordem são geralmente designados por efeitos $P-\Delta$ (efeitos globais) ou efeitos $P-\delta$ (efeitos locais ao nível do elemento), como se ilustra na figura 2.1.

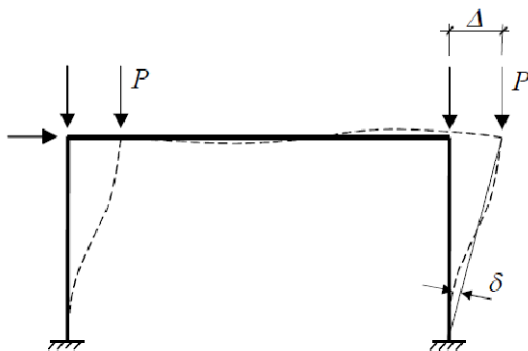


Fig.2.1 – Fenómenos de instabilidade ao nível da estrutura

2.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

A avaliação do comportamento de uma estrutura, submetida a um conjunto de acções, é efectuada através do estabelecimento de relações entre as acções e os efeitos por elas provocados (por exemplo, tensões, deformações, deslocamentos). A determinação dessas relações requer a consideração de quatro tipos de equações:

- Equações de Equilíbrio - Estabelecem relações entre forças aplicadas e tensões desenvolvidas no elemento.
- Relações Constitutivas - Relacionam tensões e deformações.
- Relações Cinemáticas - Estabelecem relações entre deformações e deslocamentos.
- Equações de Compatibilidade - Destinadas a garantir que a estrutura respeita as ligações dos vários elementos entre si e dos vários elementos com o exterior (condições de fronteira do problema).

O nível de precisão dos resultados da análise de uma estrutura depende, em grande parte, do número e tipo de hipóteses simplificativas adoptadas na formulação dos tipos de equações anteriormente mencionados. Assim, os diferentes tipos de análise existentes e os correspondentes graus de aproximação em relação à solução "exacta" de um determinado problema (solução que descreve o comportamento real da estrutura) dependem das simplificações adoptadas.

2.3. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR DE 1ª ORDEM

Uma análise elástica linear de 1ª ordem resulta da adopção de hipóteses simplificativas na descrição do comportamento geométrico da estrutura e do comportamento físico do material, as quais se designam por hipóteses de:

- Linearidade Material - Adopção de uma relação constitutiva elástica linear no comportamento do material, a que corresponde uma relação biunívoca (de proporcionalidade) entre os tensores das tensões e das deformações.
- Linearidade Geométrica - Adopção da hipótese dos pequenos deslocamentos, na qual as equações de equilíbrio são estabelecidas na configuração indeformada da estrutura e as relações cinemáticas são formuladas com termos lineares.

Entre os variados materiais que apresentam um comportamento elástico linear na fase inicial de carregamento encontra-se o aço, o qual se mantém em regime elástico até atingir a tensão de cedência (σ_y ou f_y) (ver fig. 2.2) e posteriormente se caracteriza por deformação em regime plástico.

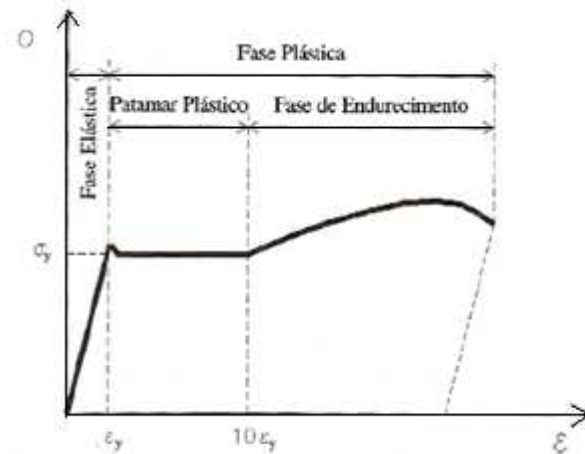


Fig.2.2 – Diagrama tensão-deformação representativo do comportamento do aço

Ao adoptar as hipóteses da linearidade material (física) e geométrica, é possível aplicar o princípio da sobreposição de efeitos às análises elásticas lineares.

2.4. EFEITOS NÃO LINEARES

A realização de uma análise elástica linear (de 1ª ordem) de uma estrutura para avaliar o seu comportamento é muito limitativa, em virtude de não tomar em consideração uma série de factores de natureza geométrica e material, que quase sempre ganham relevância à medida que o nível de carregamento e de deformação aumenta. Para além de não permitir revelar a degradação de resistência de uma estrutura devido ao regime plástico do material constitutivo, a execução de uma análise elástica linear (de 1ª ordem) também não permite evidenciar outros fenómenos de características intrinsecamente não lineares, tais como os fenómenos de instabilidade (como são fenómenos de natureza geometricamente não linear, é necessário estabelecer o equilíbrio na posição deformada da estrutura). Assim, os efeitos não lineares estão intimamente ligados às duas hipóteses referidas anteriormente e podem ser classificados em:

- Efeitos Geometricamente Não Lineares - dizem respeito ao estabelecimento das equações de equilíbrio na configuração deformada da estrutura e estão associados as relações cinemáticas (deformações-deslocamentos) com termos não lineares.
- Efeitos Materiais Não Lineares - dizem respeito à existência de uma relação constitutiva não linear (ou, no mínimo, linear por troços) e estão associados à degradação de rigidez (cedência e plastificação) do material sob aumento da deformação.

Nos pontos seguintes apresenta-se uma caracterização mais detalhada dos efeitos geométrica e material não lineares.

2.4.1. EFEITOS GEOMETRICAMENTE NÃO LINEARES

Os efeitos geometricamente não lineares são considerados na análise de estruturas através da implementação de relações cinemáticas com termos não lineares e/ou da determinação das equações de equilíbrio na sua configuração deformada. Neste caso, as relações cinemáticas contêm termos não

lineares, o que se deve ao facto de não se adoptar a hipótese dos pequenos deslocamentos (e consequentemente, a hipótese das pequenas deformações).

A segunda forma de considerar os efeitos geometricamente não lineares na análise de estruturas está relacionada com os aspectos geométricos a ter em conta na determinação das equações de equilíbrio com base na configuração deformada da estrutura. Alguns dos aspectos geométricos normalmente considerados são os seguintes:

- A consideração do deslocamento Δ de uma extremidade da barra em relação à outra. Este efeito está associado à rotação da corda (segmento de recta que liga as duas extremidades de uma barra) da barra.
- A consideração do deslocamento δ da configuração deformada da barra em relação à sua corda. Este efeito pressupõe sempre a determinação prévia do deslocamento Δ .
- A deformação axial devido às tensões axiais e/ou à encurvadura da barra.
- A deformação por corte da barra, a qual pode ser relevante se a barra for curta.
- Instabilidades locais das secções, locais das barras e globais do pórtico.

A parcela de deformação de uma barra por esforço transversal é, na maioria dos casos, muito inferior à parcela de deformação por flexão. A influência da deformação por esforço transversal deixa de ser desprezável no caso de barras "curtas" (caso em que o comprimento da barra não exceda 3 vezes a maior dimensão da secção). Este efeito não é tido em conta neste trabalho, uma vez que todas as barras inseridas nos modelos apresentados no capítulo 5 podem ser classificadas como "longas" (esbeltas).

2.4.2. EFEITOS MATERIAIS NÃO LINEARES

Os efeitos materiais estão obviamente relacionados com as propriedades físicas dos materiais. A hipótese da linearidade física admite que a relação constitutiva do material é linear (material elástico linear). Como se pode observar na fig. 2.2, esta hipótese permanece válida sempre que o nível de tensão seja inferior à tensão de cedência do material (e.g., o aço), o que sucede para carregamentos de valor baixo a moderado. Ao atingir a tensão de cedência, o aço perde capacidade resistente para incrementos de carga e também a capacidade de recuperação da forma inicial. A descarga tem lugar numa trajetória de equilíbrio paralela à fase elástica, após a qual o aço exibe uma deformação permanente (ou deformação residual). Após o patamar de cedência, a curva tensão-deformação do aço exibe um ligeiro endurecimento, o qual não é normalmente tido em consideração nas análises plásticas.

Desta forma, o comportamento fisicamente não linear do aço pode ser aproximado através de vários modelos, com diferentes níveis de aproximação do comportamento real, tais como (ver fig 2.3):

- Rígido-Plástico - Este modelo não considera a ocorrência de deformação do material até se atingir a sua tensão de cedência (f_y). A partir do momento em que se atinge a tensão de cedência, o material apresenta deformações ilimitadas sob tensão constante.
- Elasto-Plástico - Neste modelo, o material possui um comportamento elástico linear até se atingir a tensão de cedência (f_y), apresentando de seguida deformações ilimitadas a tensão constante.
- Elasto-Plástico com Endurecimento - Este modelo tem um comportamento igual ao apresentado pelo modelo elasto-plástico, mas com um limite máximo do patamar de cedência, após o qual exibe um ligeiro acréscimo de resistência que pretende modelar o endurecimento.

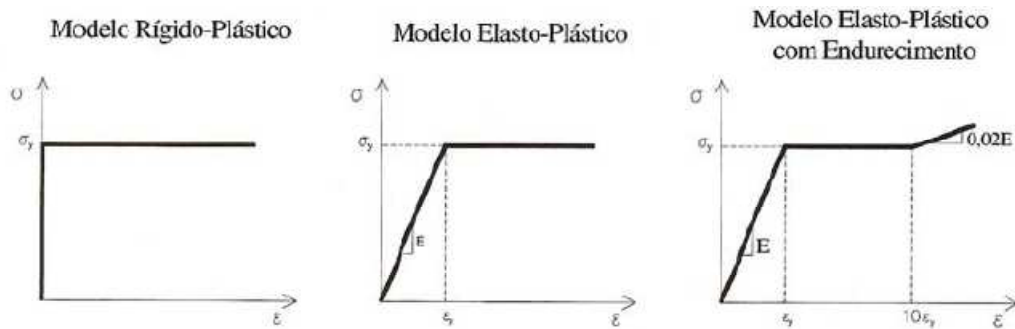


Fig.2.3 – Modelos do comportamento físico do aço

A implementação da hipótese de não linearidade material numa análise requer igualmente a consideração de modelos que insiram, de forma mais ou menos aproximada, o modo como a plastificação se propaga nos elementos. Destaca-se os seguintes dois modelos utilizados para este fim:

- Rótula Plástica - Este modelo concentra toda a plasticidade na secção.
- Espalhamento Plástico - Este modelo permite aproximar o espalhamento plástico simultaneamente na secção e ao longo do comprimento da barra.

2.4.3. ANÁLISES NÃO LINEARES

Para este tipo de análise refere-se duma forma muito superficial os procedimentos usuais deste tipo análise face à sua menor importância no presente estudo. As análises de carácter não linear podem incorporar os efeitos não lineares de forma total ou parcial.

A realização de análises não lineares requer frequentemente a resolução de problemas de valores e vectores próprios e/ou utilização de procedimentos incrementais-iterativos, visto que as condições de formulação das relações constitutivas e de equilíbrio estão em constante alteração.

Para obter mais informação sobre este tema, ver bibliografia (Dias, J.R).

2.5. ANÁLISE A SEGUIR NO PRESENTE ESTUDO

A análise elástica linear (1ª ordem) constitui o tipo de análise mais simples, visto que adopta as hipóteses da linearidade física e linearidade geométrica. A relação entre carga e deslocamento é sempre linear, como se pode observar na fig.2.4.

Este tipo de análise permite obter uma estimativa simples dos esforços resultantes da aplicação das forças em cada barra da estrutura, uma vez que não permite incorporar os restantes factores existentes no comportamento estrutural e material, designados por efeitos não lineares, os quais influenciam sempre a resposta da estrutura, principalmente nos estados limites últimos (filosofia adoptada neste trabalho).

A precisão dos resultados obtidos através da análise elástica de 1ª ordem diminui com o aumento de carga (aumentam os efeitos não lineares) e torna-se mais penalizador em estruturas com pouca restrição a deslocamentos laterais (locais ou globais). Significa que este tipo de análise não deve ser utilizado isoladamente, no dimensionamento de estruturas aos estados limites últimos, caracterizados por esforços elevados e elevadas deformações, nos quais os efeitos não lineares adquirem importância extrema. Para esses níveis de esforço, não é aceitável desprezar a cedência do material nem os

deslocamentos sofridos pelos pórticos. No entanto, para certas verificações aos estados limites de serviço (carregamentos típicos de baixo valor) os resultados obtidos por este tipo de análise são bastante aceitáveis.

Embora os resultados obtidos, no que concerne aos estados limites últimos sejam por vezes algo penalizadores, a utilização da análise elástica de 1ª ordem é muitíssimo frequente devido à facilidade de implementação (pouco "pesada" computacionalmente) e à possibilidade de utilização do Princípio de Sobreposição de Efeitos. Assim, a análise de pórticos com carregamentos complexos é equivalente a uma combinação de análises com carregamentos mais simples. A utilização do Princípio de Sobreposição de Efeitos permite ainda que seja indiferente a ordem pela qual as cargas são aplicadas na estrutura. De forma a aproveitar estas propriedades e aumentar a precisão dos resultados, é frequente aliar os resultados de uma análise elástica de 1ª ordem com metodologias aproximadas que, de alguma forma, tenham em conta os efeitos não lineares. Este procedimento é permitido por diversos regulamentos de estruturas de aço actualmente em vigor, caso do EC3.

Neste trabalho é utilizada a análise elástica linear (análise de 1ª ordem), verificando-se pelo EC3 a preponderância ou não dos efeitos de 2ª ordem na análise das estruturas.

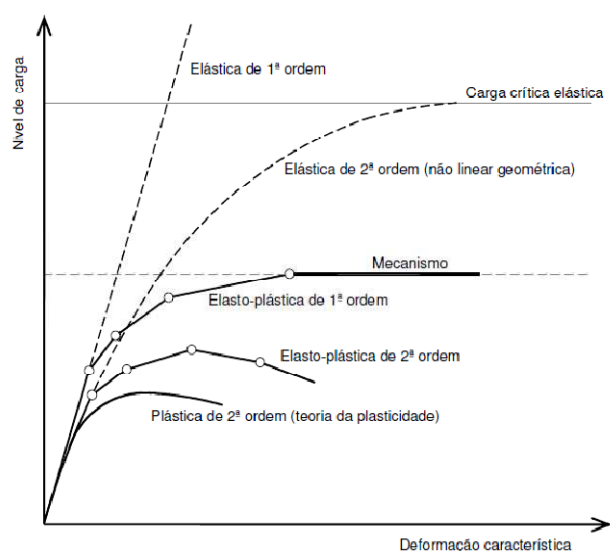


Fig.2.4 – Relação carga-deslocamento dos diferentes tipos de análises

2.6. TIPOS DE FENÓMENOS DE INSTABILIDADE

Em barras com secção de parede fina, os fenómenos de instabilidade podem classificar-se nos seguintes três tipos:

- Fenómenos de Instabilidade Local - Caracterizam-se pela deformação das secções transversais no seu plano, permanecendo o eixo da barra indeformado.
- Fenómenos de Instabilidade Global - Caracterizam-se pela deformação do eixo da barra, ocorrendo apenas deslocamentos de corpo rígido das secções transversais (secção indeformável no seu plano).
- Fenómenos de Instabilidade Mistos - Caracterizam-se pela ocorrência simultânea de deformação das secções transversais e do eixo da barra.

A ocorrência de instabilidade ao nível da estrutura (vista como um conjunto de barras) pode ser classificada nos seguintes tipos (ver fig. 2.1):

- Fenómenos de Instabilidade Local - Caracterizam-se pela deformação de uma parte da estrutura (normalmente, uma barra), permanecendo a restante estrutura na configuração inicial (indeformada). Trata-se de um tipo de instabilidade cuja ocorrência é menos frequente em virtude das ligações entre barras exibirem quase sempre uma rigidez mínima, facto que associado à compatibilidade a respeitar nos nós de ligação, induz deformação nas barras adjacentes à barra instabilizada, impedindo muitas vezes a instabilidade local do pórtico.
- Fenómenos de Instabilidade Global - Caracterizam-se pela deformação de todas as barras da estrutura. Frequentemente, os nós de ligação entre barras apresentam deslocamentos horizontais e o pórtico deforma-se lateralmente (modo de instabilidade com deslocamentos laterais). Em algumas situações (p.e., estrutura contraventada lateralmente), o modo de instabilidade global do pórtico pode envolver apenas rotações dos seus nós, designando-se o mesmo por modo de instabilidade sem deslocamentos laterais.

A ocorrência de fenómenos de instabilidade local das paredes da secção de uma barra (p.e., instabilidade local de placa) pode condicionar a capacidade resistente da mesma. A utilização de perfis com paredes finas, i.e., de espessuras reduzidas (p.e., perfis de aço enformados a frio), pode aumentar a importância deste fenómeno. Este fenómeno é normalmente tido em consideração nos regulamentos (nomeadamente, no EC3) através da redução da área efectiva das secções.

2.7. MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA A ANÁLISE

2.7.1. MODELAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Na modelação das ligações admitiu-se um modelo de ligação rígida ou articulada, a qual permite desprezar a influência da ligação na distribuição dos esforços que actuam na estrutura, bem como as suas deformações globais.

As ligações numa estrutura podem classificar-se quanto à sua rigidez e resistência. Enquanto a classificação relativa à rigidez é relevante nas análises elásticas e elasto-plásticas, a classificação relativa à resistência torna-se importante em análises rígido-plásticas e elasto-plásticas.

No que diz respeito à rigidez, uma ligação pode classificar-se como:

- Articulada: Neste caso, existe rotação relativa livre entre barras adjacentes num nó e, por isso, não existe transmissão de momentos flectores ($M = 0$).
- Rígida: Neste caso, a rotação relativa entre barras adjacentes num nó está totalmente impedida e, por isso, existe transmissão total de momentos flectores ($\theta_{rel} = 0$).
- Semi-rígida: Neste caso, a rotação relativa entre barras adjacentes num nó está parcialmente impedida e, por isso, existe uma transmissão parcial de momentos flectores ($M = k\theta_{rel}$).

Quanto à resistência, uma ligação pode classificar-se como:

- Articulada: O momento flector resistente da ligação é nulo e, por isso, sempre inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{RK,lig} = 0$).
- De resistência total: Neste caso, o momento flector resistente da ligação nunca é inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{RK,lig} \geq M_{RK,pl,barra}$).

- De resistência parcial: Neste caso, o momento flector resistente da ligação é sempre inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{RK,lig} < M_{RK,pl,barra}$)

No caso do presente trabalho, e sempre que se efectuarem análises elásticas, adoptam-se ligações articuladas ou rígidas. Do ponto de vista da resistência das ligações, e sempre que se utilizarem ligações rígidas, classificam-se as mesmas como sendo de resistência total. Assim, neste trabalho, nunca se adoptam ligações semi-rígidas e/ou de resistência parcial. Adicionalmente, e de acordo com a com EC3 as ligações entre elementos de estruturas treliçadas podem ser assumidas como rotuladas, não existindo transmissão de momentos.

2.7.2. INTERACÇÃO TERRENO-ESTRUTURA

As características de deformação dos apoios não foram tidas em conta, considerando-se os seus efeitos não significativos.

2.8. ANÁLISE GLOBAL

2.8.1. EFEITOS DA CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA ESTRUTURA

Os efeitos de segunda ordem devem ser tidos em conta, através de uma análise de segunda ordem, se aumentarem significativamente os esforços ao longo da estrutura ou modificarem o comportamento da mesma; caso contrário, pode ser considerada uma análise de primeira ordem. Numa estrutura metálica, os efeitos de segunda ordem são fundamentalmente resultantes do efeito do esforço axial.

Segundo o EC3-1-1, os esforços para uma análise elástica podem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem da estrutura, se para uma dada combinação de acções, for verificada a seguinte condição:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} > 10 \quad (2.1.)$$

sendo α_{cr} um factor de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo, para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura,

F_{Ed} o carregamento de cálculo (correspondente a uma dada combinação de acções)

e F_{cr} a carga crítica de instabilidade global da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial.

Em **pórticos planos** de edifícios e em pórticos de um piso com vigas de inclinação reduzida (declive inferior 1:2), não contraventados (sem impedimentos exteriores aos deslocamentos horizontais), com esforço axial nas vigas de valor não significativo, isto é, se relação seguinte for verificada:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (2.2.)$$

Em que:

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

$\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada no plano do pórtico, admitindo que as vigas ou travessas possuem articulações em ambas as extremidade

O parâmetro α_{cr} , correspondente ao modo de instabilidade com deslocamentos laterais, pode ser avaliado através do seguinte critério simplificado (baseado no método de Horne):

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (2.3.)$$

H_{Ed} valor de cálculo da reacção horizontal, na base do piso, provocada pelas cargas horizontais aplicadas e fictícias;

V_{Ed} valor de cálculo vertical total aplicada na estrutura, acima da base do piso;

$\delta_{H,Ed}$ deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de calculo das acções horizontais e das cargas horizontais fictícias , aplicadas ao nível de cada piso;

h altura do piso;

Uma análise global de segunda ordem inclui sempre um grande volume de cálculo (análise passo a passo ou outro processo iterativo). Em estruturas porticadas regulares (pórticos com cargas verticais e horizontais e rigidez semelhantes ao nível dos vários andares), onde o primeiro modo de instabilidade seja predominante, o EC3-1-1 (permite a inclusão dos efeitos de segunda ordem associados às cargas verticais, através de um processo simplificado. Este processo consiste em amplificar os efeitos de primeira ordem devidos às acções horizontais (incluindo as devidas às imperfeições), multiplicando-os pelo factor:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (2.4.)$$

este processo é limitado a estruturas com $\alpha_{cr} \geq 3.0$

Na prática, apesar de não especificado no EC3-1-1, as estruturas que verificam as condições de dispensa da análise de 2ª ordem, podem ser classificadas como “**estruturas sem deslocamentos laterais**”; ao contrário, as estruturas que não verifiquem essas mesmas condições podem ser classificadas como “**estruturas com deslocamentos laterais**”, logo mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem.

2.8.2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS

O cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas correntes e em particular de estruturas porticadas, devido às elevadas tensões resistentes do aço, tende a ser condicionado pelos fenómenos de instabilidade global, ao nível do elemento ou mesmo da secção.

A verificação da estabilidade global de uma estrutura porticada (incluindo a estabilidade dos seus elementos), deve incluir as imperfeições e os efeitos de segunda ordem.

Dependendo do tipo de estrutura e do tipo de análise (elástica ou plástica), os efeitos de segunda ordem e as imperfeições podem ser tidos em conta na verificação da estabilidade da estrutura, pelo seguinte processo:

- Análise global de esforços considerando as imperfeições globais da estrutura e os efeitos de segunda ordem globais (sendo as imperfeições dos elementos e os efeitos de segunda ordem locais incluídos nas fórmulas de dimensionamento à encurvadura).

2.9. IMPERFEIÇÕES

Esforços secundários são todos aqueles que não são considerados nos métodos de cálculo usuais, em consequência das hipóteses simplificativas em que estes se baseiam. São em geral resultantes de imperfeições tais como: tensões residuais, excentricidades nas ligações, excentricidades das cargas, deslocamentos resultantes das acções aplicadas, falta de verticalidade, falta de linearidade, entre outras.

Segundo o Eurocódigo 3 o efeito das imperfeições deve ser incluído na **análise global das estruturas**, na **análise dos sistemas de contraventamento** e no **dimensionamento dos elementos**.

Em estruturas porticadas o efeito das **imperfeições** pode ser incluído na análise global, através da consideração de uma **imperfeição geométrica equivalente**, com a forma de uma imperfeição inicial do deslocamento lateral determinada da seguinte forma (fig. 2.5):

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (2.5.)$$

Em que:

$\phi_0 = 1/200$ valor de base

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ coef. de redução em função de h (altura da estrutura), mas $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$;

α_m coef. de redução associado ao número de colunas;

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$, m número de colunas de redução num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

Na análise global de estruturas porticadas deve ainda incluir-se uma imperfeição tipo **curvatura inicial** ao nível dos elementos, definida por e_0/L , sendo e_0 a amplitude máxima do deslocamento lateral inicial e L o comprimento do elemento, cujos valores recomendados pelo EC3-1-1,

correspondentes às curvas de encurvadura. Em determinadas condições (5.3.2 do EC3-1-1), estas imperfeições podem não ser consideradas na análise global da estrutura, se os elementos forem posteriormente dimensionados à encurvadura com base nas curvas de encurvadura (6.3 do EC3-1-1).

Caso seja mais conveniente, as “imperfeições geométricas equivalentes” podem ser substituídas por **sistemas de forças horizontais equivalentes**, como se ilustra na figura 2.5. No caso de edifícios com vários andares estas forças devem ser aplicadas ao nível de cada andar, proporcionais às cargas verticais aplicadas a esse nível.

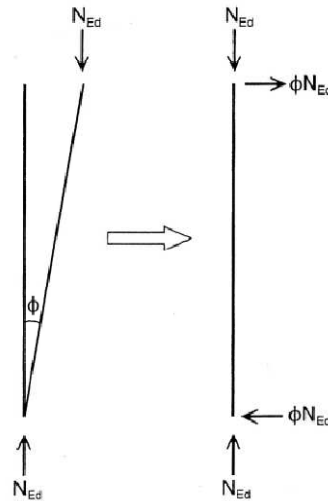


Fig.2.5 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes

No entanto, em pórticos susceptíveis aos efeitos de segunda ordem, devem-se incorporar na análise estrutural do pórtico, para além da imperfeição global, as imperfeições locais dos elementos comprimidos que satisfaçam as seguintes condições:

- pelo menos uma das ligações das secções extremas resiste a momento flectores:
- $\bar{\lambda} \geq 0,5 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}}$

$\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada do elemento no plano do pórtico, calculada considerando-o como articulado em ambas as extremidades;

No caso de estruturas em que se verifique a condição:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad (2.6.)$$

O EC3 permite que não se considera as imperfeições globais da estrutura.

2.10. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

A classificação das secções transversais dos elementos estruturais desempenha um papel fundamental no processo de cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas, pois define a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas pelos fenómenos de encurvadura local, ver figuras 2.6 e 2.7.

Segundo o Eurocódigo 3, consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para a formação de uma rótula plástica, as secções transversais classificam-se em:

- Classes 1 – são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica com a capacidade de rotação requerida por uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classes 2 – são aquelas em que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classes 3 – são aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão da cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido.
- Classes 4 – são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal. A redução da resistência é efectuada através do cálculo de uma secção efectiva reduzida.

Nas figuras seguintes descreve-se o comportamento à flexão de secções das classes 1 a 4, em que M_e e M_p representam o momento elástico e o momento plástico da secção, respectivamente.

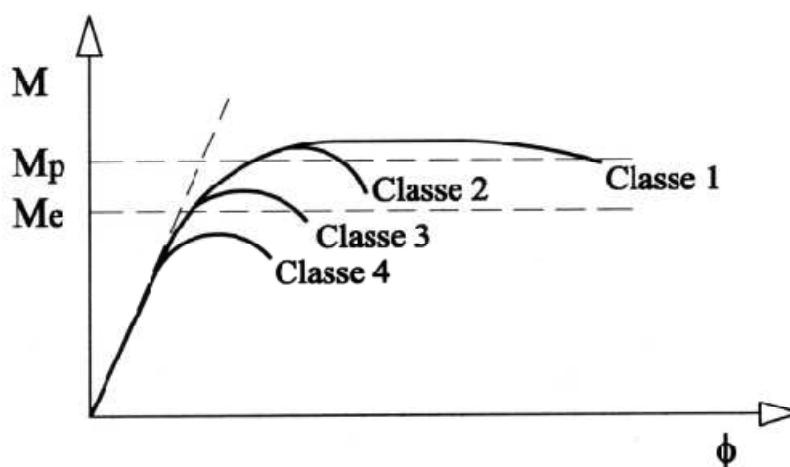


Fig.2.6 – Gráfico representativo do comportamento à flexão das diferentes classes do EC3

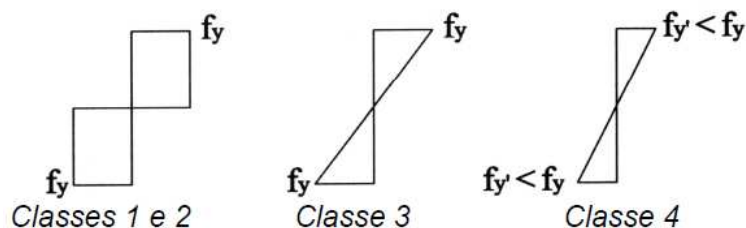


Fig.2.7 – Diagrama de tensões das diferentes classes definidas no EC3

A classificação de uma secção é efectuada com base na relação entre as dimensões de cada um dos elementos comprimidos (alma e banzo) e os esforços actuantes (esforço axial e momento flector).

A classe de uma secção é sempre dada pela maior classe (mais desfavorável) dos elementos comprimidos que a constituem.

Apresenta-se a figura que permite classificar a maior parte das secções correntes (entre as quais as **secções tubulares quadradas ou rectangulares**) como disposto no EC3:

Componentes internos comprimidos			
Classe	Componente solicitada à flexão	Componente solicitada à compressão	Componente solicitada à flexão e à compressão
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275
	ε	1,00	0,92
			355
			420
			460
			0,71

*) $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tracção $\varepsilon_y > f_y/E$

Fig.2.8 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos internos

Em geral as secções dos perfis laminados a quente (HEA, HEB, IPE, etc...) pertencem a **classes inferiores a 3**. As secções da classe 4 são mais frequentes em secções enformadas a frio ou secções soldadas, como por exemplo as secções em I de alma cheia utilizadas em pontes.

As secções de **classe 4** são caracterizadas pelo facto de os fenómenos de instabilidade local impedirem que se desenvolva toda a capacidade elástica resistente da secção; para evitar a consideração explícita destes fenómenos, o Eurocódigo 3 preconiza que a avaliação da resistência seja efectuada com base numa secção efectiva reduzida, descontando as partes susceptíveis de instabilizar localmente (figura 2.9).

A área efectiva de uma secção de classe 4 é obtida através da consideração de larguras efectivas, de acordo com a Parte 1.5 do Eurocódigo 3, cujo procedimento resumido se apresenta a seguir para **secções tubulares quadradas ou rectangulares**.

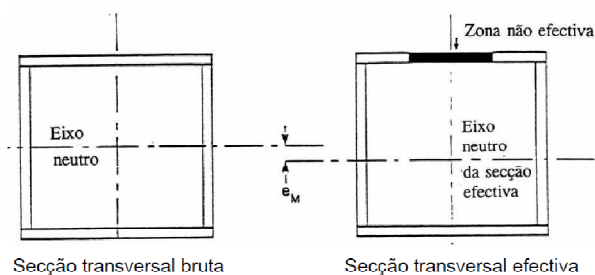


Fig.2.9 – Secções transversais de Classe 4 – momento flector

A definição da área efectiva envolve dois aspectos: o cálculo da largura efectiva b_{eff} , bem como a sua localização na secção. Ambos os aspectos dependem do diagrama de tensões normais instalados no elemento da secção a estudar, através do seguinte parâmetro:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (2.7.)$$

De acordo com o Eurocódigo 3 – Parte 1-5 relativo à definição da parte efectiva de elementos internos comprimidos; na expressão anterior σ_1 é o valor da máxima tensão de compressão e σ_2 é o valor da máxima tensão de tracção.

A largura efectiva é quantificada em função de um coeficiente de redução ρ ($b_{eff} = \rho b$ em que b é a largura real, fig.2.10), definido a partir da teoria de placas comprimidas, através das seguintes expressões:

Elementos internos:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.055 \cdot (3+\psi)}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad (2.8.)$$

Em que $\bar{\lambda}_p$ representa a esbelteza normalizada do elemento de placa, obtida através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr}} \right)^{0.5} = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.9.)$$

sendo:

t espessura do elemento de placa;

σ_{cr} a tensão crítica do elemento de placa;

k_σ coeficiente de encurvadura, definido na fig. 2.10, sendo função de ψ ;

$\bar{b}$ largura definida de acordo com o quadro seguinte.

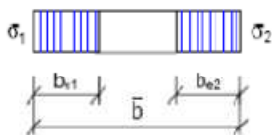
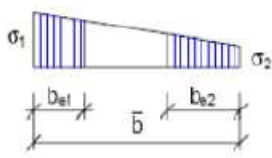
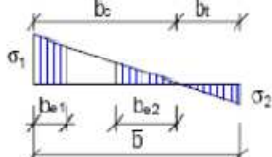
Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 < \psi < 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$0 < \psi < 1$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Factor de Encurvadura K_σ	4.0	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98 (1 - \psi)^2$

Fig.2.10 – Elementos internos: factor de encurvadura k_σ e localização das zonas efectivas

3

DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

3.1. SUMÁRIO

Ao longo deste capítulo referem-se em termos gerais as regras indicadas nos EC0, EC2, EC3 e normas espanholas que as estruturas em estudo devem seguir relativamente ao dimensionamento em relação aos estados limites.

3.2. DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

3.2.1. GENERALIDADES

O dimensionamento em relação aos estados limites deve basear-se na utilização de modelos estruturais e de acções adequadas aos estados limites a considerar.

Deve verificar-se que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam nesses modelos os valores de cálculo relativos:

- acções,
- propriedades dos materiais,
- grandezas geométricas

As verificações devem ser efectuadas para todas as situações de projecto e casos de carga apropriados.

3.2.2. SITUAÇÕES DE PROJECTO

As situações de projecto devem ser classificadas como persistentes, transitória ou acidentais.

Deve seleccionar-se as situações de projecto relevantes, tendo em conta as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função.

As situações de projecto devem ser classificadas nas seguintes categorias

- situações de projecto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização;
- situações de projecto transitórias, correspondentes a condições temporárias aplicáveis à estrutura, como, por exemplo, durante a construção ou a reparação;
- situações de projecto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita à acção dos sismos.

Os requisitos devem ser satisfeitos com base no método dos coeficientes parciais, a apresentar na próxima secção.

Tendo por base o referido anteriormente neste trabalho as situações de projecto consideradas são as persistentes e sísmica. No capítulo 5 as mesmas são verificadas.

Para uma determinada verificação devem ser seleccionados os casos de carga, identificando as disposições de carga compatíveis e os conjuntos de deformações e de imperfeições que devam ser considerados simultaneamente com acções variáveis fixas e com acções permanentes.

Devem ser tomados em consideração eventuais desvios nas direcções ou posições consideradas para as acções.

3.2.3. MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS

Quando se utilizar o método dos coeficientes parciais, deve verificar-se, para todas as situações de projecto, que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam, nos modelos de cálculo, os valores de cálculo das acções ou dos efeitos das acções e das resistências.

Para as situações de projecto seleccionadas e correspondentes estados limites, as acções relativas aos diferentes casos de carga devem ser combinados como especificado nas próximas secções. No entanto, as acções que, por exemplo, por razões físicas, não podem ocorrer simultaneamente, não devem ser consideradas na mesma combinação.

Os valores de cálculo devem ser obtidos utilizando:

- O valor característico;
- Outros valores representativos;
- Coeficientes parciais de segurança.

3.3. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

3.3.1. GENERALIDADES

Devem ser classificados com estados limites últimos os que se referem:

- À segurança das pessoas e/ou;
- À segurança da estrutura.

Os estados que precedem o colapso estrutural e que, por simplificação, são considerados em vez do colapso propriamente dito, podem ser tratados como estados limites últimos.

Quando for pertinente, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos:

- Perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- Ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parede da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- Rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

Ao longo deste trabalho apenas os primeiros dois pontos da lista anterior são estudados. Salienta-se a importância de um estudo sobre a fadiga nas estruturas a dimensionar, mas restrições ao nível de tempo disponível impediram essa análise. De acordo com o explicado, no capítulo 6 indica-se a pertinência de um estudo sobre a fadiga.

3.3.2. COMBINAÇÕES FUNDAMENTAIS DAS ACÇÕES

As combinações dos efeitos das acções a considerar devem basear-se:

- No valor de cálculo da acção variável de base da combinação;
- Nos valores de cálculo correspondentes aos valores de combinação das acções variáveis acompanhantes.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1.)$$

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial relativo à acção permanente j (=1,35);

$G_{k,j}$ valor característico da acção permanente j;

$\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial relativo à acção variável 1 (=1,50);

$Q_{k,1}$ valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial relativo à acção variável i (=1,50);

$\psi_{0,i}$ coeficiente para a determinação do valor de combinação da acção variável i;

$Q_{k,i}$ valor característico da acção variável acompanhante i;

Combinações de acções para situação de projectos sísmicas (RSA):

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{GiK} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{QjK} \quad (3.2.)$$

S_{GiK} esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Ek} esforço resultante de uma acção sísmica, tomada com o seu valor nominal;

S_{QjK} esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base; tomada com o seu valor característico;

γ_q coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{2j} coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem;

$\gamma_q=1,5$ para todas as acções variáveis;

3.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3

3.4.1. GENERALIDADES

Após a escolha do método de análise da estrutura e a determinação dos valores de cálculo dos esforços de dimensionamento, procede-se à verificação de segurança da estrutura. De acordo com o EC3, a verificação de segurança de uma estrutura contabiliza dois aspectos fundamentais, os quais estão

relacionados com a verificação de segurança das secções (a tensões directas) e a verificação de segurança das barras (incorporando a influência da estabilidade das barras).

3.4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS SECÇÕES

A verificação de segurança de uma secção tem como objectivo limitar a tensão máxima numa secção à tensão de cedência do material. Como numa secção actuam simultaneamente diferentes tipos de esforços, a verificação tem de ter em consideração o efeito da interacção entre esforços. O EC3-1-1 considera quatro tipos de verificação de segurança de uma secção, consoante o esforço a que está submetida: esforço normal, momento flector, esforço transversal e momento torsor. É necessário efectuar as verificações de segurança para esforços isolados associados a tensões normais, de acordo com (y e z são os eixos principais centrais da secção) e também a tensões tangenciais. Claro que o cálculo dos esforços resistentes associados a tensões normais, vai depender sobretudo da classe da secção.

Todas as secções transversais podem ser objecto de uma verificação elástica, em relação à sua resistência elástica, qualquer que seja a sua classe, desde que, no caso da verificação das secções transversais da classe 4 sejam utilizadas as propriedades da secção transversal efectiva.

A resistência plástica das secções transversais deve ser verificada através de uma distribuição de tensões em equilíbrio com os esforços internos, em que não seja excedida a tensão de cedência. Esta distribuição de tensões deve ser compatível com as deformações plásticas que lhe estão associadas.

Considera-se que uma secção transversal é capaz de desenvolver toda a sua resistência plástica à flexão quando todos os seus elementos comprimidos são da Classe 1 ou da Classe 2.

Quando todos os elementos comprimidos de uma secção transversal são da Classe 3, a sua resistência deve ser calculada com base numa distribuição elástica de extensões na secção. As tensões de compressão nas fibras extremas devem ser limitadas à tensão de cedência.

Para secções de classe 4, a verificação de segurança é idêntica à das secções de classe 3, mas requer o conhecimento das propriedades “efectivas” das secções.

3.4.2.1. Coeficientes Parciais relativamente às resistências

Os coeficientes parciais γ_M devem ser aplicados, aos diversos valores característicos da resistência indicados no presente capítulo, do seguinte modo:

- Resistência de secções transversais de qualquer classe, $\gamma_{M0} = 1,0$;
- Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais, $\gamma_{M1} = 1,0$;
- Resistência à rotura das secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação, $\gamma_{M2} = 1,25$;

3.4.2.2. Propriedades das secções

As propriedades da secção bruta devem ser determinadas com base nas suas dimensões nominais. Não é necessário deduzir os furos das ligações, mas outras aberturas maiores devem ser tomadas em consideração. Os elementos de cobrejunta não devem ser incluídos.

A área útil de uma secção transversal (A_{net}) deve ser considerada igual à sua área bruta deduzida de todas as parcelas relativas a furos e a outras aberturas. No cálculo das propriedades da secção útil, a dedução de um furo de ligação deve corresponder à área bruta da secção transversal (A) do furo no plano do seu eixo.

3.4.2.3. Tracção

O valor de cálculo do esforço de tracção actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.3.)$$

No caso de secções com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção $N_{t,Rd}$ deve ser considerado igual ao menor dos seguintes valores:

- o valor de cálculo do esforço normal plástico resistente da secção bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.4.)$$

- o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.5.)$$

Caso seja necessário assegurar a sua capacidade de deformação plástica, o valor de cálculo do esforço normal plástico resistente, $N_{pl,Rd}$, deve ser inferior ao valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação, $N_{u,Rd}$.

3.4.2.4. Compressão

O valor de cálculo do esforço de compressão actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.6.)$$

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme $N_{c,Rd}$ deve ser determinado do seguinte modo:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais classe 1,2 ou 3} \quad (3.7.)$$

$$N_{c,rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para as secções transversais classe 4} \quad (3.8.)$$

Os furos das ligações nos elementos comprimidos podem ser ignorados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação, excepto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados.

No caso de secções assimétricas da Classe 4, tomar em consideração o momento adicional actuante ΔM_{Ed} , devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectiva (A_{eff}) e bruta.

3.4.2.5. Momento flector

O valor de cálculo do momento flector actuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.9.)$$

em que o valor de $M_{c,Rd}$ é determinado tendo em conta os furos das ligações.

O valor de cálculo do momento flector resistente de uma secção transversal em relação a um dos seus eixos principais é determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{secções transversais das Classes 1 ou 2} \quad (3.10.)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{secções transversais das Classes 3} \quad (3.11.)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{secções transversais das Classes 4} \quad (3.12.)$$

$W_{el,min}$ e $W_{eff,min}$ os módulos de flexão referem-se à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada.

No caso de flexão desviada, em relação a ambos os eixos principais da secção, devem ser utilizados os métodos indicados em 3.4.2.9. Os furos das ligações no banzo traccionado podem ser ignorados desde que nesse banzo:

$$\frac{A_{f,net0,9f_u}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_{f,f_y}}{\gamma_{M0}} \quad (3.13.)$$

A_f é a área do banzo traccionado

Os furos das ligações na zona traccionada da alma podem ser ignorados desde que o limite indicado em seja respeitado na totalidade da zona traccionada, incluindo o banzo traccionado e a zona traccionada da alma. Os furos das ligações na zona comprimida da secção transversal podem ser ignorados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação, excepto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados.

3.4.2.6. Esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal actuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,rd}} \leq 1.0 \quad (3.14.)$$

em que $V_{c,rd}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente.

No caso de um cálculo plástico, $V_{c,rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente $V_{pl,Rd}$ definido em (3.15). No caso de um cálculo elástico, $V_{c,rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transversal resistente elástico, calculado de acordo com (3.16) e (3.17).

Na ausência de torção, o valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente é dado por:

$$V_{c,rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.15.)$$

A_v é a área resistente ao esforço transversal

A área resistente ao esforço transversal A_v pode ser calculada do seguinte modo:

Secções laminadas rectangulares ocas de espessura uniforme:

- carga paralela à altura $Ah/(b + h)$
- carga paralela à largura $Ab/(b + h)$

Para se verificar o esforço transversal resistente elástico, $V_{c,rd}$ pode utilizar-se o seguinte critério relativo a um ponto crítico da secção transversal, a não ser que se aplique a verificação em relação à encurvadura especificada na secção 5 da EN 1993-1-5:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad (3.16.)$$

Em que τ_{Ed} pode ser obtido através de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t} \quad (3.17.)$$

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transversal actuante

S momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção,

I momento de inércia da totalidade da secção transversal

t espessura da secção no ponto considerado

Além disso, no caso de almas sem reforços intermédios, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal deve ser efectuada de acordo com a secção 5 da EN 1993-1-5, se:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (3.18.)$$

Para obter o valor de η ver secção 5 da EN 1993-1-5.

O valor de η pode ser considerado igual a 1,0, de forma conservativa.

Os furos das ligações não necessitam de ser considerados na verificação em relação ao esforço transversal, excepto na determinação do seu valor de cálculo nas zonas de ligação indicadas na EN 1993-1-8.

Nos casos em que o esforço transversal se encontre associado a um momento torsor, o esforço transversal plástico resistente $V_{pl,Rd}$ deve ser reduzido.

3.4.2.7. Torção

No caso de elementos sujeitos a torção em que seja possível ignorar as deformações de distorção, o valor de cálculo do momento torsor actuante T_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{rd}} \leq 1.0 \quad (3.19.)$$

T_{rd} valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal

O momento torsor total actuante T_{Ed} em qualquer secção transversal deve ser considerado igual à soma de dois efeitos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (3.20.)$$

em que:

$T_{t,Ed}$ é o momento torsor de St. Venant actuante

$T_{w,Ed}$ é o momento torsor não uniforme (de empenamento) actuante

Os valores de $T_{t,Ed}$ e $T_{w,Ed}$ em qualquer secção transversal podem ser determinados a partir de T_{Ed} através de uma análise elástica, tendo em conta as propriedades da secção do elemento, as condições de ligação nos apoios e a distribuição das acções ao longo do elemento.

Devem ser tomadas em consideração as seguintes tensões devidas à torção:

- as tensões tangenciais actuantes $\tau_{t,Ed}$ devidas à torção de St. Venant $T_{t,Ed}$;
- as tensões normais longitudinais actuantes $\sigma_{w,Ed}$ devidas ao bimomento B_{Ed} e as tensões tangenciais actuantes $\tau_{w,Ed}$ associadas à torção não uniforme $T_{w,Ed}$.

Simplificadamente, pode-se considerar que os efeitos de empenamento por torção num elemento de secção transversal oca fechada, como num perfil tubular, podem ser ignorados. Também a título simplificativo, podem ignorar-se os efeitos da torção de St. Venant num elemento de secção transversal aberta, como num perfil em I ou H.

Como no presente estudo as secções transversais são ocas, o que resulta apenas na contabilização da torção de St. Venant, a expressão da tensão resulta em:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{t,Ed}}{2A_c t} \quad (3.21.)$$

Onde:

t espessura onde a tensão é calculada

A_c área limitada pelo eixo médio da secção transversal

No caso de uma combinação de esforço transversal e momento torsor, o valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente com torção deverá ser reduzido de $V_{pl,Rd}$ para $V_{pl,T,Rd}$ e o valor de cálculo do esforço transversal actuante deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.22.)$$

O valor de $V_{pl,T,Rd}$ pode ser determinado através da expressão seguinte para uma secção estrutural oca:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y/(\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (3.23.)$$

3.4.2.8. Flexão com esforço transversal

Na presença de esforço transversal, os seus efeitos devem ser tomados em consideração no cálculo do momento flector resistente.

Nos casos em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal plástico resistente, o seu efeito sobre o momento flector resistente pode ser desprezado, excepto se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal.

No caso contrário, o momento flector resistente reduzido deve ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adoptando-se, na área resistente ao esforço transversal, uma tensão de cedência reduzida $(1-\rho)f_y$.

Em que

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.24.)$$

No caso da existência de torção, ρ deve ser calculado a partir de

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.25.)$$

mas o seu valor deve ser considerado igual a 0 quando $V_{Ed} < 0.5V_{pl,T,Rd}$.

3.4.2.9. Flexão composta

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento flector plástico resistente deve ser tomado em consideração.

No caso de secções transversais das Classes 1 e 2, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3.26.)$$

em que

$M_{N,Rd}$ é o valor de cálculo do momento flector plástico resistente reduzido pelo esforço normal
 N_{Ed}

No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector plástico resistente, em relação ao eixo y-y, quando os dois critérios seguintes são satisfeitos:

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times N_{pl,Rd} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.28.)$$

No caso de secções duplamente simétricas, em I ou H, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector plástico resistente, em relação ao eixo z-z, quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.29.)$$

No caso de secções rectangulares ocas de espessura uniforme, e de secções soldadas em caixão com banzos e almas iguais, podem utilizar-se as seguintes expressões aproximadas, quando não for necessário tomar em consideração os furos das ligações:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_w) \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.30.)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_f) \quad \text{mas} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.31.)$$

Em que:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (3.32.)$$

$$a_w = (A - 2b \times t) / A \quad \text{mas} \quad a_w \leq 0.5 \quad \text{secções ocas}$$

$$a_f = (A - 2h \times t_w) / A \quad \text{mas} \quad a_f \leq 0.5 \quad \text{secções ocas}$$

No caso de flexão desviada pode adoptar-se o seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (3.33.)$$

em que

α e β são constantes que podem, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

Para secções rectangulares ocas:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \text{ mas } \alpha = \beta \leq 6 \quad (3.34.)$$

No caso de secções transversais da Classe 3, e na ausência de esforço transverso, a tensão longitudinal máxima deve satisfazer o critério:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.35.)$$

$\sigma_{x,Ed}$ é o valor de cálculo da tensão longitudinal local actuante devida ao momento flector e ao esforço normal, tendo em conta, quando necessário, os furos das ligações

No caso de secções transversais da Classe 4, e na ausência de esforço transverso, a tensão longitudinal actuante máxima $\sigma_{x,Ed}$, calculada com base nas secções transversais efectivas, deverá satisfazer o critério:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.36.)$$

$\sigma_{x,Ed}$ é o valor de cálculo da tensão longitudinal local actuante devida ao momento flector e ao esforço normal, tendo em conta, quando necessário, os furos das ligações

O critério seguinte deve ser satisfeito:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}}{W_{eff,y,min} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \times e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (3.37.)$$

em que

A_{eff} área efectiva da secção transversal, quando submetida a compressão uniforme

$W_{eff,min}$ módulo de flexão efectivo da secção transversal (referente à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada), quando submetida apenas a um momento flector em relação ao eixo considerado

e_N afastamento entre os centros de gravidade da área efectiva (A_{eff}) e da área bruta da secção transversal, quando esta se encontra submetida apenas à compressão

3.4.2.10. Flexão composta com esforço transversal

Na presença de esforço normal e de esforço transversal, os seus efeitos devem ser tomados em consideração no cálculo do momento flector resistente.

Se o valor de cálculo do esforço transversal actuante V_{Ed} não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente $V_{Pl,Rd}$, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes para a flexão composta, excepto se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal.

No caso de V_{Ed} exceder 50% de $V_{Pl,Rd}$, os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta devem ser calculados adoptando-se, na área resistente ao esforço transversal, uma tensão de cedência reduzida:

$$(1-\rho)f_y \quad (3.38.)$$

Em que ρ corresponde às equações (3.24) ou (3.25).

3.4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS BARRAS

3.4.3.1. Generalidades

A verificação de segurança de uma barra tem como objectivo limitar um esforço (ou combinação de esforços) associado a tensões normais a um valor limite que tem em consideração a influência de possíveis fenómenos de instabilidade global da barra. Os esforços associados a tensões normais são, obviamente, o esforço normal e o momento flector. Os fenómenos de instabilidade global podem ser:

- encurvadura por flexão e/ou flexão-torção de colunas;
- encurvadura lateral por flexão-torção de vigas ou vigas-coluna.

3.4.3.2. Elementos uniformes comprimidos

Um elemento comprimido deve ser verificado em relação à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.39.)$$

N_{Ed} valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;

No caso de elementos com secções assimétricas da Classe 4, deve considerar-se o momento adicional ΔM_{Ed} associado à excentricidade do eixo neutro da secção efectiva, e verificar-se os efeitos da interacção de esforços.

O valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido deve ser considerado igual a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3} \quad (3.40.)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 4} \quad (3.41.)$$

χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

Para a determinação de A e A_{eff} , não é necessário ter em conta os furos das ligações nas extremidades das colunas.

No caso de elementos solicitados à compressão axial, o valor de χ , correspondente à esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$, deve ser determinado a partir da curva de encurvadura relevante, a partir de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (3.42.)$$

Em que:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.43.)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3} \quad (3.44.)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 4} \quad (3.45.)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{l_e^2} \quad (3.46.)$$

α é um factor de imperfeição;

l_e comprimento de encurvadura de um elemento em compressão;

N_{cr} valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta (E - módulo de elasticidade e I - inércia).

O factor de imperfeição α correspondente à curva de encurvadura apropriada, indicada na fig. 3.1, deve ser obtido a partir do quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura

Curva de encurvadura	a0	a	b	c	d
Factor de Imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Os valores do coeficiente de redução χ correspondente à esbelteza adimensional – $\bar{\lambda}$ podem ser obtidos da fig. 3.2.

Nos casos em que a esbelteza $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ os efeitos da encurvadura podem ser ignorados, devendo ser apenas efectuadas as verificações de segurança das secções transversais.

Secção transversal		Limites	Encurva- dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	A ₀
		enformadas a frio	qualquer	c	c

Fig.3.1 – Curva de encurvadura para secções tubulares

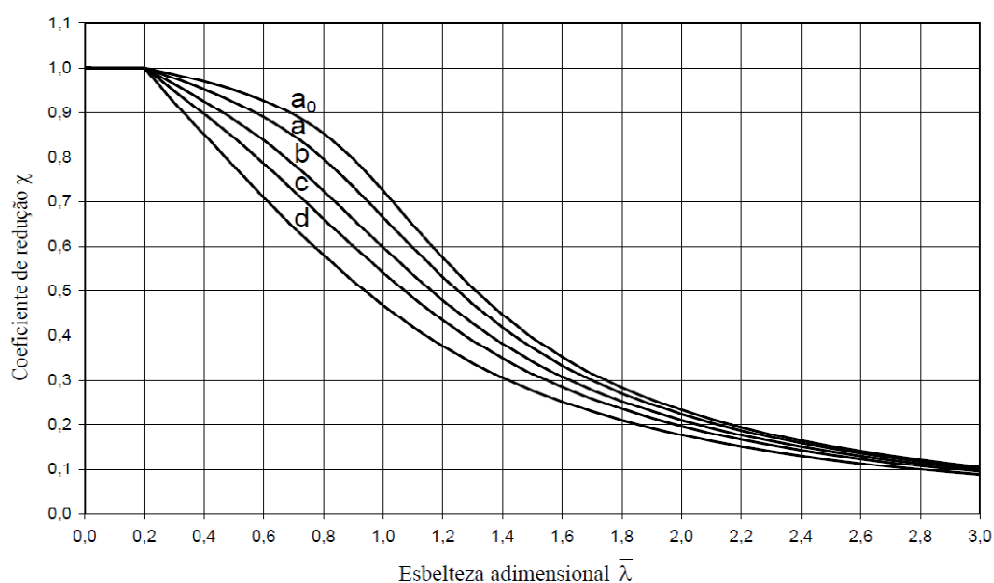


Fig.3.2 – Curvas de encurvadura

Os comprimentos de encurvadura, l_e , para colunas isoladas, podem ser representados pela fig.3.3.

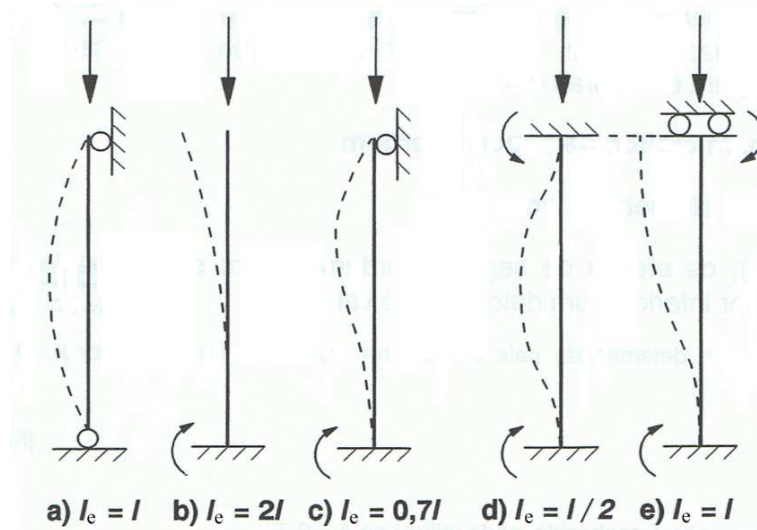


Fig.3.3 – Comprimentos de encurvadura para elementos isolados

A determinação da carga crítica de Euler N_{cr} tem por base o anexo E ENV 1993-1-1 relativamente à determinação dos comprimentos de encurvadura para estruturas porticadas.

A quantificação do valor do comprimento de encurvadura, pode ser dada por:

- estrutura de nós fixos (fig. 3.4):

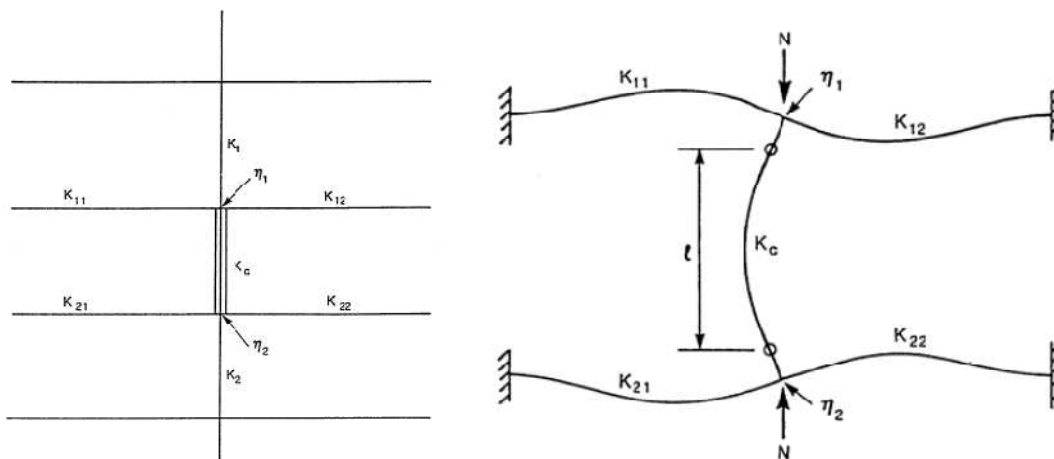


Fig.3.4 – Esquema de uma estrutura de nós fixos

$$\frac{l_e}{L} = \frac{[1+0.145(\eta_1+\eta_2)-0.265\eta_1\eta_2]}{[2-0.364(\eta_1+\eta_2)+0.247\eta_1\eta_2]} \quad (3.47.)$$

- estrutura de nós móveis (fig. 3.5):

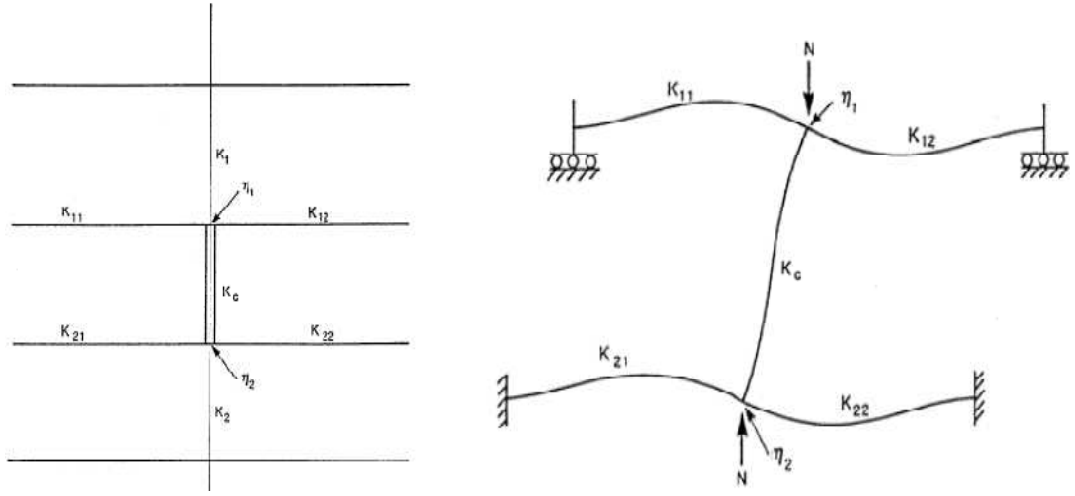


Fig.3.5 – Esquema de uma estrutura de nós móveis

$$\frac{l_e}{L} = \left[\frac{1-0.2(\eta_1+\eta_2)-0.12\eta_1\eta_2}{1-0.8(\eta_1+\eta_2)+0.6\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} \quad (3.48.)$$

L comprimento do elemento em estudo;

Os factores de distribuição η_1, η_2 são dados por:

Nó superior:

$$\eta_1 = \frac{K_c + k_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (3.49.)$$

Nó inferior:

$$\eta_2 = \frac{K_c + k_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (3.50.)$$

K_c é o coeficiente de rigidez do pilar a estudar, e é dado por $\frac{I}{L}$;

I Inércia mobilizada em função do modo de encurvadura a estudar;

k_1, k_2 coeficiente de rigidez dos pilares adjacentes;

k_{ij} coeficiente de rigidez efectivos das vigas adjacentes;

Para estimar os coeficientes de rigidez das vigas (modelo de pórtico) presentes nas estruturas ver quadros 3.2 e 3.3.

Quadro 3.2 – Coeficiente de rigidez efectivo da viga

Condições de restrição rotacional nas extremidades da viga	Coeficiente de rigidez efectivo do elemento K
Fixa	$1,0 \frac{I}{L}$
Apoiada	$0,75 \frac{I}{L}$
Rotação nas extremidades (dupla curvatura)	$1,5 \frac{I}{L}$
Rotação igual e oposta nas extremidades (curvatura única)	$0,5 \frac{I}{L}$
Caso Geral. Rotação θ_a na extremidade mais próxima e θ_b na extremidade mais afastada	$(1 + \frac{0,5\theta_b}{\theta_a}) \frac{I}{L}$

Quadro 3.3 – Expressões aproximadas para o coeficiente da rigidez da viga sujeita a compressão axial

Condições de restrição rotacional nas extremidades da viga	Coeficiente de rigidez efectivo do elemento K
Fixa	$1,0 \frac{I}{L} (1 - 0,4 \frac{N}{N_E})$
Apoiada	$0,75 \frac{I}{L} (1 - 1,0 \frac{N}{N_E})$
Rotação nas extremidades (dupla curvatura)	$1,5 \frac{I}{L} (1 - 0,2 \frac{N}{N_E})$
Rotação igual e oposta nas extremidades (curvatura única)	$0,5 \frac{I}{L} (1 - 1,0 \frac{N}{N_E})$

Para os casos de pilar encastrado na base e simplesmente apoiado o factor de distribuição é dado respectivamente por $\eta = 0$ e $\eta = 1$.

3.4.3.3. Elementos uniformes em flexão

A estabilidade à encurvadura lateral depende dos seguintes factores: forma da secção transversal, condições de apoio e grau de travamento do banzo comprimido, tipo de carregamento, nível de aplicação das cargas, imperfeições iniciais e tensões residuais.

Um elemento, sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia, deve ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.51.)$$

em que:

M_{Ed} valor de cálculo do momento flector actuante

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura.

As vigas cujo banzo comprimido tem um travamento lateral suficiente não são susceptíveis à encurvadura lateral. Além disso, as vigas com certos tipos de secções transversais, como por exemplo **secções tubulares quadradas** ou circulares, secções circulares soldadas ou secções em caixão quadradas, não são susceptíveis à encurvadura lateral. Secções com elevada rigidez de torção e flexão lateral, como as **secções fechadas ocas dispensam a verificação à encurvadura lateral**.

O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura de uma viga sem contraventamento lateral deve ser considerado igual a:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times w_y \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.52.)$$

em que:

w_y é o módulo de flexão adequado considerado do seguinte modo:

- $w_y = W_{pl,y}$ para as secções transversais das Classes 1 ou 2
- $w_y = W_{el,y}$ para as secções transversais da Classe 3
- $w_y = W_{eff,y}$ para as secções transversais da Classe 4

χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral.

No presente trabalho apenas se admite o recurso a secções tubulares rectangulares ou quadradas, considera-se então $\chi_{LT} = 1$, desprezando-se este tipo de instabilidade.

3.4.3.4. Elementos uniformes em flexão composta com compressão

A estabilidade dos elementos uniformes com secções transversais duplamente simétricas não susceptíveis à distorção, deve ser verificada como indicado nas cláusulas seguintes, nas quais se faz uma distinção entre:

- elementos não susceptíveis às deformações por torção, por exemplo, secções tubulares circulares ou secções travadas em relação à torção;
- elementos susceptíveis às deformações por torção, por exemplo, elementos com secções transversais abertas e não travadas em relação à torção.

A verificação da resistência de elementos de sistemas estruturais pode ser efectuada com base em elementos individuais de vão simples, considerados como retirados do sistema. Devem ser tidos em

consideração os efeitos de segunda ordem devidos ao deslocamento lateral do sistema (efeitos $P-\Delta$), quer na determinação dos momentos nas extremidades do elemento, quer por meio de comprimentos de encurvadura adequados.

Os elementos solicitados à flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.53.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.54.)$$

em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções da Classe 4, ver quadro 3.4.

χ_y e χ_z são os coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão,

χ_{LT} coeficiente de redução devido à encurvadura lateral,

K_{yy} , K_{zy} , K_{yz} , K_{zz} factores de interacção

Quadro 3.4 – Valores de $N_{RK} = f_y A_i$, $M_{i,RK} = f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
w_y	$w_{pl,y}$	$w_{pl,y}$	$w_{pl,y}$	$w_{eff,y}$
w_z	$w_{pl,z}$	$w_{pl,z}$	$w_{pl,z}$	$w_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Os factores de interacção K_{yy} , K_{zy} , K_{yz} , K_{zz} dependem do método escolhido, o qual pode ser o 1 ou 2. O método seguido para a determinação dos factores de interacção k_{ij} é o 2 apresentado no anexo B do EC3-1-1. O método 2 apresenta como vantagem uma maior facilidade de cálculos dos coeficientes de interacção relativamente ao método 1, tendo sido desenvolvido pelas Universidades Técnicas de Graz e de Berlim.

Os factores dos momentos equivalentes uniformes C_{my} , C_{mz} , e C_{mLT} podem ser determinadas a partir das fig.3.6 a 3.8. O factor C_{my} relaciona a flexão no plano segundo o eixo principal (y), C_{mz} relaciona a flexão no plano segundo o eixo secundário (z) e C_{mLT} relaciona-se com encurvadura lateral.

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

Fig.3.6 – Factores de interacção k_{ij} para elementos não susceptíveis à deformação por torção

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

Fig.3.7 – Factores de interacção k_{ij} para elementos susceptíveis à deformação por torção

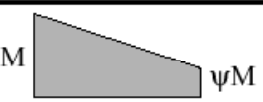
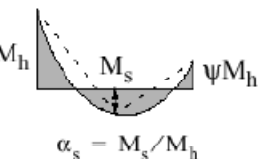
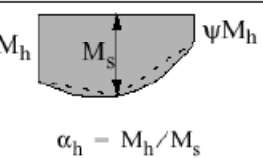
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
		carga uniforme	carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$ $-1 \leq \psi \leq 1$ $-1 \leq \alpha_s < 0$ $0 \leq \psi \leq 1$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ $0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ $0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ $-0,8\alpha_s \geq 0,4$ $0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$ $-1 \leq \psi \leq 1$ $-1 \leq \alpha_h < 0$ $0 \leq \psi \leq 1$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h$ $0,95 + 0,05\alpha_h$ $0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h$ $0,90 + 0,10\alpha_h$ $0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.			
C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuante entre as secções de travamento, de acordo com:			
coeficiente de momento	eixo de flexão	Secções travadas na direcção	
C_{my}	y-y	z-z	
C_{mz}	z-z	y-y	
C_{mLT}	y-y	y-y	

Fig.3.8 – Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m

3.5. ESTRUTURAS PLANAS EM TRELIÇA COMPOSTAS POR PERFIS TUBULARES QUADRADOS SOLDADOS

3.5.1. GENERALIDADES

Como se referiu no capítulo 1, as vigas em treliça compostas por perfis tubulares apresentam certas vantagens frente a outras que empreguem perfis tradicionais (I, H, etc), tais como: ligeireza, facilidade de transporte, menor superfície a proteger contra a corrosão e contra incêndios, soldaduras directas sem recorrer a placas de gusset ou a outros elementos que ampliam o peso e complicam a fabricação da estrutura bem como construções mais airosoas e esteticamente mais agradáveis.

As uniões entre os nós da viga em treliça compostas por perfis tubulares, realizam-se ligando directamente as barras entre si por soldadura, mas efectuando uma preparação dos extremos das barras de contraventamentos (montantes e diagonais) para que estas se adaptem perfeitamente à secção do banzo.

Os elementos que compõem as peças da treliça distinguem-se em banzos e barras de contraventamento (montantes e diagonais), ver fig. 3.9

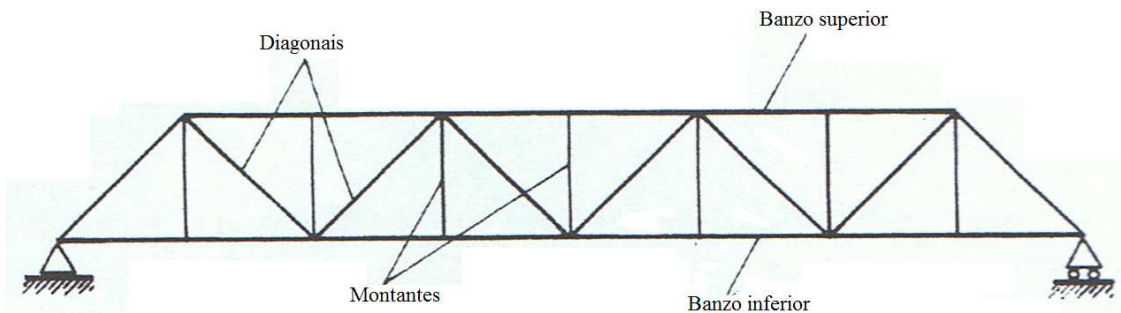


Fig.3.9 – Elementos constituintes de uma treliça plana

3.5.2. REQUISITOS GERAIS QUE ESTA CLASSE DE CONSTRUÇÃO TEM DE CUMPRIR

Supõe-se que os banzos da treliça são contínuos portanto as ligações referem-se às barras de contraventamento com os banzos.

O limite elástico do material dos perfis tubulares não deve ser superior a 355 N/mm^2 .

As resistências de cálculo das ligações entre perfis tubulares devem basear-se no modo de rotura aplicável segundo a secção 3.5.6.

A espessura das paredes dos tubos não deve ser inferior a 2,5 mm nem superior a 25 mm.

O coeficiente parcial de segurança para a resistência do nó deve ser $\gamma_{M5} = 1,0$.

3.5.3. CAMPO DE APLICAÇÃO DAS UNIÕES ENTRE OS PERFIS TUBULARES

As secções das barras comprimidas são de classe 1 ou 2.

Os ângulos entre os banzos e as barras de contraventamento devem ser superior a 30° .

Nos nós com espaçamento g entre as barras que ligam aos banzos, fig.3.10 a distância entre as barras de contraventamento não deve ser inferior a $t_1 + t_2$ (espessura das barras de contraventamento) com o

fim de assegurar espaço suficiente para realizar a soldadura satisfatoriamente. No capítulo 5 este tipo de nó é o considerado no dimensionamento das ligações.

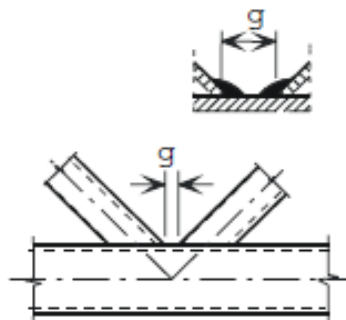


Fig.3.10 – Definição do espaçamento g

3.5.4. CÁLCULO

3.5.4.1. Determinação dos esforços nas barras

Em linhas gerais a análise de esforços axiais pode-se realizar supondo que as barras são ligadas por nós articulados quando:

- As características geométricas dos nós estão dentro do campo de validade especificado na fig.3.14 e 3.15.
- A relação entre o comprimento da barra e a sua altura no plano da viga não seja menor que 12 para os banzos e 24 para as barras de contraventamento.

Tem de se incluir os momentos resultantes de cargas transversais aplicadas nos banzos entre os nós. Nesse caso as **barras de contraventamento consideram-se articuladas aos banzos**, os quais se comportam como **viga contínuas**, com apoios simples nos nós. No presente trabalho, este é o modelo a seguir face à possibilidade dos painéis de sinalização poderem-se localizar em qualquer parte de viga em treliça gerando assim momentos flectores.

Em uniões excêntricas (fig.3.11) podem desprezar-se, os momentos resultantes nas barras de contraventamento e banzos trabalhando à tracção, mas não nos banzos solicitados à compressão se as excentricidades estão dentro dos limites indicados na equação (3.55). Neste caso os momentos devidos à excentricidade devem distribuir-se apenas entre as barras do banzo em função da rigidez relativa I/l (I momento de inércia e, l comprimento da barra medida entre nós).

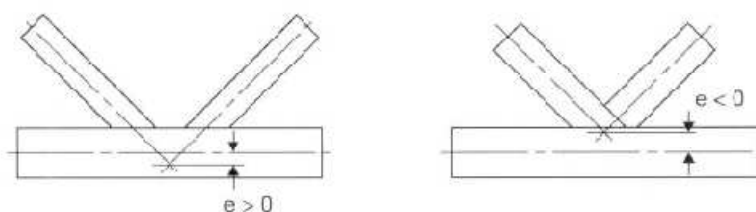


Fig.3.11 – União com espaçamento e excentricidade positiva (esquerda) e negativa (direita)

Os limites das excentricidades devem obedecer a:

$$-0,55 h_0 \leq e \leq 0,25 h_0 \quad (3.55.)$$

Quando as excentricidades estão fora dos limites indicados os momentos resultantes das excentricidades deve ter-se em conta no cálculo das uniões e dos banzos solicitados à compressão. Então para este caso os momentos devidos à excentricidade devem distribuir-se entre todas barras que juntam no nó, em função dos seus coeficiente de rigidez relativa I/l

3.5.4.2. Comprimentos de encurvadura

Os comprimentos de encurvadura l_e das barras que formam os banzos devem tomar-se iguais a $0,9l$ (l , distância entre os nós no plano e, fora do plano, distância entre nós fixos).

O comprimento de encurvadura das barras de contraventamento pode tomar-se igual a $0,75l$ no plano e fora do plano se as barras estão soldadas ao redor do seu perímetro aos banzos também de perfil tubular.

3.5.4.3. Esbeltezas limites

Em peças comprimidas recomenda-se que a esbelteza mecânica λ não supere o valor de 200 nos elementos principais, podendo alcançar 250 nos elementos secundários (barras de contraventamento). Para estrutura submetidas a cargas dinâmicas é aconselhável reduzir os valores anteriores.

Nas barras traccionadas que formam parte dos elementos principais da estrutura a esbelteza não deve exceder os 300, podendo admitir uma esbelteza de 400 para elementos secundários. Esta última limitação deve-se à facilidade das barras que compõem a treliça sofrerem golpes durante o transporte e montagem e se a sua esbelteza é grande, ficam deformadas, impedindo as barras de entrarem convenientemente em carga.

3.5.5. RECOMENDAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA DAS BARRAS DO NÓ

Em primeiro lugar na figura 3.12 indica-se os parâmetros geométricos relevantes para o cálculo da resistência das uniões. Estes parâmetros referem-se a dimensões das secções tubulares e ângulos dos elementos que constituem a ligação. Além do mais na fig.3.13 mostra-se os tipos de ligações mais comuns em estruturas planas em treliças. Os nós podem ser designados em função da disposição dos elementos que o constituem, isto é, em N, K, X, T e Y.

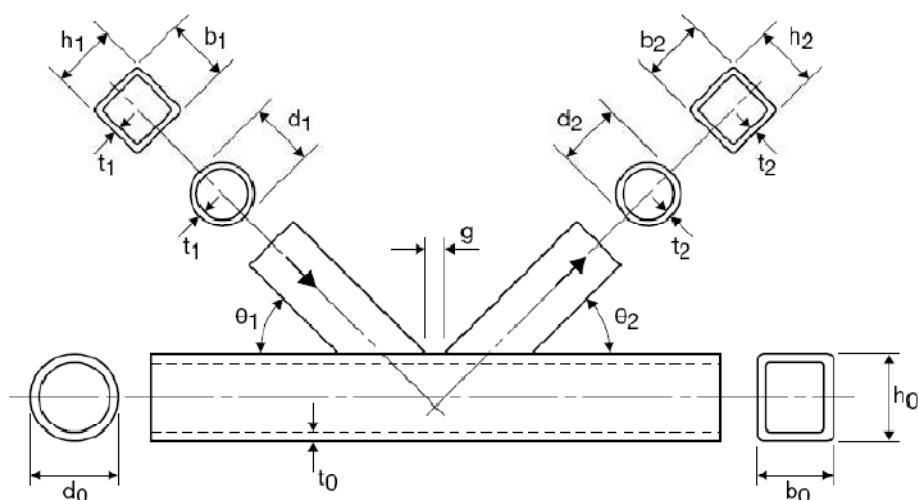


Fig.3.12 – Parâmetros geométricos relevantes das uniões com secções tubulares para os banzos e barras de contraventamento

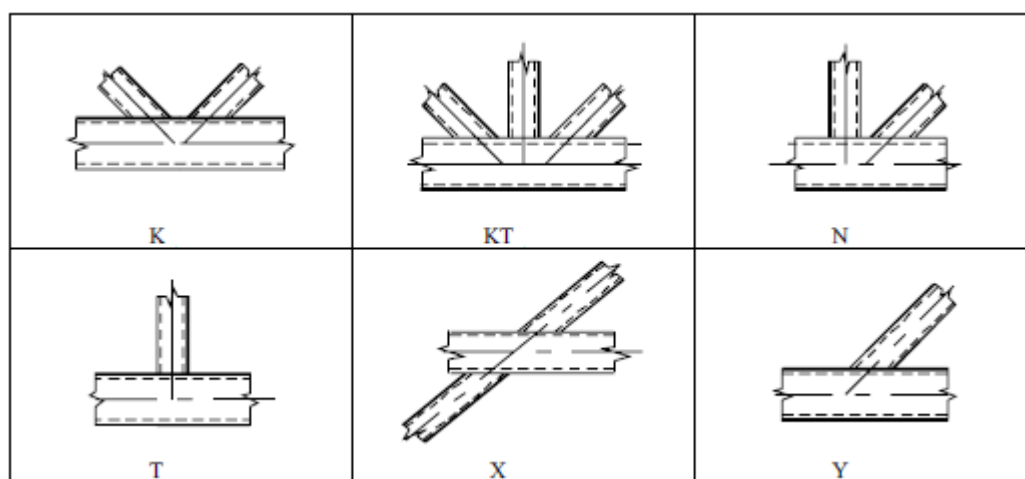


Fig.3.13 – Denominação dos tipos de uniões mais comuns em estruturas planas em treliça

A resistência do nó aumenta com a diminuição da relação entre o diâmetro e a espessura d_0/t_0 e com o aumento da relação entre a espessura do banzo e a espessura das barras de contraventamento t_0/t_i . A eleição da relação d_0/t_0 do banzo superior deve ser um meio-termo entre a resistência do nó e a resistência à encurvadura do mesmo elemento. Para o banzo inferior (tracção) a relação d_0/t_0 deve ser a mais pequena possível.

Visto que a resistência do nó aumenta com a relação entre a espessura do banzo e da barra de contraventamento t_0/t_i deve eleger-se para esta relação o valor mais alto possível. Além do mais deve ter-se em consideração que o volume de soldadura requerido para uma barra de contraventamento de parede delgada é menor que para uma barra de parede grossa com a mesma secção transversal.

Já que a resistência do nó depende do limite elástico do banzo pode ser aconselhável utilizar aço de maior resistência para os banzos que para as barras de contraventamento.

Em uniões em K com espaçamento são habituais relações $d_0/t_0=20$ a 30 e uma separação relativa g/t_0 de 4 a 10 . Para minimizar o nº de nós e permitir uma boa soldadura é aconselhável um ângulo $\theta = 40^\circ$. Para banzos solicitados à tracção a barra de contraventamento pode ser completamente eficaz se t_0/t_i é maior que $2,0$ aproximadamente.

3.5.6. MODOS DE ROTURA DO NÓ

No Eurocódigo 3 analisa-se a resistência do nó segundo a classe de perfis tubulares que constituem a treliça. Como no presente trabalho os perfis tubulares da treliça apresentam secções quadradas, apenas se indica para estes, as expressões para obter a resistência do cálculo do nó.

Os modos de rotura para perfis tubulares solicitados por esforços axiais e momentos flectores, são os seguintes:

- Rotura plástica da face do banzo;
- Rotura plástica da parede lateral do banzo;
- Rotura por corte do banzo, em uniões sem recobrimento;
- Rotura por punçoamento do banzo induzidos pelas barras de contraventamento;
- Rotura por largura eficaz reduzida das peças das barras de contraventamento (fissuração das soldaduras ou nas barras de contraventamento);
- Rotura por encurvadura local de uma barra de contraventamento ou de o banzo.

3.5.7. SOLDADURA

Neste tipo de estruturas deve-se ter em conta que os custos da estrutura são muito influenciados pelos custos de fabricação, o que significa que devem minimizar-se os custos de corte, preparação dos extremos e soldaduras.

Para os nós soldados, a união deve executar-se normalmente ao redor do perímetro do perfil tubular.

A resistência de cálculo da soldadura por unidade de comprimento de um barra não deve ser inferior à resistência de cálculo da secção transversal da referida barra por unidade de comprimento. Em função do referido, a garganta a da soldadura (a explicar na secção 3.7.3) pode ser obtida a partir:

$$\frac{a}{t} \geq \sqrt{2} \left[\frac{f_y \beta_w \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}} \right] \quad (3.56.)$$

t espessura da secção tubular para o elemento que se pretende calcular a garganta do cordão de soldadura

Para um aço S275 ($\beta_w = 0,85$), com $\gamma_{M2} = 1,25$ e $\gamma_{M0} = 1,0$, resulta:

$$\frac{a}{t} \geq 0,96 \quad (3.57.)$$

Do ponto de vista da fabricação são preferíveis nós com espaçamento (seguidos neste trabalho) de que com sobreposição, por facilidades no corte, preparação dos extremos das barras, mas também por causa tolerâncias e inspecções.

3.5.8. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS NÓS SOLDADOS

Para se poder determinar os esforços máximos que as barras de contraventamento podem transmitir na união ($N_{i,Rd}$), a geometria dos nós tem de respeitar os limites indicados nas figuras 3.14 e 3.15.

Tipo de União	Parâmetros da união [$i = 1$ or 2 ,]					
	b_i/b_0	b_i/t_i	h_i/t_i ou d_i/t_i	h_0/b_0 e h_i/b_i	b_0/t_0 e h_0/t_0	Espaçamento b_i/b_j
	d_i/b_0	Compressão	Tração			
T, Y ou X	$b_i/b_0 \geq 0,25$	$b_i/t_i \leq 35$ e $h_i/t_i \leq 35$	$b_i/t_i \leq 35$ e $h_i/t_i \leq 35$		≤ 35 e Classe 2	—
K N com espaçamento	$b_i/b_0 \geq 0,35$ e $\geq 0,1 + 0,01 h_0/t_0$	Classe 2		$\geq 0,5$ mas $\leq 2,0$	≤ 35 e Classe 2	$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ mas $\leq 1,5(1 - \beta)^{1)}$ e como mínimo $g \geq t_1 + t_2$
¹⁾ $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ $g/b_0 > t_1 + t_2$ trata-se a união com duas uniões T ou Y independentes						

Fig.3.14 – Condições geométricas para nós soldados entre barras de contraventamento e banzos com secções tubulares quadradas

Tipo de Contraventamento	Tipo de Nó	Parâmetros do Nó	
Perfil Tubular quadrado	T, Y ou X	$b_i/b_0 \leq 0,85$	$b_0/t_0 \geq 10$
	K N _i com espaçamento	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$

Fig.3.15 – Condições geométricas adicionais para nós soldados entre barras de contraventamento e banzos com secções tubulares quadradas

Quando os nós obedecem aos limites descritos as resistências axiais máximas podem ser obtidas aplicando as seguintes expressões:

- Para nós em **T, Y e X** ($\beta \leq 0,85$):

$$N_{i,Rd} = \frac{K_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta)\sin\theta_i} \left(\frac{2}{\sin\theta_i} + 4(1-\beta)^{0,5} \right) / \gamma_{M5} \quad (3.58.)$$

- Para nós **K e N** com espaçamento ($\beta \leq 1,0$):

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9 \gamma^{0,5} K_n f_{y0} t_0^2}{\sin\theta_i} \left(\frac{b_1+b_2}{2b_0} \right) / \gamma_{M5} \quad (3.59.)$$

Em que:

f_{y0} tensão elástica de cálculo do banzo

$$\beta = \frac{b_1}{b_0} \text{ ou } \frac{(b_1 + b_2)}{(b_0)}$$

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0}$$

$$n = \left(\frac{\sigma_{0,sd}}{f_{y0}} \right) / \gamma_{M5}$$

Sendo $\sigma_{0,sd}$ a máxima tensão à compressão no cordão do nó, que se obtém aplicando:

$$\sigma_{0,sd} = \frac{N_{0,sd}}{A_0} + \frac{M_{0,sd}}{W_{el,0}} \quad (3.60.)$$

A_0 área transversal do cordão

$W_{el,0}$ módulo elástico resistente do banzo

$N_{0,sd}$ esforço axial do banzo

$M_{0,sd}$ momento transversal do banzo

Quando $n > 0$ (compressão)

$$K_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta} \quad \text{mas} \quad K_n \leq 1,0 \quad (3.61.)$$

Quando $n \leq 0$ (tracção) $K_n = 1,0$.

3.6. VERIFICAÇÕES DE DEFORMAÇÕES SEGUNDO A NORMA ESPANHOLA UNE135311-2008

3.6.1. SUMÁRIO

As seguintes considerações resultam da consulta da norma espanhola UNE135311-2008 relativa ao dimensionamento das estruturas de suporte de sinalização vertical. No capítulo 4 indica-se que considerações se tomaram, para determinar as acções na verificação da respectiva norma.

Esta norma estabelece o seu campo de aplicação, obrigando as estruturas em estudo a possuírem um gabarit mínimo de 5.25 m. Este valor deve ser cumprido pelas estruturas tipo a apresentar no capítulo 5.

Acrescenta-se o facto particular de as verificações de deformações da estrutura serem feitas em relação ao estado limite último, situação nada comum.

3.6.2. NÓS DE REFERÊNCIA PARA A DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Nos semi-pórticos os deslocamentos e as rotações dos nós das barras são determinados para os nós de referência representados na fig.3.16.

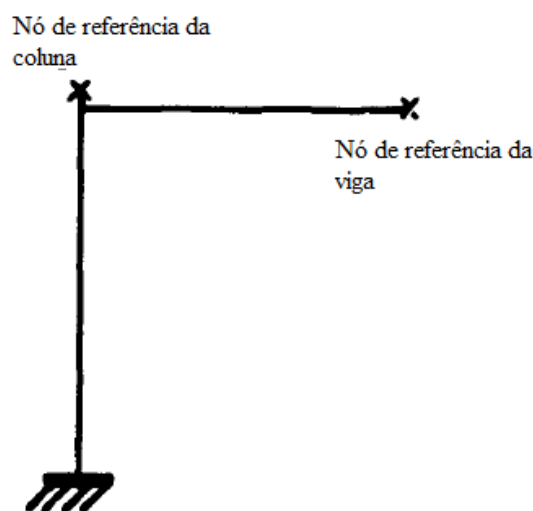


Fig.3.16 – Nós de referência para o semi-pórtico

Em pórticos, os deslocamentos dos nós e rotações das barras são relativos às extremidades superiores das colunas e ao centro da travessa, ver fig.3.17.

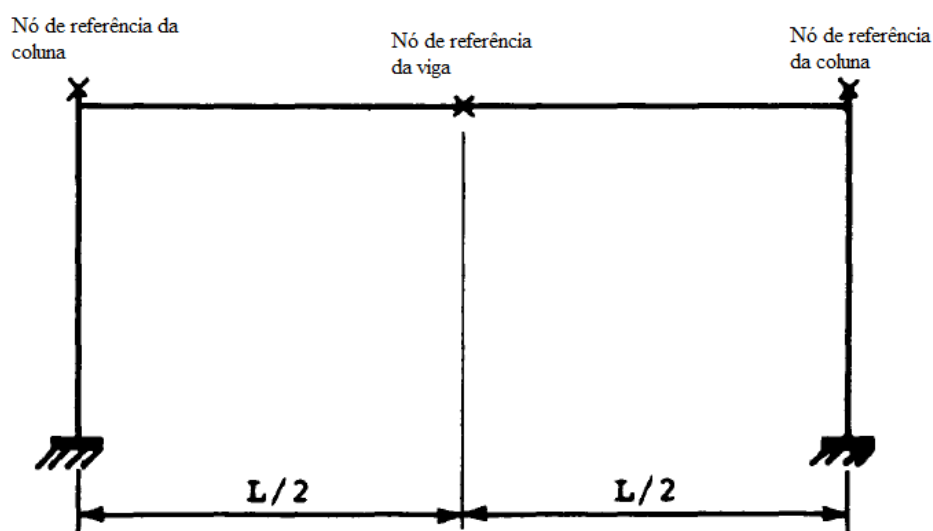


Fig.3.17 – Nós de referência para o pórtico

3.6.3. LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SEMI-PÓRTICOS E PÓRTICOS

Todos os nós de união entre as barras da estrutura consideram-se rígidos, podendo sofrer deslocamento e rotações em todas as direcções.

O nó da base da coluna, considera-se restringido em todas as direcções em relação aos deslocamentos e às rotações.

Para os semi-pórticos apresentam-se no quadro 3.5 os valores limites das deformações dos nós de referência em relação às cargas permanentes e sobrecargas de uso, fig. 3.18.

Quadro 3.5 – Valores limites das deformações em semi-pórticos para as acções permanentes

Vão, L (m)	Viga δ_y (m)	Coluna δ_x (m)
≤ 6	$\leq L/130$	$\leq H/300$
$6,1 \leq L \leq 6,5$	$\leq L/140$	$\leq H/300$
$6,6 \leq L \leq 7,5$	$\leq L/150$	$\leq H/300$
$7,6 \leq L \leq 8,5$	$\leq L/160$	$\leq H/300$
$8,6 \leq L \leq 9$	$\leq L/170$	$\leq H/300$
$\geq 9,1$	$\leq L/200$	$\leq H/300$

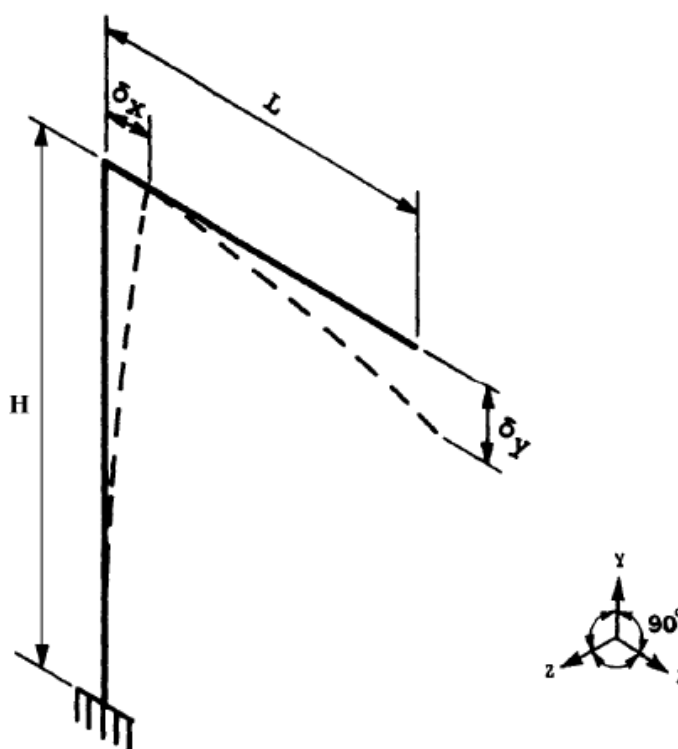


Fig.3.18 – Limites máximos de deformação dos semi-pórticos para acções permanentes

Para as acções do vento, as deformações máximas são as do quadro 3.6 e esquematizadas pela fig. 3.19.

Quadro 3.6 – Valores limites das deformações em semi-pórticos para as acções do vento

Viga		Coluna	
δ_z (m)	δ_z (m)	β_x (rad)	β_y (rad)
$L/20$	$H/100$	$\leq 0,01$	$\leq 0,04$

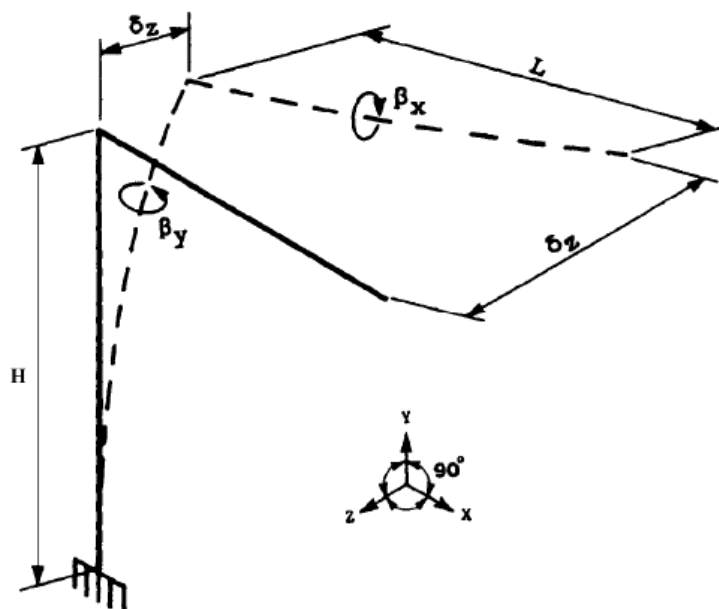


Fig.3.19 – Limites máximos de deformação dos semi-pórticos para acções do vento

No caso de pórticos adoptam-se os seguintes valores limites de deformações, relativamente às acções permanentes e sobrecargas, quadro 3.7 e fig.3.20.

Quadro 3.7 – Valores limites das deformações em pórticos para as acções permanentes

Vão, L (m)	Viga δ_y (m)	Colunas δ_x (m)
≤ 14	$\leq L/500$	$\leq H/300$
$14,1 \leq L \leq 18$	$\leq L/600$	$\leq H/300$
$18,1 \leq L \leq 22$	$\leq L/700$	$\leq H/300$
$22,1 \leq L \leq 25$	$\leq L/800$	$\leq H/300$
$\geq 25,1$	$\leq L/1000$	$\leq H/300$

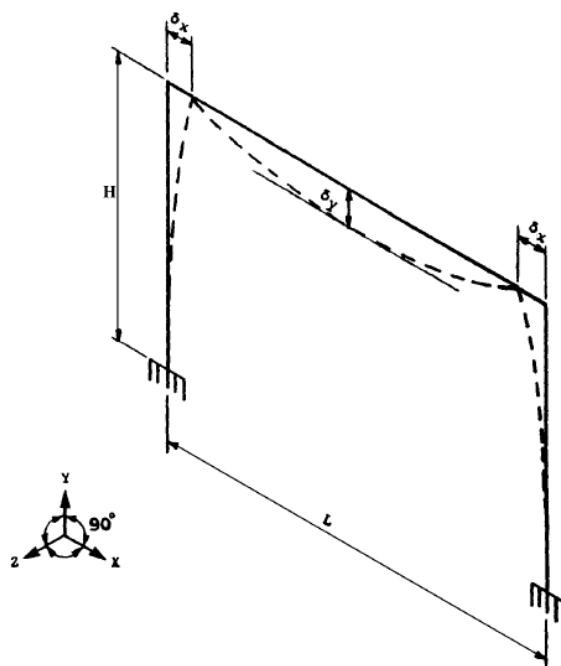


Fig.3.20 – Limites máximos de deformação dos pórticos para acções permanentes

Por último para acção do vento os limites de deformação dos pórticos são os indicados no quadro 3.8 e fig.3.21.

Quadro 3.8 – Valores limites das deformações em pórticos para a acção vento

Viga	Colunas
$\delta_z (m)$	$\delta_z (m)$
$L/60$	$H/75$

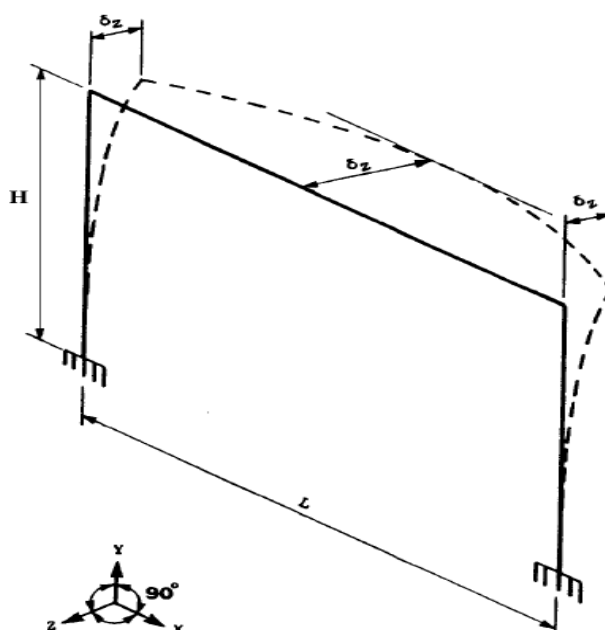


Fig.3.21 – Limites máximos de deformação dos pórticos para acções do vento

3.7. LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS

3.7.1. LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS POR PLACAS FRONTAIS

As ligações entre as próprias colunas e as vigas são realizadas por intermédio de placas frontais, que estão sujeitas a flexão, corte e torção. A localização destas ligações depende do comprimento máximo de fabricação cada tubo e tem como objectivo situar-se sempre que possível numa secção pouco esforçada. A localização destas placas é revelada no capítulo 5 aquando do dimensionamento destes elementos.

As ligações são aparafusadas, obrigando a determinar a espessura das placas, para se garantir um comportamento rígido. O número e diâmetro dos parafusos também são desconhecidos. As ligações aparafusadas utilizam-se, fundamentalmente, em construções desmontáveis, ligações provisórias, constituem um meio de ligação de fácil execução. Geralmente são convenientes para conexões entre partes pré-fabricadas da estrutura. As placas frontais vão seguir uma disposição em que apenas dois lados são aparafusados, fig. 3.22.

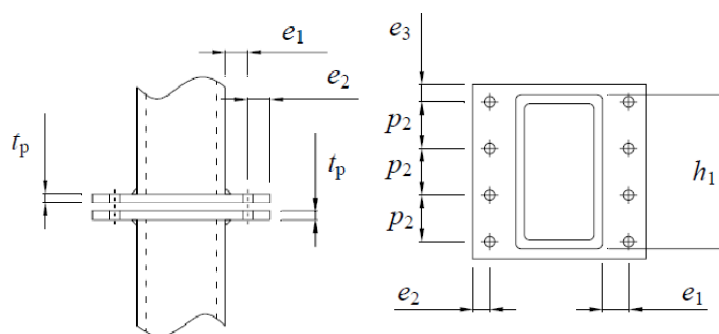


Fig.3.22 – Parâmetros geométricos das secções tubulares com placas frontais

3.7.1.1. Recomendações gerais sobre as ligações por placas frontais

Apresentam-se algumas recomendações e regras específicas para estas ligações, recomendações com um carácter mais geral são fornecidas na secção 3.7.5.2.

O passo p_2 deve situar-se entre:

$$3d_0 \leq p_2 \leq 5d_0 \quad (3.62.)$$

Estimativa do número total de parafusos

$$n \leq \frac{2h_1}{p_2} \quad \text{mas } n \geq 4 \quad (3.63.)$$

Para as distâncias aos bordos e_1 , e_2 e e_3 recomenda-se os seguintes valores:

$$e_2 = 1,25e_1 \quad (3.64.)$$

$$e_1 = e_3 = 1,2d_0 \quad (3.65.)$$

A placa frontal, os parafusos e os cordões de soldadura tem de ser verificados convenientemente aos esforços a que se encontram solicitados. Visto que os perfis tubulares são soldados às placas frontais e as placas frontais são então devidamente aparafusadas entre si.

3.7.1.2. Determinação dos esforços que solicitam os parafusos

Para determinar as leis de distribuição dos esforços que solicitam a ligação procede-se da seguinte maneira:

- Em uniões solicitadas ao corte e à torção empregam-se normalmente métodos de distribuição lineares, baseados numa análise elástica linear;
- Em uniões resistentes à flexão, admite-se também procedimentos baseados numa análise elástica linear, apesar de também ser possível admitir métodos plásticos.

Esforço transversal e momento torsor

Considerando as placas infinitamente rígidas e os parafusos perfeitamente elásticos, a força P distribui-se uniformemente entre todos os parafusos, ao invés, o momento torsor $M_t = Pe$, distribui-se segundo forças de corte que actuam sobre os parafusos na direcção normal à linha que une o parafuso com o centro de gravidade (c.d.g) G da ligação, fig. 3.23.

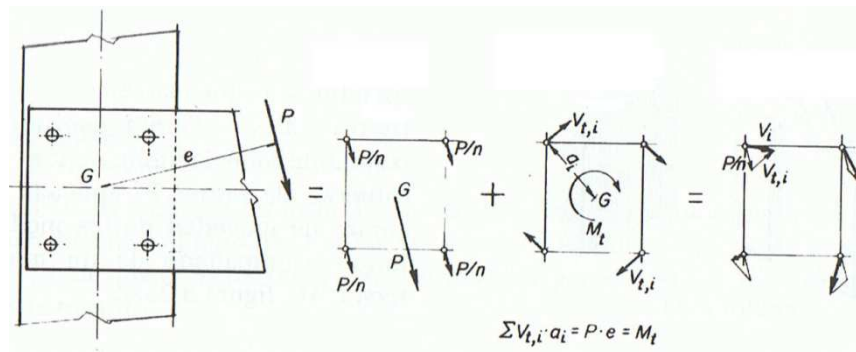


Fig.3.23 – Momento torsor e esforço transversal combinados no plano médio da ligação

O esforço de corte em cada parafuso é o resultado de uma soma vectorial dos esforços gerados pela força P , situada no c.d.g G , da união e o momento torsor, M_t , fig. 3.23.

Tendo por base estas hipóteses determina-se facilmente a força de corte V_i que solicita cada um dos parafusos em função da força P e do momento torsor M_t , aplicado no c.d.g G , da ligação supondo, como é habitual, que todos os parafusos são de igual secção, fig. 3.24.

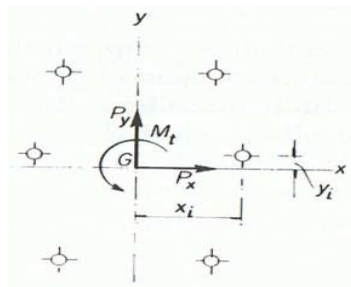


Fig.3.24 – Representação do sistema de eixos e do modelo de cálculo

$$V_{P,i,x} = \frac{P_x}{n} \quad V_{P,i,y} = \frac{P_y}{n} \quad (3.66.)$$

$$V_{t,i,x} = \frac{-M_t}{\sum_{j=1}^n (x_j^2 + y_j^2)} \times y_i \quad (3.67.)$$

$$V_{t,i,y} = \frac{M_t}{\sum_{j=1}^n (x_j^2 + y_j^2)} \times x_i \quad (3.68.)$$

$$V_i = \sqrt{(V_{P,i,x} + V_{t,i,x})^2 + (V_{P,i,y} + V_{t,i,y})^2} \quad (3.69.)$$

n numero total de parafusos;

$V_{P,i,x}$ e $V_{P,i,y}$ componente da força de corte P no parafuso i segundo os eixos $x-x$ e $y-y$;

$V_{t,i,x}$ componente segundo o eixo $x-x$ da força de corte provocada na ligação relativamente ao parafuso i , como consequência do momento torsor;

$V_{t,i,y}$ idem ,segundo o eixo $y-y$;

x e y coordenadas de cada parafuso i da ligação.

Placa frontal solicitada a flexão tracção/compressão

Se a placa é suficientemente rígida (deformação desprezável, absorvendo os parafusos todo o esforço de tracção), o comportamento da secção é similar à das secções de betão armado, o esforço de tracção é resistido pelos parafusos e a compressão pelo contacto entre as chapas.

Tracção dentro do núcleo central

Tracção aplicada dentro do núcleo central da secção formada unicamente pelos parafusos. Assumindo que os parafusos são iguais e que a deformação da secção é plana, a força de tracção N_i que resiste o parafuso i situado na ordenada y_i é:

$$N_i = \frac{P_N}{n} + \frac{P_N e y_i}{\sum_{j=1}^n y_j^2} \quad (3.70.)$$

P_N esforço de tracção aplicado na ligação;

n nº de parafusos da ligação;

e excentricidade da esforço P_N na ligação;

Tracção/compressão fora do núcleo central

Admitindo as hipóteses de que as deformações ε distribuem-se linearmente, fig.3.25, e que existe uma relação também linear entre as tensões e deformações, a força N_i que solicita o grupo de parafusos situados na fila i , e a tensão máxima de compressão σ_c de contacto entre as placas pode expressar-se pelas seguintes relações:

$$N_i = k(y_i - y_c)A_i \quad (3.71.)$$

$$\sigma_c = k y_c \quad (3.72.)$$

k constante de proporcionalidade a definir em função da compatibilidade de deformações e das equações de equilíbrio (neste caso $k = M/I$).

A ordenada da fibra neutra y_c , determina-se com base na deformação linear (translação mais rotação) e pelo equilíbrio de forças, fig. 3.25.

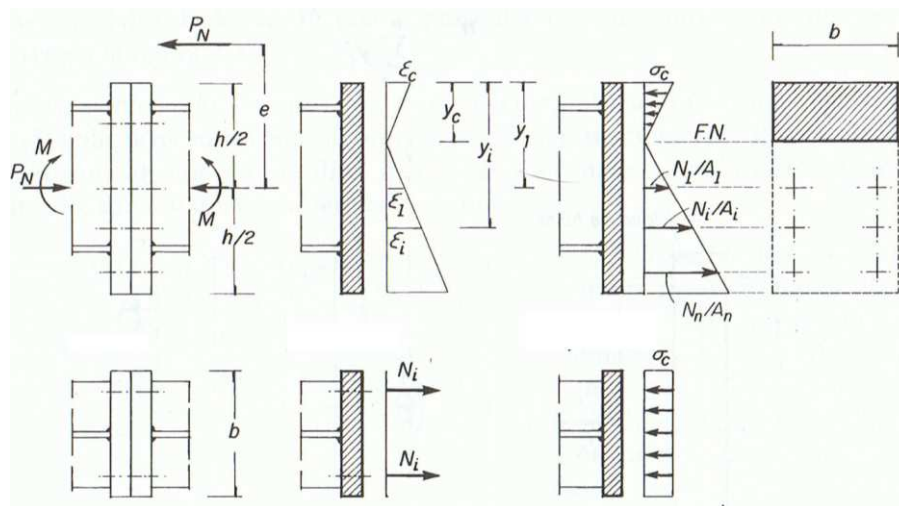


Fig.3.25 – Placa frontal solicitada à flexão composta com a resultante fora do núcleo central

- Só flexão ($N = 0$)

Equilibrando a resultante das compressões na placa com a resultante das tracções nos parafusos:

$$y_c^2 \frac{b}{2} + y_c \sum_{i=1}^n A_i - \sum_{i=1}^n A_i y_i = 0 \quad (3.73.)$$

Da qual se deduz o valor de y_c e, em função deste, o esforço de tracção nos parafusos, N_i :

$$N_i = \frac{M}{I} (y_i - y_c) A_i \quad (3.74.)$$

Sendo

$$I = \frac{b y_c^3}{3} + \sum_{i=1}^n A_i (y_i - y_c)^2 \quad (3.75.)$$

- Flexão acompanhada de esforço axial

A posição da fibra neutra pode ser determinada pela resolução da seguinte equação de terceiro grau:

$$y_c^3 \frac{b}{6} + y_c^2 \frac{b}{2} \left(e - \frac{h}{2} \right) + y_c \sum_{i=1}^n A_i \left(e - \frac{h}{2} + y_i \right) - \sum_{i=1}^n A_i y_i \left(e - \frac{h}{2} + y_i \right) = 0 \quad (3.76.)$$

$$\sigma_c = \frac{y_c}{y_c^2 \frac{b}{2} - \sum_{i=1}^n (A_i (y_i - y_c))} |P_N| \quad (3.77.)$$

$$N_i = \frac{A_i (y_i - y_c)}{y_c} |\sigma_c| \quad (3.78.)$$

$e > 0$, se P_N é um esforço de compressão;

$e < 0$, se P_N é um esforço de tracção.

Se a ordenada y_c da fibra neutra é maior que a ordenada y_1 dos primeiros parafusos que se consideram traccionados, os cálculos têm que se repetir excluindo esses parafusos.

3.7.1.3. Comportamento rígido da ligação

Para se admitir que placa frontal tem um comportamento rígido, fig. 3.26, isto é, a rotura da ligação deve-se apenas à rotura dos parafusos por tracção, deve-se verificar:

$$t \geq \sqrt{\frac{2 \sum F_{t,Rd} m}{\left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}}\right) b}} \quad (3.79.)$$

$F_{t,Rd}$ ver secção 3.7.4.4

m distância do eixo do parafuso a uma linha situada na zona curva do modelo de ligação em T, fig.3.26

b largura da placa frontal

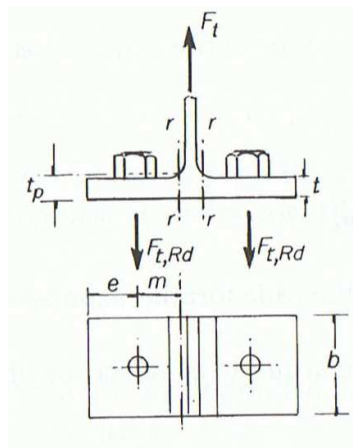


Fig.3.26 – Modelo de rotura rígido, de uma ligação simples T solicitada à tracção

3.7.2. LIGAÇÕES DAS BASES DAS COLUNAS

3.7.2.1. Generalidades

As colunas transmitem as cargas ao terreno de fundação através de maciços de betão armado, ou apenas de betão. Como as tensões de serviço do betão são muito inferiores às do aço, é necessário realizar uma ligação entre as colunas e o bloco da fundação utilizando placas de aço com rigidez suficiente para repartir as cargas de maneira a que não se ultrapasse o valor limite da tensão que o betão pode suportar.

Para **unir a coluna com o bloco da fundação** deve utilizar-se o seguinte procedimento:

A união com o bloco efectua-se mediante chumbadouros embebidos no betão que transmitem a sua carga ao cimento por aderência, se se encontrarem submetidos a esforços de tracção. Geralmente são elementos regulares nervurados, acompanhados pelas correspondentes porcas.

O pilar com a sua placa de base incorporada descansa, provisoriamente, sobre as porcas. Tendo o pilar sido regularizado e nivelado, verte-se uma capa de 25 a 60 mm de argamassa de cimento executado com areia fina. Esta argamassa, deve ser misturada com aditivos para evitar retracção, também é necessário ter muito cuidado na colocação para assegurar bom contacto entre a placa e o cimento.

O pilar é unido ao bloco de fundação apertando as porcas da ligação. Uma vez efectuada a montagem da estrutura, imobiliza-se as ligações, através de uma soldadura ou outro sistema adequado.

As placas e os esquadros de reforço devem ser suficientemente rígidos para assegurar uma correcta transmissão da carga que recebe da coluna. Se predominam esforços de compressão aos de flexão, isto é, a excentricidade é reduzida toda a base fica comprimida e os chumbadouros não suportam carga alguma. A placa de fundo, com linhas de apoio nos bordos da coluna ou nos esquadros de reforço resiste à flexão transmitida pela fundação, fig. 3.27. Sua espessura, t_p , é função das dimensões em planta, da disposição dos esquadros de reforço e da lei de distribuição de tensões σ_b .

Se a excentricidade da resultante N e M afasta-se do núcleo central da superfície da placa, aparecem tracções Z nos chumbadouros e uma lei de tensões σ_b que alcança apenas parte da superfície. A placa deve resistir de um lado às pressões σ_b , e do outro, aos chumbadouros com forças de tracção Z , figura 3.27.

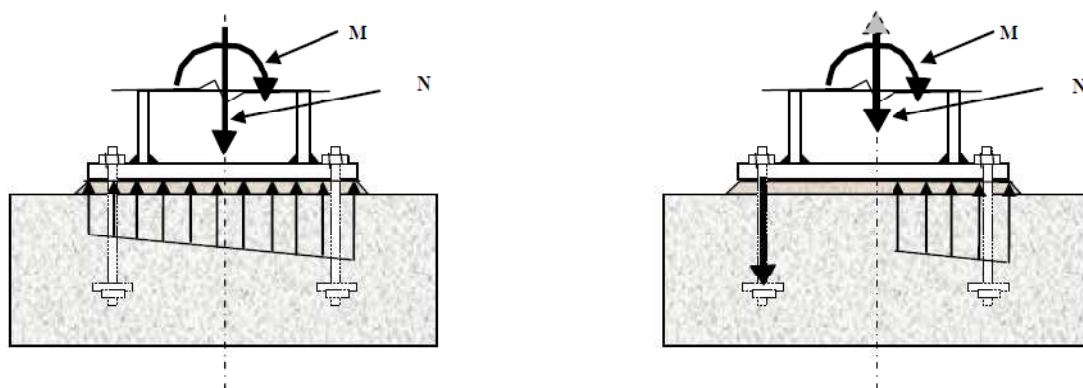


Fig.3.27 – Bases de colunas. Tracções nos chumbadouros e pressões no betão em função da excentricidade das cargas

3.7.2.2. Propriedades resistentes do betão ao esmagamento

Trata-se, de uma carga concentrada actuando sobre o maciço. Segundo o EC-3, a resistência de contacto entre a placa de base e o bloco, f_{jd} , é dada pela fórmula:

$$f_{jd} = \beta_j \alpha f_{cd} < 3,0 f_{cd} \quad (3.80.)$$

Onde

β_j coeficiente relativo à junta da fundação. Pode-se considerar igual 2/3 sempre que a resistência característica da argamassa não seja inferior a 0,2 vezes a resistência característica do betão e que a sua espessura não seja superior a 0,2 vezes a menor dimensão da placa de fundo.

Uma base de coluna é normalmente constituída pelos seguintes elementos, fig.3.28:

- 1- Coluna
- 2- Placa de base

- 3- Argamassa de assentamento
- 4- Bloco de fundação
- 5- Chumbadouro

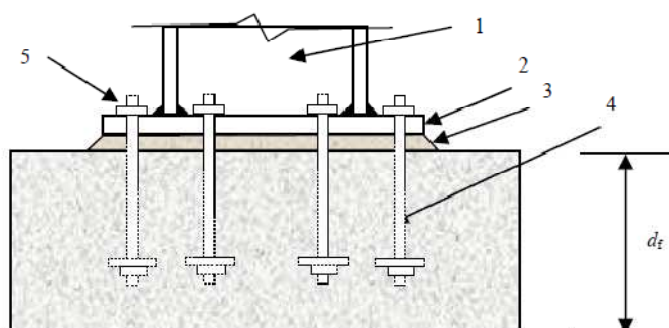


Fig.3.28 – Elementos constituintes de uma base de coluna

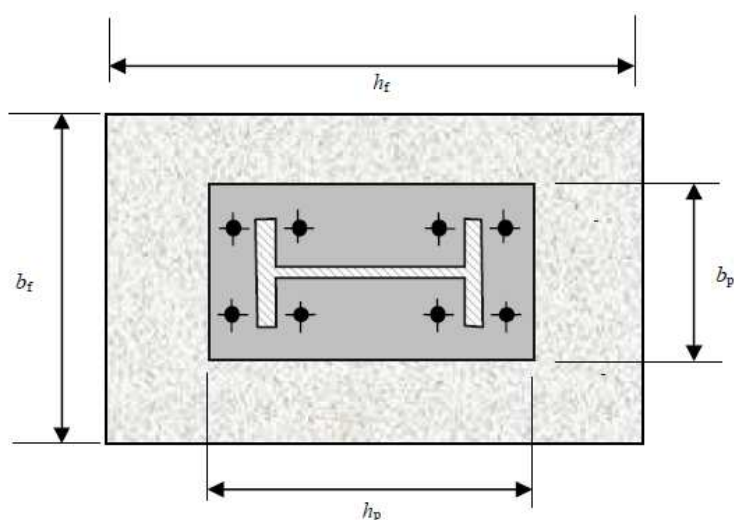


Fig.3.29 – Elementos geométricos relativos à placa base e ao bloco de fundação

Em que na fig. 3.29:

h_p, b_p , referem-se às dimensões da placa da base e h_f, b_f e d_f às dimensões do bloco da fundação.

α factor de concentração, depende das dimensões da fundação pode tomar-se simplifcadamente igual 1.5.

Um cálculo mais preciso de α pode ser realizado pela expressão $\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$ a que obriga a conhecer *a priori* as dimensões do bloco de fundação. Se as dimensões do bloco do fundação são suficientemente grandes comparadas com a placa de base, a resistência ao esmagamento do betão é maior que a tensão máxima de compressão do betão, visto que uma difusão óptima da carga é alcançada (fig. 3.30).

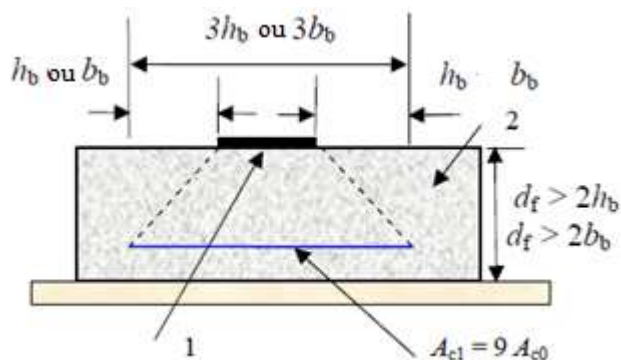


Fig.3.30 – Distribuição da área na fundação: efeito da dimensão e da posição da placa base

A máxima tensão de esmagamento corresponde à situação com o seguinte rácio $\sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = 3$ como limitado no EC-2.

O factor $\alpha = 1,5$ resulta de se considerar como mínimas dimensões da fundação $b_f = 1,5b_p$ e $h_f = 1,5h_p$, fig. 3.31.

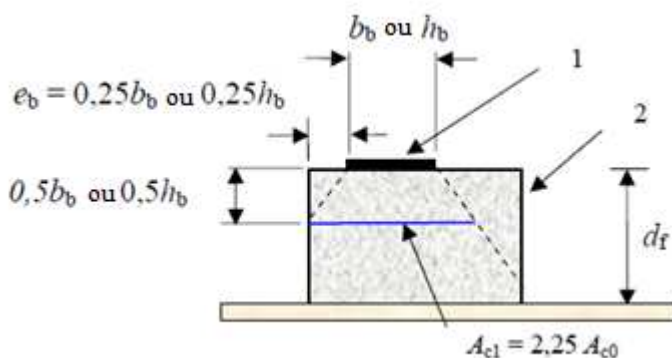


Fig.3.31 – Distribuição da área na fundação: efeito da dimensão e da posição da placa base

Para garantir que esta distribuição pode ser alcançada, a profundidade da fundação, d_f , deve respeitar o seguinte limite:

$$d_f \geq \max \left[\frac{b_f h_f}{b_f + h_f}; \frac{3b_p h_p}{2b_p + 2h_p} \right] \quad (3.81.)$$

Se as dimensões do bloco de fundação são conhecidas pode-se calcular directamente o parâmetro α :

$$\alpha = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \quad (3.82.)$$

Em que:

$$\alpha = \min \left[\left(1 + \frac{d_f}{\max(h_p, b_p)} \right), \left(1 + 2 \frac{e_h}{h_p} \right), \left(1 + 2 \frac{e_b}{b_p} \right), 3 \right] \quad (3.83.)$$

f_{cd} valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (3.84.)$$

$$\gamma_c = 1,5$$

3.7.2.3. Distribuição da pressão eficaz

Para analisar a capacidade de distribuição das pressões da placa de base sobre o betão o EC-3 faz as seguintes recomendações:

- As bases dos pilares devem incluir placas de base de aço apropriadas com o fim de distribuir os esforços de compressão sobre uma superfície de tal forma que a pressão resultante não supere a resistência de cálculo f_{jd} da união;
- Momento resistente m_u por unidade de comprimento de uma linha (rótula) plástica na placa de base, tanto na zona solicitada à compressão ou à tracção, deve tomar-se igual:

$$m_u = \frac{t^2 f_y}{6} \quad (3.85.)$$

- O esforço transmitido à fundação pelos elementos comprimidos do suporte supõe-se que estão uniformemente distribuídos pela placa de fundo. A pressão sobre a superfície eficaz, fig. 3.32 resultante não deve superar a resistência f_{jd} da ligação, com uma largura suplementar de apoio c que não deve ultrapassar:

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd}}} \quad (3.86.)$$

t_p espessura da placa de base

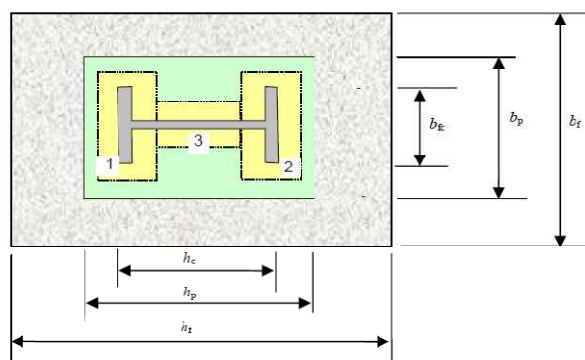


Fig.3.32 – Base da coluna e áreas eficazes dos elementos T constituintes da coluna

Em que:

- 1e 2 representam a área eficaz do elemento T associado aos banzos da coluna;
- 3 representa área eficaz do elemento T associado à alma da coluna;

Ou seja a superfície a cor amarela, indica a superfície eficaz da placa de base que suporta os esforços transmitidos pela coluna. A restante superfície, a cor verde, é desprezada.

- Se a extremidade livre entre a placa de base e o bordo da coluna é menor que c , deve supor-se que a superfície eficaz é a indicada na fig.3.33.

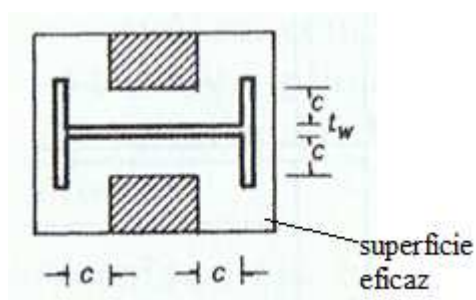


Fig.3.33 – Superfície eficaz, projecção curta

- Se a extremidade livre entre a placa de base e o bordo da coluna é maior que c , deve supor-se que a superfície eficaz é a indicada na fig.3.34.

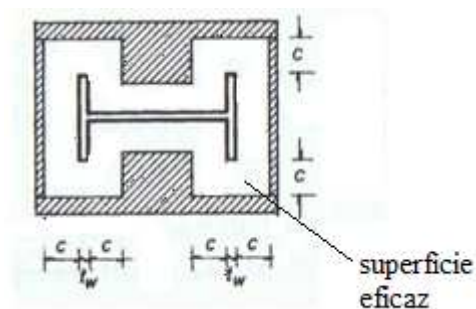


Fig.3.34 – Superfície eficaz, projecção larga

3.7.2.4. Dimensões em planta ($h_p b_p$) da placa de base

As dimensões da placa de base são função da solicitação que transmite o pilar e da qualidade do betão. Sobre a secção de arranque de um pilar actua de um modo geral um momento flector M , esforço transversal V , e um esforço axial N . A placa de base deve ter umas dimensões para que não se produza a rotura do betão, da placa base, dos chumbadouros e de outros elementos.

Para a comprovação das tensões no betão e da determinação das forças de tracção que solicitam os chumbadouros existem diversos procedimentos. Todos eles consideram a placa em planta como uma secção de um pilar de betão armado com apenas armadura à tracção desprezando-se a armadura comprimida, uma vez que a placa não transmite directamente os esforços de compressão aos chumbadouros, a não ser que estes sejam unidos por soldadura.

Se a excentricidade da carga do esforço axial, N , que transmite a coluna é tal que se situa dentro do núcleo central da placa de fundo os chumbadouros não suportam nenhuma solicitação de tracção, o que faz a sua presença desnecessária, não obstante por razões construtivas, devem-se dispor como mínimo 4 $\phi 16$ ou 4 $\phi 20$.

Para determinar as leis de distribuição das pressões no betão e a tracção nos chumbadouros pode-se seguir o seguinte procedimento, dependente da excentricidade e , e do esforço axial, N :

1º) $e < h_p/6$

A carga situa-se dentro do núcleo central.

$$\sigma_{b, sd} = \frac{N_{sd}}{h_p b_p} + \frac{6M_{sd}}{h_p^2 b_p} \quad (3.87.)$$

Os chumbadouros não suportam tracções e escolhem-se em função de disposições construtivas.

2º) $h_p/6 < e < h_p \times 0,375$

Pode prescindir-se, também, da colaboração dos chumbadouros e admitir-se lei de tensões triangulares ao longo de um comprimento, x , tal que equilibre o esforço, N ,

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}}{x b_p} \leq f_{jd} \quad (3.88.)$$

Sendo x o comprimento zona comprimida da placa.

$$x = 3\left(\frac{h_p}{2} - \frac{M_{sd}}{N_{sd}}\right) \quad (3.89.)$$

Os chumbadouros também não suportam tracção e elegem-se função de considerações construtivas.

3º) $e > h_p \times 0,375$ (Método da norma NBE EA-95)

Admite-se uma lei de pressões σ_b sobre uma zona x , próxima ao bordo comprimido, cuja amplitude não deve ser superior 1/4 do comprimento da placa, fig. 3.35. Neste caso σ_b deve ser inferior a $\sigma_{b,adm}$. O valor de $\sigma_{b,Sd}$ e da tracção total Z_{sd} dos chumbadouros para esta lei de tensões, deduz-se das equações de equilíbrio.

$$N_{sd} + Z_{sd} = x \times b_p \times \sigma_{b,Sd} \quad (3.90.)$$

$$M_{sd} = Z_{sd} \left(\frac{h_p}{2} - g \right) + \sigma_{b,Sd} \times b_p \times x \times \left(\frac{h_p}{2} - \frac{x}{2} \right) \quad (3.91.)$$

Admite-se $x = a/4$, obtém-se o valor mínimo e $\sigma_{b,Sd}$ e o máximo de Z_{sd} . Neste caso:

$$\sigma_{b,min,Sd} = \frac{4 \left[M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{h_p}{2} - g \right) \right]}{h_p b_p (0,875 h_p - g)} \quad (3.92.)$$

$$Z_{max} = -N_{sd} + \frac{M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{h_p}{2} - g \right)}{0,875 h_p - g} \quad (3.93.)$$

Se se concentra a totalidade das pressões que actuam sobre o betão nos dois elementos em T solicitados por uma pressão igual à resistência eficaz aplicada num comprimento x_{min} , fig.3.35, deduz-se o menor valor que pode alcançar a tracção total nos chumbadouros

$$Z_{sd,min} = -N_{sd} + 2 (2c + t_c) f_{jd} \times x_{min} \quad (3.94.)$$

$$x_{min} = (h_p - g) - \sqrt{(h_p - g)^2 - \frac{N_{sd} \left(\frac{h_p}{2} - g \right) + M_{sd}}{(2c + t_p) f_{jd}}} < \frac{h_p}{4} \quad (3.95.)$$

Se na equação (3.95) adopta-se como valor aproximado de g (distância do chumbadouro ao bordo da placa base), $0,15h_p$ e iguala-se x_{min} com $h_p/4$, deduz-se o comprimento mínimo da placa:

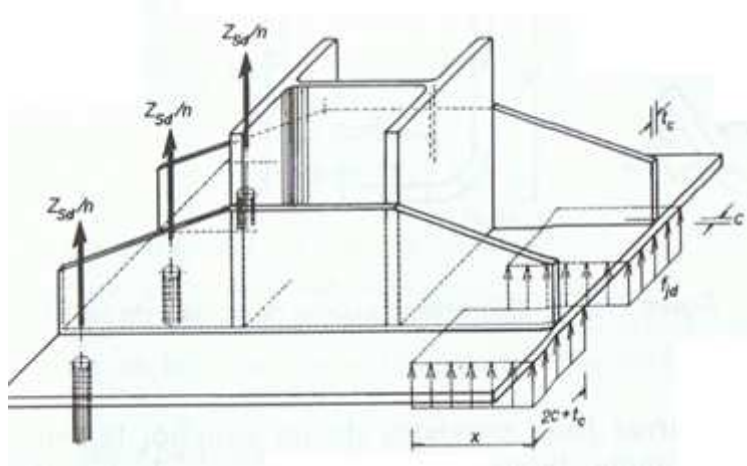


Fig.3.35 – Modelo de cálculo da norma espanhola para a determinação dos esforços nos diferentes elementos da base da coluna

$$h_{p_{min}} = \frac{0,70N_{sd} + \sqrt{0,49N_{sd}^2 + 5,8M_{sd}(2c+t_c)f_{jd}}}{0,725(2c+t_p)f_{jd}} \quad (3.96.)$$

Esta hipótese de cálculo conduz a uma certa indeterminação. O projectista deve eleger este valor como lhe convém.

3.7.2.5. Chumbadouros

Para os chumbadouros é escolhido um varão liso incorporando um gancho na sua extremidade, fig.3.36.

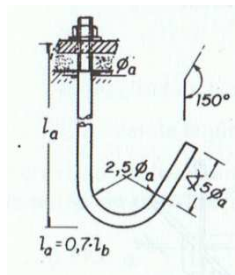


Fig.3.36 – Chumbadouro em forma de gancho

Determinado o esforço de tracção Z_{sd} , que suporta o grupo m de chumbadouros, cumpre-se a seguinte equação:

$$F_{t,sd} = Z_{sd}/m < F_{t,anc,Rd} \quad (3.97.)$$

Em que:

$$F_{t,anc,Rd} = \min (T_{p,max}; F_{t,Rd}) \quad (3.98.)$$

A tracção máxima que pode suportar a ancoragem é dado por:

$$T_{p,max} = 0,8f_y A_s \quad (3.99.)$$

Igualando a tracção máxima que pode suportar a ancoragem com a força por aderência que pode desenvolver a ancoragem, determina-me o comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\eta_2 0,573(f_y A_s)}{\phi f_{bd}} \quad (3.100.)$$

A tensão de rotura por aderência do betão pode ser considerada igual:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (3.101.)$$

f_{ctd} valor de cálculo da resistência do betão à tracção

η_1 coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem (considera-se $\eta_1 = 1$, admitindo boas condições de aderência)

η_2 está relacionado com o diâmetro do varão:

$\eta_2 = 1,0$ para $\phi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32 \text{ mm}$

Caso adopte-se uma disposição do chumbadouro que não seja recta da ancoragem l_b é dado por:

$$l_a = 0,7l_b \geq l_{b,min} \quad (3.102.)$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_b; 10\phi; 100\text{mm}\} \quad (3.103.)$$

3.7.2.6. Espessura da placa base

A espessura da placa de base, t_p , deve ser a necessária para repartir as tensões $\sigma_{b,sd}$ supondo que a placa está perfeitamente apoiada nos elementos rígidos que disponha (procedimento da viga fictícia). Assim para o pilar da fig. 3.37 utiliza-se um procedimento de cálculo aproximado, fraccionando a placa em vigas de 1 mm de largura e supondo que cada uma delas se comporta como uma viga de $1 \times t_p \text{ (mm)}$ com as extremidades livres e os apoios coincidentes com os esquadros de reforço.

$$M_{consola} = \frac{(b_p - d)^2}{8} \sigma_{b, Sd} \quad (3.104.)$$

$$M_{vão} = \frac{b_p(2d - b_p)}{8} \sigma_{b, Sd} \quad (3.105.)$$

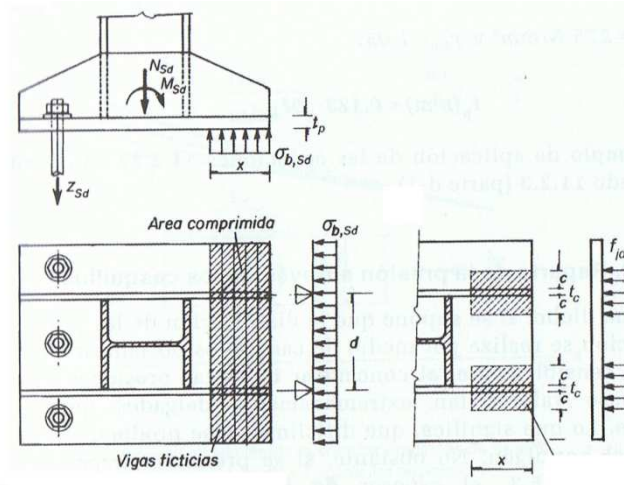


Fig.3.37 – Possível distribuição das tensões sobre a placa base para determinar a espessura

Escolhido o maior momento, $M_{max, sd}$ tem de se cumprir a condição de que a tensão da placa, devido ao momento flector seja inferior à capacidade de resistência do aço da placa, assim:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{max, sd}}{1 f_y}} \quad (3.106.)$$

A **tracção** $F_{t, sd}$ que suporta cada chumbadouro pode em algumas circunstâncias ser **determinante para a espessura final** das placas de fundo. Como se disse, a placa de fundo comporta-se para efeitos de cálculo como uma placa delgada com os bordos livres (o contorno da placa encontra-se livre se não houver elementos rígidos a limitar as deformações) e linhas de apoios nos esquadros de reforço e paramentos do pilar, solicitada por cargas concentradas $F_{t, sd}$ que transmitem neste caso os chumbadouros. Este problema pode ser estudado elasticamente, ou de um modo mais real, plasticamente, estudando a rotura da placa por formação de uma rede de charneiras plásticas que a convertam num mecanismo.

Estudos realizados por Ballio, Poggi e Zanon em 1981 permitem deduzir o efeito de uma carga concentrada distribuída numa superfície $c_x * c_y$ próxima a um bordo encastrado, fig. 3.38. O ângulo de difusão α , que depende unicamente da relação cx/l para valores pequenos de a/l , pode deduzir-se de forma aproximada pela seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{\pi(1 - \frac{a}{4l})}{3} \quad 0,30 < a/l < 1 \quad (3.107.)$$

O momento flector por unidade de comprimento na linha de encastramento é:

$$m_x = F_{t,sd} \times \frac{a}{b_{ef}} \quad m_y = v \times m_x \quad (3.108.)$$

v coeficiente de Poisson , $v = 0,3$

$$b_{ef} = 2 \times a \times \operatorname{tg}(\alpha) = a(3,5 - 1,5 \times \frac{a}{l}) \quad (3.109.)$$

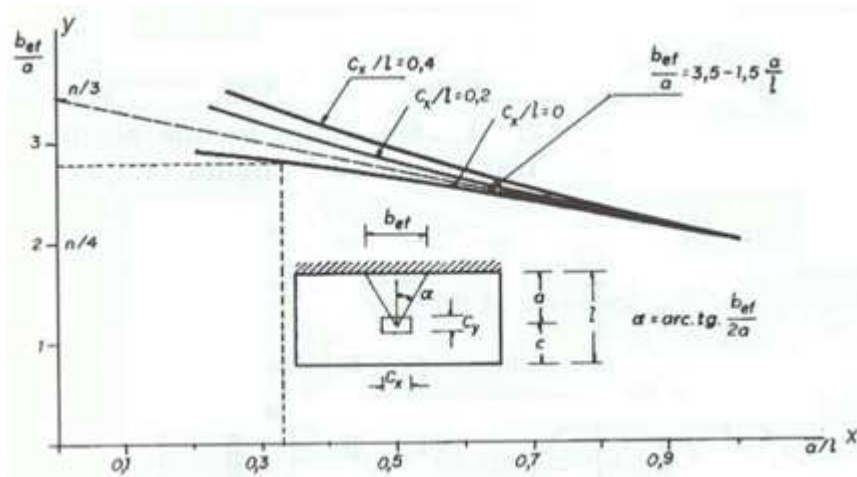


Fig.3.38 – Representação geométrica dos parâmetros relativos à determinação da espessura da placa de base devidos à força de tracção nos chumbadouros

3.7.2.7. Esquadros de reforço

Os esquadros de reforço permitem reduzir a espessura da placa de base ao distribuir a compressão que transmite a coluna numa área maior.

Para simplificar considera-se um esquadro de reforço de forma triangular desprezando a forma trapezoidal, fig. 3.39. Escolhe-se como secção mais frágil, $a-a$ normal à linha imaginária do triângulo inscrito no trapézio do esquadro de reforço.

Se $R_{c,sd}$ é a resultante das tensões de compressão que deve receber o esquadro de reforço, não se produz o seu esgotamento se se cumpre:

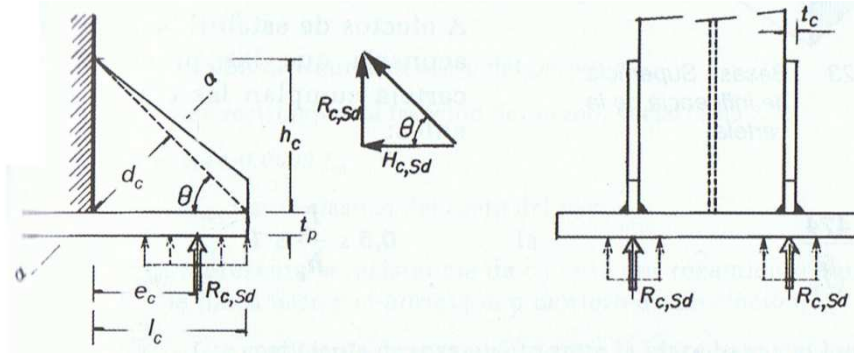


Fig.3.39 – Modelo de cálculo dos esquadros de reforço

$$R_{c,sd} \times e_c < c_e M_{pl,c} \quad (3.110.)$$

e_c ver fig.3.39

Momento de esgotamento da secção:

$$M_{pl,c} = \frac{t_c d_c^2 \times f_y}{4} \quad (3.111.)$$

t_c espessura do esquadro de reforço

f_y tensão elástica do esquadro de reforço

d_c comprimento da diagonal do esquadro de reforço , ver fig. 3.39

$$c_e = 0,14\bar{\lambda}^2 - 1,07\bar{\lambda} + 2,3 \quad (3.112.)$$

$$\bar{\lambda} = 2,53 \frac{d_c}{\pi t_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}} \quad (3.113.)$$

A componente horizontal:

$$H_{c,sd} = R_{c,sd} l_c / h_c \quad (3.114.)$$

Deve ser resistido por um cordão de soldadura entre a placa de base e o esquadro de reforço.

A soldadura vertical do esquadro de reforço deve resistir à força $R_{c,sd}$.

Para efeitos estabilidade, aconselha-se que as proporções do esquadro de reforço cumpram as seguintes condições:

$$\frac{l_c}{t_c} \leq \frac{474}{\sqrt{f_y}} \quad \text{se} \quad 0,5 \leq \frac{l_c}{h_c} \leq 1 \quad (3.115.)$$

$$\frac{l_c}{t_c} \leq \frac{158+316l_c/h_c}{\sqrt{f_y}} \quad \text{se} \quad 1 \leq \frac{l_c}{h_c} \leq 2 \quad (3.116.)$$

Em que:

l_c comprimento do esquadro de reforço

h_c altura do esquadro de reforço

3.7.3. LIGAÇÕES SOLDADAS

3.7.3.1. Generalidades

Hoje em dia a construção soldada é o sistema mais utilizado para fazer as ligações das estruturas metálicas.

Como grandes vantagens das ligações soldadas destacam-se:

- Serem pouco deformáveis;
- Mais económicas que as aparafusadas;
- Mais simples de executar quer em obra quer em projecto.

O tipo de soldadura a utilizar nas estruturas a dimensionar é a soldadura por cordões. Não precisa da preparação dos bordos os elementos a soldar sendo então muito mais fácil de executar. O tipo de soldadura apresentado é utilizado em ligações em ângulo, que podem ser uniões em T ou de sobreposição, fig. 3.40, valem-se para unir elementos em que as faces de fusão formam ângulos, α , compreendidos entre 60° e 120°.

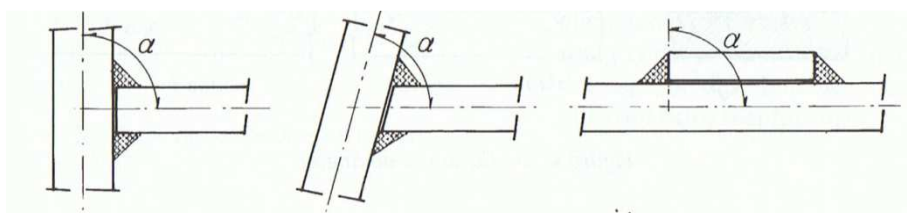


Fig.3.40 – Descrição do ângulo α dos planos da ligação com os cordoes de soldadura

Os cordões podem ter diferentes denominações em função da orientação com que a força que actua na ligação.

- Cordão frontal: normal à direcção da força
- Cordão lateral: paralelo à direcção da força

- Cordão oblíquo: oblíquo à direcção da força

Um parâmetro geométrico fundamental é a garganta, a , do cordão que se define como a máxima altura do triângulo isósceles inscrito na secção transversal da soldadura, cujos lados iguais estão contidos nas faces dos elementos que vão unir, fig. 3.41. A espessura mínima da garganta não deve ser inferior a 3 mm.

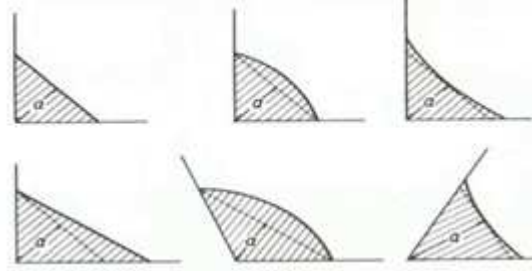


Fig.3.41 – Espessuras da garganta a

Os cordões devem, sempre que possível ser prolongados nas esquinas, com a mesma espessura da garganta e um comprimento de duas vezes a referida espessura. Além disso os cordões de soldaduras podem ser contínuos ou intermitentes. Os primeiros devem-se utilizar em ambientes corrosivos e os segundos devem cumprir certas disposições construtivas.

3.7.3.2. Procedimentos de cálculo

Recorre-se ao procedimento simplificado, para determinar a resistência de cálculo por unidade de comprimento, $F_{W,Rd}$, de um cordão de soldadura que se baseia na seguinte expressão:

$$F_{W,Rd} = \frac{a f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (3.117.)$$

a garganta do cordão

f_u tensão de rotura do elemento mais frágil da união

β_w coeficiente que é função do da classe de aço ($\beta_w = 0,85$ para classe S275)

A expressão (3.117) apresenta um certo conservadorismo em função de definir a resistência do cordão independentemente da sua orientação relativamente à da solicitação.

Para ligações soldadas submetidas a apenas tracções, para comprimentos de cordões superiores a $150a$ a resistência de cálculo reduzir-se-á utilizando o seguinte coeficiente:

$$\beta_{LW} = 1,2 - 0,2 \frac{l}{150a} \leq 1,0 \quad (3.118.)$$

l comprimento total do cordão na direcção do esforço

3.7.3.3. Determinação dos esforços que solicitam os cordões e condições que devem cumprir

Para o cálculo dos esforços nos cordões estabelecem-se as seguintes condições:

- Que exista equilíbrio entre o conjunto esforços generalizados nos componentes da união e as forças e momentos aplicados;
- Que as deformações obtidas como consequência da distribuição estabelecida, não supere a capacidade de deformação de cada componente;
- Que cada componente resista ao esforço suposto.
- Os esforços transmitidos pela soldadura não podem superar o valor da resistência de cálculo $F_{W,Rd}$.

Para a determinação da **secção eficaz do cordão** deve-se ter em conta o seguinte:

- Os cordões devem sempre que possível prolongar-se pelas esquinas com a mesma espessura da garganta e comprimento duas vezes a referida espessura;
- O comprimento eficaz de um cordão de soldadura em ângulo será o total do cordão sempre que consiga manter a espessura nominal da garganta, mas não se consideram cordões cujo comprimento seja inferior a 40 mm ou a seis vezes a largura da garganta;
- A secção eficaz de um cordão é a correspondente à superfície de um rectângulo, cuja base é o comprimento, l , e a altura é a espessura a .

Momento torsor e esforço transverso combinados

Para a determinação dos esforços que actuam sobre os cordões pode-se aplicar o método do momento polar baseado numa análise elástica linear.

Elege-se como exemplo a união de uma placa com uma coluna, solicitada pela força P , que dista e do centro de gravidade dos cordões, O , fig. 3.42. Utilizam-se três cordões extremos e todos de igual secção de garganta, a .

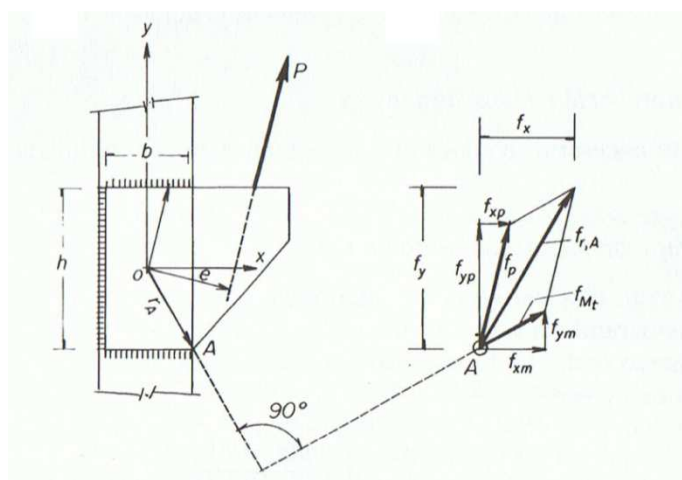


Fig.3.42 – Determinação dos esforços nos cordões sob acção de esforço transverso e momento torsor

A força P desloca-se para o ponto O , dando origem a um momento torsor $M_T = Pe$, e as componentes da força P segundo os eixos x e y , P_x e P_y . Para a determinação dos esforços f_{sd} que actuam por unidade de comprimento no ponto A do cordão de soldadura estabelece-se as seguintes hipóteses:

- A força P distribui-se uniformemente entre todos os cordões, dando origem aos seguintes esforços:

$$f_{xp} = \frac{P_x}{l} \quad (3.119.)$$

e

$$f_{yp} = \frac{P_y}{l} \quad (3.120.)$$

Em que $l = 2b + h$

- O momento torsor M_T origina esforços que são normais à direcção que une o ponto do cordão com o ponto O e proporcionais à sua distância. Esta hipótese proporciona num ponto A do cordão os seguintes esforços:

$$f_{xm} = -\frac{M_T \times y_A}{I_z} a \quad (3.121.)$$

$$f_{ym} = -\frac{M_T \times x_A}{I_z} a \quad (3.122.)$$

x_A e y_A coordenadas do ponto A

I_z momento de inércia polar relativamente ao centro de gravidade, O , da superfície formada pelos cordões da soldadura;

$$I_z = I_x + I_y \quad (3.123.)$$

Os esforços resultantes $f_{r,A}$ têm como componentes:

$$f_x = f_{xp} + f_{xm} = \frac{P_x}{l} - \frac{M_T \times y_A}{I_z} a \quad (3.124.)$$

$$f_y = f_{yp} + f_{ym} = \frac{P_y}{l} + \frac{M_T \times x_A}{I_z} a \quad (3.125.)$$

$$f_{r,A} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (3.126.)$$

Esforço axial e momento flector combinados

Para determinar os efeitos destas acções nos cordões, recorre-se a um processo simplificado, no qual substitui-se o momento flector e o esforço axial actuantes no centro de gravidade da secção por um binário de forças que produz o mesmo efeito.

Recorrendo às equações de equilíbrio:

$$\begin{cases} F_1 - F_2 \pm N_{sd} = 0 \\ (F_1 + F_2) \times d_m \pm M_{sd} = 0 \end{cases} \quad (3.127.)$$

F_1 e F_2 forças de tracção/compressão que solicitam os cordões de soldadura;

d_m distância entre o centro de gravidade da secção e o cordão de soldadura;

Convertendo para esforços por unidade de comprimento (assumindo F_1 que é um esforço de tracção)

$$f_m = \frac{F_1}{\bar{l}} \quad (3.128.)$$

$\bar{l}$ comprimento efectivo de cordão associado à força F_1

Combinando com esforço transversal e o momento torsor, resulta:

$$f_{sd} = \sqrt{f_m^2 + f_{r,A}^2} \quad (3.129.)$$

Que deve verificar

$$f_{sd} < F_{W,Rd} \quad (3.130.)$$

A verificação deve realizar-se no ponto mais solicitado, que *a priori* se desconhece, de entre todos os cordões da soldadura. No geral corresponde a um dos vértices do contorno da secção.

3.7.3.4. Disposições construtivas fundamentais

Em geral a espessura da garganta de um cordão de ângulo que une dois perfis de espessuras $t_1 \leq t_2$ não deve ser inferior a $0,3t_2$ nem superior a $0,7t_1$. Além disso a espessura da garganta não deve ser inferior a 3 mm.

3.7.4. VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES SEGUNDO O EC3.

3.7.4.1. Resistência ao corte nas placas frontais

Após a determinação dos esforços nos parafusos é possível verificar se a ligação satisfaz os requisitos mínimos indicados no EC3. Em função dos esforços a que se encontram submetidos a ligação, os parafusos têm de ser verificados ao **corte e à tracção**.

A acção de corte obriga a determinar a resistência dos parafusos ao corte bem como a resistência ao esmagamento da ligação.

- Expressões definidas do EC3 para quantificação da resistência ao corte:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_c}{\gamma_{M2}} \quad (3.131.)$$

f_{ub} resistência última do parafuso

$\alpha_v = 0,6$ classe 4.6, 5.6, 8.8

$\alpha_v = 0,5$ classe 6.8, 10.9

Na zona roscada:

$A_c = A_s$ área transversal do parafuso na zona roscada

No liso da espiga:

$A_c = A$ área transversal do parafuso na zona lisa da espiga do parafuso

3.7.4.2. Resistência ao corte na placa base

Segundo o EC-3 se não se dispõe elementos especiais que transmitam os esforços transversos, tais como aletas, deve-se demonstrar que existe uma resistência suficiente para transmitir os esforços transversos entre o suporte e a cimentação dada por:

Atrito entre a base e fundação, que deve verificar a seguinte expressão:

$$F_{vj,Rd} = F_{f,Rd} + n_p F_{vb,Rd} \quad (3.132.)$$

Onde

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (3.133.)$$

n_p número de chumbadouros na placa de base

$N_{c,Ed}$ força de cálculo de compressão

$C_{f,d}$ é o coeficiente de atrito entre a placa de base e a argamassa de cimento. Um valor de 0,2 pode ser considerado

Em que $F_{vb,Rd}$ é dado por:

$$F_{vb,Rd} = \min \left(\frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}; F_{v,Rd} \right) \quad (3.134.)$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_y \quad (3.135.)$$

A verificação deve respeitar:

$$V_{c,Ed} \leq F_{vj,Rd} \quad (3.136.)$$

3.7.4.3. Resistência ao esmagamento da placa frontal

Quantificação da resistência ao esmagamento da chapa é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (3.137.)$$

Onde α_b é o menor valor de:

$$\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) \quad (3.138.)$$

f_u tensão última do elemento de aço

k_1 , na direcção perpendicular à da transmissão do carregamento:

- Para parafusos de extremidade:

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) \quad (3.139.)$$

3.7.4.4. Resistência dos parafusos à tracção

- Quantificação da resistência à tracção pelo EC3:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.140.)$$

- A resistência de cálculo ao punçoamento de um parafuso é dada:

$$F_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.141.)$$

d_m menor valor da distância média entre os vértices da placa e a cabeça do parafuso

3.7.4.5. Resistência à tracção e ao corte combinados

Para solicitações de corte e axial combinados, utiliza-se uma relação do tipo linear:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

$F_{v,Sd}$ esforço de cálculo de corte que solicita o parafuso;

$F_{t,Sd}$ esforço de cálculo axial que solicita o parafuso.

3.7.5. ASPECTOS MECÂNICOS, GEOMÉTRICOS E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS SOBRE AS LIGAÇÕES APARAFUSADAS

3.7.5.1. Classes dos parafusos

De forma a utilizar os elementos mais apropriados ao fim específico a que se destinam, apresenta-se no quadro 3.9 os valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura por tracção f_{ub} (a adoptar como valores característicos nos cálculos) dos parafusos.

Quadro 3.9 – Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura por tracção f_{ub} para parafusos

Classe dos parafusos	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

Em relação às ligações com placas frontais têm-se no presente trabalho uma preferência por parafusos da classe 8.8 em função de uma maior utilização desta classe nas estruturas metálicas em auto-estradas.

No quadro 3.10 indica-se a área resistente, A_s , para possíveis tipos de parafusos a aplicar nas estruturas a dimensionar.

Quadro 3.10 – Área resistente, A_s , de cada tipo de parafuso

Tipo Parafuso	M12	M16	M20	M24	M27	M30
A_s (cm ²)	0,843	1,57	2,45	3,53	4,59	5,61

3.7.5.2. Disposições construtivas fundamentais

A fig. 3.43 contém os parâmetros geométricos mais relevantes que as ligações têm que cumprir.

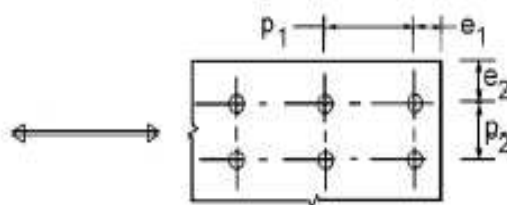


Fig.3.43 – Símbolos para o espaçamento entre os parafusos

Numa ligação aparafusada, chama-se passo à distância p entre os centros de parafusos consecutivos de uma mesma fila.

Valores limites do passo p .

- Distâncias mínimas:

Na direcção paralela da força que se transmite:

$$p_1 = 2,2d_0 \quad (3.143.)$$

d_0 diâmetro do furo

Na direcção perpendicular da força que se transmite:

$$p_2 = 2,4d_0 \quad (3.144.)$$

- Distâncias máximas:

$$p_1 \text{ ou } p_2 = \max (14t; 200 \text{ mm}) \quad (3.145.)$$

t menor espessura das peças de ligação.

Limites aos bordos e_i .

- Valor mínimo:

Ao bordo frontal:

$$e_1 = 1,2d_o \quad (3.146.)$$

Ao bordo lateral:

$$e_2 = 1,2d_o \quad (3.147.)$$

- Valor máximo:

Qualquer bordo:

$$e_1 \text{ ou } e_2 = 4t + 40\text{mm} \quad (3.148.)$$

Os valores máximos do espaçamento tem como função evitar a encurvadura local e prevenir a corrosão em elementos expostos a condições atmosféricas mais agressivas.

Por sua vez os valores mínimos dos espaçamentos têm como objectivo garantirem condições adequáveis para uma eficiente execução das ligações por parte dos operadores, bem como para evitar esmagamento das chapas.

O diâmetro do furo, d_o , depende do diâmetro correspondente do parafuso, pode-se ter então os seguintes valores:

$$M12 \text{ a } M14 \quad d_o = d + 1 \text{ mm} \quad (3.149.)$$

$$M16 \text{ a } M24 \quad d_o = d + 2 \text{ mm} \quad (3.150.)$$

$$M27 \text{ a } M36 \quad d_o = d + 3 \text{ mm} \quad (3.151.)$$

3.8. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

3.8.1. CLASSIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Devem ser classificados como estados limites de utilização os que se referem:

- ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização;
- ao conforto das pessoas;
- ao aspecto da construção.

A verificação dos estados limites de utilização deve basear-se em critérios relacionados com os seguintes aspectos:

a) Deformações que afectem:

- o aspecto;
- o conforto dos utentes;
- o funcionamento da estrutura, ou que danifiquem revestimentos ou elementos não estruturais;

b) Vibrações:

- que causem desconforto às pessoas;
- que limitem a eficiência funcional da estrutura;

c) Danos que possam afectar negativamente:

- o aspecto;
- a durabilidade;
- o funcionamento da estrutura.

No presente estudo seguiu-se as recomendações da norma espanhola (secção 3.6) relativamente às deformações, apesar de as verificações serem segundo combinações associadas a estados limites últimos. Assim apenas critérios de deformações relacionados com o funcionamento da estrutura são considerados.

3.8.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES DE UTILIZAÇÃO

As expressões seguintes definem, simbolicamente, as combinações de acções para os estados limites de utilização:

a) Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.152.)$$

b) Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.153.)$$

c) Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.154.)$$

ψ_1 coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável

ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma acção variável

3.9 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

3.9.1. GENERALIDADES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÕES

Estas estruturas, pela sua especificidade, situam-se entre as superficiais e profundas, sendo utilizadas quando o solo adequado se encontra a profundidade já significativa ($2,5m < H < 8m$), ou quando se pretende mobilizar lateralmente o terreno (caso de solicitações horizontais importantes), ou a fundação tem que servir de lastro à superestrutura (fazer face à acção de sucção do vento, por exemplo).

Servem essencialmente como pontos de apoio para sapatas isoladas (servindo como peça de interface com o solo inferior) e para vigas de fundação, também sendo frequentemente usados em fundação de estruturas metálicas de grande vão (estas fundações podem ser fabricadas em betão ciclópico, possuindo uma armadura de pele - malha rectangular junto às faces da peça - no caso de blocos de menores dimensões).

3.9.2. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÕES

Para o dimensionamento das fundações, seguiu-se a metodologia desenvolvida por Frolich. Admitiu-se bloco centrado relativamente aos esforços.

Condição de equilíbrio limite:

$$M_{rd} = \frac{1}{12} k(b_f + d_f)d_f^3 + \frac{2}{3}\mu P_{Ed}d_f + \frac{1}{2}P_{Ed}h_f \quad (3.155.)$$

$$P_{Ed} = N_{qp} + p.p(bloco) \quad (3.156.)$$

b_f, h_f e d_f são respectivamente à largura, comprimento e altura do bloco de fundação, fig. 3.44

k coeficiente que depende das características do terreno e que se pode tomar entre 50 e 70 kPa/m^3

μ coeficiente de atrito terras-betão, de valor médio 0,4

$\gamma = 24 kN/m^3$ para o peso volúmico do betão simples

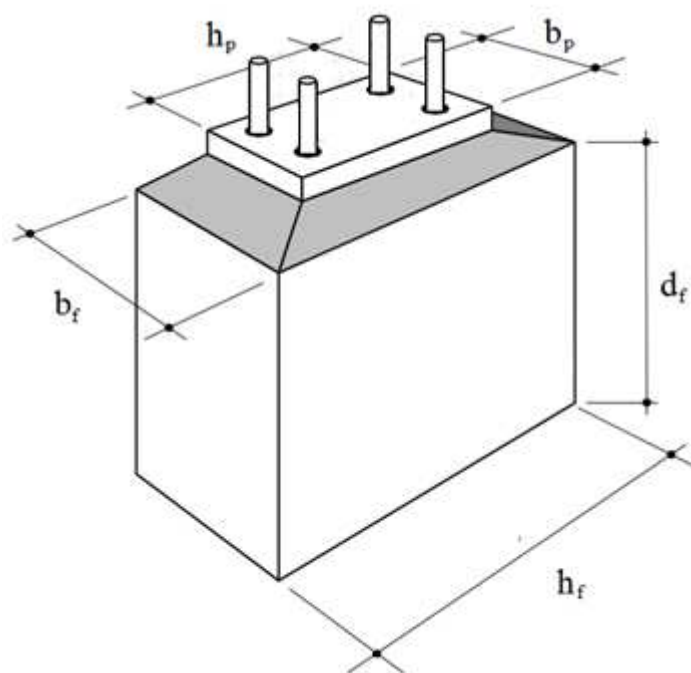


Fig.3.44 – Perspectiva com os dados geométricos da fundação e da placa de base

Tomando $k = 60 \text{ kPa/m}^3$ e $\mu = 0,4$ vem (valores correntes):

$$M_{lim,bp} = \left[5(b_f + d_f)d_f^3 + \frac{1}{3,75}P_{Ed}d_f + \frac{1}{2}P_{Ed}h_f \right] \quad (3.157.)$$

Em que o factor de segurança deve verificar a seguinte relação:

$$F_{seg} = \frac{M_{lim}}{M_{qp}} \geq 1,5 \quad (3.158.)$$

M_{qp} momento flector associado a uma combinação quase-permanente

O factor de segurança de 1,5 obedece às prescrições da norma UNE135311:2008.

Por razões económicas é conveniente fraccionar ou separar os blocos de apoio em vez de construir um bloco único, fig. 3.45.

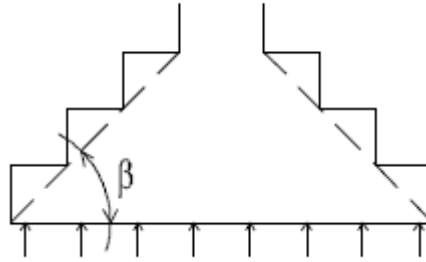


Fig.3.45 – Bloco de fundação escalonado

Admite-se que a altura de cada degrau pode variar entre 15 cm a 30 cm e $\beta \geq 45^\circ$.

Considera-se que a resistência real do bloco escalonado varia entre os seguintes momentos limites:

- Um momento resistente mínimo, $M_{lim,bp,min}$, (subavaliado) formado por apenas um bloco prismático que surge no contacto da placa de fundo com o bloco de fundação;
- Momento resistente máximo, $M_{lim,bp,max}$, formado por um bloco prismático simples que procura ter o mesmo volume e altura do bloco escalonado.

Assim o momento real do bloco escalonado está entre os seguintes valores:

$$M_{lim,bp,min} < M_{lim} \leq M_{lim,bp,max} \quad (3.159.)$$

Para efeitos de dimensionamento considera que o momento resistente do bloco escalonado é dado por:

$$M_{lim,esc} = \frac{M_{lim,bp,min} + M_{lim,bp,max}}{2} \quad (3.160.)$$

3.10. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTAIS DOS MATERIAIS PARA DIMENSIONAMENTO

3.10.1. SUMÁRIO

Sendo a estrutura realizada essencialmente por elementos de aço, fixados a blocos da fundação é necessário definir as características dos materiais adoptados para o processo de dimensionamento.

3.10.2. MATERIAL AÇO

O quadro 3.11 apresenta as características mecânicas adoptadas no cálculo das estruturas, neste caso aço S275, nomeadamente o módulo de Elasticidade E , o coeficiente de Poisson ν , o peso específico do aço $\gamma_{aço}$, tensão característica de cedência f_y , tensão última à tracção f_u , o módulo de distorção G e o coeficiente de dilatação térmica linear α .

Quadro 3.11 – Características mecânicas de aço classe S275

E (GPa)	ν	G (GPa)	$\gamma_{aço}$ (kN/m ³)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	α /°C
210	0,3	81	77	275	430	12×10^{-6}

3.10.3. MATERIAL BETÃO

Apresenta-se as características mecânicas adoptadas no cálculo das estruturas, além dos parâmetros definidos para o aço, tensão característica de rotura do betão f_{ck} , valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples para um quantilho de 5% $f_{ctk,0,05}$, e o módulo de distorção G obtido pela expressão (3.161), quadro 3.12.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.161.)$$

Quadro 3.12 – Características mecânicas de betão C25/30

E_{cm} (GPa)	ν	G (GPa)	f_{ck} (MPa)	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)
31	0,2	12,92	25	1,8

4

QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

4.1. SUMÁRIO

A quantificação das acções vento, sismo, neve e variações de temperatura obedecem ao prescrito no RSA e da norma espanhola UNE 135311:2008. Relativamente à determinação das combinações para dimensionamento, estas, respeitam as indicações do EC0 e RSA (para a combinação sísmica). Consulta bibliográfica permitiu caracterizar as acções permanentes (elementos estruturais e não estruturais), o RSA e a norma espanhola UNE foram utilizadas para quantificar as restantes acções.

Para efeitos de dimensionamento a norma espanhola UNE considera tanto o peso próprio dos painéis de sinalização, bem como o vento, como acções uniformemente distribuídas ao longo ao longo dos prumos que suportam os painéis, ao serem estes que transmitem as cargas para a restante estrutura. O peso próprio dos elementos tubulares também é representado por uma carga uniformemente distribuída pela viga.

Opta-se então, que por cada metro de painel, dispor um prumo a suportar o painel envolvente.

Apresenta-se os esquemas caracterizadores da acção permanente, e vento, para os semi-pórticos, segundo a UNE, apesar do mesmo critério aplicar-se aos pórticos, (ver fig. 4.1 e 4.2).

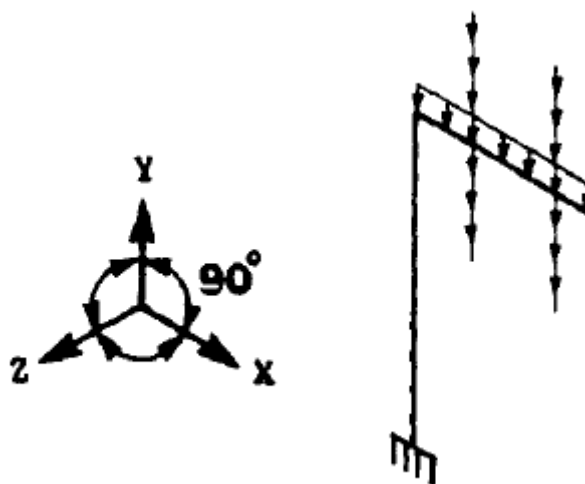


Fig.4.1 – Modelação das acções permanentes

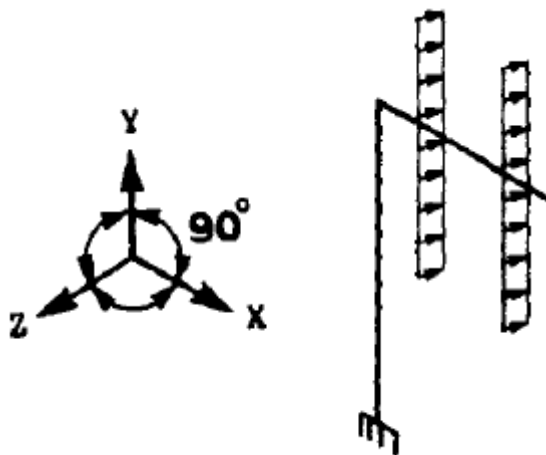


Fig.4.2 – Modelação da acção vento

4.2. ACÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida de estrutura.

As acções permanentes contabilizadas são relativas ao peso próprio dos elementos estruturais (travessas e montantes) e o peso próprio dos elementos de sinalização. Atendendo que nesta fase não se conhece as dimensões dos elementos estruturais, os pesos próprios ($p.p$) adoptados correspondem a valores médios e cuja validade se apoia na experiência prática.

Acções permanentes (G_k)

- Pesos próprios das travessas e montantes do pórtico (só para as estruturas tipo 1 e 2):
 $G_k = p.p \text{ das travessas} = 0.8 \text{ kN/m}$
- Peso próprio dos elementos de sinalização (G_k).
 $G_k = p.p \text{ dos painéis} + p.p \text{ dos conectores/prumos} = 0.35 \text{ kN/m}^2$

4.3 ACÇÕES VARIÁVEIS

4.3.1. GENERALIDADES

As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

As acções variáveis contabilizadas neste trabalho são as relativas às sobrecargas, ao vento, sismo, ao peso da neve e às variações de temperatura.

4.3.2. SOBRECARGAS

Segundo a norma espanhola UNE, para pórticos que sejam **visitáveis** deve-se considerar uma sobrecarga de 4 kN a meio vão, e para os semi-pórticos uma sobrecarga de 1 kN na extremidade da travessa.

A consideração desta acção tem como objectivo simular o efeito de possíveis manutenções da estrutura ao longo da sua vida útil.

Sendo que as estruturas de sinalização vertical a dimensionar não são visitáveis esta **acção não é considerada** na análise.

Os valores dos coeficientes ψ para combinações são apresentados no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção sobrecarga

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção sobrecarga	0,0	0,0	0,0

4.3.3. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies.

O vento pode em geral ser considerado como actuando na horizontal, devendo admitir-se que pode ter qualquer rumo.

A quantificação da acção do vento respeita a norma espanhola UNE. Segundo esta norma o vento, como efeito eólico, actua perpendicularmente aos painéis com uma pressão de $1,5 \text{ kN/m}^2$, sendo a soma da pressão mais a sucção.

Considerando a velocidade definida na norma espanhola, que corresponde a 176 km/h , e aplicando a expressão do R.S.A:

$$w_k = 0,613 \times v^2 \quad (4.1.)$$

Obtém-se uma pressão dinâmica com o valor de $1,47 \text{ kN/m}^2$, praticamente o mesmo valor da norma espanhola apesar de ainda ser necessário considerar os coeficiente de forma dos painéis de sinalização.

Apresentam-se no quadro 4.2 os valores reduzidos ψ da acção vento nas estruturas, segundo o RSA.

Quadro 4.2 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção vento

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção vento	0,4	0,2	0,0

4.3.4. ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica a considerar apoia-se no estabelecido pelo Regulamento de Segurança de Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). O RSA caracteriza acção do sismo como sendo o resultado de um conjunto de vibrações do terreno transmitidas às estruturas através das fundações.

A acção dos sismos no RSA inicia-se no art. 28º, do capítulo VII do zonamento do território, dividindo este em quatro zonas, que por ordem decrescente sismicidade são designadas por A, B, C e D, quadro 4.3 e fig.4.3.

Quadro 4.3 – Valores do coeficiente de sismicidade

Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

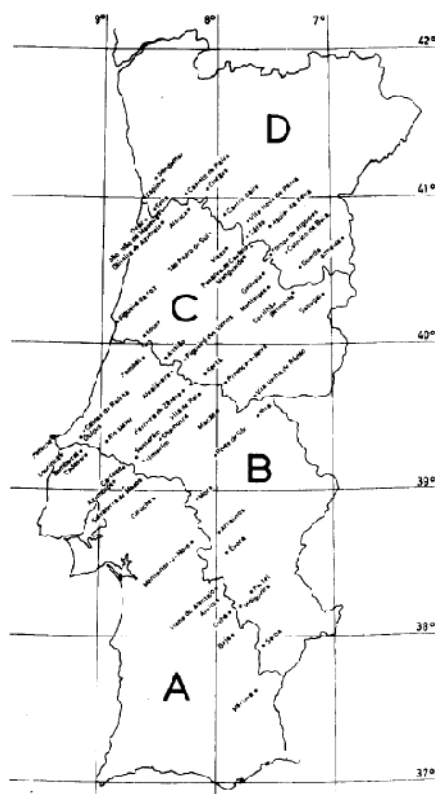


Fig.4.3 – Zonamento do território continental

A quantificação da acção sísmica também é função da natureza do terreno de implantação.

Deste modo, são definidos três tipos de terrenos. Classificados por: Tipo I, II, III. Sendo:

- Tipo I: Solo rochoso ou coerente rijo;
- Tipo II: Coerente muito duros, duros e de consistência média; incoerentes compactos;
- Tipo III: Coerentes moles e muito moles; incoerentes soltos.

A acção dos sismos é quantificada a partir da densidade espectral de potência dos movimentos que a definem.

O RSA considera ainda que, para as estruturas em que não haja interacção entre os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta, a acção sísmica pode ser quantificada por espectros de resposta médios.

Na determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas, o RSA determina que a verificação de segurança seja feita em relação a duas acções sísmicas que representam um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal com a duração de 10 segundos (acção sísmica tipo 1-

AS1), e um sismo de maior magnitude a maior distância focal com a duração de 30 segundos (acção sísmica tipo 2-AS2).

Assim no anexo III do RSA são fornecidos para a zona A espectros de resposta e potência para a acção sísmica tipo I e tipo II em função dos 3 tipos de terreno, fig. 4.4 a 4.9. Os espectros de resposta para as outras zonas são obtidos multiplicando os da zona A pelo coeficiente de sismicidade α .

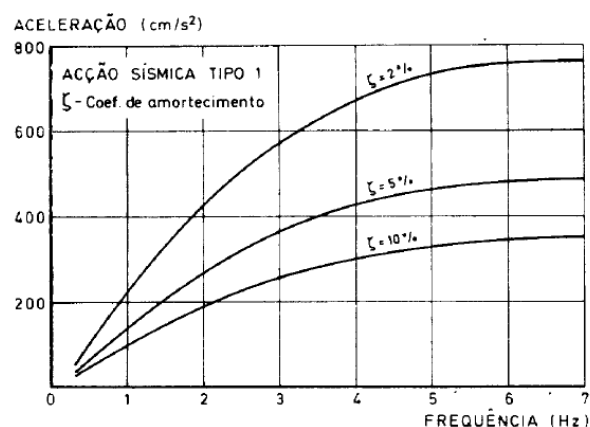


Fig.4.4 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 1, acção sísmica tipo 1

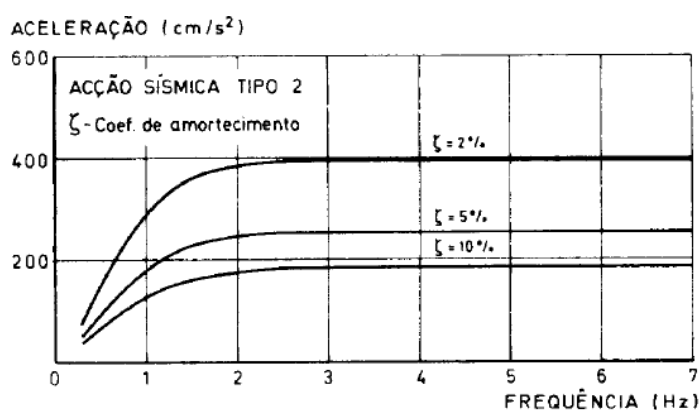


Fig.4.5 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 1, acção sísmica tipo 2

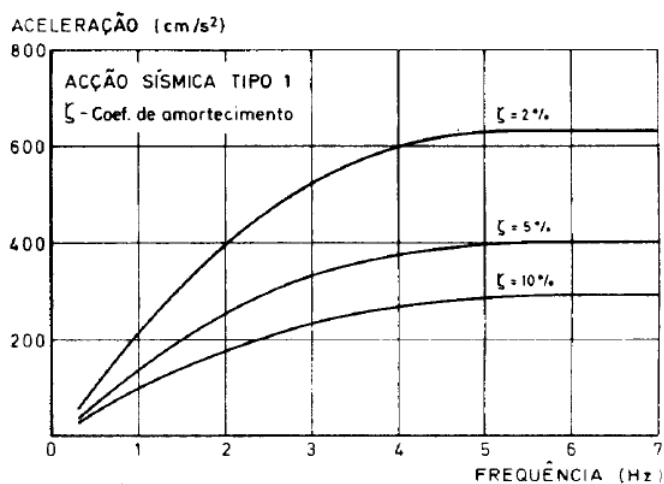


Fig.4.6 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 2, ação sísmica tipo 1

Zona A terreno tipo 2, ação sísmica tipo 2

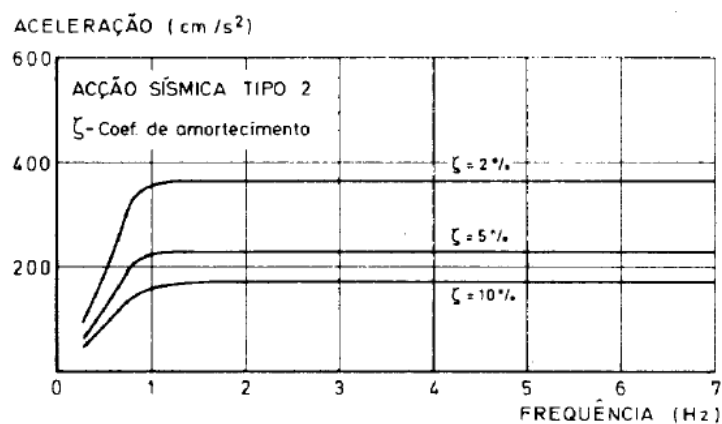


Fig.4.7 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 2, ação sísmica tipo 2

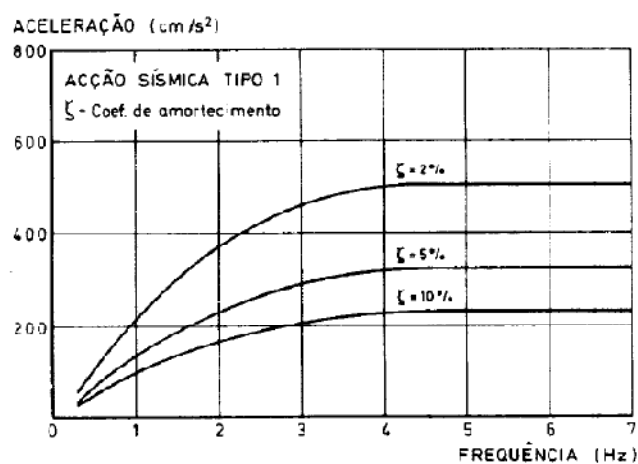


Fig.4.8 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 3, ação sísmica tipo 1

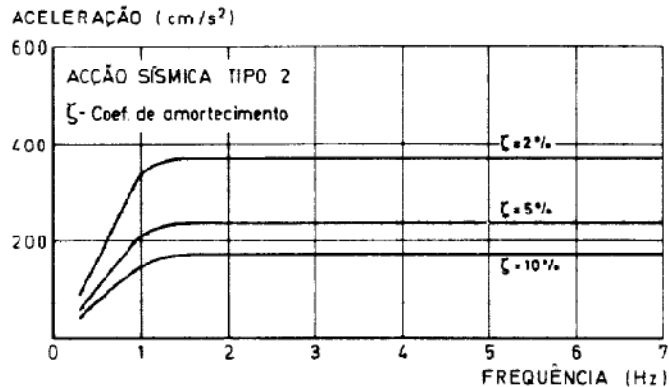


Fig.4.9 – Espectros de resposta, Zona A terreno tipo 3, ação sísmica tipo 2

Estes efeitos devem, no caso geral, ser considerados recorrendo a métodos de análise dinâmica, tendo em conta a quantificação dos sismos referida e considerando as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes e ao valor quase-permanente das cargas variáveis.

A regulamentação permite que a ação sísmica induza na estrutura um comportamento em regime não-linear material, pelo que a análise estrutural implica a resolução de um problema dinâmico não-linear tornando imprescindível o emprego de meios de análise tendencialmente mais complexos. No entanto, com vista à sua simplificação do problema, o RSA admite que, para efeitos de análise e desde que o seu colapso global seja evitado, se consideram as estruturas com comportamento linear, sendo posteriormente os resultados assim obtidos corrigidos pela introdução de coeficientes de comportamento apropriados. Estes coeficientes têm valores diferenciados consoante o tipo de parâmetro a cuja correcção se destinam, e dependem do tipo estrutural, dos materiais constituintes e ainda do grau de exploração admissível da ductilidade dos elementos. Tal admissibilidade pode decorrer de considerações relativas à estabilidade de dissipação de energia nos elementos onde se instala a não-linearidade do comportamento, ou de considerações dirigidas para a redução dos danos estruturais e não-estruturais.

É também contemplado no RSA a possibilidade de determinar os efeitos das ações dos sismos através da aplicação às estruturas de forças estáticas obtidas a partir do valor do coeficiente sísmico associado às características dinâmicas das estruturas. Esta simplificação é apenas válida para estruturas respeitando um determinado conjunto de condições que basicamente asseguram os requisitos necessários para que a estrutura seja considerada regular, verificando-se nestas estruturas o predomínio do primeiro modo de vibração na resposta dinâmica.

Metodologia seguida para a determinação das forças sísmicas nas estruturas em estudo:

- Determinação das frequências próprias da estrutura nos planos do carregamento, via cálculo automático (SAP2000), verificação por processo simplificado (Método de Rayleigh);
- Cálculo das forças sísmicas *fsi*.

Método de Rayleigh

Sistemas com mais do que um grau de liberdade têm mais do que um modo de vibração em movimento livre, tendo, de facto, tantos modos de vibração quantos os graus de liberdade que se consideram na caracterização da estrutura. A análise da resposta precisa, em princípio, deve incluir a

influência dos vários modos de vibração, resultando por isso N incógnitas, as quais podem ser determinadas resolvendo um sistema de N equações diferenciais. Pode, no entanto, mostrar-se que, para estruturas planas correntes, o 1º modo de vibração contribui decisivamente para a resposta da estrutura, sendo a contribuição dos restantes modos pouco significativa. Neste caso o problema resume-se a determinação do 1º modo de vibração, ou modo fundamental da estrutura.

No método de Rayleigh é admitido que uma aproximação do modo fundamental pode ser obtida pela deformada que se obtém solicitando a estrutura por forças horizontais G_i cuja grandeza corresponde ao peso quase-permanente de cada piso da estrutura. Os deslocamentos de cada andar, que podem ser calculados usando métodos correntes de análise estática, correspondem aos valores máximos que se verificam no movimento livre de frequência f da estrutura.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i G_i d_i}{\sum_i G_i d_i^2}} \quad (4.2.)$$

Sendo:

g o valor da aceleração da gravidade $9,81 \text{ m/s}^2$;

G_i uma força cujo o valor corresponde à massa quase-permanente de acções, associada à aceleração gravítica;

d_i o deslocamento provocado na estrutura pelas forças G_i

O conhecimento da frequência fundamental da estrutura f ($f = w/2\pi$) permite, admitindo um determinado amortecimento viscoso ξ para a estrutura (2% estruturas metálicas), determinar o valor da máxima aceleração espectral $S_a(f; \xi)$ que a resposta estrutural poderá experimentar, a partir de espectros de resposta regulamentares para os dois tipos de acção sísmica.

$$S_a = \max(S_{a1}; S_{a2}) \quad (4.3.)$$

Atendendo a que os deslocamentos máximos de cada piso d_i foram calculados por forças fictícias iguais ao peso de cada piso, o que corresponde a admitir a aceleração gravítica g aplicada à massa da estrutura, se em vez de g tivermos uma aceleração máxima $S_a(f; \xi)$, as correspondentes forças de inércia serão:

$$f_{si} = \frac{S_a w^2}{g^2 \eta} G_i d_i \quad (4.4.)$$

O cálculo da estrutura para estas forças permite determinar a resposta da estrutura à acção sísmica. No entanto, tal como acontece no método Estático, as forças sísmicas devem ser corrigidas, multiplicando-as pelo coeficiente de sismicidade α , de modo a ter em consideração a zona sísmica em causa, e dividindo-as pelo coeficiente de comportamento η cuja função, como anteriormente exposto, é considerar o comportamento não linear da estrutura. O que resulta finalmente em:

$$f_{si} = \frac{\alpha S_a w^2}{g^2 \eta} G_i d_i \quad (4.5.)$$

segundo o REAE, adoptou-se um coeficiente de comportamento para esforços $\eta = 2,5$, para vibrações na direcção horizontal, considerando o pórtico sem elementos de rigidez.

Admitindo-se que as estruturas em análise encontram-se no Porto ($\alpha = 0,3$), terreno tipo III, pode-se simplificar a fórmula (4.5) em:

$$f_{si} = 0,001247 S_a w^2 G_i d_i \quad (4.6.)$$

Os valores dos coeficientes ψ para combinações de utilização para sismos são os apresentados no quadro 4.4:

Quadro 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção sismo

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção sísmica	0,0	0,0	0,0

4.3.5. ACÇÃO DA NEVE

De acordo com o R.S.A. a acção da neve deve ter sido em conta nos locais que apresentem uma altitude (H) igual ou superior a 200m, situação que ocorre nos distritos de Viana do Castelo, Braga, Vila Real, Bragança, Porto, Aveiro, Viseu, Guarda, Coimbra, Leiria, Castelo Branco e Portalegre.

Nos restantes locais do Continente e no arquipélago dos Açores e da Madeira não há que considerar a acção da neve.

Acção da neve é considerada como sendo uma carga distribuída cujo seu valor característico, por metro quadrado em plano horizontal, S_k , é dado pela expressão:

$$S_k = \mu S_{0k} \quad (4.7.)$$

S_{0k} representa o valor característico, por metro quadrado, da carga da neve ao nível do solo

$$S_{0k} = \frac{1}{400} (H - 50) \quad (4.8.)$$

H é a altitude do local expressa em metros, arredondada as centenas;

μ é um coeficiente função da forma da superfície sobre a qual se deposite a neve.

A altitude de um local pode ser quantificada, para este efeito, através da carta militar de Portugal do Serviço Cartográfico do Exército da zona.

Face ao tipo de “cobertura” que a estrutura em estudo apresenta, apresentam-se na fig. 4.10 os seguintes valores para o coeficiente μ em cobertura isoladas.

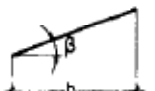
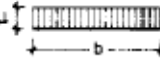
Forma da cobertura	β (graus)	Distribuição da carga	Valores de μ
	$0 \leq \beta \leq 30$		$\mu = 0,8$
	$30 < \beta < 60$		$\mu = 0,8 \frac{60 - \beta}{30}$
	$\beta \geq 60$		$\mu = 0$

Fig.4.10 – Coeficiente μ para coberturas isoladas

Os valores reduzidos ψ da acção da neve devem ser obtidos a partir dos seguintes coeficientes, quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção neve

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção da neve	0,6	0,3	0,0

Considerando que os pórticos em estudo encontram-se no **concelho do Porto**, que apresenta uma altitude média inferior a 200 m, **não se tem em conta esta acção** neste trabalho.

4.3.6. ACÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

As variações uniformes de temperatura correspondem às variações anuais da temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura.

As variações diferenciais da temperatura correspondem, por sua vez, às variações rápidas de temperatura ambiente, características da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura.

Neste trabalho apenas se representou variações uniformes de temperatura no seu dimensionamento.

A norma espanhola UNE sugere os valores característicos $\pm 30^\circ\text{C}$ para as variações uniformes de temperatura, em relação à temperatura média anual do local, para estruturas metálicas não protegidas. Estes valores são utilizados na verificação às deformações que segue as prescrições da referida norma.

Para a verificação da resistência e estabilidade em estado limite últimos, obedece-se aos valores indicados no RSA, que apresenta os valores característicos -25°C e $+35^\circ\text{C}$.

Valores reduzidos ψ da acção da temperatura devem ser obtidos a partir do quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios, acção temperatura

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção temperatura	0,6	0,5	0,3

Não se prevê a existência de um bom isolamento térmico dos pórticos e como tal, são considerados como elementos não protegidos.

5

MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SINALIZAÇÃO VERTICAL EM AUTO-ESTRADAS

5.1. ASPECTOS GERAIS

Tendo por base todas as considerações descritas nos anteriores capítulos, é então possível passar à modelação, análise e dimensionamento das estruturas apresentadas no capítulo 1 no âmbito do estudo deste trabalho.

Descrevem-se neste capítulo as principais características do programa de cálculo SAP2000 versão 11 que é utilizado, na abordagem à análise das diferentes estruturas.

Neste sentido, apresenta-se a descrição do programa referido segundo os tópicos seguintes: generalidades e modelação. Na generalidade faz-se uma descrição sumária do programa de cálculo. Na modelação é apresentado e descrito o tipo de modulações estruturais e de elementos finitos que o programa permite utilizar, salientado a modelação adoptada no trabalho.

- Generalidades

Este programa permite usar diferentes materiais e efectuar vários tipos de análise, nomeadamente, análise estática e dinâmicas, do tipo linear ou não linear material, análises sísmicas com base em espectros de resposta, de potência, em acelerogramas e análise do tipo Pushover. Permite efectuar análises geometricamente não lineares, incluindo efeitos $P-\Delta$ e análise no campo dos grandes deslocamentos, análise à encurvadura entre outros.

- Modelação

Relativamente à modelação de estruturas o programa SAP 2000 permite efectuar modelações planas e tridimensionais, considerando todos os elementos que constituem a estrutura. Os elementos estruturais são modelados por elementos finitos lineares, superfície e de volume. Nas análises a efectuar neste trabalho apenas se consideram o primeiro tipo referido. Usam-se elementos finitos de barra na modelação das vigas e dos pilares. O programa estabelece a compatibilização de deformações em todos nós, considerando seis graus de liberdade por nó.

5.2. ESTRUTURA TIPO 1

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 1

Tendo sido caracterizado o modelo estrutural no capítulo 1, apresenta-se de seguida o modelo geométrico necessário à análise estrutural, fig. 5.1.

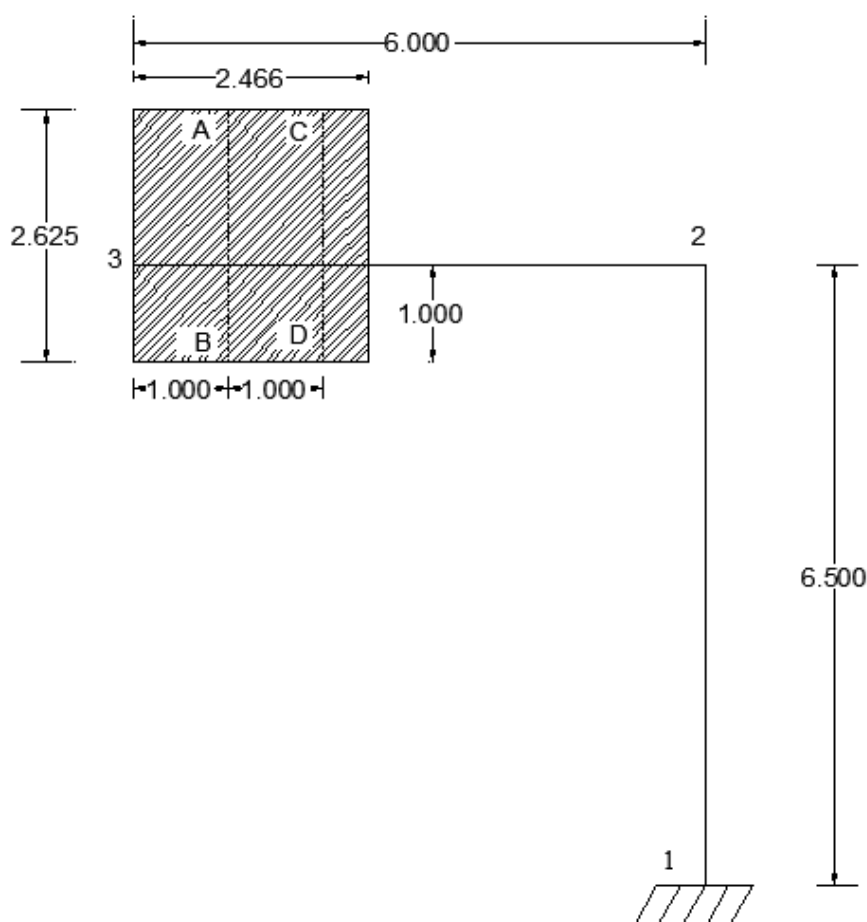


Fig.5.1 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 1, unidades em metros

A estrutura tipo 1, como referido representa um semi-pórtico, sendo constituída por uma coluna de 6,5 m e uma viga com uma extensão 6,0 m.

Inclui-se um painel de sinalização de dimensões $2,466 \times 2,625 \text{ m}$ ($l * h$), que é suportado por dois prumos AB e CD (a tracejado), que apresentam larguras de influência na transmissão das cargas diferentes:

- barra AB que suporta parte do painel, com uma largura de influência (L_{inf}) de 1,5 m;
- barra CD que suporta o restante painel e tem uma largura de influência (L_{inf}) de 0,966 m.

5.2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TUBULAR

Sendo a estrutura tipo 1 estaticamente determinada, como medida simplificativa para estimar as secções dos elementos, admite-se apenas acção do vento e o peso próprio dos elementos a actuar na estrutura. A partir do conhecimento das secções são quantificadas as restantes acções e verificados os pressupostos do EC3 e da norma espanhola UNE.

Apresenta-se no quadro 5.1 acções associadas aos pesos próprios, como definidos no capítulo 4.

Quadro 5.1 – Pesos próprios característicos em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Característicos G_k
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		0,80
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra AB	0,53
	Barra CD	0,34

Para acção do vento resulta para cada uma das barras que suportam os painéis, as seguintes acções, quadro 5.2.

Quadro 5.2. – Acção vento com valores característicos em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Característicos Q_k
Vento (kN/m)	Barra AB	2,25
	Barra CD	1,5

Representa-se as acções permanentes características a actuar na estrutura após a modulação dessas cargas segundo o SAP2000, ver fig.5.2. Refere-se que o referencial XYZ do SAP2000 é ao longo deste trabalho várias vezes utilizado para analisar a estrutura em diferentes planos.

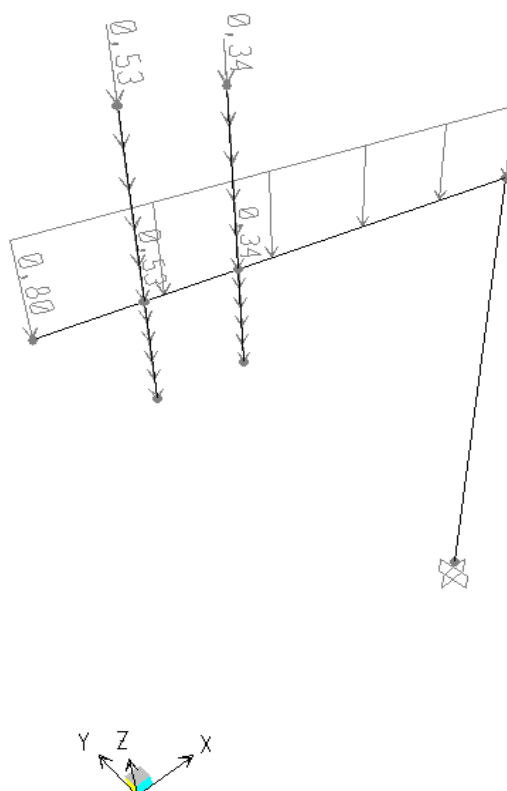


Fig.5.2 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000

O mesmo tipo de modelação para as acções devidas ao vento, fig.5.3

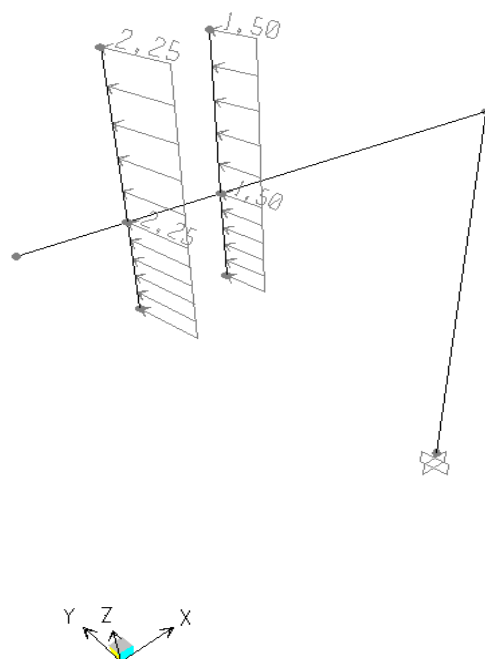


Fig.5.3 – Modelação das acções causadas pelo vento, segundo o SAP2000

Torna-se então possível caracterizar a combinação fundamental para as acções permanentes e vento, tendo por base o disposto no capítulo 3, quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Fundamentais
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		1,08
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra AB	0,71
	Barra CD	0,46
Vento (kN/m)	Barra AB	3,38
	Barra CD	2,25

Como simplificação, em fase de pré-dimensionamento a estrutura é dimensionada em função dos esforços presentes na secção da base do pilar, nó 1, ver figura 5.1.

As reacções na base da estrutura são os seguintes (segundo a convenção Sap2000), quadro 5.4:

Quadro 5.4 – Reacções na base encastrada em fase de pré-dimensionamento

Esforços	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_y ($kN.m$)	M_x ($kN.m$)	T ($kN.m$)
Nó 1	0	-14,76	9,54	33,53	100,59	67,92

Considerando o esforço máximo de flexão $M_x = 100,59 kN.m$, fazendo uso das expressões do EC3 (admitindo secção classe 1 ou 2) e admitindo $\chi_{LT} = 0,7$ face a incertezas relativas aos valores das acções permanentes.

$$100,59 = \frac{0,7 \times w_{pl,y} \times 275 \times 10^3}{1,0} \quad (3.52.)$$

Resulta um módulo de flexão plástico $w_{pl,y} = 522.545 \text{ cm}^3$.

Opta-se então por uma secção tubular com as dimensões **280 * 140 * 8 (mm)**, com $w_{pl,y} = 583,4 \text{ cm}^3$ em fase de pré-dimensionamento.

Procede-se à caracterização geométrica da secção referida anteriormente.

Quadro 5.5 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 280*140*8 mm

Tubo 280 * 140 * 8 (mm)	h (mm)	b (mm)	t (mm)
	280	140	8

Restantes características geométricas necessárias ao cálculo, para verificações segundo EC3, ver quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 280*140*8 mm

Tubo 280 * 140 * 8 (mm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$w_{pl,y}$ (cm^3)	$w_{pl,z}$ (cm^3)	I_t (cm^3)	A_{vz} (cm^2)	A_{vy} (cm^2)
	64,64	6598	2200	583,4	357,2	5105	44,8	22,4

Determinação da classe da secção admitindo a secção solicitada apenas à compressão (caso mais gravoso).

$$\frac{c}{t} = \frac{h-3t}{t} = \frac{256}{8} = 32 \leq 38\varepsilon = 34.96 \quad (5.1)$$

Sendo, $\varepsilon = 0,92$

O que verifica o pressuposto admitido anteriormente de a classe ser 1 ou 2.

Tendo-se então determinado uma secção em função de um pré-dimensionamento para posterior verificação das normas espanholas e EC3, representa-se a disposição das secções segundo o referencial do SAP2000, fig. 5.4.

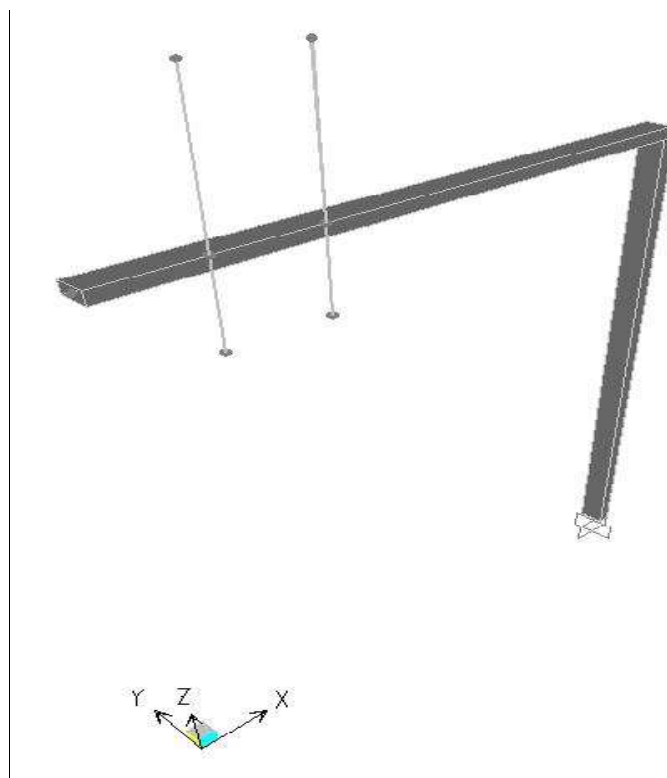


Fig.5.4 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 1

5.2.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE 135311:2008

Tendo-se encontrada uma secção, torna-se possível verificar se a mesma cumpre a norma espanhola relativamente às deformações máximas. Salienta-se o facto que o sistema de eixos utilizado para caracterizar as deformações na estrutura é o apresentado na norma espanhola, ver capítulo 3 secção 3.6.

Para acção conjunta de **peso próprio dos elementos e ($\pm$) temperatura** a estrutura com um vão igual 6 m tem que respeitar as **deformações máximas** apresentadas no quadro 5.7

Quadro 5.7 – Valores limites das deformações em semi-pórticos com um vão igual a 6 m para as acções permanentes/temperatura

Vão, $L = 6\text{ m}$ (m)	Viga δ_y (m)	Coluna δ_x (m)
≤ 6	$\leq 0,04615$	$\leq 0,0216$

Para o caso da acção **conjunta de vento e ($\pm$) temperatura** a estrutura tipo 1 tem que respeitar as seguintes **deformações máximas**, ver quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Valores limites das deformações em semi-pórticos com um vão igual a 6 m para as acções vento/temperatura

Viga		Coluna	
δ_z (m)	δ_z (m)	β_x (rad)	β_y (rad)
0,3	0,065	$\leq 0,01$	$\leq 0,04$

Recorrendo ao programa de cálculo SAP2000 determina-se os **deslocamentos nos nós de referência** do semi-pórtico, para o caso de **peso próprio e ($\pm$) temperatura**, os valores são os seguintes, quadro 5.9.

Quadro 5.9 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 280*140*8 mm

Viga	Coluna
$\delta_y (m)$	$\delta_x (m)$
0,2783	0,1193

Como se pode observar as deformações obtidas ultrapassam os valores limites dispostos na norma espanhola UNE.

Seguindo o mesmo procedimento para determinar os **deslocamentos nos nós de referência**, para a acção **do vento e ($\pm$) temperatura**, ver quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Deformações nos nós referencia para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 280*140*8 mm

Viga		Coluna	
$\delta_z (m)$	$\delta_z (m)$	$\beta_x (rad)$	$\beta_y (rad)$
0,798	0,1049	0,02468	0,107

O que também não verifica.

Em função do não cumprimento da norma espanhola surge uma necessidade de alterar das dimensões, neste caso tornar a estrutura mais rígida.

Considerando por sua vez uma secção tubular com as dimensões **350 * 350 * 8 mm**, que apresenta as características geométricas indicadas no quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 350*350*8 mm

Tubo	h	b	t
350 * 350 * 8	(mm)	(mm)	(mm)
(mm)	350	350	8

As restantes características geométricas necessárias ao cálculo, quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 350*350*8 mm

Tubo	A	I_y	I_z	$w_{pl,y}$	$w_{pl,z}$	I_t	A_{vz}	A_{vy}
350 * 350 * 8	(cm^2)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^3)	(cm^3)	(cm^3)	(cm^2)	(cm^2)
(mm)	109	21350	21350	1404	1404	32000	56	56

Passa-se então à determinação da classe da secção. Admitindo a secção totalmente comprimida:

$$\frac{c}{t} = \frac{h-3t}{t} = \frac{326}{8} = 40,75 > 42\varepsilon = 38,64 \quad (5.2)$$

A classe da secção é a 4.

Se por sua vez se admitir a secção solicitada exclusivamente à flexão:

$$\frac{c}{t} = 40,75 < 72\varepsilon = 66,24 \quad (5.3)$$

A classe da secção é a 1.

Assim em função da flexão e da compressão presente na secção em estudo a secção é classificada de acordo. A classificação da secção é realizada em simultâneo com a verificação segundo o EC3.

Determinação dos **deslocamentos nos nós de referência**, para o **peso próprio e ($\pm$) temperatura**, quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Deformações nos nós referencia para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 350*350*8

Viga	Coluna
$\delta_y (m)$	$\delta_x (m)$
0,0406	0,0163

Que verifica as condições impostas pela norma espanhola.

Os **deslocamentos nos nós de referência** para acção conjunta do **vento e ($\pm$) temperatura** são os do quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Deformações nos nós referencia para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm

Viga		Coluna	
$\delta_z (m)$	$\delta_z (m)$	$\beta_x (rad)$	$\beta_y (rad)$
0,151	0,0325	0,00763	0,0171

Novamente verifica a norma espanhola.

A estrutura com a secção de dimensões **350 * 350 * 8 mm** cumpre o disposto na norma espanhola UNE135311:2008, importa de seguida verificar se a mesma secção cumpre em termos de resistência e estabilidade o EC3.

5.2.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 1 AO ABRIGO DO EC3

5.2.4.1. Quantificação das acções

Acções Permanentes

Tendo por base a secção **350 * 350 * 8 mm** que verifica a norma espanhola UNE, procede-se à determinação das acções permanentes, uma vez que a estrutura se encontra perfeitamente caracterizada.

Quadro 5.15 – Pesos próprios característicos dos elementos

Acção		Valores Característicos G_k
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		0,84
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra AB	0,525
	Barra CD	0,338

Acções Variáveis

Conhecida a geometria da estrutura é então possível quantificar a acção sísmica, uma vez que o vento encontra-se caracterizado e a acção da temperatura não gera esforços em estruturas isostáticas.

Segundo o exposto no capítulo 4, isto é, em que os pórticos em estudo localizam-se no concelho do Porto ($\alpha = 0.3$) e em terreno do tipo III, passa-se à determinação da frequência da estrutura através do SAP2000, com verificação pelo método de Rayleigh.

A frequência fundamental resultante do SAP2000 para movimentos da estrutura no plano **ZX** é de $f = 2,54 \text{ Hz}$. A frequência associada a movimentos no plano **ZY** é de $2,25 \text{ Hz}$.

Para determinar a frequência da estrutura pelo método de Rayleigh, torna-se necessário determinar os deslocamentos na extremidade superior da coluna (com a massa quase-permanente concentrada), novamente recorreu-se ao SAP2000 para esse propósito. A acção quase-permanente resulta simplesmente no peso próprio dos elementos tubulares mais painéis (não há sobrecargas), a que corresponde a um $G_i = 10,03 \text{ kN}$ ao nível do topo do pilar.

A estimativa da frequência quer no plano ZX quer no ZY, resulta da aplicação de uma carga de 10,03 kN primeiro segundo a direcção $x-x$ e depois segundo a direcção $y-y$. Os deslocamentos no nó 2 são os indicados no quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Deslocamento no nó 2 associados a uma carga quase-permanente no plano ZX/ZY

Nó 2	δx (m)	δy (m)	δz (m)	θx (rad)	θy (rad)	θz (rad)
	0,0206	0,0206	0	0,00473	0,00473	0

A frequência resulta em:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \times 10,03 \times 0,0206}{10,03 \times (0,0206)^2}} = 3,47 \text{ Hz} \quad (4.2)$$

O que verifica os valores obtidos pelo SAP2000, mas apresenta uma diferença significativa. A distribuição da massa pela estrutura constitui o principal motivo da diferença entre as frequências calculadas pelo SAP2000 e Rayleigh. A simplificação do modelo da estrutura para a verificação pelo método de Rayleigh também teve influência na alteração da frequência da estrutura.

Pode-se então agora, determinar o valor da máxima aceleração espectral $S_a(f; \xi)$ que a resposta estrutural poderá experimentar, a partir de espectros de resposta regulamentares para os dois tipos de acção sísmica.

Para o **plano ZX** associado a uma frequência $f = 2,54 \text{ HZ}$, tem-se os seguintes os valores de espectrais

$$S_a = \max(4,33; 3,66) = 4,33 \text{ m/s}^2 \quad (4.3.)$$

Conduzindo a uma força sísmica:

$$f s i_{zx} = \frac{0,3 \times 4,33 \times (15,95)^2}{g^2 \times 2,5} 10,03 \times 0,0206 = 0,28 \text{ kN} \quad (4.5.)$$

Para o **plano ZY** com uma frequência $f = 2,25 \text{ HZ}$, os valores de espectrais são os seguintes:

$$S_a = \max(4,05; 3,66) = 4,05 \text{ m/s}^2 \quad (4.3.)$$

Correspondendo a uma força sísmica:

$$f s i_{zy} = \frac{0,3 \times 4,05 \times (14,14)^2}{g^2 \times 2,5} 10,03 \times 0,0206 = 0,21 \text{ kN} \quad (4.5.)$$

Determinada a acção sísmica, pode-se verificar a **pouco influência** desta acção para efeitos de dimensionamento. Esta acção será incluída **apenas na estrutura tipo 1**, escusando-se a quantificação desta acção para as restantes estruturas.

5.2.4.2. Combinação de acções

Cálculo das combinações de acções para a verificação da estrutura pelo EC3, em função das acções de base, isto é, vento ou sismo.

Quadro 5.17 – Combinações fundamentais

Acção		Valores Fundamentais		
		Combinações		
		1	2	3
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		1,14	0,84	0,84
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra AB	0,71	0,53	0,53
	Barra CD	0,46	0,34	0,34
Vento (kN/m)	Barra AB	3,38	0,42	0,32
	Barra CD	2,25	0,84	0,84

5.2.4.3. Esforços nas secções críticas

De seguida apresenta-se os esforços nas secções críticas da estrutura. Para a viga os esforços são máximos na ligação viga-coluna (nó 2), relativamente ao pilar, a verificação de resistência é feita para a base (nó 1).

A convenção de eixos da secção tubular segue a partir desta fase o especificado no EC3 (ver capítulo 1). A determinação dos sinais dos esforços tem assim por base o EC3, convém notar que as secções estão orientadas no sentido de mobilizarem a sua maior resistência face aos esforços presentes, apesar de neste caso não ter importância face à secção quadrada. Acrescenta-se que o momento torsor positivo se refere a um sentido anti-horário e o esforço axial de compressão corresponde a sinal negativo fig.5.5.

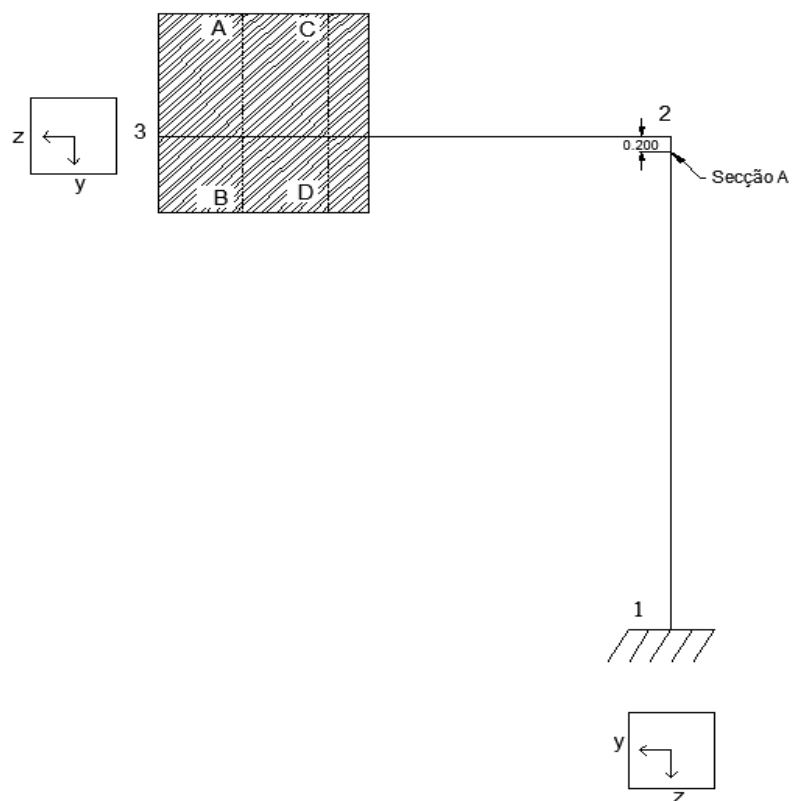


Fig.5.5 – Disposição de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 para a estrutura tipo 1 e indicação do local da ligação entre elementos (secção A), unidades em metros

Esforços máximos na **viga**, para as várias combinações, quadro 5.18.

Quadro 5.18 – Esforços na secção da viga (nó 2) para as várias combinações

Combinação	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
1	0	9,88	-14,77	-67,92	-34,56	4,61
2	-0,44	7,32	0	0	-25,60	0
3	0	7,32	0	0	-25,60	0

Esforços máximos no **pilar**, convenção de eixos EC3, quadro 5.19.

Quadro 5.19 – Esforços na secção da base do pilar (nó 1) para as várias combinações

Combinação	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
1	-17,27	0	14,77	100,59	34,56	67,92
2	-12,75	0,44	0	0	22,77	0
3	-12,75	0,0	0,32	2,1	25,6	0

5.2.4.4. Cálculo das imperfeições

Com esforços caracterizados, pode-se calcular as imperfeições globais, neste caso as forças horizontais equivalentes (H_{Ed}) na estrutura, e verificar se mesma é sensível a efeitos de 2ª ordem como referido no capítulo 2.

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,78 \times 1 = 0,00392 \quad (2.5.)$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6,5}} = 0,78$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right)} = 1$$

Cálculo das forças horizontais equivalentes para as diversas combinações, ver quadro 5.20.

Quadro 5.20 – Forças horizontais equivalentes para as várias combinações

Combinação	N_{Ed} (kN)	H_{Ed} (kN)
1	17,27	0,07
2	12,75	0,05
3	12,75	0,05

As forças horizontais equivalentes são consideradas na direcção mais gravosa, isto é, na direcção X. (convenção SAP2000). Na verificação das secções, os esforços considerados incluem os efeitos das imperfeições.

5.2.4.5. Análise dos efeitos de 2ª ordem

Os factores de carga α_{cr} , são importante para verificar a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem. Recorre-se ao programa SAP2000. Destaca-se apenas os primeiros dois modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais nas direcções $x-x$ e $y-y$.

Quadro 5.21 – Factores de cargas para as várias combinações

Combinação	α_{cr}
1	Direcção X 271,89
	Direcção Y 275,04
2	Direcção X 328,99
	Direcção Y 371,30
3	Direcção X 367,02
	Direcção Y 371,30

Pela observação do quadro anterior os efeitos de 2ª ordem são desprezáveis. Devido a serem superiores a 10.

Como seria de esperar a **combinação 1 é a combinação condicionante**. Após a determinação dos esforços para o estado limite último, pode-se então realizar em primeiro lugar a verificação seccional, com posterior verificação de estabilidade dos elementos.

5.2.4.6. Verificação seccional da viga

A viga encontra-se submetida a flexão desviada com esforço transversal para a combinação 1. A secção apenas se encontra solicitada à flexão, logo a mesma é classe 1.

Apresenta-se no quadro 5.22 os parâmetros de resistência da secção referidos ao longo do capítulo 3, e igualmente os esforços na secção relativos à combinação 1.

Quadro 5.22 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação 1 para a viga

Secção Tubular 350 * 350 * 8 (mm)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)		Torção (kN.m)	
	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,rd,y}$	$V_{pl,rd,z}$	$V_{pl,T,rd,y}$	$V_{pl,T,rd,z}$
	386,10	386,10	889,12	889,12	875,32	875,32
Esforços na secção crítica	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN.m)	
	-67,92	-34,56	9,88	-14,77	-4,61	

Verificação da não redução do momento resistente plástico devido ao esforço transverso actuante:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 875,32 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 14,77 \leq 437,66 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Como se pode observar a secção verifica o EC3.

Adicionalmente realiza-se a verificação à flexão desviada.

Quadro 5.23 – Verificação flexão desviada para a viga

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1.66	386,10	386,10	0,08

Assim a secção da viga está verificada relativamente à sua resistência.

5.2.4.7. Verificação seccional do pilar

O pilar por sua vez apresenta flexão composta com esforço transverso.

No quadro 5.24 encontra-se as diversas resistências referidas no capítulo 3 da secção e os esforços a actuar na base do pilar.

Quadro 5.24 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação 1 para o pilar

Secção Tubular 350 * 350 * 8 (mm)	Esforço Axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)		Torção (kN.m)	
	N_{cRd}	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,rd,y}$	$V_{pl,rd,z}$	$V_{pl,T,rd,y}$	$V_{pl,T,rd,z}$
	2997,50	386,10	386,10	889,12	889,12	685,88	685,88
Esforços na secção crítica	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN.m)	
	-17,27	100,59	34,12	-0,07	14,77	67,92	

Tendo-se admitido que a classe da secção é 1 ou 2, verifica-se então essa hipótese.

O parâmetro α é dado por:

$$\alpha = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{sd}}{2 t_w h f_y} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{-17,27}{2 \times 8 \times 350 \times 275 \times 10^{-3}} = 0,5056 \quad (5.5)$$

$$\frac{c}{t} = 40,75 \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = 65,37 \quad (5.6)$$

Então a secção pertence à classe 1, o que seria de esperar em função do pequeno esforço axial presente.

Verificação da não consideração do esforço axial e do esforço transversal na redução do momento plástico resistente:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 685,88 = 343,94 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 14,77 \leq 343,94 \text{ kN} \quad (5.7)$$

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times 2997,5 = 749,4 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 17,27 \leq 749,4 \text{ kN} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times 334 \times 16 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 734,8 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 17,27 \leq 734,8 \text{ kN} \quad (3.28.)$$

Que mais uma vez cumpre o EC3.

Verificação à flexão desviada do pilar, quadro 5.25.

Quadro 5.25 – Verificação flexão desviada para o pilar

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1,66	386,10	386,10	0,13

Pelo que então está verificada a resistência da secção encastrada do pilar.

No caso de almas sem reforços intermédios, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal não é necessária, se:

$$\frac{334}{16} = 20,875 < 72 \frac{0,92}{1} = 66,24 \quad (3.18.)$$

O que verifica a encurvadura devido ao esforço transverso.

5.2.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 1 AO ABRIGO DO EC3

5.2.5.1. Análise de estabilidade da viga

A viga não necessita de ser verificada à encurvadura lateral, uma vez que apresenta secção tubular quadrada, o que dispensa esta verificação. Neste caso o parâmetro $\bar{\lambda}_{LT}$ que permite ter em conta influência deste fenómeno é insignificante.

Pode-se concluir que este fenómeno é desprezável para vigas nas condições presente. Assim a viga encontra-se verificada à encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd} = M_{pl,Rd}$.

5.2.5.2. Análise de estabilidade do pilar

O pilar necessita de ser verificado à encurvadura flexional devido a encontrar-se comprimido.

O parâmetro da encurvadura lateral como se referiu é desprezável, considerando neste caso $\chi_{LT} = 1$.

A resistência de cálculo do pilar comprimido, $N_{b,Rd}$, pode ser obtida através do quadro 5.26.

Quadro 5.26 – Determinação da resistência do pilar comprimido

l_e (m)	N_{cr} (kN)	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
13	2618,37	1,06	0,62	1848,65

O que verifica a encurvadura por flexão, uma vez que $N_{Ed} < N_{b,Rd}$ e à encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd}$.

Como última verificação surge a combinação de flexão composta com compressão do pilar, quadro 5.27.

Quadro 5.27 – Verificação de estabilidade de elementos em flexão composta com compressão

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	Interacção exp.(3.53)	Interacção exp.(3.54)
0,605	0,36	0,99	1,01	0,6	1	0,6	0,20	0,36

As interacções relativas às expressões (3.53) e (3.54), respeitam o limite máximo de 1,0, o que permite concluir que a estrutura verifica os critérios de resistência e estabilidade impostos pelo EC3.

Como último comentário à secção dimensionada, na qual, verifica-se uma grande reserva de resistência da secção face aos esforços presentes. Essa situação deve-se ao dimensionamento ser **condicionado** pela norma espanhola UNE (ao nível das deformações limites) e não pelo EC3.

5.2.6. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL

5.2.6.1. Esforços a solicitar a placa frontal

A ligação entre a própria coluna, como se explicou no capítulo 3, é realizada através de uma chapa frontal. Considera-se que a localização da chapa ocorre **6,3 m da base encastrada da estrutura** (secção A), ver fig.5.5.

Os esforços nessa secção A (convenção EC3) são os indicados no quadro 5.28.

Quadro 5.28 – Esforços presentes na secção A

N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
-10,3	0	14,77	9,1	34,56	67,92

5.2.6.2. Caracterização da solução placa frontal determinada

Apresenta-se uma possível solução para a placa frontal caracterizada graficamente pela fig.5.6. A figura inclui todos os elementos geométricos referidos no capítulo 3,isto é, distâncias aos bordos, distâncias entre os parafusos e comprimentos dos restantes elementos.

A ligação é constituída por 10 parafusos M16 classe 8.8 e um cordão de soldadura ao longo do perímetro da secção tubular 350 * 350 * 8 mm com uma garganta de $a = 6$ mm. A chapa frontal S275 tem uma espessura de 20 mm. Nas próximas secções verifica-se se a ligação cumpre o estabelecido no capítulo 3.

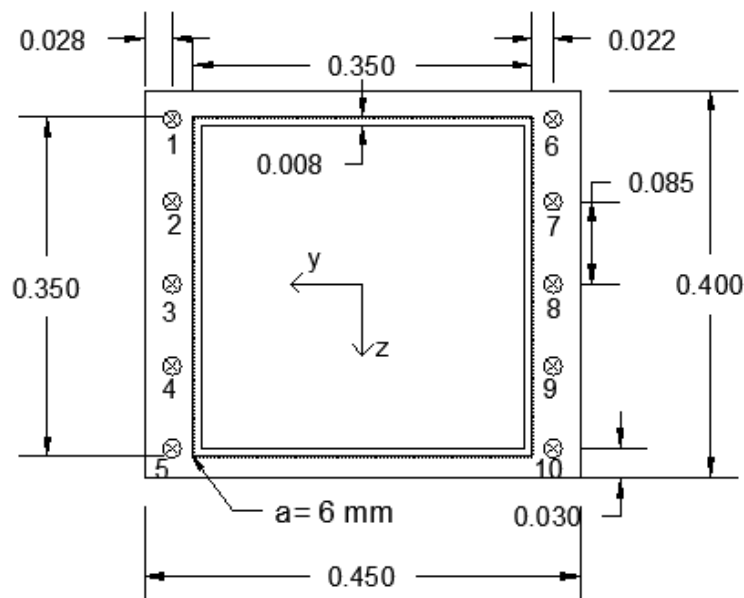


Fig.5.6 – Caracterização geométrica da placa frontal, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.2.6.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal

Em primeiro lugar determina-se os esforços de corte que cada parafuso tem que se suportar, quadro 5.29.

Quadro 5.29 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	0,00	1,47	21,67	25,12	34,31
2	0,00	1,47	10,83	25,12	28,72
3	0,00	1,47	0,00	25,12	26,59
4	0,00	1,47	-10,83	25,12	28,72
5	0,00	1,47	-21,67	25,12	34,31
6	0,00	1,47	21,67	-25,12	32,08
7	0,00	1,47	10,83	-25,12	26,01
8	0,00	1,47	0,00	-25,12	23,64
9	0,00	1,47	-10,83	-25,12	26,01
10	0,00	1,47	-21,67	-25,12	32,08

Pela análise do quadro 5.29 os parafusos mais solicitados são o nº 1 e 5.

5.2.6.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal

Relativamente à determinação do esforço de tracção que cada parafuso tem que suportar, admite-se como simplificação a não consideração do esforço axial de compressão ($N = 0 \text{ kN}$). Esta consideração tem por base a pequena carga axial de compressão sobre a coluna e que os esforços de tracção determinados nos parafusos estão do lado da segurança.

Para um momento flector, $M_z = 34,56 \text{ kN.m}$ em que se considera os parafusos 6,7,8,9 e 10 à tracção, apresenta-se no quadro 5.30 os esforços:

Quadro 5.30 – Esforço nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,z}$ (kN)
0,039	12300	16,90

Quando o momento flector, $M_y = 9,1 \text{ kN.m}$ actua na placa frontal, considera-se todos os parafusos excepto o 1 e 6 à tracção. Os esforços nos parafusos referidos são os do quadro 5.31.

Quadro 5.31 – Esforços nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,y}$ (kN)
0,034	7180	6,7

Admite-se o seguinte esforço de tracção combinado para o parafuso mais solicitado:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 23,6 \text{ kN} \quad (5.8)$$

5.2.6.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M16 são dadas pelo quadro 5.32.

Quadro 5.32 – Resistências dos parafusos M16

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
60,3	90,43	151,6

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{34,3}{60,3} + \frac{23,6}{1,4 \times 90,43} = 0,75 \leq 1,0 \quad (3.145.)$$

5.2.6.6. Verificação do cordão de soldadura

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4 \text{ m}$), indica-se no quadro 5.33 a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.33 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{w,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{w,Rd}$ (kN/m)
1401,94	301,86	163,92	$343,5 < 1401,9$

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.2.6.7. Verificação do comportamento rígido da ligação

Tendo se admitido um modelo rígido no capítulo 3 na ligação entre a secção tubular e a placa frontal, deve-se então verificar a espessura da placa frontal:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 10 \times 90,4 \times 0,022}{275 \times 10^3 \times 0,4}} = 19 \text{ mm} \quad (3.79.)$$

Que mais uma vez verifica o disposto no capítulo 3.

5.2.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE

5.2.7.1. Esforços a solicitar a placa base

A ligação entre a coluna e o bloco de fundação como se explicou no capítulo 3 é realizada através de uma chapa de base convenientemente ancorada. A placa e os esquadros de reforço são constituídos por aço da classe S275, as ancoragens por chumbadouros classe S275 e o bloco de fundação por betão da classe C25/30. Admite-se como simplificação para o dimensionamento da placa base e restantes elementos um comportamento independente da estrutura para cada um dos planos, neste caso **ZX** e **ZY** (convenção SAP2000). Para as verificações ao corte/tracção dos chumbadouros e dos cordões de soldadura considera-se interacção entre os esforços.

Como referido, considera-se em primeiro lugar a estrutura a funcionar apenas no **plano ZX** com os esforços do quadro 5.34.

Quadro 5.34 – Esforços na placa base segundo o plano ZX

N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
-17,27	0	34,56	67,92

Para o **plano ZY** (SAP2000), tem-se os esforços descritos no quadro 5.35.

Quadro 5.35 – Esforços na placa base segundo o plano ZY

N_{Ed} (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
-17,27	14,77	100,59	67,92

5.2.7.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base

Como pré-dimensionamento das dimensões da placa base recorre à expressão definida no capítulo 3:

$$h_{pmin} = \frac{0,70N_{sd} + \sqrt{0,49N_{sd}^2 + 5,8M_{sd}(2c+t_c)f_{jd}}}{0,725(2c+t_p)f_{jd}} \quad (3.96.)$$

Em que se considera

$$f_{jd} = \frac{2}{3} 1,5 \times \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} \quad (3.80.)$$

$$c = 22 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7}} = 51,5 \text{ mm} \quad (3.86.)$$

$$t_p = 22 \text{ mm}$$

$$t_c = 10 \text{ mm}$$

Resultando então como dimensões mínimas, plano **ZX**:

$$h_{p_{min}} = \frac{0,70 \times 17,27 + \sqrt{0,49 \times 17,27^2 + 5,8 \times 34,56 (2 \times 0,051 + 0,010) 16,7 \times 10^3}}{0,725 (2 \times 0,051 + 0,022) 16,7 \times 10^3} = 0,45 \text{ m} \quad (3.96.)$$

E para o plano **ZY**:

$$h_{p_{min}} = \frac{0,70 \times 17,27 + \sqrt{0,49 \times 17,27^2 + 5,8 \times 100,59 (2 \times 0,051 + 0,010) 16,7 \times 10^3}}{0,725 (2 \times 0,051 + 0,022) 16,7 \times 10^3} = 0,70 \text{ m} \quad (3.96.)$$

5.2.7.3. Caracterização da solução da placa base determinada

Tendo em conta estes últimos valores adopta-se para a placa base, a solução representada pelas fig.5.7 e 5.8 prosseguindo-se com uma verificação de todos os elementos. A solução caracteriza-se por ter uma placa base com dimensões em planta 700*700 mm e uma espessura de 22 mm. Além disso contém 10 chumbadouros convenientemente dispostos, com um diâmetro de 25 mm.

Por fim refere-se que os 8 esquadros de reforços são soldados à secção tubular e à placa base, apresentando uma geometria trapezoidal ($l_c = 175 \text{ mm}$ e $h_c = 225 \text{ mm}$) e uma espessura de 10 mm, ver fig.5.8.

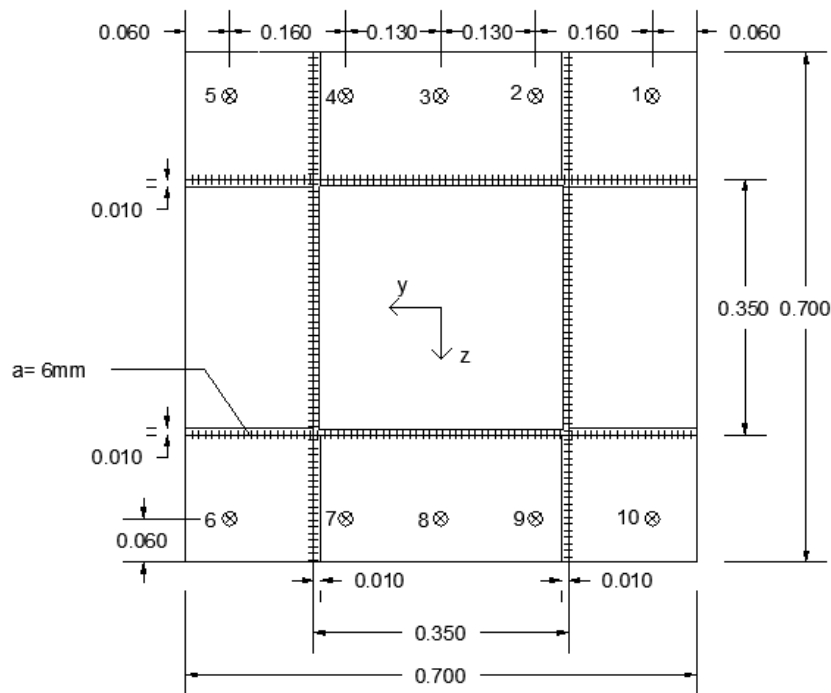


Fig.5.7 – Planta da placa base, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

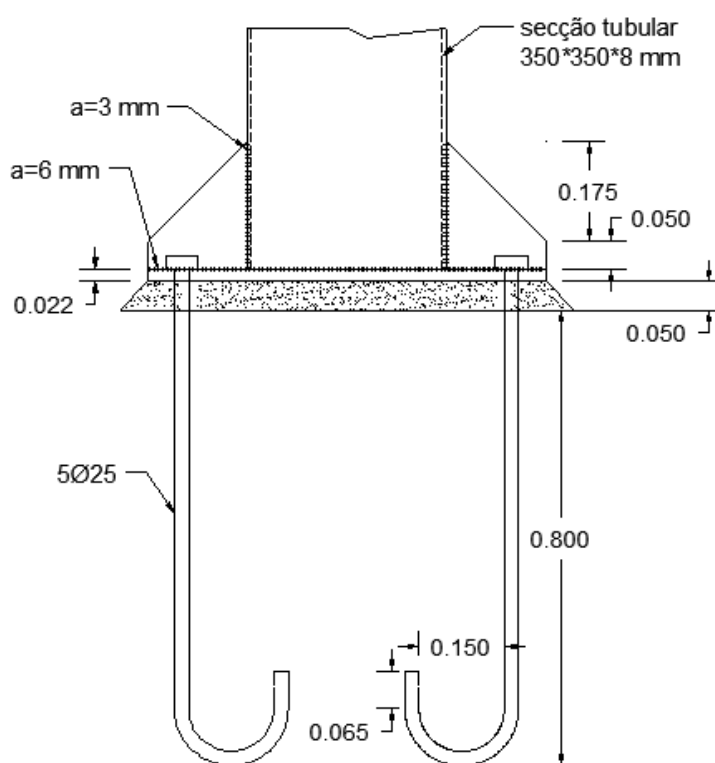


Fig.5.8 – Alçado da placa base, unidades em metros excepto as indicadas

5.2.7.4. Verificação da placa base segundo o plano ZX

Os esforços apresentados no quadro 5.34 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.36:

Quadro 5.36 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta				Espessura da placa		
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,Sd}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
2,0	0,175	0,59	16,7	9,56	-1,03	11,7

- ancoragens, quadro 5.37:

Quadro 5.37 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços				Espessura da placa		
Z_{max} (KN)	$F_{t,sdZX}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)
48,7	25,35	0,66	50,14	0,27	10,16	12,16

- esquadros de reforço, quadro 5.38:

Quadro 5.38 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,sd}$ (kN)	$H_{c,sd}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 3\text{mm}; h_c = 0,225\text{ m}$	$a = 6\text{mm}; l_c = 0,175\text{ m}$
35,86	27,89	2	51,5	157,72 > 35,86 kN resistência > ação	245,34 > 27,89 kN resistência > ação

Verificações fundamentais ao nível da resistência e da estabilidade dos esquadros de reforço, quadro 5.39.

Quadro 5.39 – Verificação esquadro de reforço

Resistência				Estabilidade	
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	3,14 < 54,72	0,77	8,75 ≤ 28,58

5.2.7.5. Verificação da placa base segundo o plano ZY

Os esforços relativos ao quadro 5.35 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.40:

Quadro 5.40 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta				Espessura da placa		
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,sd}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
5,83	0,175	1,56	16,7	25,27	-2,73	19,17

- ancoragens, quadro 5.41:

Quadro 5.41 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços			Espessura da placa				
Z_{max} (kN)	$F_{t,sd,ZY}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)	
173,81	34,76	0,66	50,14	0,27	14,51	14,53	

- esquadros de reforço, quadro 5.42 e 5.43:

Quadro 5.42 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,sd}$ (kN)	$H_{c,sd}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 3\text{mm}; h_c = 0,225\text{ m}$	$a = 6\text{mm}; l_c = 0,175\text{ m}$
95,55	74,32	11,4	51,5	157,72 > 95,55 kN resistência >acção	245,34 > 74,32 kN resistência >acção

Quadro 5.43 – Verificação esquadro de reforço

Resistência			Estabilidade		
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	8,36 < 54,72	0,77	8,75 ≤ 28,58

Que mais uma vez verifica.

5.2.7.6. Verificação dos chumbadouros

Os chumbadouros encontram-se solicitados ao corte e à tracção.

Determinação do esforço de corte nas ancoragens, quadro 5.44.

Quadro 5.44 – Esforços de corte nos chumbadouros

Chumbadouro	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	0,00	1,48	15,82	-15,82	21,36
2	0,00	1,48	15,82	-7,09	16,79
3	0,00	1,48	15,82	0,00	15,89
4	0,00	1,48	15,82	7,09	17,89
5	0,00	1,48	15,82	15,82	23,44
6	0,00	1,48	-15,82	15,82	23,44
7	0,00	1,48	-15,82	7,09	17,99
8	0,00	1,48	-15,82	0,00	15,89
9	0,00	1,48	-15,82	-7,09	16,78
10	0,00	1,48	-15,82	-15,82	21,36

Verificação ao corte/tracção do chumbadouro mais solicitado, segundo:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{vb,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

Despreza-se a influência da resistência ao atrito, da placa de base, em função do reduzido esforço axial de compressão presente na coluna.

Admitindo-se o seguinte esforço de tracção combinado para o chumbadouro mais solicitado:

$$F_{t,sd} = F_{t,sd,ZX} + F_{t,sd,ZY} = 59,11 \text{ kN} \quad (5.9)$$

No quadro 5.45 apresenta-se as diversas resistências de um chumbadouro $\phi 25$ classe S275 e o seu comprimento de ancoragem.

Quadro 5.45 – Parâmetros de resistência do chumbadouro $\phi 25$

$F_{vb,Rd}$ (kN)	$F_{t,anc,Rd}$ (kN)	f_{bd} (MPa)	l_a (m)
60,36	107,8	2,7	0,8

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{23,4}{60,36} + \frac{59,11}{1,4 \times 107,8} = 0,78 \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

5.2.7.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4 \text{ m}$), indica-se no quadro 5.46 a resistência e os esforços a solicitarem o cordão.

Quadro 5.46 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{w,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{w,Rd}$ (kN/m)
1401,94	301,86	531,67	$611,39 < 1401,9$

5.2.8. DIMENSIONAMENTO BLOCO DE FUNDAÇÃO

5.2.8.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação

Os momentos estabilizadores e a carga axial associada a uma combinação quase-permanente de acções a actuar na estrutura são os do quadro 5.47.

Quadro 5.47 – Esforços para uma combinação quase-permanente no bloco de fundação

N_{qp} (kN)	$M_{y,qp}$ (kN.m)	$M_{z,qp}$ (kN.m)
-12,8	0,0	25,6

Em função dos esforços presentes apenas se considera uma análise no plano **ZX**.

5.2.8.2. Caracterização do bloco de fundação escalonado

Como bloco escalonado a aplicar em obra (betão da classe C25/30), considera-se o representado nas fig. 5.9 a 5.11. Este caracteriza-se por conter 3 degraus com uma altura de 30 cm, tendo como dimensões em planta 2,3*1,1 m e uma altura de 0,9 m.

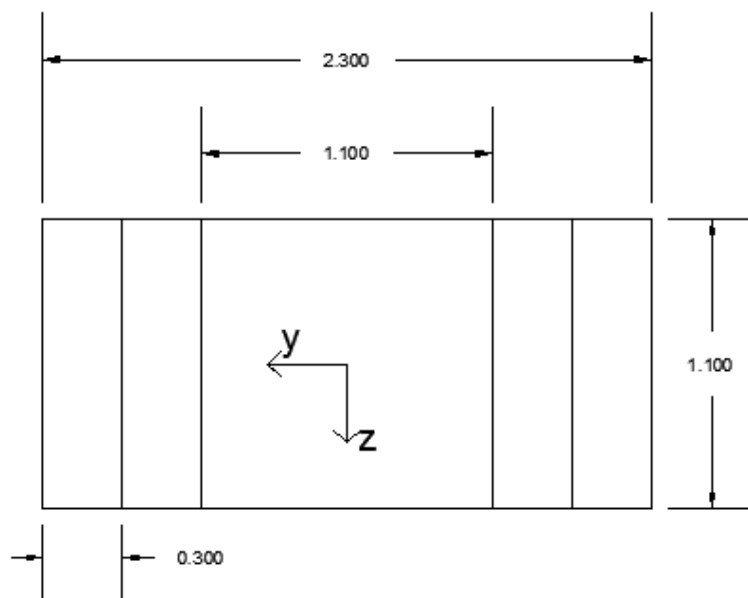


Fig.5.9 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 1, unidades em metros

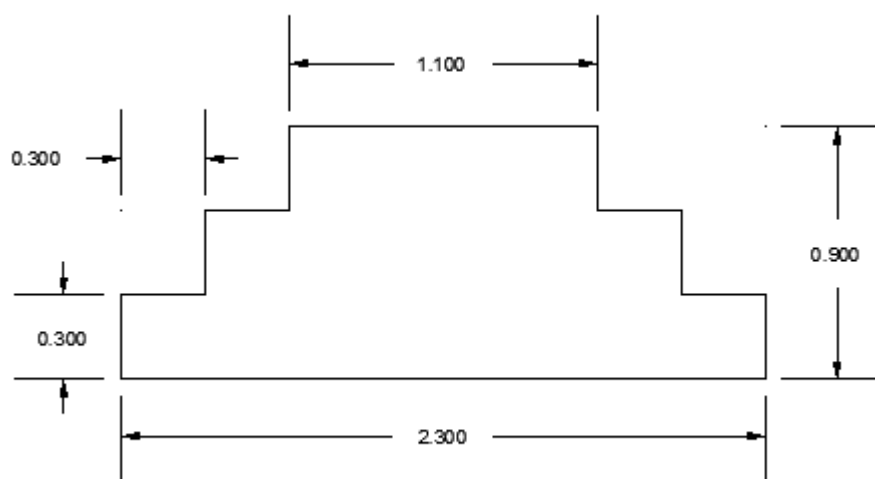


Fig.5.10 – Alçado vista ZX (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros

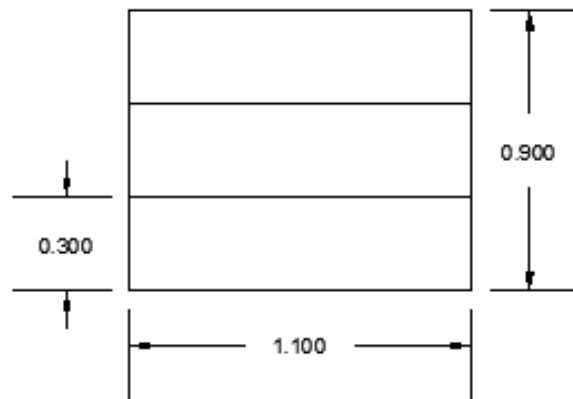


Fig.5.11 – Alçada vista ZY (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros.

5.2.8.3. Resistências mobilizadas pelo bloco de fundação

Adopta-se um bloco prismático para estimar a resistência mínima, que apresenta como dimensões $1,1 \times 1,1 \times 0,9 \text{ m}$ resultando em um momento resistente:

$$P_{Ed} = 1,1 \times 1,1 \times 0,9 \times 24 + 12,7 = 38,84 \text{ kN} \quad (3.156.)$$

$$M_{lim,bp,min} = \left[5(1,1 + 0,9)0,9^3 + \frac{1}{3,75} \times 38,84 \times 0,9 + \frac{1}{2} \times 38,84 \times 1,1 \right] = 37,97 \text{ kN.m} \quad (3.157.)$$

Para determinar a resistência máxima, considera-se um bloco prismático com o mesmo volume do escalonado, altura e largura.

O Volume é dado por:

$$V_i = 1,1 \times 0,3 \times (2,3 + 1,7 + 1,1) = 1,68 \text{ m}^3 \quad (5.10)$$

Resolvendo a seguinte equação:

$$V_i = b_f h_f d_f \quad (5.11)$$

Considerando-se também como dimensão fixa em planta a largura 1,1 m do bloco de fundação, determina-se o respectivo comprimento.

$$1,68 = h_f \times 1,1 \times 0,9 \quad (5.11)$$

$$h_f = 1,7 \text{ m}$$

Obtém-se assim um bloco prismático com dimensões $1,7 \times 1,1 \times 0,9 \text{ m}$, que apresenta a seguinte resistência:

$$P_{Ed} = 1,7 \times 1,1 \times 0,9 \times 24 + 12,7 = 53,09 \text{ kN} \quad (3.156.)$$

$$M_{lim,bp,max} = \left[5(1,1 + 0,9)0,9^3 + \frac{1}{3,75} \times 53,09 \times 0,9 + \frac{1}{2} \times 53,09 \times 1,7 \right] = 65,15 \text{ kN.m} \quad (3.158.)$$

5.2.8.4. Factor de segurança bloco de fundação

Estando o factor de segurança do bloco escalonado entre os seguintes factores de segurança:

$$1,4 < F_{seg} < 2,4 \quad (3.159.)$$

Adoptando-se o factor de segurança, para efeitos de verificação o valor de:

$$F_{seg} = 1,9 \quad (3.160.)$$

Apesar do factor de segurança do bloco de fundação mínimo não verificar o valor 1,5 (subavaliado) o factor de segurança do bloco escalonado encontra-se algures entre o valor mínimo e máximo, neste caso resultou em 1,9 pelas simplificações admitidas. A solução estimada é considerada satisfatória quer ao nível da segurança, quer ao nível económico.

5.2.9. DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 1

Apresenta-se na fig.5.12 a solução gráfica obtida para estrutura 1, materializada pelas vistas de alçados **ZX** e **ZY**.

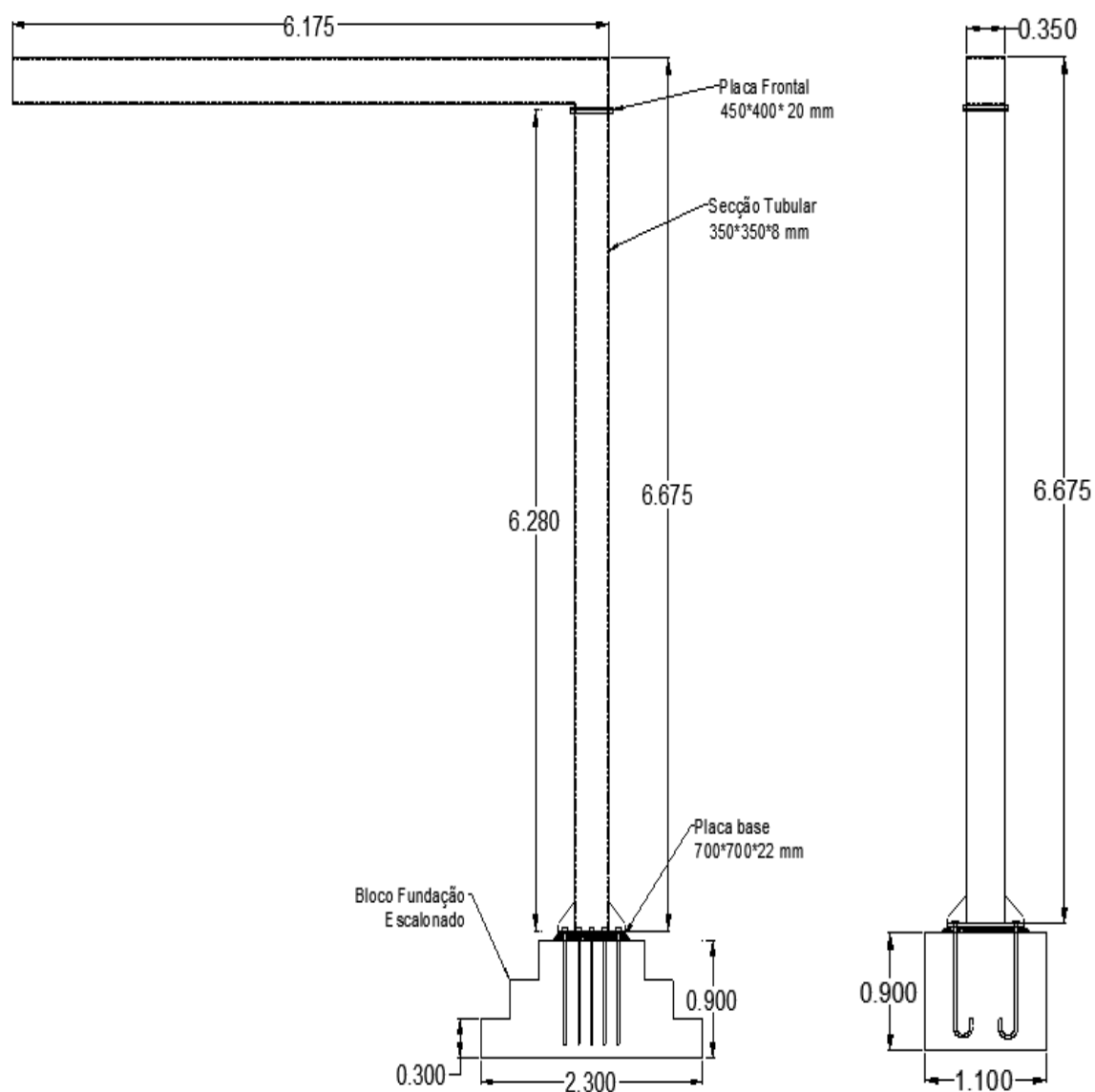


Fig.5.12 – Desenho final da estrutura 1 segundo os alçados ZX (esquerda) e ZY (direita), unidades em metros

5.3. ESTRUTURA TIPO 2

5.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 2

Na fig. 5.13 encontra-se o modelo representativo da geometria da estrutura tipo 2, com a descrição de todos os elementos necessários a um possível dimensionamento. A estrutura é composta por duas colunas de 6,5 m e uma viga com um vão 18 m.

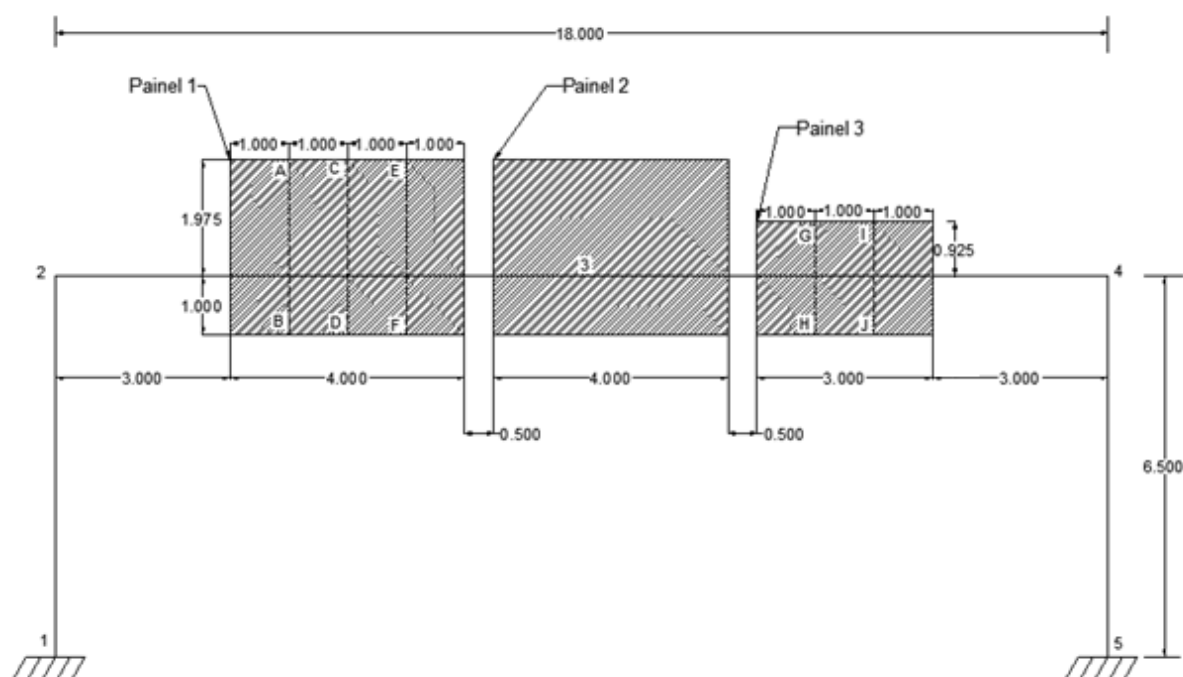


Fig.5.13 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 2, unidades em metros

A estrutura tipo 2 é composta por três painéis de sinalização. O painel 1 e 2 apresentam as mesmas características com dimensões 4*2,975 m e o painel 3 tem dimensões 3*1,925 m. As barras que suportam os painéis AB, CD, EF, GH e IJ apresentam diferentes larguras de influência, L_{inf} , mais precisamente:

- As barras a tracejado AB, EF, GH e IJ (**tipo 1**) que suportam parte do painel, têm largura de influência, (L_{inf}) de 1.5 m;
- Barra a tracejado CD (**tipo 2**) tem uma largura de influência, (L_{inf}) de 1 m.

5.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TUBULAR

Sendo a estrutura tipo 2 estaticamente indeterminada, como medida simplificativa para estimar as secções dos elementos, admite-se apenas acção do vento e o peso próprio dos elementos a actuar na estrutura. Uma vez que o módulo de rigidez (EI) é o mesmo para toda a estrutura, os esforços são assim independentes da secção existente. A estrutura tipo 2 segue a mesma metodologia de verificações e procedimentos que os vistos para a estrutura tipo 1.

Os pesos próprios dos elementos que formam a estrutura são os indicados no quadro 5.48.

Quadro 5.48 – Pesos próprios característicos em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Característicos G_k
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		0,80
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,53
	Barra tipo 2	0,35

Acção resultante do vento para cada uma das barras que suportam os painéis é a indicada no quadro 5.49.

Quadro 5.49 – Acção vento com valores característicos em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Característicos Q_k
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	2,25
	Barra tipo 2	1,5

As acções permanentes características que actuam na estrutura após a modulação dessas cargas segundo o SAP2000, podem ser visualizadas através da fig. 5.14. Os mesmos comentários que foram feitos sobre o referencial XYZ do SAP2000 da estrutura tipo 1 mantêm-se para a 2.

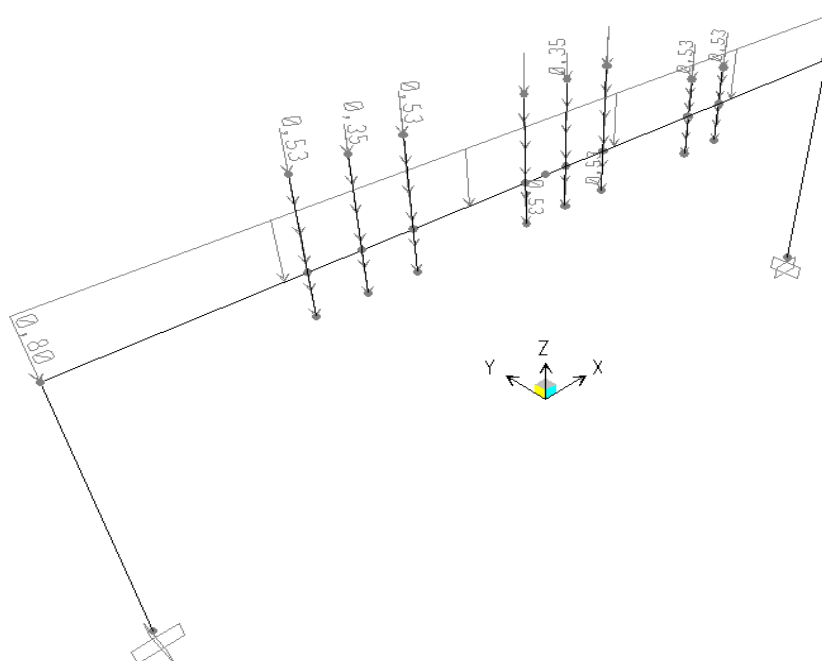


Fig.5.14 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000

Para o vento, ver fig.5.15.

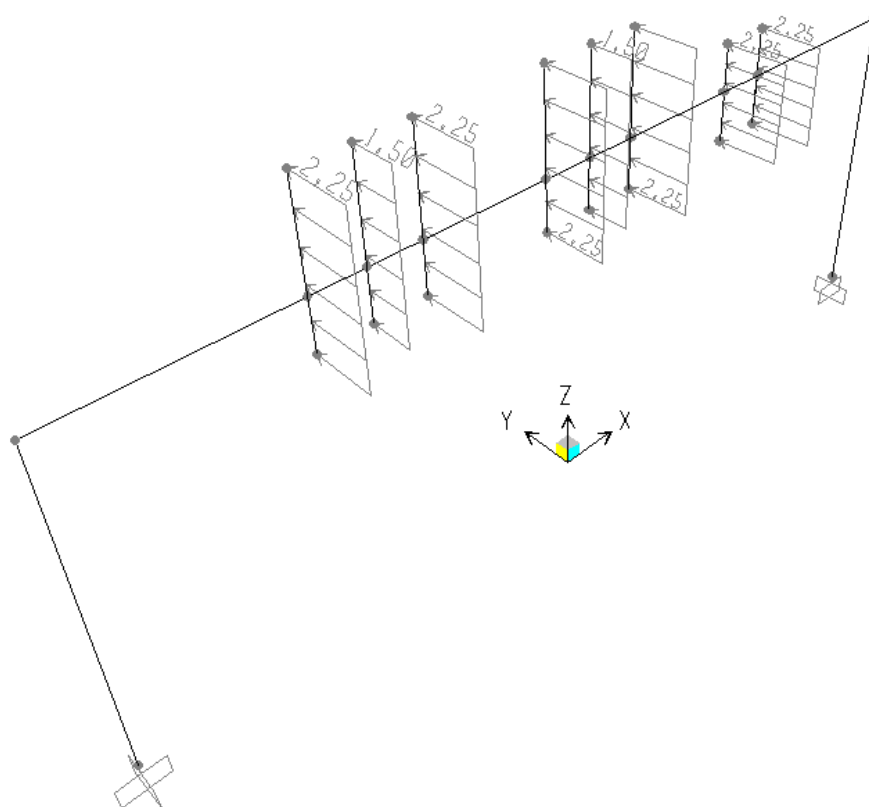


Fig.5.15 – Modelação das acções vento, segundo o SAP2000

A combinação fundamental para as acções permanentes e vento, tendo por base o disposto no capítulo 3, encontra-se descrita no quadro 5.50.

Quadro 5.50 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Fundamentais
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		1,08
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,71
	Barra tipo 2	0,47
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	3,38
	Barra tipo 2	2,25

Mais uma vez como medida simplifcativa, em fase de pré-dimensionamento, a estrutura é dimensionada em função dos esforços presentes na secção da base do pilar, nó 1, ver figura 5.13.

As reacções na base da estrutura são os seguintes (segundo a convenção Sap2000), quadro 5.51.

Quadro 5.51 – Reacção na base encastrada (nó 1) em fase de pré-dimensionamento

Esforços	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_y ($kN.m$)	M_x ($kN.m$)	T ($kN.m$)
Nó 1	10,86	-35,23	17,17	22,65	241,81	-57,33

Considerando o maior momento flector, $M_x = 241,81 \text{ kN.m}$, e fazendo uso das expressões do EC3 (admitindo secção classe 1 ou 2, $\chi_{LT} = 0,7$), tem-se:

$$241,81 = \frac{0,7 \times w_{pl,y} \times 275 \times 10^3}{1,0} \quad (3.52.)$$

Resulta num módulo de flexão plástico $w_{pl,y} = 1256,16 \text{ cm}^3$.

Optou-se então por uma secção tubular com as dimensões **360 * 180 * 10 mm**, com $w_{pl,y} = 1208 \text{ cm}^3$ em fase de pré-dimensionamento.

Caracterização geométrica da secção, segundo o EC3, quadro 5.52.

Quadro 5.52 – Elementos geométricos essenciais da secção tubular 360*180*10 mm

Tubo	h	b	t
360 * 180 * 10 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
	360	180	10

Restantes características geométricas necessárias ao cálculo, para verificações segundo EC3, quadro 5.53.

Quadro 5.53 – Restantes parâmetros geométricos da secção tubular 360*180*10 mm

Tubo	A	I_y	I_z	$w_{pl,y}$	$w_{pl,z}$	I_t	A_{vz}	A_{vy}
360 * 180 * 10 (mm)	(cm^2)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^3)	(cm^3)	(cm^3)	(cm^2)	(cm^2)
	104	17580	5891	1208	740	13620	72	36

Pode se concluir que a secção pertence à classe 2,

$$\frac{c}{t} = \frac{h-3t}{t} = \frac{330}{10} = 33 \leq 38\varepsilon = 34.96 \quad (5.12)$$

Sendo, $\varepsilon = 0,92$

Representação da disposição das secções segundo o referencial XYZ, fig. 5.16.

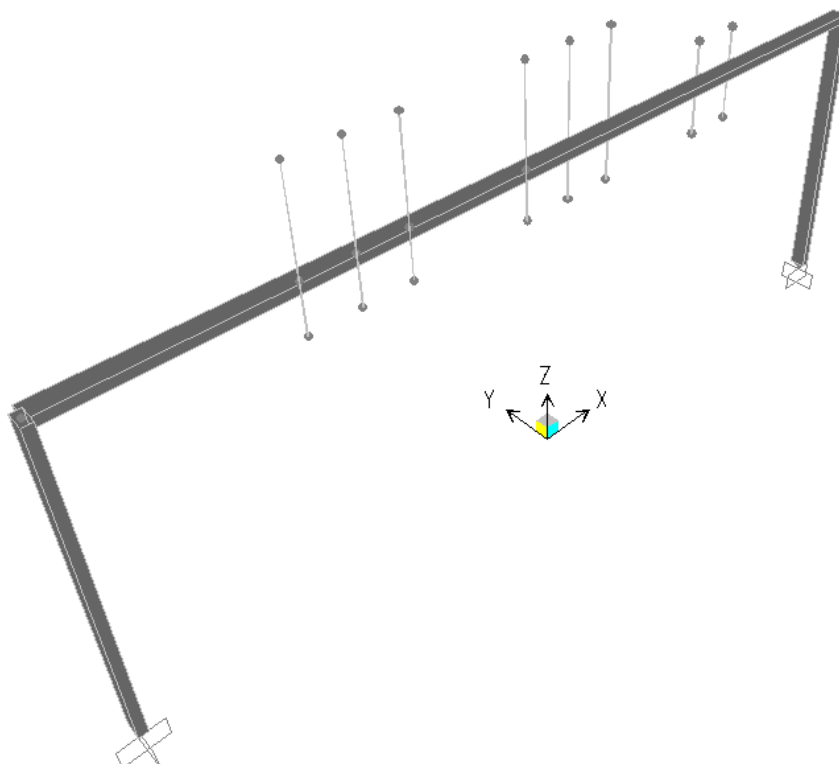


Fig.5.16 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 2

5.3.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE

Após a determinação da secção via pré-dimensionamento, é possível verificar se a mesma cumpre a norma espanhola relativamente às deformações máximas.

A estrutura para acção conjunta de **peso próprio e temperatura** a estrutura tem que respeitar as seguintes **deformações máximas**, quadro 5.54:

Quadro 5.54 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 18 m para as acções permanentes/temperatura

Vão, L=18 m (m)	Viga δ_y (m)	Coluna δ_x (m)
$14,1 \leq L \leq 18$	$\leq 0,03$	$\leq 0,0216$

Para o caso da acção conjunta de **vento e temperatura** a estrutura tem que respeitar as seguintes **deformações máximas**, quadro 5.55:

Quadro 5.55 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 18 m para as acções vento/temperatura

Viga δ_z (m)	Colunas δ_z (m)
$\leq 0,3$	$\leq 0,087$

Então para a secção tubular com as dimensões **360 * 180 * 10 mm** os **deslocamentos nos nós de referência**, para o caso de **peso próprio e ($\pm$) temperatura** para o pior caso, são os indicados no quadro 5.56.

Quadro 5.56 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 360*180*10 mm

Viga	Coluna
$\delta_y (m)$	$\delta_x (m)$
0.075	0.005

Não verifica o disposto na norma espanhola.

Os **deslocamentos nos nós de referência**, para a **acção do vento e temperatura** são os seguintes, quadro 5.57:

Quadro 5.57 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 360*180*10 mm

Viga	Colunas
$\delta_z (m)$	$\delta_z (m)$
0,242	0,089

O que também não verifica.

Em função do não cumprimento da norma espanhola UNE, há uma necessidade de alterar a secção definida em fase de pré-dimensionamento.

Considerando então uma secção tubular com as dimensões **350 * 350 * 8 mm**, que apresenta as características geométricas indicadas nos quadros 5.11 e 5.12.

Uma vez que a secção adoptada é a mesma que a da estrutura tipo 1, a classificação da secção é efectuada em simultâneo com a verificação da secção aos esforços presentes.

Determinação dos **deslocamentos nos nós de referência**, para o **peso próprio e temperatura**, quadro 5.58:

Quadro 5.58 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm

Viga	Coluna
$\delta_y (m)$	$\delta_x (m)$
0.028	0.0039

O que verifica as condições impostas pela norma espanhola.

Determinação dos **deslocamentos nos nós de referência** para acção conjunta do **vento e temperatura**, quadro 5.59:

Quadro 5.59 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura na estrutura com secção 350*350*8 mm

Viga	Colunas
$\delta_z(m)$	$\delta_z(m)$
0,172	0,078

Que novamente verifica a norma espanhola.

A estrutura com secção de dimensões **350*350*8 mm** cumpre o disposto na norma espanhola UNE135311:2008, importa então como visto para estrutura 1 verificar se a estrutura tipo 2 cumpre o EC3 em termos de resistência e estabilidade.

5.3.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 2 AO ABRIGO DO EC3

5.3.4.1. Quantificação das acções

Acções Permanentes

Recorrendo aos elementos dispostos no capítulo 4, e conhecendo a secção tubular presente na estrutura define-se as diversas acções permanentes a actuar, quadro 5.60.

Quadro 5.60 – Pesos próprios característicos dos elementos

Acção		Valores Característicos Gk
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		0,84
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,525
	Barra tipo 2	0,35

Acções Variáveis

Além do vento, considera-se a acção uniforme a temperatura em todas as barras, uma vez que a estrutura em análise é hiperestática, esta acção gera esforços nos elementos, quadro 5.61.

Quadro 5.61 – Acções característica do vento e temperatura

Acção		Valores Característicos Q_k
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	2,25
	Barra tipo 2	1,5
Temperatura (°C)		-25 ou +35

5.3.4.2. Determinação das imperfeições geométricas

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,78 \times 0,866 = 0,003377 \quad (2.5.)$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6,5}} = 0,78$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

Sendo

$$V_{Ed} = 1,35(0,84 \times (18 + 6,5 \times 2) + 0,525 \times 2,975 \times 4 + 0,525 \times 1,925 \times 2 + 0,35 \times 2,975 \times 2) = 49,13 \text{ kN} \quad (5.13.)$$

Que resulta numa força equivalente horizontal, H_{Ed} , segundo a direcção $x-x$ (convenção SAP2000):

$$H_{Ed} = 0,003377 \times 49,13 = 0,17 \text{ kN} \quad (5.14.)$$

5.3.4.3. Combinações de acções

Definem-se 4 combinações fundamentais para a estrutura tipo 2. Estas 4 combinações resultam da permutação da acção variável de base, neste caso entre o vento e a temperatura, quadro 5.62.

Quadro 5.62 – Combinações fundamentais

Acção		Valores Fundamentais			
		Combinação			
		1	2	3	4
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		1,13	1,13	1,13	1,13
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,71	0,71	0,71	0,71
	Barra tipo 2	0,47	0,47	0,47	0,47
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	3,38	3,38	1,35	1,35
	Barra tipo 2	2,25	2,25	0,9	0,9
Temperatura ($^{\circ}C$)		+31,5	-22,5	+52,5	-37,5
Imperfeição (kN)		0,17	0,17	0,17	0,17

5.3.4.4. Verificação da importância dos efeitos de 2ª ordem

Cálculo dos factores de carga α_{cr} , para a verificação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, através do programa Sap2000. Destaca-se apenas o primeiro modo de encurvadura, quadro 5.63.

Quadro 5.63 – Factores de cargas para as várias combinações fundamentais

Combinação	α_{crit}
1	105
2	105
3	105
4	105

Pela observação do quadro anterior os efeitos de 2ª ordem são desprezáveis. Por serem superiores a 10.

5.3.4.5. Esforços nas secções críticas

Apresenta-se no quadro 5.64 os esforços nas secções mais esforçadas da estrutura. Para a viga os esforços são máximos na ligação viga-coluna (nó 2 e 4) e a aproximadamente a meio vão (nó 3). Para a coluna a verificação de resistência é feita na base do pilar (nó 1 e 5) e novamente na ligação viga-coluna (nó 2 e 4).

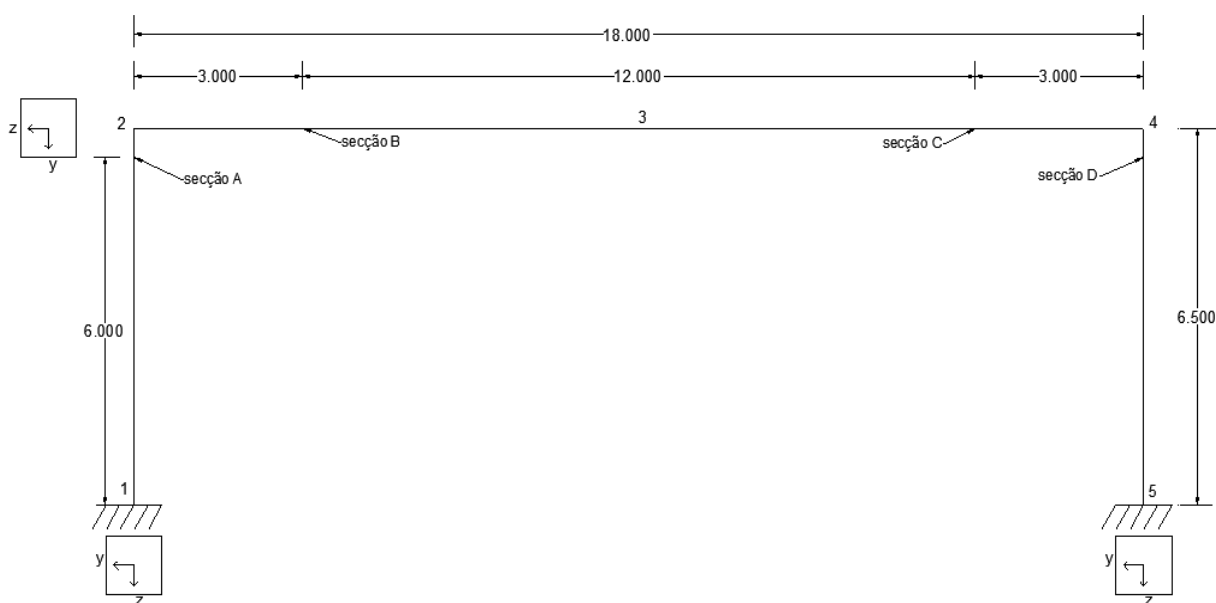


Fig.5.17 – Disposições de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 e indicação das secções a efectuar a ligação por placas frontais para a estrutura tipo 2, unidades em metros

Tendo por base a envolvente de todas as combinações fundamentais descritas, apresenta-se os respectivos valores dos esforços para as secções referidas. Esforços segundo a convenção do EC3, fig. 5.17.

Quadro 5.64 – Esforços nas secções críticas tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais

Elemento	Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
Pilar 1-2	1	-25.06	-14.97	35.23	241.81	42.96	-57.32
	2	-17.67	-14.97	35.23	12.82	-54.35	-57.32
Pilar 5-4	5	-24.18	15.14	31.31	216.35	-44.57	57.33
	4	-16.79	15.14	31.31	12.80	44.74	57.33
Viga	2	-15.14	-17.67	35.23	-57.32	-54.35	-12.82
	3	-15.14	-2.37	-8.45	148.42	44.13	-0.24
	4	-15.14	16.79	-31.31	-57.33	-53.85	12.80

5.3.4.6. Classificação das secções segundo o EC3

Após a determinação dos esforços para o estado limite último, pode-se então realizar a classificação das secções e posteriormente verificações de resistência e estabilidade.

Classificação da secção face aos esforços presentes, tendo por base a expressão (5.5).

Assim no quadro 5.65 indica-se a classificação para cada uma das secções em função dos esforços e do exposto no capítulo 3.

Quadro 5.65 – Classificação das secções

Elemento	Secção	Classe
Pilar 1-2	1	1
	2	1
Pilar 5-4	5	1
	4	1
Viga	2	1
	3	1
	4	1

Pelo que então é possível considerar a resistência plástica das secções.

5.3.4.7. Verificação seccional da viga

A viga encontra-se sob acção de flexão composta com esforço transversal.

No quadro 5.66 faz-se a comparação entre os parâmetros de resistência da secção tubular e os esforços presentes nas várias secções da viga tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais.

Quadro 5.66 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para a viga

Secção Tubular 350 * 350 * 8 (mm)	Esforço Axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)		Torção (kN.m)	
	N_{cRd}	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,Rd,y}$	$V_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,T,Rd,y}$	$V_{pl,T,Rd,z}$
	2997,50	386,10	386,10	889,12	889,12	850,75	850,75
Esforços	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN.m)	
Secção 2	-15.14	-57.32	-54.35	-17.67	35.23	-12.82	
Secção 3	-15.14	148.42	44.13	-2.37	-8.45	0.24	
Secção 4	-15.14	-57.33	-53.85	16.79	-31.31	12.80	

Verificação da não consideração do esforço axial e do esforço transversal na redução do momento plástico resistente:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 850,75 = 425,34 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 35,23 \leq 425,34 \text{ kN} \quad (5.15)$$

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times 2997,5 = 749,4 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 15,14 \leq 749,4 \text{ kN} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times 334 \times 16 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 734,8 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 15,14 \leq 734,8 \text{ kN} \quad (3.28.)$$

O que permite desprezar os efeitos do esforço axial e esforço transversal.

Verificação à flexão desviada para secção mais condicionada, isto é, secção 3 da viga, quadro 5.67.

Quadro 5.67 – Verificação flexão desviada para a viga (secção 3)

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1.66	386,10	386,10	0,24

Pela análise dos quadros anteriores as secções da viga estão verificadas.

5.3.4.8. Verificação seccional do pilar

Ambos os pilares encontram-se submetidos a flexão composta com esforço transversal. O quadro 5.68 mostra a mesma análise que a feita para viga.

Quadro 5.68 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os pilares

Secção Tubular 350 * 350 * 8 (mm)		Esforço Axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)		Torção (kN.m)	
		N_{cRd}	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,rd,y}$	$V_{pl,rd,z}$	$V_{pl,T,rd,y}$	$V_{pl,T,rd,z}$
		2997,50	386,10	386,10	889,12	889,12	715,56	715,56
Elemento	Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN.m)	
Pilar 1-2	1	-25.06	241.81	42.96	-14.97	35.23	-57.32	
	2	-17.67	12.82	-54.35	-14.97	35.23	-57.32	
Pilar 5-4	5	-24.18	216.35	-44.57	15.14	31.31	57.33	
	4	-16.79	12.80	44.74	15.14	31.31	57.33	

Verificação da não consideração do esforço axial e do esforço transversal na redução do momento plástico resistente:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 715,56 = 357,78 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 35,23 \leq 357,78 \text{ kN} \quad (5.16)$$

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times 2997,5 = 749,4 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 25,06 \leq 749,4 \text{ kN} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times 334 \times 16 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 734,8 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 25,06 \leq 734,8 \text{ kN} \quad (3.28.)$$

Que também verifica.

Verificação à flexão desviada para a secção **1 do pilar 1-2**, visto ser o mais condicionado pelos esforços, quadro 5.69.

Quadro 5.69 – Verificação flexão desviada para o pilar 1-2 (secção 1)

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1,66	386,10	386,10	0,48

Pelo que então a secção $350 * 350 * 8 \text{ mm}$ cumpre os limites prescritos no EC3.

A verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal não precisa ser realizada uma vez que a secção tubular da estrutura tipo 2 é a mesma da estrutura tipo 1. O que permite concluir que a secção tubular presente verifica a encurvadura devido ao esforço transversal.

5.3.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 2 AO ABRIGO DO EC3

5.3.5.1. Análise de estabilidade da viga

Neste caso é importante verificar a estabilidade da viga à encurvadura flexional devido a existir uma compressão axial do elemento, no quadro 5.70 os parâmetros fundamentais a essa análise estão descritos.

Quadro 5.70 – Determinação da resistência da viga comprimida

l_e (m)	N_{cr} (kN)	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
18	1365,75	1,48	0,38	1140,14

Logo $N_{Ed} < N_{b,Rd}$ que verifica a encurvadura por flexão.

A viga não necessita de ser verificada à encurvadura lateral, uma vez que apresenta uma secção tubular quadrada o que dispensa esta verificação. Pode-se concluir que este fenómeno é desprezável para vigas nas condições presente. Assim a viga encontra-se verificada à encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd}$.

Como última verificação à estabilidade da viga, realiza-se a combinação flexão composta com compressão, quadro 5.71.

Quadro 5.71 – Verificação de estabilidade de elemento viga em flexão composta com compressão

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	Interacção exp.(3.53)	Interacção exp.(3.54)
0,404	0,24	0,99	0,75	0,4	0,75	0,4	0,20	0,48

Pela análise quadro 5.71, mais precisamente dos valores relativos às expressões 3.53 e 3.54 a estabilidade do elemento viga esta assegurada.

5.3.5.2. Análise de estabilidade do pilar

O pilar mais condicionado pelos esforços o 1-2, deve ser verificado à encurvadura flexional devido a encontrar-se comprimido, fig. 5.72. O parâmetro da encurvadura lateral como se referiu é desprezável, com $\chi_{LT} = 1$.

Quadro 5.72 – Determinação da resistência do pilar comprimido

$l_{e,y}$ (m)	$l_{e,z}$ (m)	$N_{cr,y}$ (kN)	$N_{cr,z}$ (kN)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z	$N_{b,Rdy}$ (kN)	$N_{b,Rdz}$ (kN)
13	3,45	2618,37	37177,38	1,06	0,28	0,62	0,98	1848,65	2941,19

O que verifica a encurvadura por flexão $N_{Ed} < N_{b,Rdy}$ e a encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd}$.

Por fim realiza-se também a combinação flexão composta com compressão para assegurar a estabilidade do pilar, ver quadro 5.73.

Quadro 5.73 – Verificação de estabilidade do pilar em flexão composta com compressão

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	Interacção exp.(3.53)	Interacção exp.(3.54)
0,63	0,37	0,99	0,4	0,62	0,4	0,62	0,46	0,68

Que cumpre o disposto no EC3.

Como aconteceu na estrutura tipo 1, o dimensionamento da estrutura tipo 2 volta a ser condicionado pela norma espanhola UNE. Neste caso verifica-se um maior aproveitamento da secção face às acções presentes, que se deve principalmente a um maior número de painéis de sinalização.

5.3.6. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL

5.3.6.1. Esforços a solicitar as placas frontais

Ao longo da estrutura tipo 2, existem 4 ligações realizadas por placas frontais entre os elementos (secção A, B, C e D), ver fig.5.17. As localizações das diferentes placas estão indicadas na fig.5.17.

Os esforços (convenção EC3) são os indicados no quadro 5.74.

Quadro 5.74 – Esforços presentes nas secções A, B, C e D

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
A	-18,2	-14,97	35,23	30,43	-48,81	-57,32
B	-15,14	-14,7	35,4	48,37	-6,5	-12,8
C	-15,14	13,37	-31,34	36,6	-8,6	12,8
D	-17,35	15,14	31,13	28,46	48,22	57,33

Como simplificação adopta-se uma placa frontal tipo para os pilares em função dos esforços nas secções A e D e para a viga em função das secções B e C.

Os esforços na secção tipo pilar e viga são os seguintes, quadro 5.75:

Quadro 5.75 – Esforços presentes na secção tipo pilar e viga

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
Pilar	-18,2	$\pm 15,14$	35,23	30,43	$\pm 48,81$	$\pm 57,33$
Viga	-15,14	$\pm 14,7$	$\pm 35,4$	48,37	-8,6	$\pm 12,8$

5.3.6.2. Caracterização da solução placa frontal determinada para o pilar

Apresenta-se na fig.5.18 a solução encontrada para a placa frontal tipo pilar. A solução é em tudo idêntica à referida para a estrutura tipo 1, assim a caracterização feita na secção 5.2.6.2 mantém-se.

Nas próximas secções verifica-se se a ligação cumpre o estabelecido no capítulo 3.

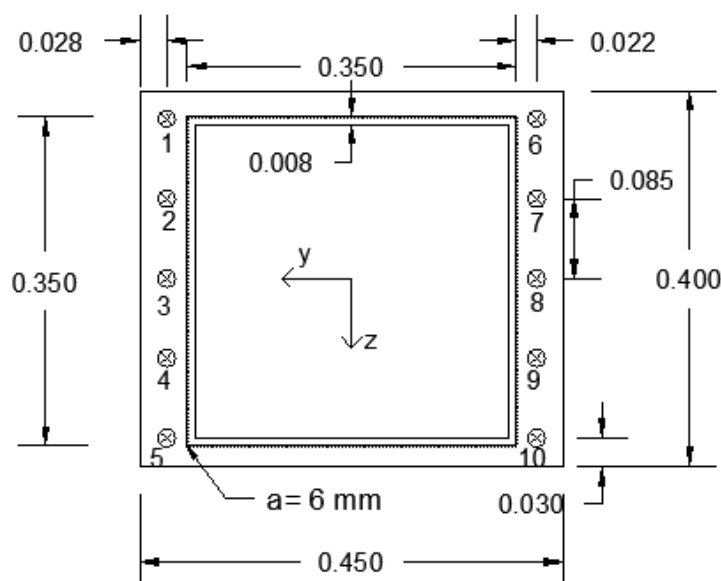


Fig.5.18 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo pilar, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.3.6.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo pilar

Os esforços de corte que cada parafuso tem que suportar são indicados pelo quadro 5.76.

Quadro 5.76 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	-1,51	3,52	18,30	21,20	31,68
2	-1,51	3,52	9,15	21,20	26,93
3	-1,51	3,52	0,00	21,20	24,77
4	-1,51	3,52	-9,15	21,20	25,88
5	-1,51	3,52	-18,30	21,20	29,88
6	-1,51	3,52	18,30	-21,20	26,55
7	-1,51	3,52	9,15	-21,20	20,65
8	-1,51	3,52	0,00	-21,20	17,74
9	-1,51	3,52	-9,15	-21,20	19,26
10	-1,51	3,52	-18,30	-21,20	24,38

Esforços semelhantes podem ser alcançados noutros parafusos para diferentes combinações de sentidos de esforço transversal e momento torsor mas nunca superior ao esforço determinado para o parafuso 1.

5.3.6.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo pilar

Relativamente à determinação do esforço de tracção que cada parafuso tem que suportar, admite-se como simplificação a não consideração do esforço axial de compressão ($N = 0$ kN). Esta consideração tem por base os mesmos motivos que foram apresentados aquando do dimensionamento da estrutura tipo 1

Para $M_z = \pm 48,81$ kN.m no qual uma fiada de parafusos pode estar à tracção e a outra à compressão e por sua vez o seu inverso, o esforço de tracção máximo é descrito no quadro 5.77.

Quadro 5.77 – Esforço de tracção nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,z}$ (kN)
0,039	12300	23,86

Quando o momento flector, $M_y = 30,43$ kN.m actua na placa frontal, considera-se todos os parafusos excepto o 1 e 6 à tracção. Os esforços nos parafusos referidos são os seguintes, quadro 5.78:

Quadro 5.78 – Esforço de tracção nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,y}$ (kN)
0,034	7180	22,36

O esforço de tracção combinado para o parafuso mais solicitado é:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 46,22 \text{ kN} \quad (5.17)$$

5.2.6.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo pilar

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M16 são as dadas pelo quadro 5.32.

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{31,68}{60,3} + \frac{46,22}{1,4 \times 90,43} = 0,89 \leq 1,0 \quad (3.145.)$$

5.3.6.6. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo pilar

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4 \text{ m}$), indica-se no quadro 5.79 a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.79 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{W,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_{my} (kN/m)	$f_{sd} < F_{W,Rd}$ (kN/m)
1401,94	273,77	297,43	$404,25 < 1401,9$

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.3.6.7. Caracterização da solução placa frontal determinada para a viga

Apresenta-se uma possível solução para a placa frontal tipo viga fig.5.19.

A ligação é constituída por 12 parafusos M12 classe 8.8 e um cordão de soldadura ao longo do perímetro da secção tubular $350 * 350 * 8 \text{ mm}$ com uma garganta de $a = 6 \text{ mm}$. A chapa frontal S275 tem uma espessura de 20 mm e dimensões $450 * 380 \text{ mm}$. Nas próximas secções verifica-se se a ligação cumpre o estabelecido no capítulo 3.

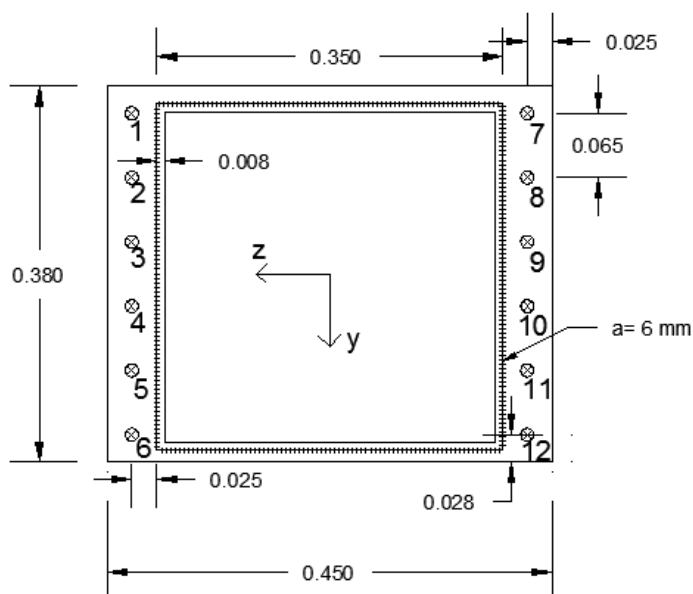


Fig.5.19 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo viga, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.3.6.8. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo viga

Em primeiro lugar determina-se os esforços de corte que cada parafuso tem que se suportar, quadro 5.80.

Quadro 5.80 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	-1,23	-2,95	-4,10	-3,33	8,24
2	-1,23	-2,95	-4,10	-2,00	7,27
3	-1,23	-2,95	-4,10	-0,06	6,12
4	-1,23	-2,95	-4,10	0,06	6,05
5	-1,23	-2,95	-4,10	2,00	5,41
6	-1,23	-2,95	-4,10	3,33	5,34
7	-1,23	-2,95	4,10	-3,33	6,91
8	-1,23	-2,95	4,10	-2,00	5,72
9	-1,23	-2,95	4,10	-0,06	4,17
10	-1,23	-2,95	4,10	0,06	4,07
11	-1,23	-2,95	4,10	2,00	3,03
12	-1,23	-2,95	4,10	3,33	2,90

5.3.6.9. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo viga

Para um momento flector, $M_z = -8,6 \text{ kN.m}$ apresenta-se no quadro 5.81 o esforço de tracção máximo:

Quadro 5.81 – Esforço nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,z}$ (kN)
0,0306	4246	5,96

Quando o momento flector, $M_y = 48,37 \text{ kN.m}$ actua na placa frontal, o esforço máximo de tracção é o seguinte, quadro.5.82:

Quadro 5.82 – Esforços nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,y}$ (kN)
0,032	8227	20,7

O esforço de tracção combinado para o parafuso mais solicitado, é dado por:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 26,7 \text{ kN} \quad (5.18)$$

5.3.6.10. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M12 são as dadas pelo quadro 5.83.

Quadro 5.83 – Resistências dos parafusos M12

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
32,37	48,56	132,1

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{8,3}{32,37} + \frac{26,7}{1,4 \times 48,56} = 0,65 \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

5.3.6.11. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo viga

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4 \text{ m}$), no quadro 5.84 indica-se a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.84 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{w,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{w,Rd}$ (kN/m)
1401,94	81,38	210,53	$225,72 < 1401,9$

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.3.6.12. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo viga

Tendo se admitido um modelo rígido no capítulo 3 na ligação entre a secção tubular e a placa frontal, deve-se então verificar a espessura da placa rígida:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 12 \times 48,56 \times 0,025}{275 \times 10^3 \times 0,38}} = 17 \text{ mm} \quad (3.79.)$$

Que mais uma vez verifica.

5.3.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE

5.3.7.1. Esforços a solicitar a placa base

Todas as considerações que foram feitas no dimensionamento da placa base da estrutura tipo 1 mantêm-se para a estrutura tipo 2, ver secção 5.2.7.

Como referido, considera-se em primeiro lugar a estrutura a funcionar apenas no plano **ZX** com os seguintes esforços, quadro 5.85:

Quadro 5.85 – Esforços na placa base segundo o plano ZX

Secção	N_{sd} (kN)	$V_{sd,y}$ (kN)	$M_{sd,z}$ (kN.m)	T_{sd} (kN.m)
1	-25,06	-14,97	42,96	-57,32
5	-24,18	15,14	-44,57	57,33

Para o plano **ZY** tem-se os seguintes esforços, quadro 5.86:

Quadro 5.86 – Esforços na placa base segundo o plano ZY

Secção	N_{sd} (kN)	$V_{sd,z}$ (kN)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	T_{sd} (kN.m)
1	-25,06	35,23	241,81	-57,32
5	-24,18	31,31	216,35	57,33

Na medida em que os esforços na base para as duas secções são muito parecidos, adopta-se um procedimento semelhante ao realizado para as placas frontais. Considera-se então uma secção base tipo, em que os esforços para efeitos de dimensionamentos são os mais gravosos entre as secções 1 e 5.

Assim para o plano ZX, tem-se, quadro 5.87:

Quadro 5.87 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZX

N_{sd} (kN)	$V_{sd,y}$ (kN)	$M_{sd,z}$ (kN.m)	T_{sd} (kN.m)
-25,06	±15,14	±44,57	±57,33

Para o plano ZY, quadro 5.88:

Quadro 5.88 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZY

N_{sd} (kN)	$V_{sd,z}$ (kN)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	T_{sd} (kN.m)
-25,06	35,23	241,81	±57,33

5.3.7.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base tipo

Como pré-dimensionamento das dimensões da placa base recorre-se à expressão definida no capítulo 3, (3.96).

Em que se considera:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} 1,5 \times \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} \quad (3.80.)$$

$$c = 30 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7}} = 70,2 \text{ mm} \quad (3.86.)$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$t_c = 10 \text{ mm}$$

Resultando então como dimensões mínimas, plano **ZX**:

$$h_{p_{min}} = 0,42 \text{ m} \quad (3.96.)$$

E para o plano **ZY**:

$$h_{p_{min}} = 0,96 \text{ m} \quad (3.96.)$$

5.3.7.3. Caracterização da solução da placa base tipo

Adopta-se a solução esquematizada pelas fig.5.20 e 5.21 para a placa base do pórtico, prosseguindo-se com uma verificação de todos os elementos. A solução da placa base da estrutura tipo 2 apresenta como principais diferenças à solução da estrutura tipo 1, ter uma espessura de 30 mm, chumbadouros $\varnothing 32$ e cordões de soldadura com $a=7\text{mm}$. Tudo o resto mantém-se.

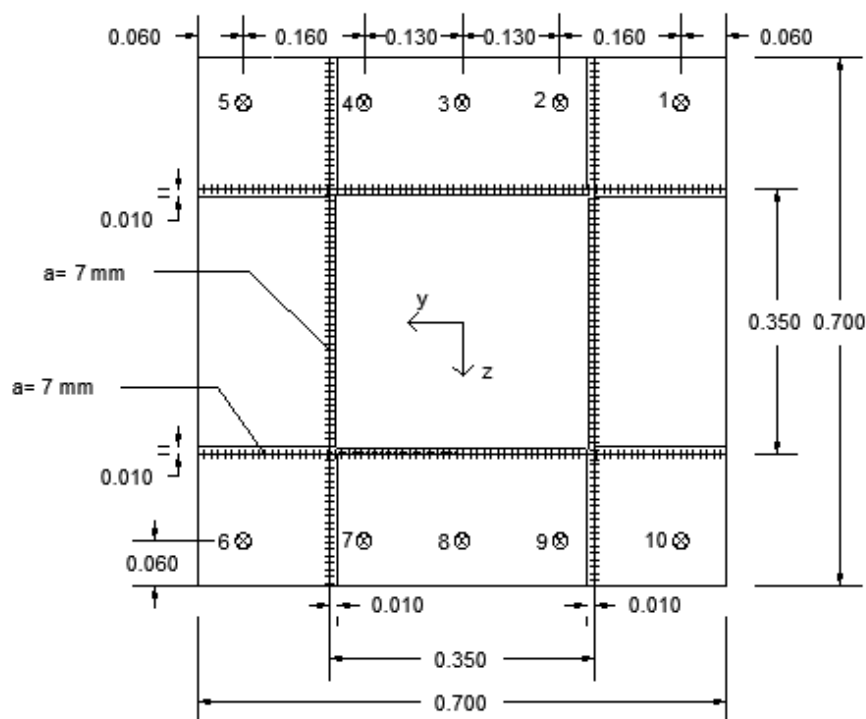


Fig.5.20 – Planta da placa base tipo, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

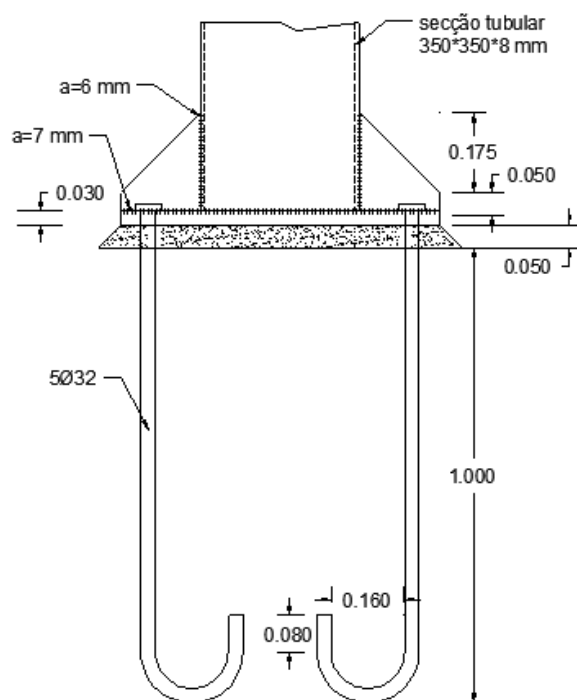


Fig.5.21 – Alçado da placa base tipo, unidades em metros excepto as indicadas

5.3.7.4. Verificação da placa base tipo segundo o **plano ZX**

Os esforços apresentados no quadro 5.87 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.89:

Quadro 5.89 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta				Espessura da placa		
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,Sd}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
1,8	0,175	0,77	16,7	12,47	-1,35	13,5

- ancoragens, quadro 5.90:

Quadro 5.90 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços			Espessura da placa			
Z_{max} (kN)	$F_{t,sdZX}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)
68,76	34,38	0,66	50,14	0,27	14,71	14,63

- esquadros de reforço, quadro 5.91 e 5.92:

Quadro 5.91 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,sd}$ (kN)	$H_{c,sd}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 6 \text{ mm}; h_c = 0,225 \text{ m}$	$a = 7 \text{ mm}; l_c = 0,175 \text{ m}$
47,16	36,68	3,1	70,2	315,4 > 47,16 kN resistência > ação	286,23 > 36,68 kN resistência > ação

Quadro 5.92 – Verificação do esquadro de reforço

Resistência				Estabilidade	
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	4,12 < 54,72	0,77	8,75 ≤ 28,58

5.3.7.5. Verificação da placa base tipo segundo o **plano ZY**

Os esforços relativos ao quadro 5.88 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.93:

Quadro 5.93 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta			Espessura da placa			
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,SD}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
9,65	0,175	3,68	16,7	59,62	-6,44	29,4

- ancoragens, quadro 5.94:

Quadro 5.94 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços			Espessura da placa			
Z_{max} (kN)	$F_{t,SD,ZY}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)
401,26	80,25	0,66	50,14	0,27	34,33	22,23

- esquadros de reforço, quadro 5.95 e 5.96:

Quadro 5.95 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,SD}$ (kN)	$H_{c,SD}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 6\text{mm}; h_c = 0,225\text{ m}$	$a = 6\text{mm}; l_c = 0,175\text{ m}$
225,4	175,31	33,56	70,2	315,4 > 225,4 kN resistência > acção	245,34 > 175,3 kN resistência > acção

Quadro 5.96 – Verificação esquadro de reforço

Resistência			Estabilidade		
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	19,73 < 54,72	0,77	8,75 ≤ 28,58

Que mais uma vez verifica.

5.3.7.6. Verificação dos chumbadouros

Os chumbadouros encontram-se solicitados ao corte e à tracção.

Determinação do esforço de corte nas ancoragens, quadro 5.97.

Quadro 5.97 – Esforços de corte nos chumbadouros

Chumbadouro	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	1,51	3,52	-13,35	13,35	20,62
2	1,51	3,52	-13,35	5,98	15,18
3	1,51	3,52	-13,35	0,00	12,35
4	1,51	3,52	-13,35	-5,98	12,09
5	1,51	3,52	-13,35	-13,35	15,39
6	1,51	3,52	13,35	-13,35	17,82
7	1,51	3,52	13,35	-5,98	15,07
8	1,51	3,52	13,35	0,00	15,28
9	1,51	3,52	13,35	5,98	17,64
10	1,51	3,52	13,35	13,35	22,49

Verificação ao corte/tracção do chumbadouro mais solicitado, segundo (3.142.).

Desprezou-se novamente a influência do atrito, da placa de base, em função do desprezável esforço de compressão presente na coluna.

O seguinte esforço de tracção combinado para o chumbadouro mais solicitado é considerado:

$$F_{t,sd} = F_{t,sd,ZX} + F_{t,sd,ZY} = 114,63 \text{ kN} \quad (5.19)$$

No quadro 5.98 apresenta-se as diversas resistências de um chumbadouro $\phi 32$ classe S275 bem como o seu comprimento de ancoragem.

Quadro 5.98 – Parâmetros de resistência do chumbadouro $\phi 32$

$F_{vb,Rd}$ (kN)	$F_{t,anc,Rd}$ (kN)	f_{bd} (MPa)	l_a (m)
98,9	176,9	2,7	1

Que deve verificar o seguinte critério

$$\frac{22,5}{60,36} + \frac{114,63}{1,4 \times 176,9} = 0,84 \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

5.3.7.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base

Para um cordão com uma garganta $a = 7 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4 \text{ m}$), indica-se no seguinte quadro a resistência e os esforços a solicitarem o cordão.

Quadro 5.99 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 7 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{w,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{w,Rd}$ (kN/m)
1635,59	281,0	1133,08	1167,4 < 1635,5

5.3.8. DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO

5.3.8.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação

Apenas a acção variável temperatura tem efeitos para a definição das combinações quase-permanentes. Isto vai implicar o estabelecimento de duas combinações para estrutura tipo 2.

De acordo com o referido apresenta-se os momentos estabilizadores e a carga axial associados à combinação quase-permanente de acções crítica para a base da estrutura (nó 5).

Quadro 5.100 – Esforços para uma combinação quase-permanente do bloco de fundação (nó 5)

N_{qp} (kN)	$M_{y,qp}$ ($kN.m$)	$M_{z,qp}$ ($kN.m$)
-17,89	0,0	21,9

Devido ausência do vento para esta combinação de acções, a estrutura apenas funciona no plano ZX.

5.3.8.2. Caracterização do bloco de fundação

Como bloco de fundação a aplicar em obra, considera-se o representado nas fig. 5.22 a 5.23. Nesta estrutura o bloco de fundação tem uma forma prismática e dimensões 1,1*1,1*1,1 m. Refere-se ainda que a extensão das ancoragens no bloco de fundação obrigou à alteração da solução obtida para estrutura tipo 1.

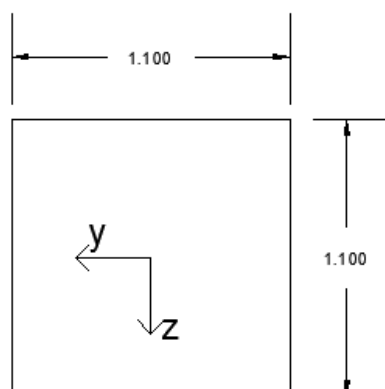


Fig.5.22 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 2, unidades em metros

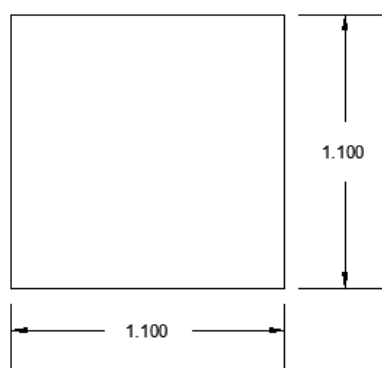


Fig.5.23 – Alçado vista ZX, ZY do bloco de fundação, unidades em metros

5.3.8.3. Resistência mobilizada pelo bloco de fundação

O bloco prismático com dimensões $1,1 \times 1,1 \times 1,1 \text{ m}$ resulta em um momento resistente:

$$P_{Ed} = 1,1 \times 1,1 \times 1,1 \times 24 + 17,89 = 46,93 \text{ kN} \quad (3.156.)$$

$$M_{lim,bp} = \left[5(1,1 + 1,1)1,1^3 + \frac{1}{3,75} \times 46,93 \times 1,1 + \frac{1}{2} \times 46,93 \times 1,1 \right] = 54,21 \text{ kN.m} \quad (3.157.)$$

5.2.8.4. Factor de segurança do bloco de fundação

$$F_{seg} = 2,4 \quad (3.158.)$$

A solução obtida apresenta um excesso de resistência face aos esforços existente na base encastrada. Esse excesso deve-se essencialmente a disposições construtivas, neste caso uma necessidade do bloco de fundação ter uma altura suficiente para cobrir o totalmente os chumbadouros.

5.3.9 DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 2

Apresenta-se nas fig.5.24 e 5.25 a solução gráfica obtida para estrutura 2, com vistas de alçado **ZX** e **ZY**.

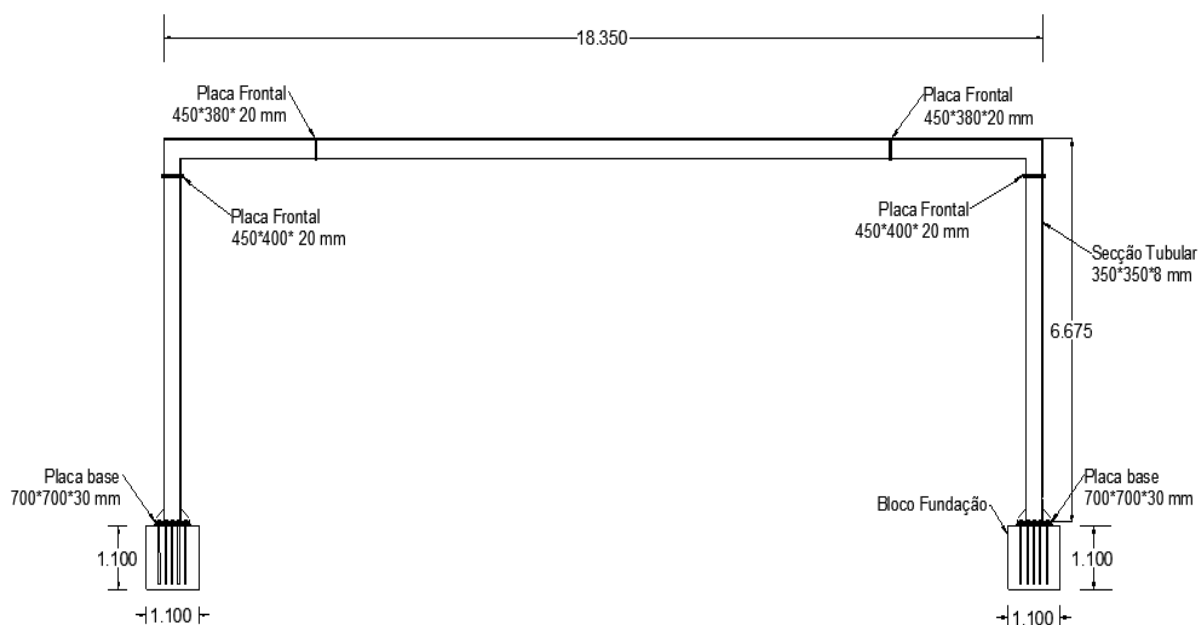


Fig.5.24 – Desenho final da estrutura 2 segundo o alçado ZX, unidades em metros

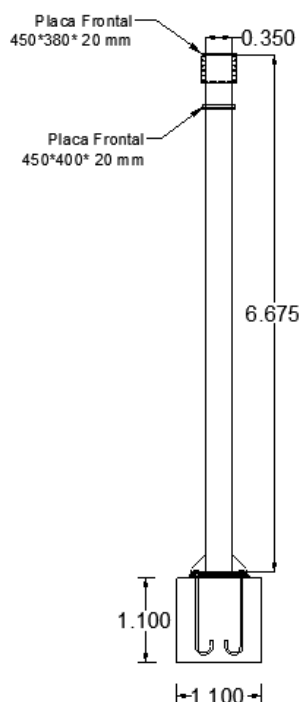


Fig.5.25 – Desenho final da estrutura 2 segundo o alçado ZY, unidades em metros

5.4. ESTRUTURA TIPO 3

5.4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA TIPO 3

Finalmente apresenta-se a última a estrutura a analisar neste trabalho. Nas fig. 5.26 e 5.27 encontra-se o modelo representativo da geometria da estrutura tipo 3, com a descrição de todos os elementos.

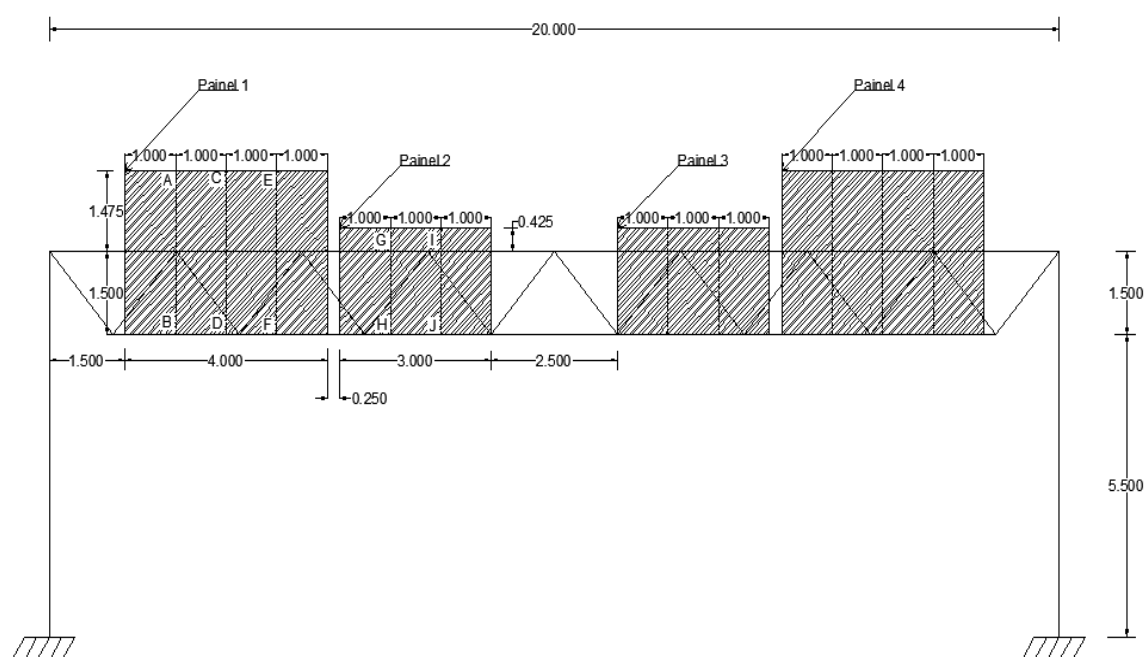


Fig.5.26 – Modelo representativo da geometria da estrutura tipo 3, unidades em metros

E também se inclui o modelo pormenorizado da viga em treliça com a numeração de todos os elementos constituintes do pórtico.

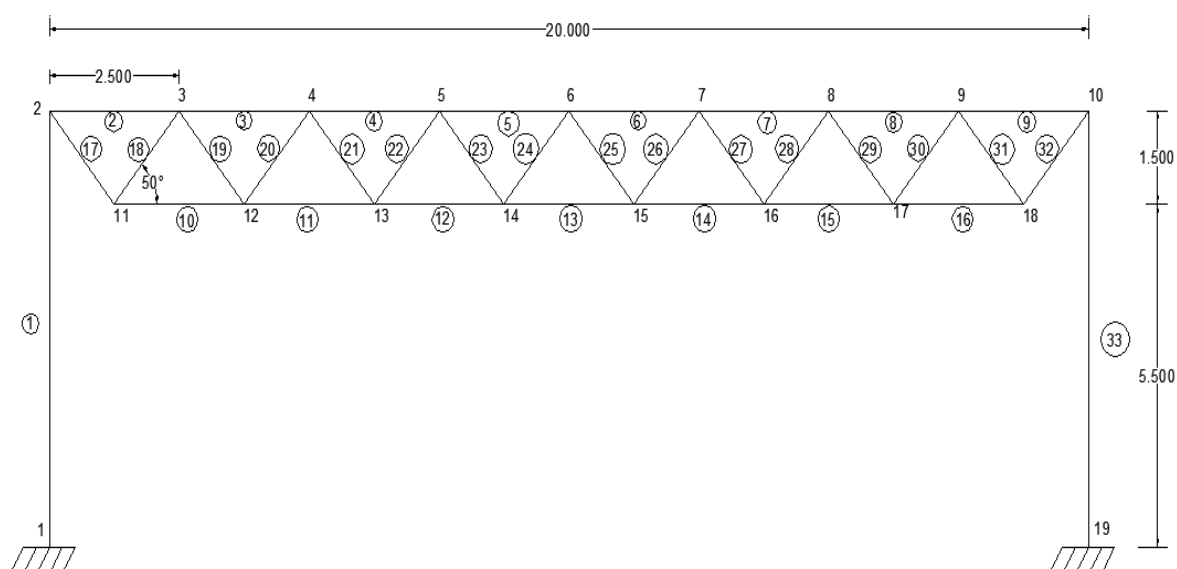


Fig.5.27 – Modelo pormenorizado dos elementos da estrutura tipo 3, unidades em metros (1,2,... nós dos membros e (1), (2), ... barras da estrutura)

A estrutura é então constituída por duas colunas de 7 m, e uma viga em treliça com a geometria indicada na fig. 5.27. Adicionalmente considera-se a existência de quatro painéis de sinalização. O painel 1 e 4 apresentam as mesmas características com dimensões $4 \times 2,975$ m ($l \times h$) e o painel 2 e 3

têm dimensões $3 \times 1,925$ m. As barras AB, CD, EF, GH e IJ que suportam os painéis apresentam diferentes larguras de influência, L_{inf} , mais precisamente:

- As barras a tracejado AB, EF, GH e IJ (**tipo 1**) que suportam parte do painel, têm uma largura de influência (L_{inf}) de 1.5 m;
- Barra a tracejado CD (**tipo 2**) tem uma largura de influência L_{inf} de 1 m.

5.4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES TUBULARES

Devido ao grande número de parâmetros que é necessário ter em conta no dimensionamento da viga treliça, optou-se por recorrer ao programa SAP2000 para dimensionar as secções de acordo com o EC3. As secções resultantes são verificadas quer à estabilidade quer à resistência, não esquecendo de verificar a capacidade resistente dos nós da treliça como indicado no capítulo 3.

Tem por base os resultados do SAP2000 tem-se para a viga em treliça:

- Banzo superior secção tubular quadrada $220 \times 220 \times 12,5$ mm;
- Banzo inferior secção tubular quadrada $160 \times 160 \times 8$ mm;
- Barras de contraventamento $80 \times 80 \times 5$ mm.

Para as duas colunas de 7 m optou-se por uma secção $320 \times 160 \times 10$ mm .

As acções aplicadas na estrutura são, para além do peso próprio dos elementos da estrutura que é automaticamente inserido pelo programa de cálculo, o peso próprio dos painéis e a respectiva acção do vento sobre os mesmos.

A acção do vento e do peso próprio dos painéis que actua na estrutura é a indicada no quadro 5.101.

Quadro 5.101 – Acções característicos em fase de pré-dimensionamento

Acção	Valores Característicos	
Peso próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,53
	Barra tipo 2	0,35
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	2,25
	Barra tipo 2	1,5

As acções permanentes características a actuar na estrutura após a modulação dessas cargas segundo o SAP2000, podem ser visualizadas na da fig.5.28. Os mesmos comentários que foram feitos sobre o referencial XYZ do SAP2000 da estrutura tipo 1 mantêm-se para a 3, ver fig. 5.28.

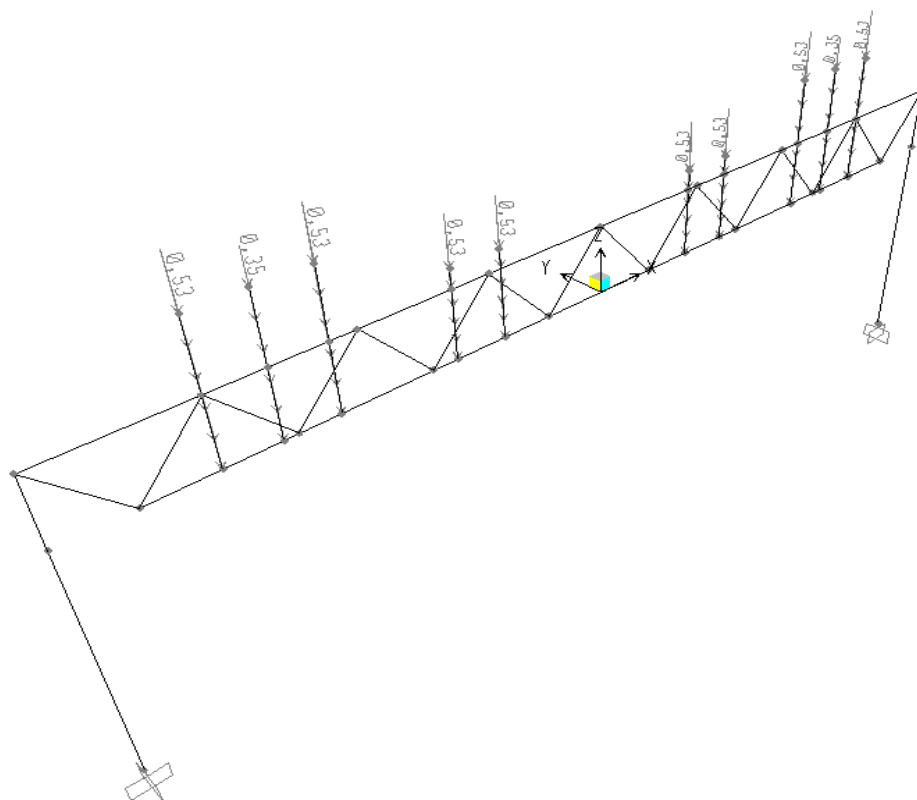


Fig.5.28 – Modelação das acções permanentes, segundo o SAP2000

Para o vento as acções estão representadas na fig. 5.29.

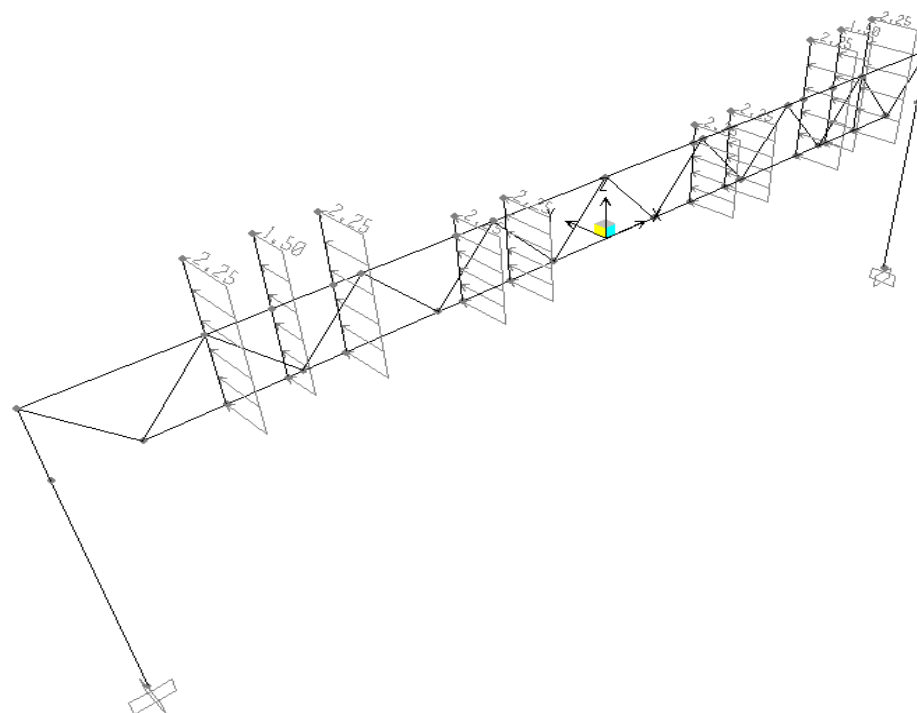


Fig.5.29 – Modelação das acções vento, segundo o SAP2000

A combinação fundamental para as acções permanentes e vento, é a seguinte, quadro 5.102:

Quadro 5.102 – Combinação fundamental para as acções permanentes e vento em fase de pré-dimensionamento

Acção		Valores Fundamentais
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		-
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,71
	Barra tipo 2	0,47
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	3,38
	Barra tipo 2	2,25

Esta última combinação permitiu através do SAP2000 obter as secções indicadas anteriormente.

Na figura 5.30 inclui-se a disposição das secções segundo o referencial XYZ.

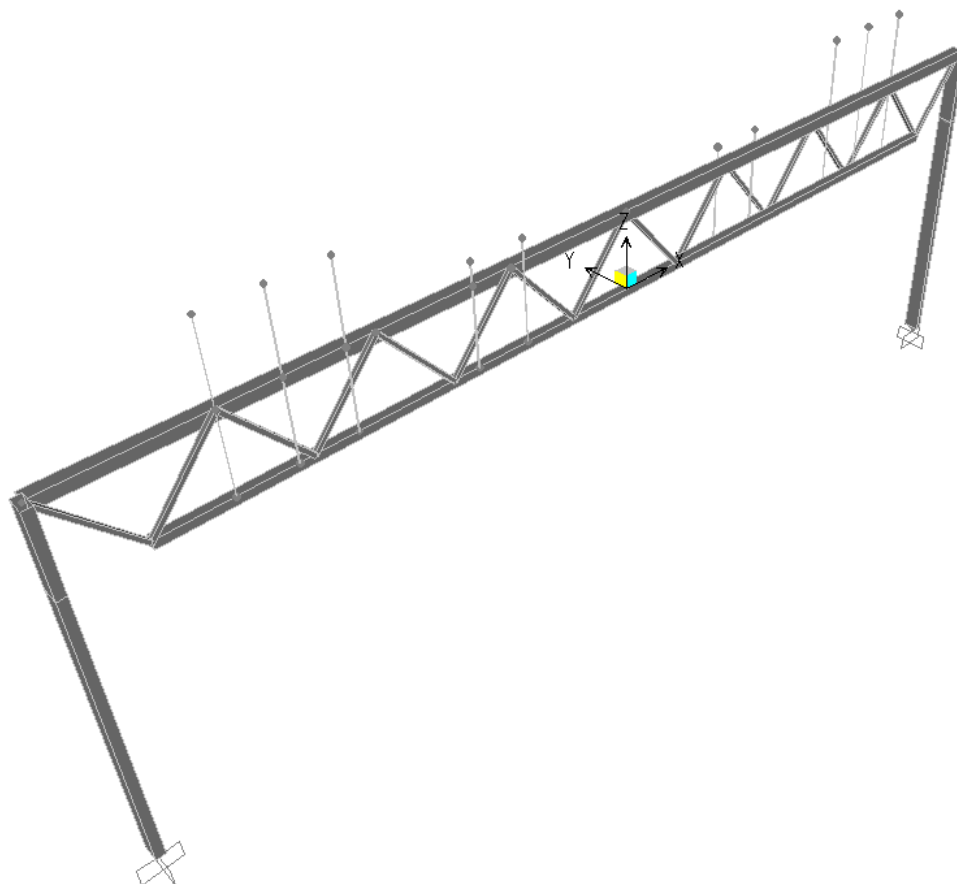


Fig.5.30 – Modelo representativo da orientação das secções na estrutura tipo 3

5.4.3. VERIFICAÇÃO NORMA ESPANHOLA UNE

Para as secções que resultaram de análise via SAP2000, torna-se possível verificar se as mesmas cumprem a norma espanhola relativamente às deformações máximas.

A estrutura para acção conjunta de **peso próprio e temperatura** tem que respeitar as seguintes **deformações máximas**, quadro 5.103.

Quadro 5.103 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 20 m para as acções permanentes/temperatura

Vão, $L = 20 \text{ m}$ (m)	Viga $\delta_y \text{ (m)}$	Coluna $\delta_x \text{ (m)}$
$18,1 \leq L \leq 22$	≤ 0.029	≤ 0.0233

Para o caso da acção conjunta de **vento e temperatura** a estrutura tem que respeitar as seguintes **deformações máximas**, quadro 5.104.

Quadro 5.104 – Valores limites das deformações em pórticos com um vão igual a 20 m para as acções do vento/temperatura

Viga $\delta_z \text{ (m)}$	Colunas $\delta_z \text{ (m)}$
$\leq 0,333$	$\leq 0,093$

Para a **estrutura com as secções**:

- Banzo superior secção tubular 220 * 220 * 12,5 mm
- Banzo inferior secção tubular 160*160*8 mm
- Barras de contraventamento 80 * 80 * 5 mm
- Coluna com secção 320 * 160 * 10 mm

Os **deslocamentos nos nós de referência**, para o caso de **peso próprio e ($\pm$) temperatura**, para o pior caso, quadro 5.105.

Quadro 5.105 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura

Viga $\delta_y \text{ (m)}$	Coluna $\delta_x \text{ (m)}$
0,0084	0,0055

Verifica o disposto na norma espanhola.

Os **deslocamentos nos nós de referência**, para a acção do **vento e temperatura** são os seguintes, quadro 5.106:

Quadro 5.106 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura

Viga $\delta_z \text{ (m)}$	Colunas $\delta_z \text{ (m)}$
0,473	0,171

O que não verifica a norma espanhola UNE.

Neste caso a acção do vento é preponderante para a alteração das secções dos elementos da estrutura tipo 3. Apesar de a estrutura revelar um óptimo comportamento no plano das acções permanentes com deformações muito pequenas.

Tendo por base o **não cumprimento** da norma espanhola, as **novas secções** da estrutura são:

- Banzo superior secção tubular 250 * 250 * 10 mm
- Banzo inferior secção tubular 250 * 250 * 10 mm
- Barras de contraventamento 90 * 90 * 4 mm
- Coluna de 7 m com uma secção 350 * 350 * 10 mm

Determinação dos **deslocamentos nos nós de referência**, para o **peso próprio e temperatura**, quadro 5.107:

Quadro 5.107 – Deformações nos nós referência para acção conjunta peso próprio e temperatura

Viga	Coluna
$\delta_y(m)$	$\delta_x(m)$
0,008	0,0056

O que verifica as condições impostas pela norma espanhola.

Determinação dos **deslocamentos nos nós de referência** para acção conjunta do **vento e temperatura**, quadro 5.108:

Quadro 5.108 – Deformações nos nós referência para acção conjunta vento e temperatura

Viga	Colunas
$\delta_z(m)$	$\delta_z(m)$
0,208	0,078

Que novamente cumpre a norma espanhola.

A estrutura com as secções indicadas anteriormente cumpre o disposto na norma espanhola UNE135311:2008, procede-se então às restantes verificações.

5.4.4. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DA ESTRUTURA TIPO 3 AO ABRIGO DO EC3

5.4.4.1. Caracterização geométrica e classificação das secções transversais

Caracteriza-se em primeiro lugar geometricamente as diversas secções tubulares que constituem a estrutura, quadro 5.109 e 5.110. Relembra-se que as secções tubulares presentes na viga têm de ser pelo menos classe 2.

Quadro 5.109 – Elementos geométricos essenciais das secções tubulares

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)
250 * 250 * 10 (mm)	250	250	10
90 * 90 * 4 (mm)	90	90	4
350 * 350 * 10 (mm)	350	350	10

Quadro 5.110 – Restantes parâmetros geométricos das secções tubulares

Tubo	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$w_{pl,y}$ (cm ³)	$w_{pl,z}$ (cm ³)	I_t (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)
250 * 250 * 10 (mm)	96,0	9232	9232	864,5	864,5	13820	50	50
90 * 90 * 4 (mm)	13,76	1700	1700	444,1	444,1	254,4	7,2	7,2
350 * 350 * 10 (mm)	136,0	26230	26230	1735	1735	39300	70	70

No quadro 5.111 indica-se a classificação de cada secção admitindo a secção toda comprimida.

Quadro 5.111 – Classificação das secções presentes na estrutura tipo 3

Tubo	$\frac{c}{t}$	Classificação
250 * 250 * 10 (mm)	22	1
90 * 90 * 4 (mm)	19,5	1
350 * 350 * 10 (mm)	32	2

Que verifica o pressuposto das classes das secções da viga, não serem superiores à classe 2.

5.4.4.2. Quantificação das acções

Acções Permanentes

Com os elementos expostos no capítulo 4, e conhecendo-se as diversas secções presente na estrutura define-se as diversas acções permanentes a actuar na estrutura, quadro 5.112.

Quadro 5.112 – Pesos próprios característicos dos elementos

Acção	Valores Característicos G_k	
Peso Próprio dos elementos (kN/m)	-	
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra Tipo 1	0,525
	Barra tipo 2	0,35

Acções Variáveis

Além do vento, considera-se a acção uniforme da temperatura em todas as barras, uma vez que a estrutura em análise é hiperestática, esta acção como se sabe gera esforços nos elementos, quadro 5.113.

Quadro 5.113 – Acções característica do vento e temperatura

Acção	Valores Característicos Q_k	
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	2,25
	Barra tipo 2	1,5
Temperatura ($^{\circ}C$)	-25 ou +35	

5.4.4.3. Determinação das imperfeições geométricas

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,75 \times 0,866 = 0,00325 \quad (2.5.)$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{7}} = 0,75$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

A carga vertical a actuar na estrutura pode ser obtida através do SAP2000 (sendo a reacção vertical em cada coluna, $R_{Ed} = 39,77 \text{ kN}$, para a combinação fundamental):

$$V_{Ed} = 39,77 \times 2 = 79,54 \text{ kN} \quad (5.20.)$$

Que resulta numa força equivalente horizontal, H_{Ed} , segundo a direcção $x-x$ (convenção SAP2000).

$$H_{Ed} = 0,00325 \times 79,54 = 0,26 \text{ kN} \quad (5.21.)$$

5.4.4.4. Combinações de acções

Definem-se 4 combinações fundamentais para a estrutura tipo 3. Estas 4 combinações resultam da permutação da acção variável de base, o vento e a temperatura, ver quadro 5.114.

Quadro 5.114 – Combinações fundamentais

Acção		Valores Fundamentais			
		Combinação			
		1	2	3	4
Peso Próprio dos elementos (kN/m)		-	-	-	-
Peso Próprio dos painéis (kN/m)	Barra tipo 1	0,71	0,71	0,71	0,71
	Barra tipo 2	0,47	0,47	0,47	0,47
Vento (kN/m)	Barra tipo 1	3,38	3,38	1,35	1,35
	Barra tipo 2	2,25	2,25	0,9	0,9
Temperatura ($^{\circ}C$)		+31,5	-22,5	+52,5	-37,5
Imperfeição (kN)		0,26	0,26	0,26	0,26

5.4.4.5. Verificação da importância dos efeitos de 2ª ordem

Cálculo dos factores de carga α_{cr} , para a verificação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, através do programa Sap2000. Destaca-se no quadro 5.115 apenas o primeiro modo de encurvadura.

Quadro 5.115 – Factores de carga para as várias combinações fundamentais

Combinação	α_{crit}
1	25,0
2	21,5
3	26,4
4	20,9

Pela observação do quadro anterior os efeitos de 2ª ordem são desprezáveis. Por serem superiores a 10.

5.4.4.6. Esforços nas secções críticas

As secções em que verifica-se a capacidade resistente da viga em treliça são, para o banzo superior, nó 6 e 2, para o banzo inferior, nó 14 e 11 e finalmente as barras de contraventamento 17 e 18, ver fig.5.31. Para a coluna a verificação de resistência é feita na base do pilar (nó 1 e 19) e novamente na ligação viga-coluna (nó 2 e 10), fig.5.31.

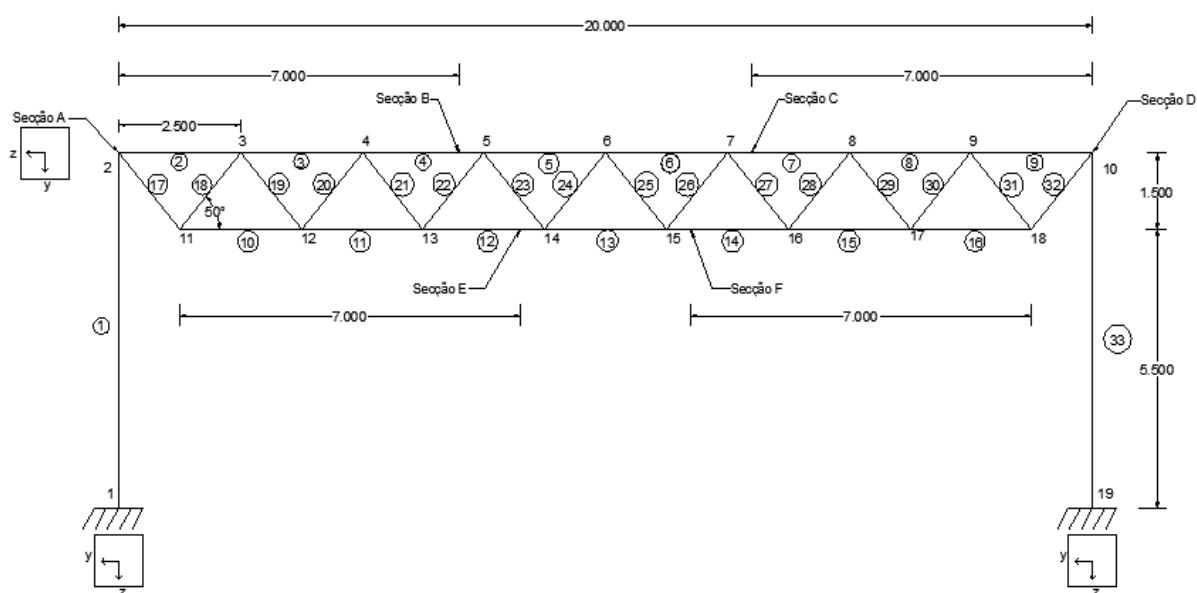


Fig.5.31 – Disposições de eixos das secções na estrutura segundo o EC3 e indicação das secções a efectuar a ligação por placas frontais para a estrutura tipo 3, unidades em metros (1,2,... nós dos membros e (1), (2) barras da estrutura)

Tendo por base a envolvente de todas as combinações fundamentais descritas anteriormente, apresenta-se no quadro 5.116, os respectivos valores dos esforços para as secções referidas. Esforços segundo a convenção do EC3, fig. 5.31.

Quadro 5.116 – Esforços nas secções críticas tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais

Elemento	Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
Pilar (1)	1	-39,15	-7,85	39,76	271,06	30,83	-72,41
	2	-29,26	-7,85	39,76	-7,32	-24,07	-72,41
Pilar (33)	19	-39,34	8,2	39,76	271,06	-32,41	72,41
	10	-29,34	8,2	39,76	-7,32	24,98	72,41
Banzo Sup.	6	-96,21	-1,36	0,8	60,4	1,4	0,0
	2	-21,8	-33,5	12,70	-68,08	24,04	-1,4
Banzo Inf.	14	100,25	0,0	0,0	56,08	1,20	0,0
	11	45,7	-10,5	1,9	-1,4	0,0	-5,6
Barra 17	-	38,76	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Barra 18	-	-35,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

5.4.4.7. Verificação seccional da viga

Na análise da viga, e face aos esforços presentes, considera-se que os **banzos superior e inferior** encontram-se sob acção de flexão composta com esforço transversal. Relativamente às **barras de contraventamento**, apenas se considera a barra mais esforçada (barra 17) da estrutura na verificação.

O quadro 5.117 permite a comparação entre os parâmetros de resistência da secção tubular dos **banzos**, e os esforços nas várias secções da viga tendo em conta a envolvente das combinações fundamentais.

Quadro 5.117 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os banzos

Secção Tubular 250 * 250 * 10 (mm)		Esforço Axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço transversal (kN)	
		N_{cRd}	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,Rd,y}$	$V_{pl,Rd,z}$
		2640	237,74	237,74	793,86	793,86
Esforços	Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN.m)	$V_{z,Ed}$ (kN.m)
Banzo Sup.	6	-96,21	60,4	1,4	-1,36	0,8
	2	-21,8	-68,08	24,04	-33,5	12,70
Banzo Inf.	14	100,25	56,08	1,84	0	0
	11	45,7	-1,4	0	-10,5	1,9

Verificação da não consideração do esforço axial e do esforço transversal na redução do momento plástico resistente:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 793,86 = 396,93 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 33,5 \leq 396,93 \text{ kN} \quad (5.22)$$

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times 2640 = 660 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 100,25 \leq 660 \text{ kN} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times 230 \times 20 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 632,5 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 100,25 \leq 632,5 \text{ kN} \quad (3.28.)$$

O que permite desprezar os efeitos do esforço axial e esforço transversal.

Verificação flexão desviada para secção mais condicionada, isto é, banzo superior secção 2, quadro 5.118.

Quadro 5.118 – Verificação flexão desviada para o banzo superior secção 2

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1.66	237,74	237,74	0,15

No caso de almas sem reforços intermédios, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal não é necessária, se:

$$\frac{230}{20} = 11,5 < 72 \frac{0.92}{1} = 66,24 \quad (3.18.)$$

Para a **barra de contraventamento**, o quadro 5.119 descreve os parâmetros relevantes para a verificação da secção.

Quadro 5.119 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para a barra de contraventamento

Secção Tubular 90 * 90 * 4 (mm)	Esforço Axial (kN)
	N_{cRd}
	378,4
Esforços	N_{Ed} (kN)
Barra 17	38,76

Assim a viga cumpre o EC3.

5.4.4.8. Verificação seccional do pilar

Ambos os pilares encontram-se submetidos a flexão composta com esforço transversal. Apresenta-se no quadro 5.120 a mesma análise, que a realizada para viga.

Quadro 5.120 – Parâmetros de resistência e esforços da combinação envolvente para os pilares

Secção Tubular 350 * 350 * 10 (mm)		Esforço Axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)		Torção (kN.m)	
		N_{cRd}	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$V_{pl,rd,y}$	$V_{pl,rd,z}$	$V_{pl,T,rd,y}$	$V_{pl,T,rd,z}$
		3740	477,125	477,125	1111,39	1111,39	890,4	890,4
Elemento	Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN.m)	
Pilar (1)	1	-39,13	271,06	30,83	-7,85	39,76	-72,41	
	2	-29,26	-7,32	-24,07	-7,85	39,76	-72,41	
Pilar (33)	19	-39,34	271,06	-32,41	8,2	39,76	72,41	
	10	-29,34	-7,32	24,98	8,2	39,76	72,41	

Novamente realiza-se a verificação da não consideração do esforço axial e do esforço transversal na redução do momento plástico resistente:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times 890,4 = 445,2 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 39,76 \leq 445,2 \text{ kN} \quad (5.23)$$

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times 3740 = 935 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 39,34 \leq 935 \text{ kN} \quad (3.27.)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times 330 \times 20 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 907,5 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 39,34 \leq 907,5 \text{ kN} \quad (3.28.)$$

Que verifica.

Como última verificação do pilar realiza-se a verificação à flexão desviada para a secção **19 do pilar (33)**, visto ser o mais condicionado pelos esforços.

Quadro 5.121 – Verificação flexão desviada para o pilar (33), secção 19

$\alpha = \beta$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$
1,66	477,125	477,125	0,40

Pelo que então a secção 350 * 350 * 10 mm cumpre os limites prescritos no EC3.

A verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal não é necessária, se:

$$\frac{330}{20} = 16,5 < 72 \frac{0,92}{1} = 66,24 \quad (3.18.)$$

O que verifica a encurvadura devido ao esforço transversal.

5.4.5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TIPO 2 AO ABRIGO DO EC3

5.4.5.1. Análise de estabilidade da viga

Importa verificar a estabilidade da viga à encurvadura flexional devido a existir uma compressão axial do banzo superior e das barras de contraventamento (sendo a barra 18 a crítica), quadro 5.122.

Quadro 5.122 – Determinação da resistência da viga em treliça comprimida

Elemento	$l_{e,y}$ (m)	$l_{e,z}$ (m)	$N_{cr,y}$ (kN)	$N_{cr,z}$ (kN)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z	$N_{b,Rdy}$ (kN)	$N_{b,Rdz}$ (kN)
Banzo sup.	18	2,25	590,46	37796,4	2,11	0,26	0,20	0,98	530,82	2602,3
Barra de contraventamento	1,47	1,47	16305,4	16305,4	0,15	0,15	1,0	1,0	378,4	378,4

Logo $N_{Ed} < N_{b,Rd}$ que verifica a encurvadura por flexão.

A viga não necessita de ser verificada à encurvadura lateral pelos motivos referidos nas secções anteriores das estruturas já analisadas. Assim a viga encontra-se verificada à encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd}$.

Como última verificação à estabilidade do banzo superior, realiza-se a combinação de flexão composta com compressão, quadro 5.123.

Quadro 5.123 – Verificação de estabilidade da viga em flexão composta com compressão

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	Interacção exp.(3.53)	Interacção exp.(3.54)
0,812	0,48	0,99	0,40	0,71	0,4	0,71	0,42	0,33

Pela análise quadro 5.123, mais precisamente dos valores relativos às expressões 3.53 e 3.54 a estabilidade do elemento viga esta assegurada.

5.4.5.2. Análise de estabilidade do pilar

O pilar mais condicionado pelos esforços o **1-2** deve ser verificado à encurvadura flexional devido a encontrar-se comprimido. O parâmetro da encurvadura lateral como se referiu é desprezável, considerando neste caso $\chi_{LT} = 1$.

Quadro 5.124 – Determinação da resistência do pilar comprimido

$l_{e,y}$ (m)	$l_{e,z}$ (m)	$N_{cr,y}$ (kN)	$N_{cr,z}$ (kN)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z	$N_{b,Rdy}$ (kN)	$N_{b,Rdz}$ (kN)
14	4,9	2773,71	22642,54	1,16	0,40	0,55	0,95	2075,55	3557,07

O que verifica a encurvadura por flexão $N_{Ed} < N_{b,Rdy}$ e a encurvadura lateral $M_{Ed} < M_{b,Rd}$.

Por fim realiza-se também a combinação flexão composta com compressão para assegurar a estabilidade do pilar, ver quadro 5.125.

Quadro 5.125 – Verificação de estabilidade do pilar em flexão composta com compressão

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	Interacção exp.(3.53)	Interacção exp.(3.54)
0,59	0,35	0,99	0,62	0,59	0,62	0,59	0,38	0,62

Que cumpre o disposto no EC3.

Mais uma vez o dimensionamento volta ser condicionado fortemente pela norma espanhola UNE. Apesar da na presente estrutura verificar-se um maior aproveitamento da secção face às acções presentes, a mesma ainda possui um excesso de resistência bastante significativo por explorar.

5.4.6. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS NÓS DA TRELIÇA

5.4.6.1. Capacidade resistente dos nós

Em primeiro lugar há que verificar se os parâmetros geométricos das secções que compõem a treliça cumprem as disposições do EC3, quadro 5.126. Acrescenta-se que grande parte dos nós presentes são em configuração K, excepto os nós 2 e 10 que são em Y.

Quadro 5.126 – Verificação dos parâmetros geométricos dos nós

Membro ou nó	Parâmetro	Valor Limite	Valor Real
Banzos	$\frac{b_0}{t_0}$	≤ 35	25
	$\frac{b_0}{t_0}$	≥ 15	25
Barras de contraventamento	$\frac{b_i}{t_i}$	≤ 35	22,5
	$\frac{b_1 + b_2}{2b_1}$	$\leq 1,3$ $\geq 0,6$	1
	$\frac{b_i}{b_o}$	$\leq 0,85$	0,36
	$\frac{b_i}{b_o}$	$\geq 0,35$	
	$\frac{b_1}{b_0}$	$\geq 0,1 + 0,01 \frac{b_0}{t_0} = 0,35$	0,36
Nós	g (espaçamento) mm	$\geq t_1 + t_2 = 8$	
		$\geq 0,5 \left(b_0 - \frac{b_1 + b_2}{2} \right) = 80$	92,28
		$\leq 1,5 \left(b_0 - \frac{b_1 + b_2}{2} \right) = 240$	

Todos os parâmetros cumprem os limites indicados no EC3.

Pode-se então calcular a resistência máxima dos nós pelas expressões apresentadas no capítulo 3, quadro 5.127.

Quadro 5.127 – Verificação dos nós da viga em treliça

Nó	$N_{i,Ed}$, Esforço aplicado (kN)	$\sigma_{0,sd}$ (MPa)	K_n	$N_{i,Rd}$ (kN)
2 (Y)	38,76	-100	0,89	290
11 (K)	38,76	+5	1	406
6 (K)	-2,04	-95	0,92	372
14 (K)	-2,04	-67	1	406

Concluí-se assim que todos os nós da estrutura revelam capacidade suficiente para resistir aos esforços aplicados pelas barras de contraventamento.

5.4.6.2. Cordões de soldadura entre as barras de contraventamento e os banzos

Tendo por base a expressão do capítulo 3:

$$\frac{a}{t} \geq 0,96 \quad (3.57.)$$

Visto que as barras de contraventamento têm uma espessura 4mm, a garganta dos cordões de soldadura a aplicar entre as barras de contraventamento e os banzos contínuos têm também $a = 4 \text{ mm}$.

5.4.7. DIMENSIONAMENTO DA PLACA FRONTAL

5.4.7.1. Esforços a solicitar as placas frontais

Na estrutura tipo 3, existem 6 ligações realizadas por placas frontais entre os elementos (secção A, B, C, D, E e F), ver fig.5.31. As localizações das diferentes placas estão indicadas na fig.5.31.

Os esforços são os indicados no quadro 5.128.

Quadro 5.128 – Esforços presentes nas secções com placas frontais

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
A	-21,8	-33,5	12,70	-68,08	24,04	-1,4
B	-77,89	-1,6	1,2	59,2	-1,7	0
C	-77,68	1,6	-1,13	59,2	1,17	0
D	-21,59	33,5	-13,3	-68,08	24,98	1,4
E	96,31	-1,2	1,6	55,12	1,78	2,2
F	95,15	1,2	-1,6	55,12	1,76	-2,2

Mais uma vez como simplificação, adopta-se uma placa frontal tipo para a ligação viga-coluna em função dos esforços nas secções A e D, para o banzo superior em função das secções B e C e para o banzo inferior em relação às secções E e F.

Os esforços na secção tipo viga-coluna, banzo superior e banzo inferior são os seguintes, quadro 5.129:

Quadro 5.129 – Esforços presentes nas secções tipo viga-coluna e banzos

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
Viga-coluna	-21,8	$\pm 33,5$	$\pm 13,3$	-68,08	24,98	$\pm 1,4$
Banzo Sup.	-77,89	$\pm 1,6$	$\pm 1,2$	59,2	$\pm 1,7$	0
Banzo Inf.	96,31	$\pm 1,2$	$\pm 1,6$	55,12	1,78	$\pm 2,2$

5.4.7.2. Caracterização da solução placa frontal determinada para a viga-coluna

Apresenta-se na fig.5.32 a solução adoptada para a placa frontal tipo viga. A ligação é constituída por 10 parafusos M16 classe 8.8 e um cordão de soldadura ao longo do perímetro da secção tubular 250 * 250 * 10 mm com uma garganta de $a = 6$ mm. A chapa frontal S275 tem uma espessura de 22 mm e dimensões 350 * 300 mm. Nas próximas secções verifica-se se a ligação cumpre o estabelecido no capítulo 3.

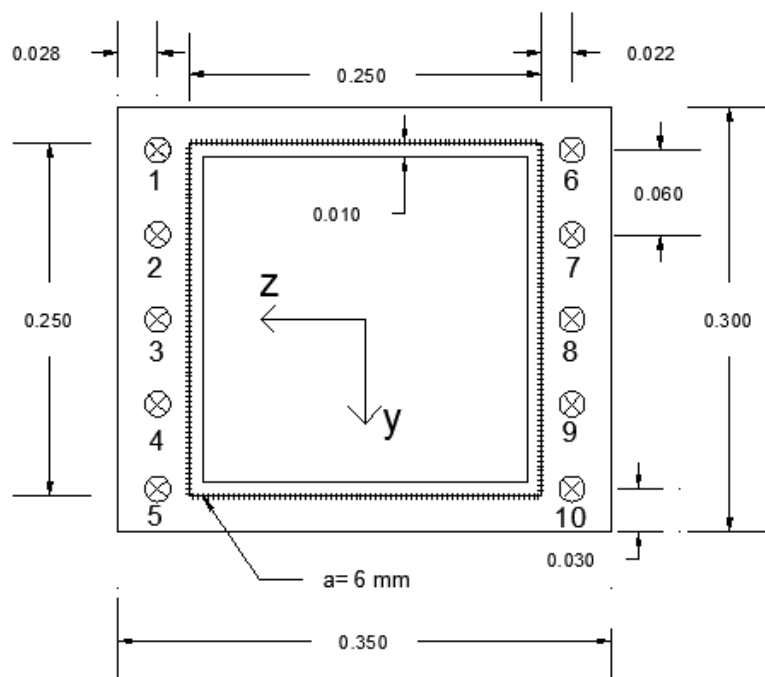


Fig.5.32 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo viga-coluna, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.4.7.3. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo viga-coluna

Os esforços de corte que cada parafuso tem que se suportar são indicados pelo quadro 5.130.

Quadro 5.130 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	3,35	1,23	-0,714	-0,58	2,71
2	3,35	1,23	-0,714	-0,29	2,79
3	3,35	1,23	-0,714	0,00	2,90
4	3,35	1,23	-0,714	0,29	3,04
5	3,35	1,23	-0,714	0,58	3,19
6	3,35	1,23	0,714	-0,58	4,11
7	3,35	1,23	0,714	-0,29	4,17
8	3,35	1,23	0,714	0,00	4,24
9	3,35	1,23	0,714	0,29	4,33
10	3,35	1,23	0,714	0,58	4,45

O esforço crítico de corte surge para o parafuso 10 (admitido para uma possível combinação de esforços), mas podia ser outro parafuso o crítico, caso se altera-se a combinação de esforços a actuar na placa.

5.4.7.4. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo viga-coluna

Mais uma vez admite-se como simplificação a não consideração do esforço axial de compressão ($N = 0 \text{ kN}$). Os motivos são os mesmos que o das estruturas anteriores.

Para um momento flector, $M_y = -68,08 \text{ kN.m}$ no qual a fiada de parafusos 1,2,3,4 e 5 está à tracção e a outra à compressão, o esforço de tracção máximo é descrito no quadro 5.131.

Quadro 5.131 – Esforço de tracção nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,y}$ (kN)
0,038	7070	42,86

Quando momento flector, $M_z = 24,98 \text{ kN.m}$ actua na placa frontal, considera-se todos os parafusos excepto o 1 e 6 à tracção. Os esforços nos parafusos referidos são os seguintes, quadro 5.132:

Quadro 5.132 – Esforço de tracção nos parafusos

y_c (m)	I (cm ⁴)	$N_{i,z}$ (kN)
0,032	3716	25,11

O esforço de tracção combinado para o parafuso mais solicitado é:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 67,97 \text{ kN} \quad (5.24)$$

5.4.7.5. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga-coluna

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M16 são as dadas pelo quadro 5.133.

Quadro 5.133 – Resistências dos parafusos M16

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
60,3	90,43	71,34

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{4,4}{60,3} + \frac{67,97}{1,4 \times 90,43} = 0,61 \leq 1,0 \quad (3.145.)$$

5.4.7.6. Verificação do cordão de soldadura da placa frontal tipo viga-coluna

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1 \text{ m}$), indica-se no seguinte quadro a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.134 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{W,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{W,Rd}$ (kN/m)
1401,94	47,23	700,88	702,47 < 1401,9

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.4.7.7. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo viga-coluna

Tendo se admitido um modelo rígido no capítulo 3 na ligação entre a secção tubular e a placa frontal, deve-se então verificar a espessura da placa rígida:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 10 \times 90,43 \times 0,022}{275 \times 10^2 \times 0,3}} = 21,9 \text{ mm} \quad (3.79.)$$

Que mais uma vez verifica o disposto no capítulo 3.

5.4.7.8. Caracterização da solução placa frontal determinada para o banzo superior

A fig.5.33 descreve a solução para a placa frontal tipo banzo superior. A ligação é constituída por 10 parafusos M12 classe 8.8 e um cordão de soldadura ao longo do perímetro da secção tubular $250 * 250 * 10 \text{ mm}$ com uma garganta de $a = 6 \text{ mm}$. A chapa frontal S275 tem uma espessura de 20 mm e dimensões $350 * 300 \text{ mm}$.

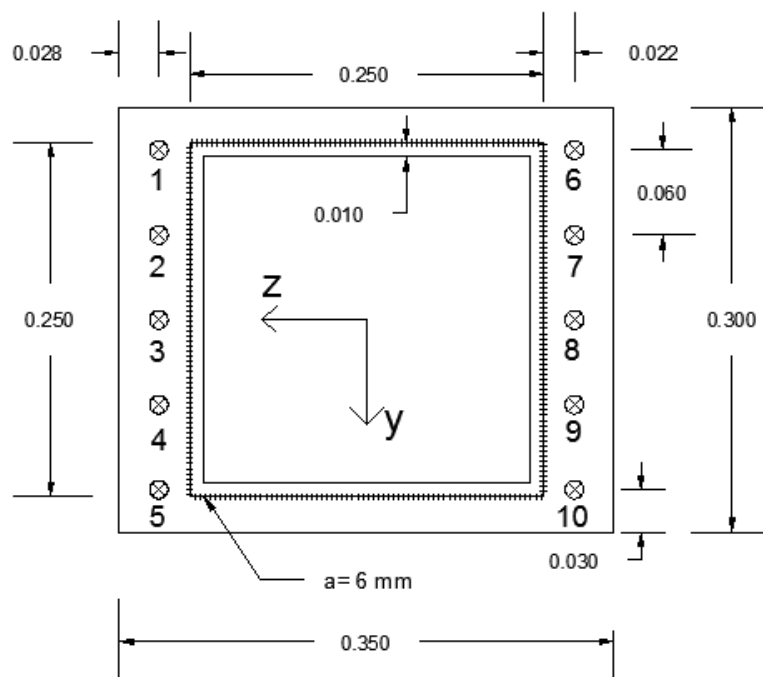


Fig.5.33 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo banzo superior, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.4.7.9. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo banzo superior

Determina-se os esforços de corte que cada parafuso tem que se suportar, quadro 5.135.

Quadro 5.135 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
2	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
3	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
4	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
5	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
6	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
7	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
8	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
9	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20
10	0,16	0,12	0,00	0,00	0,20

Todos os parafusos apresentam o mesmo valor máximo, o qual é praticamente desprezável.

5.4.7.10. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo banzo superior

Neste caso considera-se o esforço de compressão, uma vez que são valores significativos.

Para um momento flector, $M_y = 59,2 \text{ kN.m}$ e um esforço de compressão $N_{sd} = -77,89 \text{ kN}$ apresenta-se no quadro 5.136 o esforço de tracção máximo:

Quadro 5.136 – Esforço nos parafusos

y_c (m)	σ_c (MPa)	$N_{i,y}$ (kN)
0,035	43,42	30,02

Quando o momento flector, $M_z = \pm 1,7 \text{ kN.m}$ e um esforço de compressão $N_{sd} = -77,89 \text{ kN}$ actua na placa frontal, o esforço máximo de tracção é o seguinte, quadro 5.137:

Quadro 5.137 – Esforços nos parafusos

y_c (m)	σ_c (MPa)	$N_{i,z}$ (kN)
0,387	1,14	0

Admite-se o seguinte esforço de tracção combinado para o parafuso mais solicitado:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 30,02 \text{ kN} \quad (5.25)$$

5.4.7.11. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo banzo superior

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M12 são dadas pelo quadro 5.138.

Quadro 5.138 – Resistências dos parafusos M12

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
32,37	48,56	147,98

Que deve cumprir o seguinte critério:

$$\frac{0,4}{32,37} + \frac{30,02}{1,4 \times 48,56} = 0,45 \leq 1,0 \quad (3.145.)$$

5.4.7.12. Verificação do cordão de soldadura

Para um cordão com uma garganta $a = 6 \text{ mm}$, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1 \text{ m}$), indica-se no seguinte quadro a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.139 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6 \text{ mm}$	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{W,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_{my} (kN/m)	$f_{sd} < F_{W,Rd}$ (kN/m)
1401,94	1,9	460,0	$460,0 < 1401,9$

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.4.6.13. Verificação do comportamento rígido da ligação tipo banzo superior

Tendo se admitido um modelo rígido no capítulo 3 na ligação entre a secção tubular e a placa frontal, deve-se então verificar a espessura da placa rígida:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 10 \times 48,56 \times 0,022}{275 \times 10^2 \times 0,30}} = 16,1 \text{ mm} \quad (3.79.)$$

Que verifica.

5.4.6.14. Caracterização da solução placa frontal determinada para o banzo inferior

A fig.5.34. representa a solução para o banzo inferior. A ligação é idêntica à da solução tipo viga-coluna.

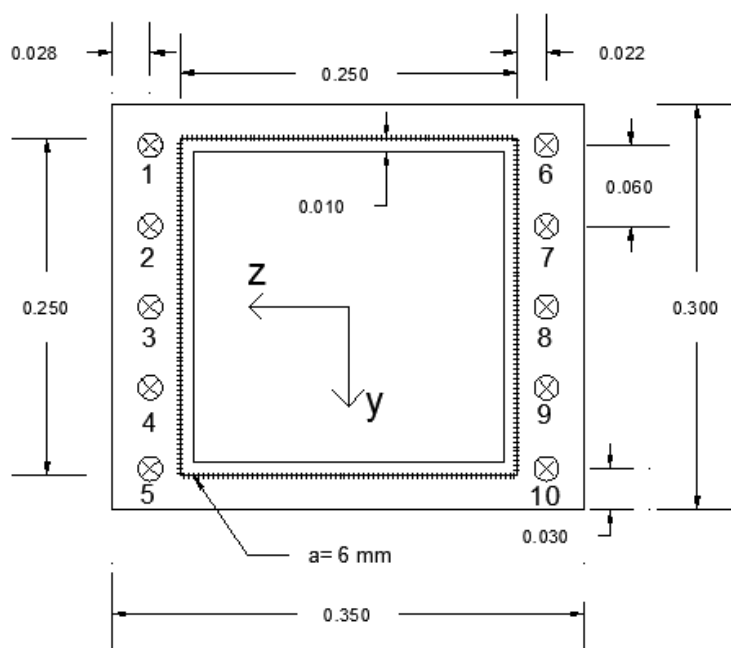


Fig.5.34 – Caracterização geométrica da placa frontal tipo banzo inferior, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

5.4.7.15. Esforços de corte a solicitar a placa frontal tipo banzo inferior

Os esforços de corte que cada parafuso tem que se suportar, são os indicados no quadro 5.140.

Quadro 5.140 – Esforços de corte nos parafusos

Parafuso	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	0,12	0,16	-1,12	-0,91	1,25
2	0,12	0,16	-1,12	-0,45	1,04
3	0,12	0,16	-1,12	0,00	1,01
4	0,12	0,16	-1,12	0,45	1,17
5	0,12	0,16	-1,12	0,91	1,47
6	0,12	0,16	1,12	-0,91	1,45
7	0,12	0,16	1,12	-0,45	1,27
8	0,12	0,16	1,12	0,00	1,25
9	0,12	0,16	1,12	0,45	1,38
10	0,12	0,16	1,12	0,91	1,64

Os valores de corte são novamente muito pequenos.

5.4.7.16. Esforços de tracção a solicitar a placa frontal tipo banzo inferior

Para um momento flector, $M_y = 55,12 \text{ kN.m}$ e um esforço de tracção $N_{sd} = 96,31 \text{ kN}$ o esforço de tracção máximo é o indicado no quadro 5.141.

Quadro 5.141 – Esforço nos parafusos

y_c (m)	σ_c (MPa)	$N_{i,y}$ (kN)
0,029	29,45	45,49

Quando o momento flector, $M_z = \pm 1,7 \text{ kN.m}$ e um esforço de tracção $N_{sd} = 96,31 \text{ kN}$ actua na placa frontal, o esforço máximo de tracção é o seguinte, quadro 5.142:

Quadro 5.142 – Esforços nos parafusos

e (m)	$N_{i,z}$ (kN)
0,017	12,36

O seguinte esforço de tracção combinado é o considerado para o parafuso mais solicitado:

$$N_i = N_{i,y} + N_{i,z} = 57,85 \text{ kN} \quad (5.26)$$

5.4.7.17. Verificação ao corte e à tracção dos parafusos da placa frontal tipo viga-coluna

As resistências ao corte, tracção e esmagamento de um parafuso M16 são as dadas pelo quadro 5.143.

Quadro 5.143 – Resistências dos parafusos M16

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
60,3	90,43	156,9

Que deve verificar o seguinte critério:

$$\frac{1,64}{60,3} + \frac{57,85}{1,4 \times 90,43} = 0,48 \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

5.4.7.18. Verificação do cordão de soldadura

Para um cordão com uma garganta $a = 6$ mm, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l=1$ m), indica-se no quadro 5.144 a resistência e os esforços a solicitar o cordão.

Quadro 5.144 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 6$ mm	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{w,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_m (kN/m)	$f_{sd} < F_{w,Rd}$ (kN/m)
1401,94	20,65	647,98	648,31 < 1401,9

Que verifica o limite de resistência do cordão de soldadura.

5.4.8. DIMENSIONAMENTO DA PLACA BASE

5.4.8.1. Esforços a solicitar a placa base

Todas as considerações feitas para as placas bases nas estruturas anteriormente analisadas mantêm-se válidas para esta última estruturam.

Assim, considera-se a estrutura a funcionar no plano **ZX** com os seguintes esforços, quadro 5.145:

Quadro 5.145 – Esforços na placa base segundo o plano ZX

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
1	-39,15	-7,85	30,83	-72,41
19	-39,34	8,2	-32,41	72,41

Para o plano **ZY** (Sap2000), tem-se os seguintes esforços, quadro 5.146:

Quadro 5.146 – Esforços na placa base segundo o plano ZY

Secção	N_{Ed} (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
1	-39,15	39,76	271,06	-72,41
19	-39,34	39,76	271,06	72,41

Na medida em que os esforços na base para as duas secções são muito parecidos adopta-se um procedimento semelhante ao realizado para as placas frontais. Assim considera-se uma secção base tipo, em que os esforços para efeitos de dimensionamentos são os mais gravosos entre as secções 1 e 19.

Para o plano **ZX**, tem-se no quadro 5.147:

Quadro 5.147 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZX

N_{Ed} (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
-39,34	±8,2	±32,41	±72,41

Para o plano **ZY**, quadro 5.148:

Quadro 5.148 – Esforços na placa base tipo segundo o plano ZY

N_{Ed} (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	T_{Ed} (kN.m)
-39,34	39,76	271,06	±72,41

5.4.8.2. Pré-dimensionamento das dimensões em planta da placa base tipo

Como pré-dimensionamento das dimensões da placa base recorre à expressão definida no capítulo 3 (3.96).

Em que se considera:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} 1,5 \times \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} \quad (3.80.)$$

$$c = 32 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7}} = 74,9 \text{ mm} \quad (3.863.)$$

$$t_p = 32 \text{ mm}$$

$$t_c = 10 \text{ mm}$$

Resultando então como dimensões mínimas, plano **ZX**:

$$h_{p_{min}} = 0,36 \text{ m} \quad (3.96.)$$

E para o plano **ZY**:

$$h_{p_{min}} = 1,02 \text{ m} \quad (3.96.)$$

5.4.8.3 Caracterização da solução da placa base tipo

Tendo em conta estes valores adopta-se a seguinte solução para a placa base da estrutura tipo 3, fig.5.35 e 5.36, prosseguindo-se com uma verificação de todos os elementos. A solução obtida para esta última estrutura tem apenas uma diferença quando comparada com a da estrutura tipo 2, que é ter uma espessura da placa base de 32 mm. Os restantes elementos da placa base são os mesmos.

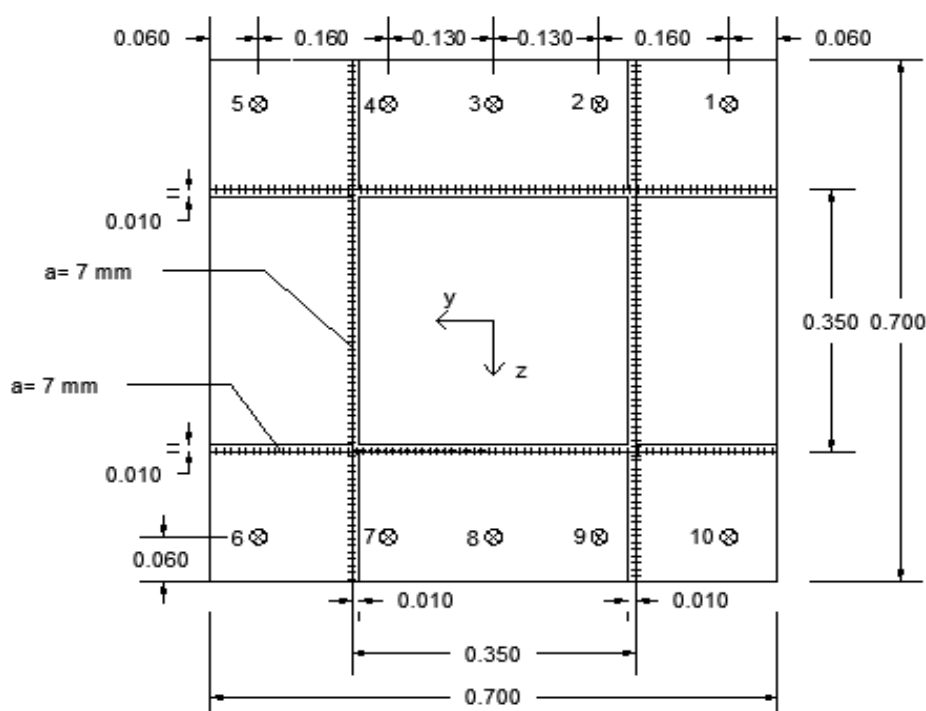


Fig.5.35 – Planta da placa base tipo, unidades em metros excepto o cordão de soldadura

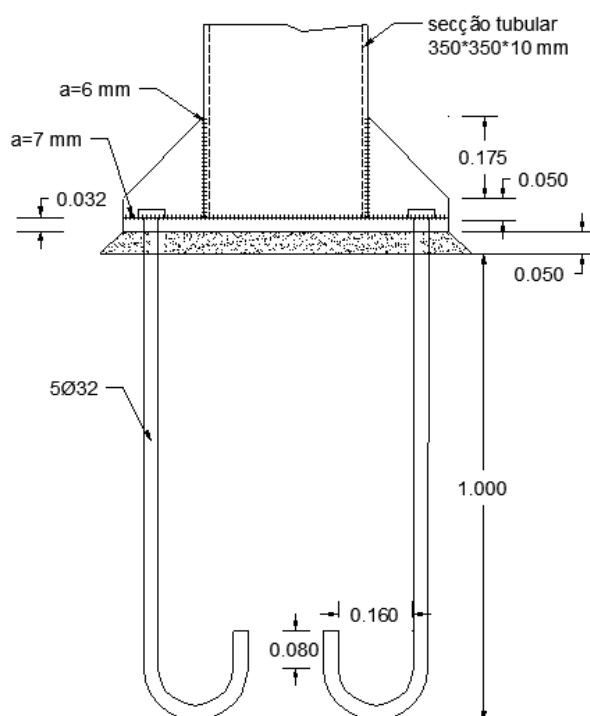


Fig.5.36 – Alçado da placa base tipo, unidades em metros excepto as indicadas

5.4.8.4. Verificação da placa base tipo segundo o plano ZX

Os esforços apresentados no quadro 5.147 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.149:

Quadro 5.149 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta				Espessura da placa		
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,Sd}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
0,82	0,175	0,65	16,7	10,53	-1,13	12,4

- ancoragens, quadro 5.150:

Quadro 5.150 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços			Espessura da placa			
Z_{max} (kN)	$F_{t,sdZX}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)
39,96	19,98	0,66	50,14	0,27	8,51	11,12

- esquadros de reforço, quadro 5.151 e 5.152:

Quadro 5.151 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,sd}$ (kN)	$H_{c,sd}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 6\text{mm}; h_c = 0,225\text{ m}$	$a = 6\text{mm}; l_c = 0,175\text{ m}$
39,81	30,96	1,8	74,9	$315,4 > 39,81\text{ kN}$ resistência > ação	$245,34 > 30,96\text{ kN}$ resistência > ação

Quadro 5.152 – Verificação esquadro de reforço

Resistência			Estabilidade		
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	$3,48 < 54,72$	0,77	$8,75 \leq 28,58$

5.4.8.5. Verificação da placa base tipo segundo o plano ZY

Os esforços relativos ao quadro 5.148 são os considerados nas próximas verificações.

Descrição dos parâmetros relativos:

- placa base, quadro 5.153:

Quadro 5.153 – Verificação relativa à placa base

Dimensões em planta				Espessura da placa		
e (m)	x (m)	$\sigma_{b,min,Sd}$ (MPa)	f_{jd} (MPa)	$M_{consola}$ (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	t_p (mm)
6,89	0,175	4,17	16,7	61,56	-7,3	31,3

- ancoragens, quadro 5.154:

Quadro 5.154 – Esforços e outros parâmetros relativos às ancoragens

Esforços			Espessura da placa			
Z_{max} (kN)	$F_{t,sd,ZY}$ (kN)	$\frac{a}{l}$	α (°)	b_{ef} (m)	m_x (kN.m)	t_p (mm)
471,92	94,38	0,66	50,14	0,27	40,19	24,18

- esquadros de reforço, quadro 5.155 e 5.156:

Quadro 5.155 – Esforços e outros elementos relativos aos esquadros de reforço

Esforços		Espessura da placa		Cordão de soldadura vertical	Cordão de soldadura horizontal
$R_{c,sd}$ (kN)	$H_{c,sd}$ (kN)	c_{esq} (mm)	c (mm)	$a = 6 \text{ mm}; h_c = 0,225 \text{ m}$	$a = 7 \text{ mm}; l_c = 0,175 \text{ m}$
255,41	198,66	38,68	74,9	$315,4 > 255,41 \text{ kN}$ resistência > acção	$286,23 > 198,6 \text{ kN}$ resistência > acção

Quadro 5.156 – Verificação esquadro de reforço

Resistência				Estabilidade	
e_c (m)	$M_{pl,c}$ (kN.m)	c_e	Exp. (3.110.)	$\frac{l_c}{h_c}$	Exp. (3.115.)
0,0875	26,18	2,09	$22,35 < 54,72$	0,77	$8,75 \leq 28,58$

Em que ambos os planos verificam.

5.4.8.6. Verificação dos chumbadouros

Os chumbadouros encontram-se solicitados ao corte e à tracção.

O quadro 5.157 contém os esforços de corte nas ancoragens.

Quadro 5.157 – Esforços de corte nos chumbadouros

Chumbadouro	$V_{p,i,y}$ (kN)	$V_{p,i,z}$ (kN)	$V_{T,i,y}$ (kN)	$V_{T,i,z}$ (kN)	V (kN)
1	0.82	3.97	16.86	-16.86	21.88
2	0.82	3.97	16.86	-7.56	18.04
3	0.82	3.97	16.86	0,00	18.12
4	0.82	3.97	16.86	7.56	21.11
5	0.82	3.97	16.86	16.86	27.33
6	0.82	3.97	-16.86	16.86	26.30
7	0.82	3.97	-16.86	7.56	19.76
8	0.82	3.97	-16.86	0,00	16.53
9	0.82	3.97	-16.86	-7.56	16.44
10	0.82	3.97	-16.86	-16.8	20.58

Desprezou-se a influência da resistência ao atrito, da placa de base, em função do pequeno esforço de compressão presente na coluna.

Admitindo-se o seguinte esforço de tracção combinado para o chumbadouro mais solicitado:

$$F_{t,sd} = F_{t,sd,ZX} + F_{t,sd,ZY} = 114,36 \text{ kN} \quad (5.27)$$

O quadro 5.98 apresenta as diversas resistências de um chumbadouro $\phi 32$ classe S275 e o seu comprimento de ancoragem.

Que deve verificar o seguinte critério

$$\frac{27,3}{60,36} + \frac{114,36}{1,4 \times 176,9} = 0,91 \leq 1,0 \quad (3.142.)$$

5.4.8.7. Verificação do cordão de soldadura entre o tubo quadrado e a placa base

Para um cordão com uma garganta $a = 7$ mm, classe S275, colocado ao longo do perímetro da secção tubular ($l = 1,4$ m), indica-se no quadro 5.158 a resistência e os esforços que solicitam o cordão.

Quadro 5.158 – Verificação da soldadura entre a secção tubular e a placa base

Resistência do cordão $a = 7$ mm	Esforço de corte	Esforço axial e momento flector	Exp. (3.130.)
$F_{W,Rd}$ (kN/m)	$f_{r,A}$ (kN/m)	f_{my} (kN/m)	$f_{sd} < F_{W,Rd}$ (kN/m)
1635,59	338,07	1182,46	1229,8 < 1635,5

5.4.9. BLOCO DE FUNDAÇÃO

5.4.9.1. Esforços a solicitar o bloco de fundação

Apenas a acção variável temperatura tem consequências na definição das combinações quase-permanentes. Isto vai implicar o estabelecimento de duas combinações para estrutura tipo 3.

De acordo com o referido apresenta-se no quadro 5.159 os momentos destabilizadores e a carga axial associados à combinação quase-permanente de acções crítica para a base da estrutura (nó 5).

Quadro 5.159 – Esforços para uma combinação quase-permanente do bloco de fundação (nó 5)

N_{qp} (kN)	$M_{y,qp}$ (kN.m)	$M_{z,qp}$ (kN.m)
-28,9	0,0	8,5

A estrutura para esta combinação só funciona no plano **ZX**, além de revelar momentos destabilizadores bastantes pequenos.

5.4.9.2. Caracterização do bloco de fundação

O bloco de fundação considerado nesta estrutura é o caracterizado pelas fig. 5.37 a 5.38. Novamente o bloco de fundação tem uma forma prismática e dimensões 1,1*1,1*1,1 m. Mais uma vez, a extensão das ancoragens no bloco de fundação, obriga a uma alteração da solução obtida para estrutura tipo 1.

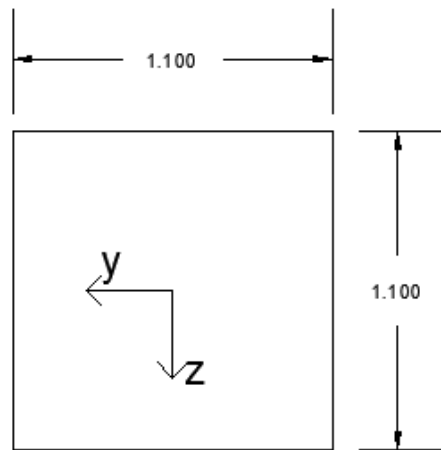


Fig.5.37 – Planta do bloco de fundação da estrutura tipo 3, unidades em metros

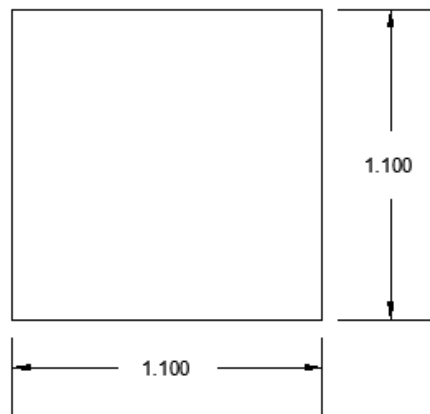


Fig.5.38 – Alçado vista ZX, ZY (SAP2000) do bloco de fundação, unidades em metros

5.4.9.3. Resistência mobilizada pelo bloco de fundação

Para um bloco de fundação prismático de dimensões 1,1*1,1*1,1 m tem-se a seguinte resistência:

$$P_{Ed} = 1,1 \times 1,1 \times 1,1 \times 24 + 28,9 = 60,84 \text{ kN} \quad (3.156.)$$

$$M_{lim,bp} = \left[5(1,1 + 1,1)1,1^3 + \frac{1}{3,75} \times 60,84 \times 1,1 + \frac{1}{2} \times 60,84 \times 1,1 \right] = 65,9 \text{ kN.m} \quad (3.157.)$$

5.4.9.4. Factor de segurança do bloco de fundação

O factor de segurança do bloco de fundação da estrutura tipo 3 é:

$$F_{seg} = 7,7 \quad (3.158.)$$

A solução obtida demonstra um excesso resistência face aos esforços existentes na base encastrada. O motivo é o mesmo que o da estrutura tipo 2, isto é, verificar-se uma necessidade de o bloco de fundação cobrir os chumbadouros. Outro factor importante, que origina um factor de segurança bastante elevado, é o momento resultante das cargas exteriores ser muito pequeno quando comparado com o das restantes estruturas analisadas neste trabalho.

5.4.10. DESENHO DA SOLUÇÃO FINAL DA ESTRUTURA 3

Nas fig.5.39 e 5.40 tem-se a solução gráfica obtida para estrutura 3, com as vistas de alçado **ZX** e **ZY**.

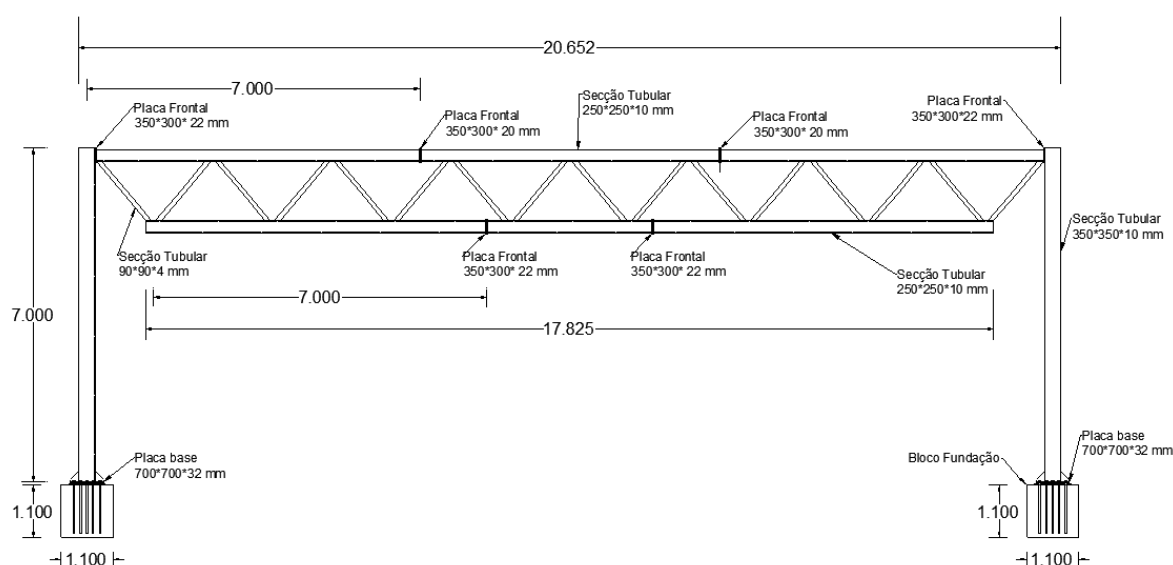


Fig.5.39 – Desenho final da estrutura 3 alçado ZX, unidades em metros

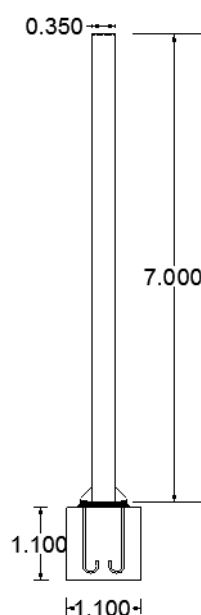


Fig.5.40 – Desenho final da estrutura 3 alçado ZY, unidades em metros

6

CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o dimensionamento das três estruturas apresentadas no início deste trabalho, pode-se tecer algumas considerações finais. Como visto no capítulo anterior as secções das estruturas foram sempre condicionadas pela norma espanhola UNE e não pelo EC3.

As secções tubulares da estrutura tipo 1 e 2 são as mesmas, no caso 350*350*8 mm, apesar de na estrutura tipo 2 ter-se verificado um maior aproveitamento da capacidade resistente da secção. Esse maior aproveitamento deveu-se a um maior número de painéis de sinalização, que implicam que a estrutura se encontre mais solicitada. Para a estrutura tipo 3, a particularidade mais interessante foi o aumento da espessura das colunas (para 10 mm), que resultou de um aumento do comprimento da coluna para satisfazer condicionamentos geométricos. Assim para as estruturas estudadas constatou-se uma uniformidade ao nível das dimensões das secções, sendo somente o modelo de viga em treliça que permitiu uma redução das dimensões das secções.

As soluções ao nível das placas frontais e placas bases não apresentam uma grande diversidade em função das secções serem muito semelhantes entre todas as estruturas. O caso das placas frontais, foi na maioria dos casos condicionados por razões construtivas definidas no capítulo 3, alterando-se entre parafusos M12 e M16 em função de uma maior exigência dos esforços. Para as placas de base destaca-se as maiores exigências ao nível dos chumbadouros entre as estruturas 2,3 e a 1. Da estrutura 1 com chumbadouros de diâmetro $\phi 25$ passou-se de para $\phi 32$ para as restantes estruturas. Estas alterações poderiam ser evitadas à custa de uma placa base com maiores dimensões em planta. Refere-se em último lugar, um crescimento da espessura da placa base entre a estrutura tipo 1 com 22 mm, até à 3 com 32 mm, como resultado de maiores esforços na base.

Os blocos de fundação foram novamente condicionados por razões de ordem construtiva para as estruturas tipo 2 e 3. Uma vez que a dimensão mínima dos blocos de fundação possuía, uma resistência suficiente para fazer face aos esforços presentes ao nível de estado limite de serviço. Apresentando, principalmente o bloco de fundação da estrutura tipo 3, um factor de segurança muito elevado. Seguindo esta lógica apenas o bloco de fundação da estrutura tipo 1, mostrou-se satisfatório ao nível da segurança e da economia.

Destaca-se a estrutura tipo 3 ao manifestar um excelente comportamento no campo das deformações, isto é, deformações muito pequenas no plano das acções permanentes (ZX).

Como desenvolvimento futuro deste trabalho seria interessante analisar este tipo de estruturas sob acções dinâmicas, mais precisamente o vento, bem como verificar influência de veículos de grande porte (camiões, autocarros) e os seus efeitos de fadiga nos elementos que constituem a estrutura.

BIBLIOGRAFIA

- Arguelles Alvarez, R.(2005). *Estructuras de acero: cálculo*. Bellisco, Madrid.
- Arguelles Alvarez, R.(2007). *Estructuras de acero: uniones y sistemas estructurales*. Bellisco, Madrid.
- Azevedo, J.M.S. (2004). *CrITÉrios de utilizaÇão de programas de cáculo automático integral e no dimensionamento sísmico de estruturas de edifícios*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- Ballio,G., Poggi,C., Zanon, P. (1981). *Elastic Bending of Plates Subjected to Concentrated Loads*. Pentech Press, London.
- Carneiro de Barros, R.(2001). *Algumas noções sobre blocos de fundação, esp s e ancoragens para uso no projecto de alguns tipos de pontes e estruturas especiais*. Relatório Técnico interno (46 p.) desenvolvido na Secção de Estruturas, do Grupo Científico-Pedagógico de Estruturas e Materiais no âmbito do Projecto POCTI 34521/ECM/P/1999 do Programa SAPIENS 1999, Porto.
- CEN. (2002). *Eurocódigo 0-Bases de projecto estrutural –*. European Norm 1990, Bruxelas.
- CEN. (2004). *Eurocódigo 2-Projecto de Estruturas de Betão – Parte1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. European Norm 1992-1-1, Bruxelas.
- CEN. (2005). *Eurocódigo 3-Projecto de Estruturas de aço – Parte1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. European Norm 1993-1-1, Bruxelas.
- CEN. (2006). *Eurocode 3-Design of steel structures– Part1-5: Plated structural elements*. European Norm 1993-1-5, Bruxelas.
- CEN. (2005). *Eurocode 3- Design of steel structures– Part1-8: Design of joints*. European Norm 1993-1-8, Bruxelas.
- C sar, M.B. (2004). *Estudos param tricos sobre a instabilidade de pórticos metálicos bidimensionais e tridimensionais*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- CIDECT. (1992) *Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints under Predominantly Static Loading*. Verlag TUV Rheinland, Cologne.
- CIDECT. (1996). *Structural Stability of Hollow Sections*. Verlag TUV Rheinland GmbH, Cologne.
- Corus Tubes. (sem data). *Celsius structural hollow sections*.
http://www.corusgroup.com/file_source/StaticFiles/Business_Units/Corus_Tubes/CT06-SHS_Celsius_Technical_Brochure_27-08-08LRnew.pdf 15/04/09 .14/04/09.
- Corus Tubes. (2005a). *SHS Welding*.
http://www.corusgroup.com/file_source/StaticFiles/CT15-SHS%20Welding%2009-05-05.pdf .14/04/09.
- Corus Tubes. (2005b). *Design of SHS welded joints*.
http://www.corusgroup.com/file_source/StaticFiles/Construction/Tubes/CT16SHS%20Welded%20Joints%2009-08-05.pdf .14/04/09.
- Corus Tubes. (2005c).*SHS Jointing*.
http://www.corusgroup.com/file_source/StaticFiles/Business_Units/Corus_Tubes/CT46-SHS%20Jointing%2014-06-06.pdf .14/04/09.
- Corus Tubes. (2005d).*SHS Joints Worked Examples*.

http://www.corusgroup.com/file_source/StaticFiles/Construction/Tubes/CT-SHS%20Joint%20Design%20Examples%2015-02-06.pdf .14/04/09.

Dias, J.R. (2007). *Análise e dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas de transporte de energia eléctrica de acordo com o EC3 (EN) e a EN50341-1*. Dissertação de mestrado, IST.

Gardener L., Nethercot, D. A. (2005). *Designers Guide to EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures general rules and rules for buildings*. Thomas Telford, London

Lam, D., Ang, T.C., Chiew, S.P. (2004). *Structural Steelwork: design to limit state theory*. Elsevier, London.

Macginley T.J. (1997). *Steel Structures practical design studies*. E & FN Spon, London.

Martins, J.G. (2003). *Fundações Profundas*.

<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Fundacoes%20Profundas.zip> .24/04/09.

Morel, J. (1994). *Calcul des structures métalliques selon l'Eurode 3*. Eyrolles, Paris.

Mota Freitas, J.(sem data). *Apontamentos sobre Fundações Encastradas no Terrenos*. Conteúdo Interno FEUP, Porto.

NCCI. (2004). *Torsion*. <http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN007> .15/04/09.

NCCI. (2006a). *Buckling lengths of columns: rigorous approach*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN008> .15/04/09.

NCCI. (2006b). *Calculation of alpha-cr*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN004> .15/04/09.

NCCI. (2006c). *Design models for simple column bases*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN037> .15/04/09.

NCCI. (2006d). *Design models for splices in structural hollow sections*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN044> .15/04/09.

NCCI. (2006e). *Design of fixed column bases joints*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN043> .15/04/09.

NCCI. (2006f). *Effective lengths of columns and truss elements in truss portal frame construction*.

<http://www.access-steel.com/discovery/linklookup.aspx?id=SN031> .15/04/09.

New York State Department of Transportation. (2008). *Overhead Sign Structure Design Manual*.

https://www.nysdot.gov/divisions/engineering/structures/repository/manuals/OSS_Manual%202008_USC_Update.pdf .24/03/09.

Pinto, J.T.Q. (1997). *Optimização de pórticos metálicos de grandes vãos*. Dissertação de mestrado, FEUP.

REAE. (1985). *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios*. Ministério do Equipamento Social, Conselho Superior das Obras Publicas e Transportes, Lisboa.

REBAP. (1984). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto de lei nº 349-C/83, Imprensa Nacional - Casa da Moeda, Lisboa.

- Romão, X. (2002). *Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- Roque, C. (2005). *Sinalização vertical*. http://alexandrefs.tripod.com/Sinaliza_o_Vertical-parte1.pdf, 13/04/09.
- RSA. (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto de lei nº 235-83, Porto Editora.
- SAP2000 (2000). *SAP2000- Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures-Steel Design Manual*. Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- SAP2000 (2002a). *SAP2000- Integrated Structural Analysis & Design Software- Analysis Reference Manual*. Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- SAP2000 (2002b). *SAP2000- Linear and Nonlinear Static and Dynamics Analysis and Design of Three-Dimensional Structures-Basic Analysis Reference*. Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- SCI. Blackwell Science. (2005). *Steel Designers` Manual*. SCI.
- UNE135311,AEN. (2008). *Señalización vertical. Elementos de sustentación y anclaje. Hipótesis de cálculo*. AENOR, Madrid.
- Université de Liège. (2003). *Europeans recommendations for the design of simple joints in steel structures*.<http://www.cmm.pt/gcom/downloads/Manual%201st%20draft%202003%20%20Jaspart.pdf>. 14/04/09.
- Wardenier, J. (2001). *Hollow Sections in Structural Applications*. CIDECT (Ed.), Cologne.

