

# Análise de estabilidade e fundações de equipamentos de sinalização vertical rodoviária

Mestrado em Engenharia Civil - Infraestruturas

Orientador: Engenheiro Tiago Domingues

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia  
Civil – ramo de Infraestruturas.

Jorge Miguel Nogueira Dias - 1100243

Novembro 2015



## ÍNDICE GERAL

RESUMO.....	v
ABSTRACT .....	vii
AGRADECIMENTOS .....	ix
ÍNDICE DE TEXTO .....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
ÍNDICE DE TABELAS.....	xxi



## RESUMO

O presente projeto foi realizado no âmbito da unidade curricular Dissertação/Estágio/Projeto, e desenvolve um estudo sobre as estruturas porticadas de sinalização vertical em Autoestradas, ao nível da estrutura metálica e das fundações, com o objetivo de analisar três casos diferentes com características distintas. Dois dos casos em estudo são modelos comuns que se encontram facilmente nas autoestradas. O terceiro tem uma configuração diferente, mais gravoso que o habitual. Com estes três casos obtém-se um estudo completo e abrangente deste tipo de estrutura porticada.

Ao longo do projeto é seguida a norma EC3 (Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço).

Dimensionaram-se as estruturas utilizando secções tubulares, mas é também realizado o dimensionamento de uma solução estrutural alternativa recorrendo a perfis laminados I ou H.

As estruturas foram modeladas com recurso ao software de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis Professional, obtendo-se os esforços e deformações nos vários pontos da estrutura, que permitem realizar o dimensionamento manual das secções dos perfis estruturais, chumbadouros, chapas de fundação e fundações propriamente ditas.

Na parte final do projeto apresenta-se uma apreciação global do mesmo, conclusões gerais sobre os resultados obtidos e possíveis desenvolvimentos futuros.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pórticos de sinalização vertical, estruturas metálicas, Eurocódigo 3, ação do vento, Autoestradas, análise da estabilidade.



## **ABSTRACT**

This project was carried out within the course Thesis / Internship / Project and develops a study of the steel structures of road signs on highways at the level of the steel structure and foundations, in order to analyze three different cases with different characteristics. Two of the cases in study are common models easily found on motorways. The third has a different configuration, more burdensome than usual. With these three cases we obtain a complete study of this type of structures.

Throughout the project is followed a norm EC3 (Eurocode 3 - Design of steel structures).

The structures are calculated using tubular sections, but as alternative there are dimensioned a solution using the laminated profiles I or H.

The structures were modeled using the software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, to obtain every effort and deformations in various points of the structure, wich allow to perform the manual calculation of the structural sections, plates and foundations.

In the final part of the project is presented an overall assessment of it, general conclusions on the results achieved and possible future developments.

**KEYWORDS:** vertical signaling gantries, steel structures, Eurocode 3, wind action, highways, stability analysis.



## **AGRADECIMENTOS**

Após a finalização deste projeto, não posso deixar de agradecer a todos os que deram o seu contributo para que este fosse possível.

Os meus mais sinceros agradecimentos ao Eng.º Tiago Domingues, por todo o conhecimento partilhado não só a nível académico como também das suas experiências profissionais que me ajudaram a nível profissional, pela disponibilidade, interesse e preocupação demonstrados ao longo do semestre.

À empresa Fernando e Moura, Lda., onde atualmente me encontro a laborar, por toda a compreensão, não só durante a fase do projeto mas também ao longo de todo o mestrado, oferecendo-me desta forma condições para poder estudar e trabalhar em simultâneo.

A todos os amigos e colegas de curso que me acompanharam durante toda esta jornada, em especial Emanuel Silva, André Ferreira e Carolina Pinto, pela amizade mas também pela partilha de conhecimentos e ajuda que sempre demonstraram.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto, por disponibilizar alguns dos meios essenciais à realização deste projeto.

Quero agradecer aos meus pais pela hipótese que me ofereceram de ter a possibilidade de frequentar o curso de Engenharia Civil, à minha namorada por todo o apoio e compreensão, e finalmente ao meu irmão, também ele Eng.º Civil, pela amizade, apoio e conhecimentos transmitidos desde a minha entrada no ensino superior.



## ÍNDICE DE TEXTO

Índice de Figuras .....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
1 Introdução .....	1
1.1 Enquadramento do tema.....	1
1.2 Motivações e objetivos .....	3
1.3 Metodologia .....	4
1.4 Organização da dissertação .....	5
2 Ações.....	7
2.1 Ações permanentes .....	7
2.2 Ações variáveis.....	7
2.2.1 Ação sísmica .....	7
2.2.2 Ação da neve .....	7
2.2.3 Ação do vento.....	8
2.2.3.1 Generalidades.....	8
2.2.3.2 Quantificação da ação do vento .....	8
3 Metodologia de cálculo.....	11
3.1 Considerações gerais .....	11
3.2 Classificação das secções transversais .....	12
3.3 Dimensionamento em relação aos estados limites.....	14
3.3.1 Princípios .....	14

3.3.2	Situações de projeto .....	14
3.3.3	Método dos coeficientes parciais .....	14
3.4	Estados limites últimos .....	16
3.4.1	Combinações fundamentais das ações .....	16
3.4.2	Verificação de segurança das seções segundo o EC3 .....	17
3.4.2.1	Esforço axial.....	17
3.4.2.2	Flexão/Momento fletor .....	19
3.4.2.3	Esforço transverso .....	20
3.4.2.4	Flexão composta .....	21
3.4.2.5	Flexão desviada .....	24
3.4.2.6	Torção.....	24
3.5	Estados limites de utilização .....	27
3.5.1	Coeficientes parciais relativamente às resistências .....	27
3.5.2	Deslocamentos verticais .....	28
3.5.3	Deslocamentos horizontais.....	29
4	Modelação, análise e dimensionamento da estrutura metálica dos pórticos .....	31
4.1	Generalidades .....	31
4.1.1	Condicionamentos geométricos dos pórticos.....	31
4.1.2	Placas de sinalização .....	31
4.1.3	Características dos materiais .....	33
4.1.4	Tratamento da superfície estrutural .....	33
4.1.5	Comparação com a solução tradicional de pórticos de sinalização vertical no continente Americano .....	38
4.2	Casos em estudo .....	41
4.2.1	Estrutura N1 – Pórtico “Corrente” .....	41
4.2.2	Estrutura G1 – caso “mais gravoso” .....	42

4.2.3	Estrutura N2 “semi-pórtico” .....	44
4.3	Dimensionamento dos casos em estudo .....	45
4.3.1	Estrutura N1 .....	45
4.3.1.1	Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura .....	45
4.3.1.2	Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3.....	48
4.3.1.3	Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3.....	60
4.3.2	Estrutura G1.....	65
4.3.2.1	Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura .....	65
4.3.2.2	Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3.....	67
4.3.2.3	Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3.....	85
4.3.3	Estrutura N2 .....	90
4.3.3.1	Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura .....	90
4.3.3.2	Verificação da secção para o pilar ao abrigo do EC3.....	92
4.3.3.3	Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3.....	104
5	Dimensionamento de elementos de ligação à fundação .....	107
5.1	Chumbadouros/parafusos .....	107
5.1.1	Posicionamento da furação na chapa de fundação .....	107
5.1.2	Método de dimensionamento .....	108
5.1.3	Estrutura N1 .....	110
5.1.4	Estrutura G1.....	116
5.1.5	Estrutura N2 .....	121
5.2	Chapas de fundação.....	126
5.2.1	Método de dimensionamento .....	126
5.2.1.1	Dimensionamento elástico .....	129
5.2.1.2	Dimensionamento plástico.....	130
5.2.2	Estrutura N1 .....	131

5.2.3	Estrutura G1.....	134
5.2.4	Estrutura N2.....	137
6	Blocos de fundação .....	140
6.1	Método de dimensionamento .....	140
6.2	Estrutura N1.....	142
6.3	Estrutura G1.....	144
6.4	Estrutura N2.....	145
7	Solução alternativa à estrutura N1.....	146
7.1	Sumário.....	146
7.2	Método de dimensionamento – alterações .....	146
7.3	Dimensionamento da estrutura N1.....	147
7.3.1.1	Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3.....	150
7.3.1.2	Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3.....	155
7.4	Orçamento comparativo .....	162
7.4.1	Estrutura N1.....	162
7.4.2	Estrutura N1 alternativa.....	162
7.4.3	Análise comparativa.....	163
8	Conclusão e considerações finais .....	164
	Bibliografia.....	166

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Autoestrada nº5 .....	1
Figura 1.2 – Exemplo de pórtico de sinalização vertical .....	2
Figura 1.3 – Queda de pórtico devido a embate de camião .....	2
Figura 1.4 – Autodesk Robot Structural Analysis.....	4
Figura 2.1 – Pressão dinâmica do vento (R.S.A., Art. 24º, Cap. V, Fig.1).....	9
Figura 3.1 – Combinação de ações persistentes.....	16
Figura 3.2 – Combinação de ações acidentais .....	16
Figura 3.3 – Esquema da encurvadura .....	18
Figura 3.4 – Exemplo de encurvadura de um perfil metálico .....	21
Figura 3.5 – Deformação em pórtico.....	22
Figura 3.6 – Gráfico de momento e esforço normal.....	23
Figura 3.7 – Deslocamento vertical em pórtico.....	28
Figura 3.8 – Deslocamento horizontal em pórtico .....	30
Figura 4.1 – Tamanho da placa de sinalização em função da altura de letra .....	32
Figura 4.2 – Fundação de pilar metálico.....	33
Figura 4.3 – Galvanização a quente.....	35
Figura 4.4 – Pintura de poliuretano.....	38
Figura 4.5 – Troço de estrada pertencente a Long Island Motor Parkway .....	39
Figura 4.6 – Pórtico de sinalização vertical Norte-americano .....	39
Figura 4.7 – Esboço cotado da estrutura N1 .....	41
Figura 4.8 – Esquema ilustrativo de placa de sinalização com 3 inscrições .....	42

Figura 4.9 – Esboço cotado da estrutura G1.....	43
Figura 4.10 – Esboço cotado da estrutura N2.....	44
Figura 4.11 – Ações características estrutura N1 .....	46
Figura 4.12 – Orientação do perfil tubular .....	47
Figura 4.13 – Esforço axial N1 (Ned) secção 400x200x5.....	48
Figura 4.14 – Esforço transverso vertical N1 (Ved y) secção 400x200x5 .....	49
Figura 4.15 – Esforço transverso horizontal N1 (Ved z) secção 400x200x5.....	49
Figura 4.16 – Momento atuante em torno de z N1( $M_z$ ) secção 400x200x5.....	50
Figura 4.17 – Momento atuante em torno de y N1 ( $M_y$ ) secção 400x200x5 .....	50
Figura 4.18 – Momento torsor N1 (T) secção 400x200x5.....	50
Figura 4.19 – Esforço axial N1 secção 400x200x6.....	55
Figura 4.20 – Esforço transverso vertical N1 secção 400x200x6 .....	56
Figura 4.21 – Esforço transverso horizontal N1 secção 400x200x6 .....	56
Figura 4.22 – Momento atuante em torno de y N1 secção 400x200x6.....	57
Figura 4.23 – Momento atuante em torno de z N1 secção 400x200x6 .....	57
Figura 4.24 – Momento torsor N1 secção 400x200x6.....	58
Figura 4.25 – Deformações N1 secção 400x200x6 .....	63
Figura 4.26 – Deformação vertical ao centro da viga N1 secção 400x200x6 .....	64
Figura 4.27 – Ações características estrutura G1 .....	66
Figura 4.28 – Esforço axial G1 secção 450x250x6.....	68
Figura 4.29 – Momento atuante em torno de z G1 secção 450x250x6 .....	68
Figura 4.30 – Momento atuante em torno de y G1 secção 450x250x6.....	68
Figura 4.31 – Esforço axial G1 secção 500x300x6.....	71
Figura 4.32 – Momento atuante em torno de z G1 secção 500x300x6 .....	71
Figura 4.33 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x6.....	72
Figura 4.34 – Esforço axial G1 secção 500x300x8.....	74

Figura 4.35 – Esforço transversal vertical G1 secção 500x300x8 .....	74
Figura 4.36 – Esforço transversal horizontal G1 secção 500x300x8 .....	75
Figura 4.37 – Momento atuante em torno de z G1 secção 500x300x8 .....	75
Figura 4.38 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x8 .....	75
Figura 4.39 – Momento torsor G1 secção 500x300x8 .....	76
Figura 4.40 – Esforço axial G1 secção 500x300x10 .....	80
Figura 4.41 – Esforço transversal vertical G1 secção 500x300x10 .....	80
Figura 4.42 – Esforço transversal horizontal G1 secção 500x300x10 .....	81
Figura 4.43 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x10 .....	81
Figura 4.44 – Momento atuante em torno de z G1 secção 500x300x10 .....	82
Figura 4.45 – Momento torsor G1 secção 500x300x10 .....	82
Figura 4.46 – Deformações G1 secção 500x300x10 .....	88
Figura 4.47 – Deformação vertical ao centro da viga G1 secção 500x300x10 .....	88
Figura 4.48 – Ações características estrutura N2 .....	91
Figura 4.49 – Esforço axial N2 secção 350x350x6 .....	93
Figura 4.50 - Esforço transversal horizontal N2 secção 350x350x6 .....	93
Figura 4.51 - Esforço transversal vertical N2 secção 350x350x6 .....	93
Figura 4.52 – Momento atuante em torno de z N2 secção 350x350x6 .....	94
Figura 4.53 – Momento atuante em torno de y N2 secção 350x350x6 .....	94
Figura 4.54 – Momento torsor N2 secção 350x350x6 .....	94
Figura 4.55 – Esforço axial N2 secção 300x300x5 .....	100
Figura 4.56 – Esforço transversal horizontal N2 secção 300x300x5 .....	100
Figura 4.57 – Esforço transversal vertical N2 secção 300x300x5 .....	100
Figura 4.58 – Momento atuante em torno de y N2 secção 300x300x5 .....	101
Figura 4.59 – Momento atuante em torno de z N2 secção 300x300x5 .....	101
Figura 4.60 – Momento torsor N2 secção 300x300x5 .....	101

Figura 4.61 – Deformações estrutura N2 secção 300x300x5.....	106
Figura 4.62 – Deformação vertical na extremidade da viga N2 secção 300x300x5 .....	106
Figura 5.1 – Corte superior de chapa de fundação na base do pilar de um pórtico de sinalização ....	107
Figura 5.2 – valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura à tração para parafusos .....	109
Figura 5.3 – Posicionamentos dos chumbadouros N1.....	111
Figura 5.4 – Efeito do momento torsor nos chumbadouros N1 .....	113
Figura 5.5 – Representação de esforços atuantes no chumbadouro mais esforçado N1 .....	113
Figura 5.6 – Solução de chumbadouros N1 .....	115
Figura 5.7 – Posicionamento dos chumbadouros G1 .....	116
Figura 5.8 – Efeito do momento torsor nos chumbadouros G1 .....	118
Figura 5.9 – Representação de esforços atuantes no chumbadouro mais esforçado G1 .....	119
Figura 5.10 – Solução de chumbadouros G1 .....	120
Figura 5.11 – Posicionamento dos chumbadouros N2 .....	121
Figura 5.12 – Efeito do momento torsor nos chumbadouros N2 .....	123
Figura 5.13 – Representação de esforços atuantes no chumbadouro mais esforçado N2 .....	124
Figura 5.14 – Solução de chumbadouros N2 .....	125
Figura 5.15 – Fração da chapa de fundação a analisar .....	126
Figura 5.16 – Modelação parcial da chapa de fundação.....	126
Figura 5.17- malha de elementos finitos .....	127
Figura 5.18 – Forças instaladas em torno do furo para o chumbadouro .....	127
Figura 5.19 – Distribuição de forças do chumbadouro para a chapa de fundação .....	128
Figura 5.20 – Mapa de momentos na parcela da chapa de fundação .....	128
Figura 5.21 – Tensão em regime elástico .....	129
Figura 5.22 – Tensão em regime plástico .....	130
Figura 5.23 – Esquadros de reforço N1 .....	131

Figura 5.24 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação N1 .....	131
Figura 5.25 – Esquadros de reforço G1 .....	134
Figura 5.26 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação G1 .....	134
Figura 5.27 – Esquadros de reforço N2 .....	137
Figura 5.28 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação N2 .....	137
Figura 6.1 – Esquema ilustrativo de bloco de fundação .....	140
Figura 7.1 – Esquema legendado de perfil I de abas paralelas .....	146
Figura 7.2 – Ações características estrutura N1 alternativa .....	148
Figura 7.3 – Orientação do perfil HEB .....	148
Figura 7.4 – Esforço axial N1 alternativa .....	151
Figura 7.5 – Esforço transverso vertical N1 alternativa .....	151
Figura 7.6 – Esforço transverso horizontal N1 alternativa.....	152
Figura 7.7 - Momento atuante em torno de y N1 alternativa .....	152
Figura 7.8 – Momento atuante em torno de z N1 alternativa .....	152
Figura 7.9 – Momento torsor N1 alternativa.....	153
Figura 7.10 – Deformações N1 alternativa pilares HEB 220 viga HEB 280.....	158
Figura 7.11 – Deformação vertical ao centro da viga N1 alternativa secção HEB 280.....	158
Figura 7.12 – Orientação do perfil HEB em relação ao vento lateral.....	159
Figura 7.13 – Carga do efeito do vento lateral N1 alternativa.....	160
Figura 7.14 – Valores característicos das ações para o caso do vento lateral N1 alternativa .....	160
Figura 7.15 – Deformação causada pela combinação do vento lateral N1 alternativa .....	161



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Limites máximos das relações largura-espessura dos componentes comprimidos .....	13
Tabela 3.2 – Coeficientes de segurança .....	15
Tabela 3.3 – Valores do coeficiente de encurvadura.....	18
Tabela 3.4 – Limites para flecha máxima vertical .....	29
Tabela 4.1 – Altura da letra maiúscula em função da velocidade de circulação .....	32
Tabela 4.2 – Espessura da galvanização .....	34
Tabela 4.3 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N1 .....	45
Tabela 4.4 – Ação do vento para pré-dimensionamento N1 .....	45
Tabela 4.5 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm .....	47
Tabela 4.6 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm .....	47
Tabela 4.7 – Esforços na base da estrutura N1 .....	48
Tabela 4.8 – Verificação da compressão para o pilar N1.....	51
Tabela 4.9 – Verificação à Flexão para o pilar N1.....	52
Tabela 4.10 – Verificação ao esforço transversal para o pilar N1 .....	52
Tabela 4.11 – Verificação à flexão desviada do pilar N1.....	53
Tabela 4.12 – Verificação à torção do pilar N1.....	53
Tabela 4.13 - Características geométricas da secção 400x200x6 mm .....	54
Tabela 4.14 - Características geométricas da secção 400x200x6 mm .....	54
Tabela 4.15 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova secção da estrutura N1 .....	58
Tabela 4.16 – Verificação à torção do pilar da nova secção da estrutura N1 .....	59
Tabela 4.17 – Esforços ao centro da viga N1.....	60

Tabela 4.18 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga N1 .....	60
Tabela 4.19 – Esforços na extremidade da viga N1 .....	61
Tabela 4.20 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a extremidade da viga N1 .....	61
Tabela 4.21 – valores limite da flecha para a estrutura N1 .....	63
Tabela 4.22 – Pesos próprios para pré-dimensionamento G1.....	65
Tabela 4.23 – Ação do vento para pré-dimensionamento G1 .....	65
Tabela 4.24 – Características geométricas da secção 450x250x6 mm .....	66
Tabela 4.25 – Características geométricas da secção 450x250x6 mm .....	66
Tabela 4.26 – Esforços na base da estrutura G1.....	67
Tabela 4.27 – Verificação da compressão para o pilar G1 .....	69
Tabela 4.28 – Verificação à Flexão para o pilar G1 .....	70
Tabela 4.29 – Características geométricas da secção 500x300x6mm .....	70
Tabela 4.30 – Características geométricas da secção 500x300x6 mm .....	70
Tabela 4.31 – Verificação da tração para o pilar G1 .....	72
Tabela 4.32 – Verificação à Flexão para o pilar G1 .....	73
Tabela 4.33 – Características geométricas da secção 500x300x8.....	73
Tabela 4.34 – Características geométricas da secção 500x300x8 mm .....	73
Tabela 4.35 – Verificação da tração para o pilar G1 .....	76
Tabela 4.36 – Verificação à Flexão para o pilar G1 .....	77
Tabela 4.37 – Verificação ao esforço transversal para o pilar G1.....	77
Tabela 4.38 – Verificação à flexão desviada do pilar G1.....	78
Tabela 4.39 – Verificação à torção do pilar G1 .....	78
Tabela 4.40 - Características geométricas da secção 500x300x10 mm .....	79
Tabela 4.41 - Características geométricas da secção 500x300x10 mm .....	79
Tabela 4.42 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova secção G1.....	83
Tabela 4.43 – Verificação à torção do pilar da nova secção .....	84

Tabela 4.44 – Esforços ao centro da viga G1 .....	85
Tabela 4.45 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga G1.....	85
Tabela 4.46 – Esforços na extremidade da viga G1 .....	86
Tabela 4.47 – Verificações de segurança segundo o EC3 na extremidade da viga G1 .....	86
Tabela 4.48 – valores limite da flecha para a estrutura G1 .....	88
Tabela 4.49 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N2 .....	90
Tabela 4.50 – Ação do vento para pré-dimensionamento N2 .....	90
.Tabela 4.51 – Características geométricas da secção 350x350x6 mm .....	91
Tabela 4.52 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm .....	92
Tabela 4.53 – Esforços na base da estrutura N2 .....	92
Tabela 4.54 – Verificação da compressão para o pilar N2.....	95
Tabela 4.55 – Verificação à Flexão para o pilar N2.....	96
Tabela 4.56 – Verificação ao esforço transversal para o pilar N2 .....	96
Tabela 4.57 – Verificação à flexão desviada do pilar N2.....	97
Tabela 4.58 – Verificação à torção do pilar N2.....	97
Tabela 4.59 - Características geométricas da secção 300x300x5 mm .....	98
Tabela 4.60 - Características geométricas da secção 300x300x5 mm .....	98
Tabela 4.61 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova secção da estrutura N2.....	102
Tabela 4.62 – Verificação à torção do pilar da nova secção da estrutura N2 .....	103
Tabela 4.63 – Esforços nó nº2 da viga N2 .....	104
Tabela 4.64 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a viga N2.....	104
Tabela 4.65 – valores limite da flecha para a estrutura N2 .....	105
Tabela 4.66 - deformações para a estrutura N2 de secção 300x300x5 mm.....	105
Tabela 5.1 – Resistência ao corte e tração dos chumbadouros.....	109
Tabela 5.2 – características geométricas parafuso M16 .....	110
Tabela 5.3 – Restrições de posicionamento parafuso M16/ chapa de fundação 16mm .....	110

Tabela 5.4 – Esforços ao nível da base para a estrutura N1 secção 400x200x6 .....	111
Tabela 5.5 – Características geométricas parafuso M20 .....	116
Tabela 5.6 – Restrições de posicionamento parafuso M20/ chapa de fundação 16mm .....	116
Tabela 5.7 – Esforços ao nível da base para a estrutura G1 secção 500x300x10 .....	117
Tabela 5.8 – Esforços ao nível da base para a estrutura N2 secção 300x300x5 .....	121
Tabela 6.1 – valores de K para os diferente tipos de terreno .....	141
Tabela 6.2 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N1 .....	142
Tabela 6.3 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura G1 .....	144
Tabela 6.4 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N2 .....	145
Tabela 7.1 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N1 alternativa .....	147
Tabela 7.2 – Ação do vento para pré-dimensionamento N1 alternativa .....	147
Tabela 7.3 – Características geométricas da secção HEB 220.....	149
Tabela 7.4 – Características geométricas da secção HEB 220.....	149
Tabela 7.5 – Características geométricas da secção HEB 280.....	149
Tabela 7.6 – Características geométricas da secção HEB 280.....	150
Tabela 7.7 – Esforços na base da estrutura N1 alternativa .....	150
Tabela 7.8 – Verificação da compressão para o pilar N1 alternativo.....	153
Tabela 7.9 – Verificação ao esforço transverso para o pilar N1.....	154
Tabela 7.10 – Verificação à flexão desviada do pilar N1 alternativa.....	155
Tabela 7.11 – Esforços ao centro da viga N1 alternativa .....	155
Tabela 7.12 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga N1 alternativa.....	156
Tabela 7.13 – Esforços na extremidade da viga N1 alternativa .....	156
Tabela 7.14 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a extremidade da viga N1 alternativa	157
Tabela 7.15 – valores limite da flecha para a estrutura N1 alternativa .....	157
Tabela 7.16 – deformações para a estrutura N1 alternativa de secção HEB 220 .....	158
Tabela 7.17 – Orçamento para estrutura N1.....	162

Tabela 7.18 – Orçamento para estrutura N1 alternativa.....162



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

Desde o início do século XX que as autoestradas começaram a ser implantadas e desenvolvidas à escala global, com cada vez mais vias de trânsito e mais largas.

Dado este desenvolvimento tão acentuado, não demorou a sentir-se necessidade de evoluir no sentido da sinalização.

No nosso País construiu-se o primeiro troço de autoestrada em 1944, o troço Lisboa-Estádio Nacional da atual Autoestrada nº5 (A5), com 8 quilómetros de extensão, ver figura 1.1. Nessa altura foi nomeado como Estrada Nacional nº7, que viria a tornar-se a A5 quando as autoestradas passaram a ter uma diferente numeração.

Pouco se fez nos 40 anos seguintes relativamente à construção destas infraestruturas. O rápido desenvolvimento das mesmas iniciou-se no ano de 1985, com a chegada de Cavaco Silva ao poder e a entrada do nosso País nos fundos da União Europeia.



Figura 1.1 – Autoestrada nº5

E se até 1985 havia em Portugal 160 quilómetros de autoestrada, em 5 anos (1990) este número duplicou, passando a existir cerca de 316 quilómetros da mesma. A extensão de autoestradas continuou a crescer nos anos seguintes e houve a necessidade de sinalizar da melhor forma as vias de trânsito, para que o utente da via pudesse facilmente situar-se no espaço, ao longo de toda a autoestrada. Para que tal acontecesse foram criados os pórticos de sinalização vertical, estrutura com a capacidade de atravessar as faixas de circulação, apoiando-se apenas nas extremidades das mesmas, com uma altura suficiente para que os veículos mais altos os atravessassem sem qualquer problema ver figura 1.2.



Figura 1.2 – Exemplo de pórtico de sinalização vertical

Dadas as dimensões destes pórticos e o tamanho das placas que suportam, os mesmos estão sujeitos, a pressões de vento bastante agressivas para a estrutura, assim como outro tipo de ações que dificilmente podem ser previstas, como os embates de veículos na estrutura, ver figura 1.3.



Figura 1.3 – Queda de pórtico devido a embate de camião

A importância de um correto dimensionamento deste tipo de estruturas porticadas deve-se à necessidade de garantir a segurança dos utentes da via, sem contudo sobredimensionar a mesma, fazendo com que as empresas concessionárias das autoestradas reduzam os custos de obra.

## **1.2 MOTIVAÇÕES E OBJETIVOS**

Houve da parte do autor a necessidade de realizar o projeto com um tema prático ligado às estruturas metálicas, uma vez que desenvolve atividade profissional numa empresa ligada ao ramo da Serralharia Civil.

Pretende-se com o presente projeto abordar a metodologia de cálculo para dimensionamento de pórticos de sinalização vertical em autoestrada, apresentando três casos distintos dimensionados com perfis tubulares e, uma alternativa a um destes casos dimensionado em perfis laminados I ou H.

A realização de um orçamento para o material e tratamento, onde se compara o pórtico em perfil tubular e a respetiva alternativa em perfis laminados I ou H, permite verificar qual das duas hipóteses se revela mais vantajosa.

### 1.3 METODOLOGIA

Os conceitos teóricos como as ações do vento e verificação da segurança das secções estruturais foram abordados com recurso ao R.S.A – Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes, Eurocódigo 1 – Ações em estruturas e Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço.

Relativamente ao cálculo estrutural apresentado para a obtenção dos esforços e deslocamentos, recorreu-se ao programa de cálculo automático da Autodesk, Robot Structural Analysis Professional 2015, ver figura 1.4.

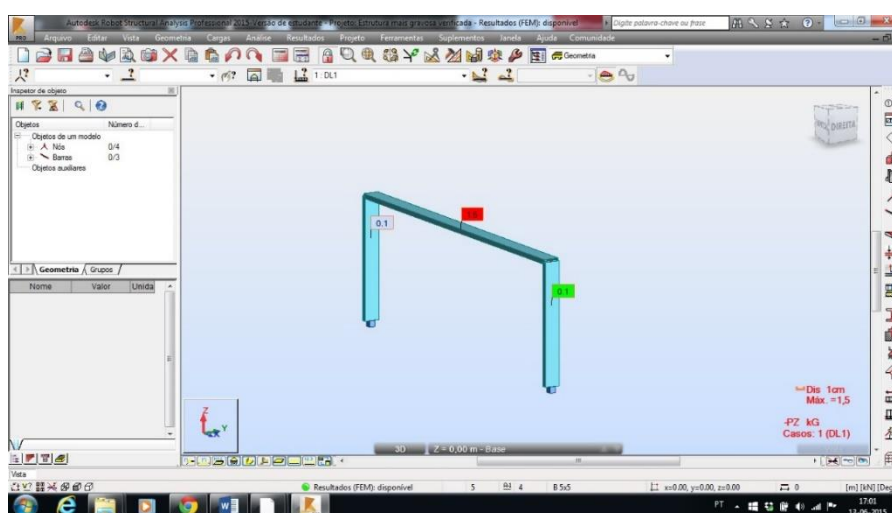


Figura 1.4 – Autodesk Robot Structural Analysis

## **1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O presente projeto encontra-se dividida em 8 capítulos.

O capítulo 1 corresponde à introdução, na qual se pretende enquadrar o tema, explicar as motivações que levaram à escolha do mesmo, clarificar os objetivos que se ambicionam atingir na realização do projeto, bem como a metodologia de trabalho seguida ao longo do trabalho.

No segundo capítulo quantifica-se as ações permanentes e variáveis atuantes na estrutura necessárias para o seu dimensionamento, com enfoque nos fenómenos naturais que mais influência têm na mesma, ou seja, a ação do vento.

No capítulo 3 apresentam-se os conceitos teóricos e as metodologias de cálculo para o dimensionamento dos pórticos de sinalização vertical.

No capítulo 4 apresenta-se os 3 casos de estudo, bem como as características das estruturas a analisar ao nível dos materiais utilizados e dos tratamentos a que são submetidos. Neste capítulo realiza-se o dimensionamento dos 3 casos de estudo e apresentam-se todos os cálculos necessários para a obtenção das secções estruturais e uma análise crítica aos mesmos.

O capítulo 5 consiste na análise e dimensionamento das ligações das estruturas metálicas à fundação, ou seja, os chumbadouros e as chapas de fundação, tendo em conta o cálculo efetuado previamente.

No capítulo 6 efetua-se uma análise e dimensionamento simples dos blocos de fundação, atendendo às ações obtidas anteriormente na base da estrutura.

No sétimo capítulo, dimensiona-se uma solução alternativa para um dos casos de estudo em perfis laminados, elaborando-se orçamento para esta solução e para a solução anterior. Apresenta-se uma análise comparativa em termos de custos, da solução atualmente adotada em Portugal e da solução alternativa.

A encerrar o presente trabalho, apresenta-se no capítulo 8 as considerações finais do trabalho desenvolvido e apontam-se as possíveis perspetivas para futuros desenvolvimentos.



## **2 AÇÕES**

### **2.1 AÇÕES PERMANENTES**

Neste tipo de ações, cujos valores tomam-se como constantes ao longo do tempo, considerou-se todos os pesos próprios dos elementos de sinalização, ou seja, dos elementos estruturais e dos painéis e conectores (os dois últimos tomaram-se com valor médio de  $0.35 \text{ KN/m}^2$ ), para o peso do aço considerou-se o valor de  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

### **2.2 AÇÕES VARIÁVEIS**

#### **2.2.1 Ação sísmica**

Segundo o R.S.A. a ação dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo. No dimensionamento dos casos de estudo deste projeto despreza-se a ação dos sismos, dado que a mesma só se torna relevante em estruturas com massa elevada, como é o caso de edifícios. Sendo o objeto em estudo pórticos de sinalização vertical, com peso diminuto, este tipo de ações não tem grande influência no comportamento estrutural.

#### **2.2.2 Ação da neve**

De acordo com o Art. 26º, do Capítulo VI, do R.S.A. a ação da neve só deve ser considerada em locais com altitude igual ou superior a 200 m. Nos casos de estudo deste projeto, não sendo a localização das estruturas definida e por não ser condicionante no dimensionamento, a ação da neve foi desprezada.

## **2.2.3 Ação do vento**

### **2.2.3.1 Generalidades**

O vento corresponde ao movimento do ar à superfície e produz-se devido às diferenças de pressão na atmosfera e pela rotação da terra. Movimenta-se das regiões com pressões altas para as regiões com pressões inferiores.

É claramente a ação que mais influência tem no tipo de estruturas estudadas neste projeto. Desta forma assumiu-se apenas como ação variável a ação do vento. Considerou-se a mesma, como método simplificativo, como sendo uma pressão atuante segundo o eixo horizontal, devendo-se assumir que esta pode ter qualquer direção.

A velocidade do vento é o principal fator a ter em conta, sendo que quanto maior a velocidade, maior será a força atuante sobre as placas de sinalização fixas à estrutura. A relação entre a pressão dinâmica e a velocidade do vento é dada por: [(1983).Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº 235/83]

$$W_k = 0,613 \times v^2$$

Sendo  $v$  a velocidade em m/s e  $W_k$  a pressão dinâmica em Pa.

### **2.2.3.2 Quantificação da ação do vento**

A ação do vento segundo o R.S.A. depende de alguns fatores, entre eles a localização da estrutura em análise. Pode-se ler no Art. 20º, do capítulo V, do zonamento de território, que para este tipo de análise o território nacional é dividido em duas zonas distintas, zona A e zona B.

A zona A consiste na generalidade do território, com exceção das regiões pertencentes à zona B, como zona B entende-se os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou a altitudes superiores a 600 metros.

Mas no caso de um local da zona A com exposição ao vento particularmente desfavorável, deve-se considerar esse local como sendo pertencente à zona B.

Outros dos fatores são relativos à altura acima do solo a que a estrutura em análise se encontra e à rugosidade aerodinâmica do solo, R.S.A - Art.21º. Considera-se dois tipos de rugosidade, a do tipo I, que se atribui aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte, e a rugosidade do tipo II, que se atribui aos restantes locais como zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

O valor característico da pressão dinâmica do vento ( $W_k$ ) obtém-se consultando o gráfico presente no R.S.A, no Art. 24º, que relaciona a altura da estrutura acima do solo em metros, com o tipo de rugosidade, para desta forma se obter o valor da pressão dinâmica em KN/m<sup>2</sup> para a zona A, sendo que caso se pretenda a pressão na zona B teremos de multiplicar o valor obtido por 1,2, ver figura 2.1.

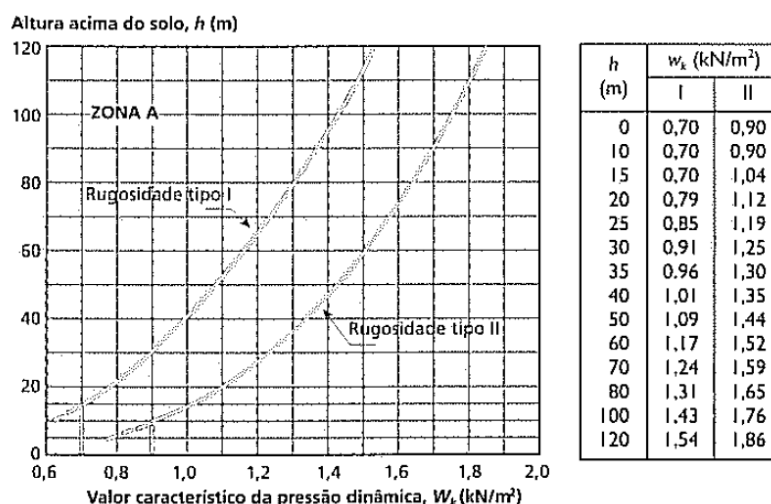


Figura 2.1 – Pressão dinâmica do vento (R.S.A., Art. 24º, Cap. V, Fig.1)

Para a pior situação, o valor de  $W_k$  obtido é de  $1.2 \times 0.9 = 1.08$  kN/m<sup>2</sup>. Consultou-se também a norma Espanhola (UNE), segundo a mesma a velocidade assumida é de 176 Km/h (ou 48,889m/s). Utiliza-se a expressão do R.S.A. que relaciona a pressão do vento com a velocidade através da seguinte expressão:

$$W_k = 0,613 \times v^2$$

$$W_k = 0,613 \times 48,889^2 = 1465,2 \text{ Pa}$$

Obtém-se uma pressão dinâmica do vento de 1465,2 Pa, ou seja, aproximadamente 1,5 KPa (KN/m<sup>2</sup>). No presente trabalho o valor assumido para a pressão total do vento a atuar perpendicularmente às

placas de sinalização em toda a área das mesmas, não se tendo considerado mais efeitos devido à turbulência

## **3 METODOLOGIA DE CÁLCULO**

### **3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Os Eurocódigos foram consequência da necessidade de uniformizar as metodologias de cálculo utilizadas em toda a Europa.

O EC3 está dividido em várias partes sendo que utilizou-se 2 delas:

- Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Parte 1-8: Projeto de ligações.

Recorre-se a quatro tipos de equações fundamentais de modo a avaliar-se o comportamento das estruturas submetidas a diferentes ações, sendo estas equações:

- Equações constitutivas - relacionam duas grandezas físicas, neste caso as deformações e as tensões;
- Equações de equilíbrio – garantem o equilíbrio de qualquer porção da estrutura, comparando as forças aplicadas com as tensões desenvolvidas;
- Equações cinemáticas – associam deformações (vetor posição) a deslocamentos (grandeza de natureza vetorial);
- Equações de compatibilidade – asseguram que a solução encontrada garante a integralidade do campo de deformações.

### **3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS**

Esta classificação identifica os limites da resistência e a capacidade de rotação das secções transversais, em relação à encurvadura local, inserindo cada secção na respetiva classe.

As secções transversais podem ser classificadas em quatro classes sendo estas: [CEN.(2005).Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

- Classe 1 – secções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 – são aquelas podem atingir o momento resistente plástico, mas a capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 - secções cuja fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, por sua vez a encurvadura local pode impedir que a secção atinja o momento resistente plástico;
- Classe 4 – são aquelas em que a encurvadura local ocorre antes de atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Para se definir estas classes, tem-se por base uma relação entre as dimensões dos elementos comprimidos que é comparada à extensão (obtida através da tensão de cedência).

Tabela 3.1 - Limites máximos das relações largura-espessura dos componentes comprimidos

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^*$ : $c/t \leq 62e(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$e$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$  ou quando a extensão de tração  $\epsilon_y > f_y/E$ .

Com o quadro apresentado anteriormente (tabela 3.1) sabendo o tipo de solicitação do componente a analisar, ou seja, se o mesmo se encontra submetido a uma flexão ou a uma compressão, pode-se classificar as secções.

### **3.3 DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES**

#### **3.3.1 Princípios**

Estado limite é o estado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada na sua capacidade de desempenhar as funções que lhe foram atribuídas.

O comportamento e estabilidade da estrutura deverá ser comprovado tendo em consideração a interação dos seus elementos, mediante as ações atuantes, as grandezas geométricas e as propriedades das matérias.

O projeto da estrutura deverá satisfazer as especificações dos estados limites da norma portuguesa, sendo que nenhum destes deverá ser excedido. Posteriormente serão apresentadas as expressões que permitem verificar os estados limites.

#### **3.3.2 Situações de projeto**

Deve assumir-se as situações de projeto relevantes, tendo em consideração as condições nas quais a estrutura desempenhará a sua função.

As situações de projeto são classificadas da seguinte forma:

- Situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais;
- Situações de projeto transitórias, em condições temporárias, tais como na sua construção ou durante alguma reparação;

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

#### **3.3.3 Método dos coeficientes parciais**

Nenhum estado limite deve ser superado quando são utilizados valores de cálculo das variáveis básicas nos modelos estruturais, em qualquer situação de projeto.

Os valores de cálculo são obtidos a partir da aplicação dos coeficientes de segurança parciais e dos valores característicos.

Seguidamente apresenta-se um primeiro quadro com os coeficientes de segurança para ações favoráveis e desfavoráveis e um segundo quadro com os coeficientes de segurança para resistências persistentes ou transitórias e acidentais, ver tabela 3.2. [CEN.(2005).Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

Tabela 3.2 – Coeficientes de segurança

$$E_d = E(\gamma_F F_k; a_d)$$

$\gamma_F$		
Efeito	Acções perman. $\gamma_G$	Acções variáveis $\gamma_Q$
favorável	$\gamma_{G,inf} = 1.0$	$\gamma_{Q,inf} = 0$
desfavorável	$\gamma_{G,sup} = 1.35$	$\gamma_{Q,sup} = 1.5$

$$R_d = R(X_k / \gamma_M; a_d)$$

$\gamma_M$		
Combinação	BETÃO $\gamma_c$	AÇO $\gamma_s$
Persistentes ou transitórias + sismos	1.5	1.15
acidental	1.2	1.0

### 3.4 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Estados que se referem às situações limite a partir das quais a estrutura esgota as suas capacidades de suporte, ou seja, torna-se insegura, resultando em prejuízos muito severos. [CEN.(2005).Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

Este fenómeno pode dar-se devido a vários fatores, tais como:

- Perda de equilíbrio;
- Perda de estabilidade;
- Deformação excessiva;
- Rutura provocada por fadiga.

#### 3.4.1 Combinações fundamentais das ações

Combinação de ações para situações de projeto persistentes, ver figura 3.1.

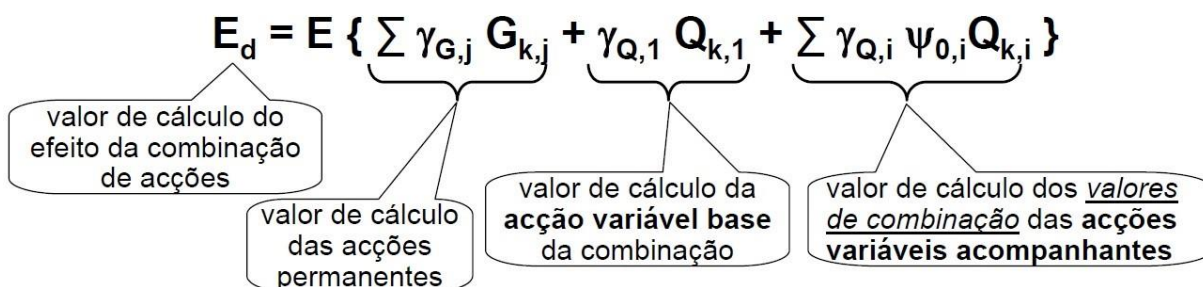
$$E_d = E \left\{ \underbrace{\sum \gamma_{G,j} G_{k,j}}_{\text{valor de cálculo das ações permanentes}} + \underbrace{\gamma_{Q,1} Q_{k,1}}_{\text{valor de cálculo da ação variável base da combinação}} + \underbrace{\sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}}_{\text{valor de cálculo dos valores de combinação das ações variáveis acompanhantes}} \right\}$$


Figura 3.1 – Combinação de ações persistentes

Combinação de ações para situações de projetos acidentais, ver figura 3.2.

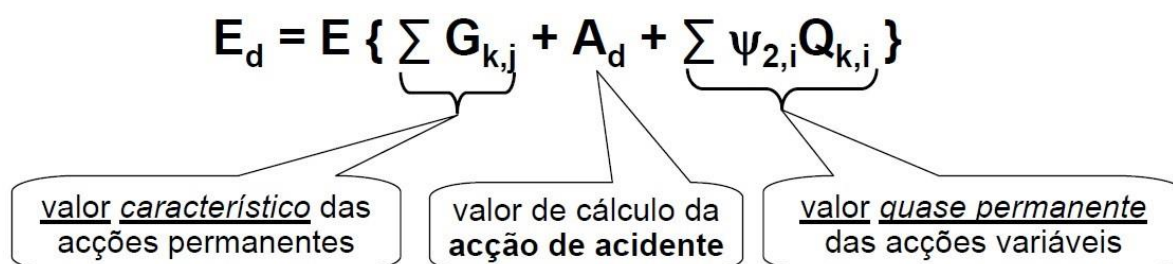
$$E_d = E \left\{ \underbrace{\sum G_{k,j}}_{\text{valor característico das ações permanentes}} + \underbrace{A_d}_{\text{valor de cálculo da ação de acidente}} + \underbrace{\sum \psi_{2,i} Q_{k,i}}_{\text{valor quase permanente das ações variáveis}} \right\}$$


Figura 3.2 – Combinação de ações acidentais

### **3.4.2 Verificação de segurança das secções segundo o EC3**

Depois de se analisar a estrutura e ações atuantes, efetua-se a verificação de segurança da estrutura de acordo com o EC3, para as secções transversais e também para cada um dos elementos separadamente.

O objetivo desta verificação será definir a tensão máxima numa dada secção de modo a que a estrutura não ceda.

O efeito da interação entre esforços será tido em conta pois teremos diferentes tipos de esforços a atuar em simultâneo.

O EC3-1-1 considera a verificação de segurança em relação ao esforço axial, flexão e esforço transversal, compressão, flexão composta, flexão desviada e torção.

#### **3.4.2.1 Esforço axial**

##### **Dimensionamento de elementos à compressão**

Verificação da segurança em relação à secção genérica e às secções de ligação.

**Condição de segurança:**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço axial de tração atuante

$N_{c,Rd}$  – valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente

**Valor de cálculo do esforço axial resistente, para secções transversais das classes 1,2 ou 3:**

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$f_y$  – tensão de cedência

**Verificação de segurança à encurvadura por varejamento dos pilares, segundo o REAE:**

Para o pior caso  $l = 2l_0$  (ver figura 3.3)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$
$$\lambda = \frac{l}{i} \leq 180$$

$l_0$  – Comprimento do pilar

$l$  – Comprimento de encurvadura

$i$  – Raio de giração

$I$  – Momento de inércia

$A$  – Área da secção transversal do perfil

$\lambda$  – Coeficiente de esbelteza



Figura 3.3 – Esquema da encurvadura

Para o Aço S275 o valor do coeficiente de encurvadura ( $\varphi$ ) é dado pela seguinte tabela, ver tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Valores do coeficiente de encurvadura

Ferro S275	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 \leq \lambda \leq 96$	$\varphi = 1,1460 - 0,0073 \lambda$
	$\lambda > 96$	$\varphi = 4103 / \lambda^2$

**Tensão atuante:**

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{A \times \varphi}$$

**Condição de segurança:**

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd}$$

Sendo que para o Aço S275,  $\sigma_{Rd} = 275$  MPa

### 3.4.2.2 Flexão/Momento fletor

Condição de verificação de segurança:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{c,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente

**Momento fletor resistente (em relação a um dos eixos principais) valores de cálculo:**

Para as secções transversais da Classe 1 ou 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

Para as secções transversais da Classe 3:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}}$$

Para as secções transversais da Classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{pl,Rd}$  – valor de cálculo do momento plástico resistente

$M_{el,Rd}$  – valor de cálculo do momento elástico resistente

$\gamma_{M0} = 1.0$

$f_y$  – tensão de cedência

$W_{pl}$  – módulo plástico de flexão

$W_{el,min}$  – módulo elástico de flexão mínimo (\*)

$W_{eff,min}$  – módulo elástico de flexão mínimo(\*)

da secção efetiva reduzida

(\*) – referente à fibra onde a tensão é máxima

### 3.4.2.3 Esforço transverso

**Condição de segurança:**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transverso atuante

$V_{c,Rd}$  – valor de cálculo do esforço transverso resistente

**Esforço transverso resistente – cálculo plástico:**

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

$f_y$  – tensão de cedência

$A_v$  – área resistente ao esforço transverso

Tendo em conta que se trata de uma secção laminada retangular tubular de espessura uniforme, o valor da área resistente ao esforço transverso é calculada da seguinte maneira:

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

**Esforço transverso – verificação da segurança**

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

Em que:  $\tau_{Ed} = \frac{V_{ed} S}{I t}$

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

$S$  – momento estático relativamente ao eixo principal da secção;

$I$  – momento de inércia da totalidade da secção transversal;

$t$  – espessura da secção no ponto considerado.

Em caso de alma sem reforço intermédio, a resistência à encurvadura por esforço transverso deve ser verificada de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Sendo que o valor de  $\eta$  pode ser considerado 1.0

#### 3.4.2.4 Flexão composta

O colapso estrutural, em elementos de esbelteza elevada submetidos a flexão composta por compressão, geralmente ocorre por:

- Encurvadura por flexão
- Encurvadura lateral (bambeamento)

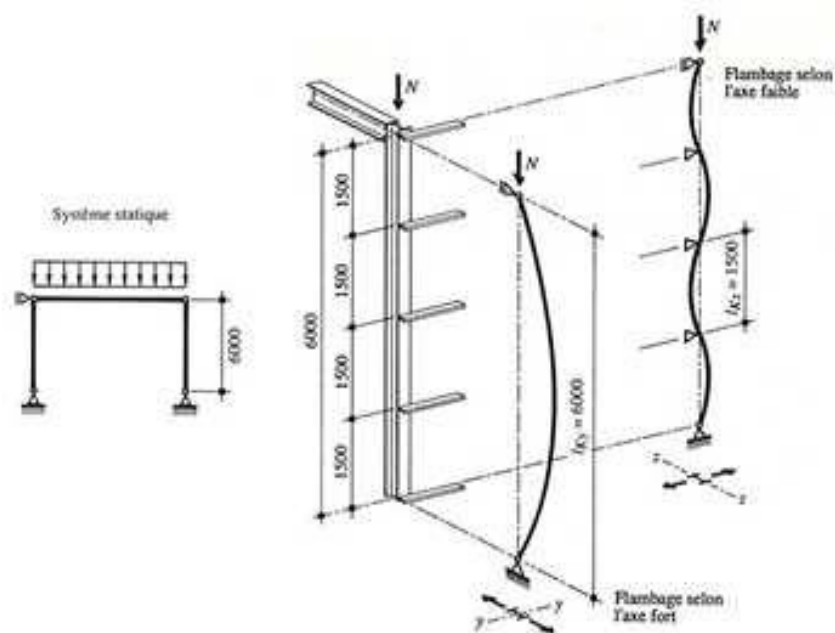


Figura 3.4 – Exemplo de encurvadura de um perfil metálico

**Comportamento dos elementos - verificação da segurança:**

$$f\left(\frac{N}{N_u}, \frac{M_y}{M_{uy}}, \frac{M_z}{M_{uz}}\right) \leq 1.0$$

N, My e Mz – esforços atuantes

Nu, Muy e Muz – esforços resistentes (influenciados por fenômenos de instabilidade e os efeitos P-δ através de coeficientes)

**Deformações que dão origem a esforços:**

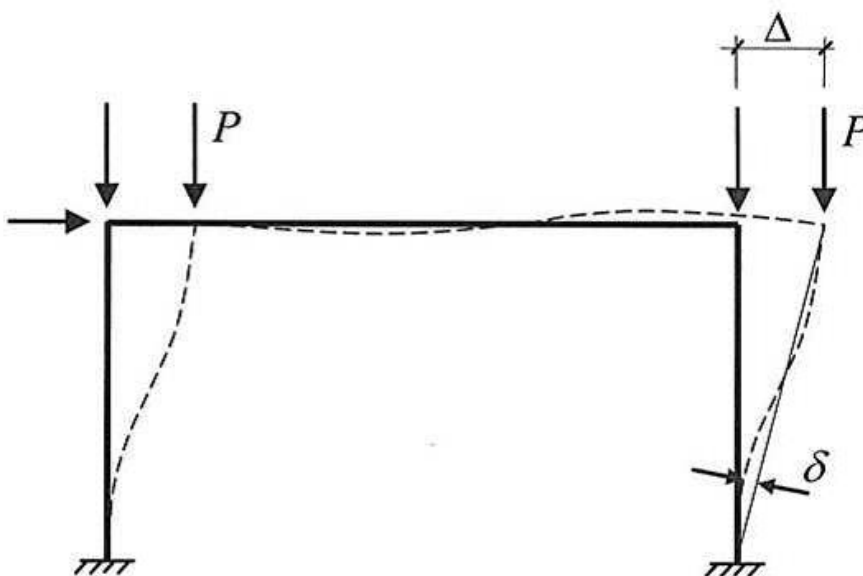


Figura 3.5 – Deformação em pórtico

**Verificação da segurança**

Consiste em duas verificações, sendo elas:

- Verificação da resistência das secções transversais;
- Verificação da resistência à encurvadura (por flexão ou por encurvadura lateral do elemento).

**Verificação da resistência das secções transversais:**

**Curva de interação entre momento-fletor e esforço axial (EC3-1-1:6.2.9) - Secções de classe 1 ou 2**

Deve ser respeitada a seguinte regra:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

$M_{N,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal  $N_{ed}$ .

**Secções retangulares de classe 1 ou 2**

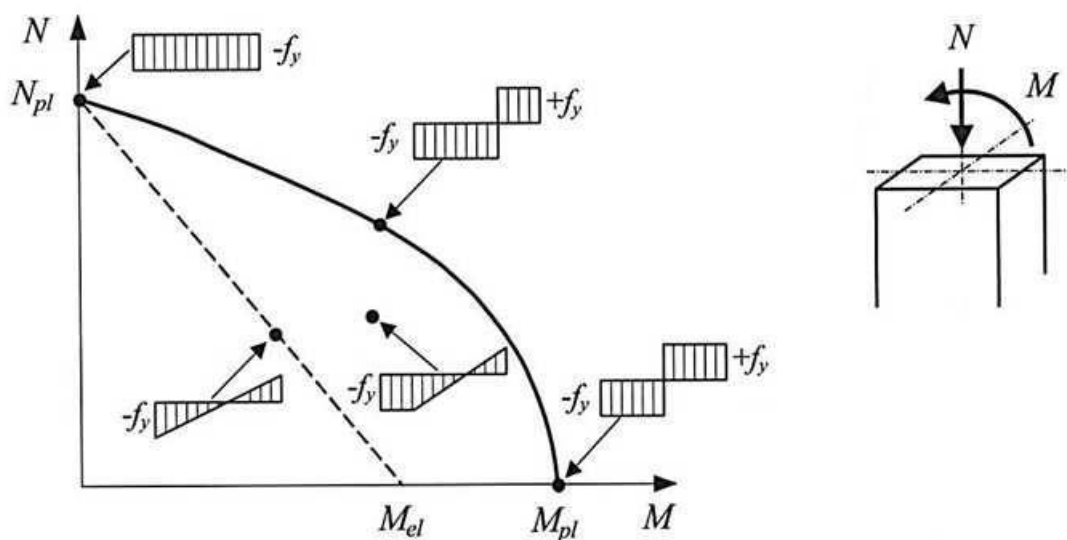


Figura 3.6 – Gráfico de momento e esforço normal

**Secções retangulares tubulares de espessura uniforme:**

Quando não for necessário tomar em consideração os furos das ligações, poderão utilizar-se as seguintes expressões aproximadas:

$$M_{N,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0,5a_w} \right) \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{Pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0,5a_w} \right) \text{ mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{Pl,z,Rd}$$

Em que:

$$a_w = \left( \frac{A-2bt}{A} \right) \text{ mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções tubulares}$$

$$a_w = \left( \frac{A-2btf}{A} \right) \text{ mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas}$$

$$a_f = \left( \frac{A-2ht}{A} \right) \text{ mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções tubulares}$$

$$a_f = \left( \frac{A-2htw}{A} \right) \text{ mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

### 3.4.2.5 Flexão desviada

No caso da flexão desviada, poderá seguir-se o seguinte critério:

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

Em que para secções tubulares:

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

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

### 3.4.2.6 Torção

**Momento torsor atuante na secção transversal (T<sub>Ed</sub>):**

$$\frac{T_{Ed}}{T_{rd}} \leq 1.0$$

T<sub>rd</sub> – valor de cálculo do momento torsor resistente da secção

Sendo que o momento torsor atuante é igual à soma de dois momentos torsores:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

T<sub>t,Ed</sub> – momento torsor atuante de St.Venant

T<sub>w,Ed</sub> – momento torsor não uniforme atuante

Em elementos de secção transversal aberta tais como perfis I ou H, os efeitos de empenamento causados pela torção podem ser ignorados. No caso em estudo utiliza-se uma secção transversal oca, o valor da tensão é determinado recorrendo à seguinte expressão:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{t,Ed}}{2A_c t} \leq 1.0$$

t – espessura da secção

A<sub>c</sub> – área limitada pelo eixo médio da secção transversal

### **Esforço transversal e momento torsor simultaneamente**

O valor de cálculo do esforço transversal atuante deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1.0$$

V<sub>pl,T,Rd</sub> – Esforço transversal plástico com torção

Em que:

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

### **Momento torsor - Critério de von Mises**

Aplicando este critério, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 < 1,0$$

### **Tensões elásticas**

Tensão normal de flexão:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}}$$

Tensão tangencial devida ao esforço transversal:

$$\tau_{v,Ed} = \frac{V_{z,Ed} \times S_y}{I_y \times t}$$

S<sub>y</sub> – Momento estático de meia secção em relação ao eixo y

Tensão tangencial devida à torção:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2A_m \times t}$$

$A_m$  – Área limitada pela linha média numa secção fechada de paredes finas

Tensão tangencial total:

$$\tau_{Ed} = \tau_{v,Ed} + \tau_{t,Ed}$$

### **3.5 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO**

Estados cuja ocorrência resulta em prejuízos pouco severos. Os estados limites de utilização são definidos tendo em conta uma duração, em geral de três ordens de grandeza, muito curta, curta e longa. Determinado comportamento estrutural só corresponderá a um estado limite de utilização se permanecer durante uma parte do período de vida da estrutura.

#### **3.5.1 Coeficientes parciais relativamente às resistências**

Devem ser aplicados os coeficientes parciais  $\gamma_M$  aos valores característicos da resistência indicados:

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

### 3.5.2 Deslocamentos verticais

Quando submetida a cargas segundo o eixo vertical, a estrutura terá tendência para se deformar ao longo do mesmo eixo. Sendo que nos casos de estudo as cargas são distribuídas de forma aproximadamente uniforme ao longo da viga, o deslocamento vertical atingirá o seu valor máximo a meio vão da viga, ver figura 3.7.

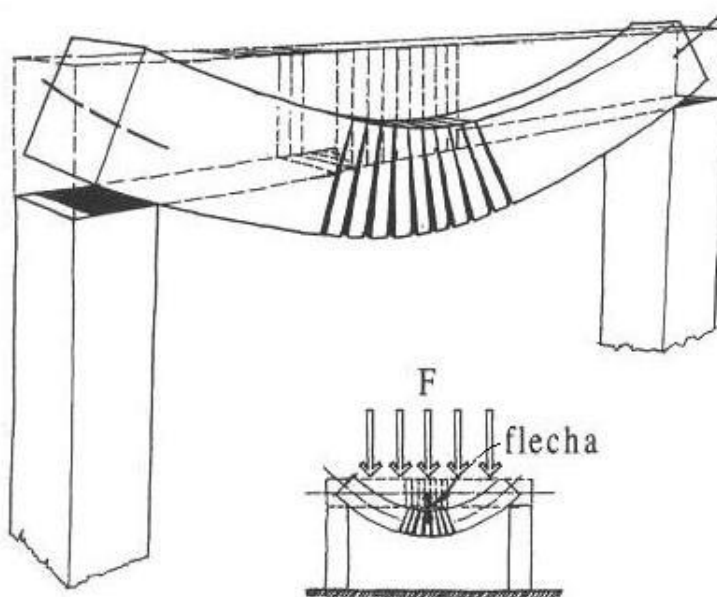


Figura 3.7 – Deslocamento vertical em pórtico

Valores limites para deslocamentos verticais em vigas de vão L que constam no Anexo Nacional da EN 1993-1-1, NA – 7.2.1(1)B, ver tabela 3.4. [CEN.(2005).Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

Tabela 3.4 – Limites para flecha máxima vertical

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{max}$ possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

*NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.*

Sendo que neste caso será utilizado o valor de L/200 para definir a flecha vertical máxima para os pórticos e 2L/200 para o semi-pórtico.

### 3.5.3 Deslocamentos horizontais

Caso não sejam combinados outros valores com o dono de obra, de acordo com a EN1993/ Eurocódigo 3, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as combinações características são os seguintes: [CEN.(2005).Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

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

Em que:

$h$  – altura da coluna ou piso, ver figura 3.8

$h_0$  – altura da estrutura

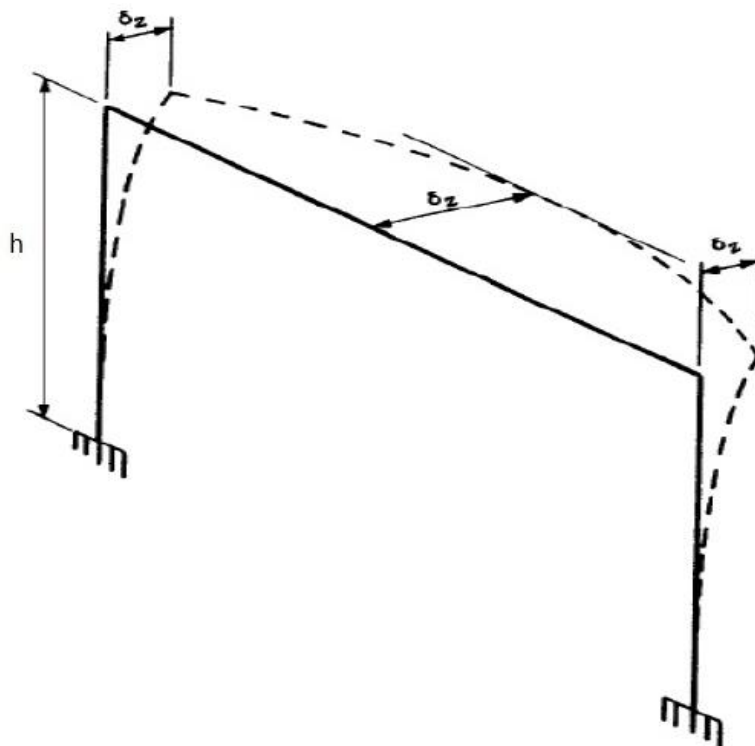


Figura 3.8 – Deslocamento horizontal em pórtico

Sendo que todos os casos de estudo se tratam de pórticos sem aparelhos de elevação, o valor limite para o deslocamento horizontal no topo do pilar dos mesmos, será de  $h/150$ . Mas sendo que este valor agrava bastante a secção obtida desnecessariamente, considerou-se o valor limite para os deslocamentos horizontais de  $h/50$ .

## **4 MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA DOS PÓRTICOS**

### **4.1 GENERALIDADES**

#### **4.1.1 Condicionamentos geométricos dos pórticos**

As dimensões e requisitos frequentemente utilizados na construção dos pórticos de sinalização vertical são:

- A distância entre o pilar metálico e o início do pavimento da autoestrada será no mínimo de 1,0 m, sendo que neste intervalo de espaço terá sempre o dispositivo de proteção e segurança. Caso não se consiga cumprir com este afastamento ter-se-á de recorrer a uma estrutura em betão para a proteção do pilar metálico;
- A menor distância vertical entre a via de trânsito e o limite inferior da placa de sinalização será de 5,5 m de altura;
- Habitualmente o vão dos pórticos encontra-se a cerca de 6,5 m de altura;
- O comprimento do vão dos pórticos varia de 8 m a 22 m;
- No caso dos pórticos constituídos por apenas um pilar e viga, denominados semi-pórticos, o comprimento do vão varia de 5 m a 9 m.

No presente trabalho apenas serão considerados pórticos tradicionais de pilar/viga em perfis tubulares, excluindo a análise de pórticos com travessas horizontais em treliças metálicas.

#### **4.1.2 Placas de sinalização**

Os painéis de sinalização deverão ter uma altura superior a 1,0 m e uma largura superior a 2,0 m, mas tudo dependerá da sua função, dos critérios definidos nas disposições normativas do Instituto de Infraestruturas Rodoviárias e da situação em que se inserirem, como por exemplo a velocidade a que os veículos circulam ou a altura a que a placa se encontra.

O tamanho das letras inscritas nos painéis altera a dimensão dos mesmos (ver figura 4.1), sendo que para cada velocidade de circulação, tipo de pórtico e número de inscrições por painel, tem-se uma altura de letra diferente, como se pode verificar na tabela 4.1 ilustrativa da tabela 1 do quadro XVI do Regulamento de sinalização do trânsito – D. R.nº22-A/98.

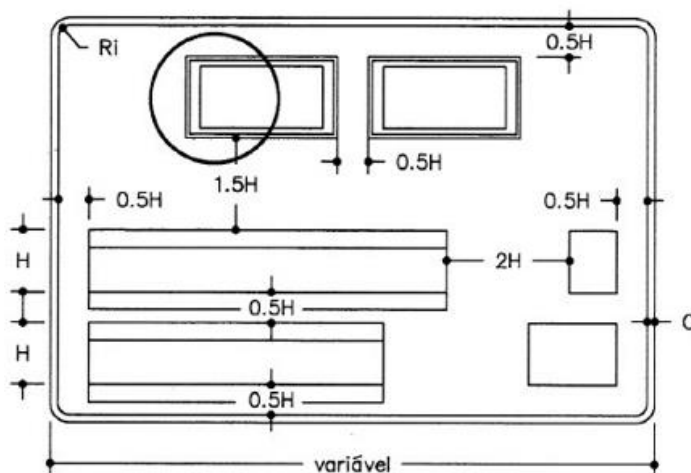


Figura 4.1 – Tamanho da placa de sinalização em função da altura de letra

Tabela 4.1 – Altura da letra maiúscula em função da velocidade de circulação

Quadro de alturas de letra em função da velocidade e do número de inscrições

Velocidades	Altura da letra maiúscula H (cm)			
	Pórtico	Painel lateral	Pórtico	Painel lateral
40 – 60 km/h	20	14	28.5	20
60 – 90 km/h	28.5	25	30	28.5
90 – 110 km/h	35	30	43	35
110 – 130 km/h	43	40	50	43
	Até quatro inscrições por painel		Cinco inscrições ou mais por painel	

Legenda:

H – altura da letra maiúscula.

h – 1.4 xh, em que h é a altura da letra minúscula correspondente.

**NOTA:** Para setas direccionais nas vias secundárias e, ainda, para pré-avisos reduzidos, considera-se unicamente H=20 e H=14 para velocidade maior ou igual a 60 km/h e velocidade menor que 60 km/h, respectivamente, face ao número máximo de mensagens por sinal (duas).

Neste trabalho a dimensão dos pórticos e placas de sinalização irá variar, pois serão analisadas várias situações, descritas no ponto 4.2.

### 4.1.3 Características dos materiais

As principais características deste tipo de estruturas são:

- Os pórticos de sinalização vertical constituídos por perfis tubulares metálicos estruturais em aço S275 ou S355 por exemplo, todas as suas ligações são aparafusadas, com recurso a parafusos, porcas e anilhas sendo que as classes mais utilizadas são a 8.8 e a 10.9;
- Ao nível da fundação são utilizadas placas de base normalmente com 16mm a 25mm de espessura, com varões redondos de diâmetro habitualmente entre M16 a M20 para chumbar a estrutura aos maciços de fundação, ver figura 4.2;
- Os perfis de suporte que ligam os painéis de sinalização à viga estrutural do pórtico geralmente são em perfis UNP;
- Os painéis de sinalização são constituídos por perfis de alumínio sobrepostos, com a respetiva impressão estrategicamente colocada, de modo a que quando os perfis estão todos encaixados criem a informação que se pretende transmitir ao utilizador da via;
- Nos maciços de fundação, utiliza-se betão.

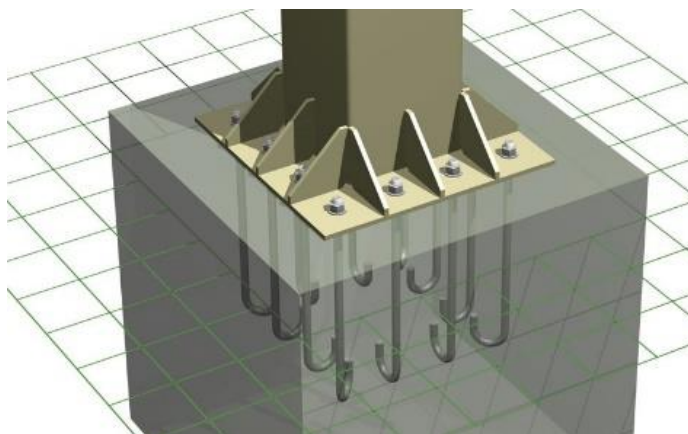


Figura 4.2 – Fundação de pilar metálico

### 4.1.4 Tratamento da superfície estrutural

A nível nacional, além da galvanização a quente, processo explicado no ponto 4.1.4, os metais passam ainda por várias fases de pintura onde são submetidos a produtos que aumentam a sua durabilidade e resistência à intempérie (refira-se a título de exemplo que na América do Norte a estrutura dos pórticos apenas é submetida à galvanização a quente).

Este sistema de tratamento confere aos pórticos maior durabilidade e resistência às intempéries, o que implica mais custos.

O tratamento de superfície a aplicar à estrutura dos pórticos irá depender das especificações técnicas dos cadernos de encargos e geralmente consiste em galvanização, primário e acabamento.

Segue-se um esquema exemplificativo de um tratamento anticorrosivo utilizado no nosso país: [Metalocar, 2014]

- Galvanização por imersão a quente de acordo com a norma EN ISO 1461.
- Esquema de pintura: Poliuretano.
  - Uma demão c/ 40  $\mu\text{m}$  – Hempadur 15550 - 1217 - Primário para Galvanizados.
  - Uma demão c/ 60  $\mu\text{m}$  – Hempthane Topcoat 55210 - Acabamento.

Espessura da galvanização segundo a norma EN ISO 1461, ver tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Espessura da galvanização

Article and its thickness	Local coating thickness(minimum)	Mean coating thickness (minimum)
	$\mu\text{m}$	$\mu\text{m}$
Steel $\geq$ 6 mm	70	85
Steel $\geq$ 3 mm to $<$ 6 mm	55	70
Steel $\geq$ 1.5 mm to $<$ 3 mm	45	55
Steel $<$ 1.5 mm	35	45

Para estruturas com espessura maior do que 6mm a espessura de galvanização média será de 85 $\mu$ .

A galvanização a quente também conhecida por zincagem, é um processo de aplicação do elemento zinco a componentes de aço ou ferro fundido através de imersão do componente em banho de zinco fundido, ver figura 4.3. Uma das principais vantagens sobre os outros métodos de proteção contra a corrosão, é a sua simplicidade.

A história da galvanização a quente tem início no ano de 1741, quando um químico francês chamado Melouin descobriu que o zinco era capaz de proteger o aço da corrosão.



Figura 4.3 – Galvanização a quente

Entretanto, o método não foi muito utilizado até que o químico francês Sorel obteve a patente, a 10 de maio de 1837, introduzindo a decapagem sulfúrica (a 9%) e a fluxagem com cloreto de amônio como etapas anteriores e fundamentais do processo. A principal parte do processo patenteado por Sorel é ainda utilizada, atualmente, que denominou o método de "galvanização", referindo-se à cela galvânica que é criada quando o revestimento de zinco é danificado.

O termo foi subsequentemente adotado a outros métodos de revestimento do aço pelo zinco, e algumas vezes, é utilizado para a deposição metálica eletrolítica em geral. Para evitar confusão, a imersão do aço em zinco líquido deve ser referida como galvanização a quente.

Uma patente inglesa para um processo similar foi registada em 1837. Em 1850, a indústria de galvanização inglesa já utilizava 10.000 toneladas de zinco por ano na proteção do aço.

A galvanização pode ser encontrada em quase que todo tipo de aplicação e indústria onde o aço é empregue. As indústrias de utilidades domésticas, processos químicos, papel e celulose, construção civil, transporte, entre outros, tem feito grande uso da galvanização, para controlar a corrosão.

Nos últimos 140 anos, a galvanização a quente tem sido um sucesso comercial a nível mundial, como método de proteção frente à corrosão. O desempenho deste método vai depender da massa de zinco disponível no material em questão. [Galvaza, 2003]

Segue-se um esquema tipo das fases do processo de galvanização a quente (*Galvaza, 2003*):

1. **Amarração** – O ferro é amarrado com arames e pendurado numa estrutura suspensa numa ponte móvel;
2. **Desengorduramento** – Banho em solução ácida para remoção de óleos, massas e outras gorduras;
3. **Lavagem na água** – Lavagem realizada para evitar a contaminação dos banhos seguintes;
4. **Decapagem química em ácido** – Banho em Ácido Clorídrico Comercial para remoção de óxidos e carepas;
5. **Lavagem** – Lavagem realizada para evitar a contaminação dos banhos seguintes.
6. **Fluxagem** – Solução de Cloreto de Zinco e Cloreto de Amónio, que funciona como protetor contra oxidação entre a decapagem e a imersão no banho de zinco;
7. **Secagem** – Estágio em estufa a 60º C para secagem das peças e redução do choque térmico, quando da imersão no banho de zinco;
8. **Banho em zinco fundido** – Imersão em Zinco fundido entre 440º a 465º , para reação entre Fe/Zn, que compõe o revestimento final;
9. **Expedição** – São cortados os arames, são retocados os eventuais pontos de falha nos elementos de aço e são preparados os lotes para o cliente carregar o respetivo material.

Neste processo os materiais são protegidos das más condições e, a vida do produto é prolongada no tempo. Além disto, no final do ciclo de vida, o produto pode ser completamente reciclado em nova fusão, sem que se liberte ferrugem.

Algumas das vantagens que podemos encontrar neste tratamento são:

- Custo inicial inferior – A galvanização a quente, de um modo geral, possui custos muito competitivos quando comparados a outras formas de proteção do aço. O custo de aplicação de revestimentos que requerem mão-de-obra intensiva, como a pintura, tem crescido mais do que os custos de aplicação (em fábrica) da galvanização a quente;
- Pequena manutenção/custo menor a longo prazo - Mesmo nos casos onde o custo inicial da galvanização a quente é maior do que o custo de revestimentos alternativos, a galvanização apresenta menores custos de manutenção ao longo da vida útil da estrutura. A manutenção é ainda mais cara quando as estruturas estão localizadas em áreas remotas;

- Vida longa – O tempo de vida de revestimentos galvanizados aplicados sobre componentes estruturais excede os 40 anos na maior parte dos ambientes rurais, e tem entre 10 a 30 anos na maior parte dos ambientes agressivos, urbanos e costeiros;
- Tratamento superficial - A imersão em ácido, como pré-tratamento, garante a limpeza uniforme das superfícies de aço. Ao invés, revestimentos orgânicos tradicionais devem ser aplicados sobre superfícies limpas com jato abrasivo e inspecionadas. A aplicação de revestimentos orgânicos é limitada em termos das condições ambientais e humidade relativa na altura da aplicação, o que adiciona custo na aplicação de um sistema de pintura robusto;
- Adesão - O revestimento obtido através da galvanização a quente está ligado metalurgicamente à camada interior do aço;
- Contaminação ambiental - O revestimento não é tóxico e não contém substâncias voláteis;
- Tempo de aplicação - É de rápida aplicação sendo um revestimento que é aplicado em minutos. Em comparação, um sistema de pintura tradicional poderá levar vários dias a ser aplicado;
- Proteção uniforme - Todas as superfícies de um componente galvanizado a quente são protegidas tanto internamente quanto externamente, incluindo rebaixos, arestas-vivas e áreas inacessíveis à aplicação de outros métodos de revestimento.

### **Pintura de Poliuretano**

Esta pintura é aplicada com recurso a uma escova para superfícies planas. É utilizado um pano para superfícies com contornos e para as áreas onde o acesso é difícil é utilizada a forma de spray aerossol, ver figura 4.4.

A pintura está disponível num acabamento de brilho, semi- brilho e cetim. Um gloss dá uma aparência brilhante, enquanto um semi -gloss acrescenta apenas um pouco de brilho.

Um acabamento acetinado tem uma aparência mais fosca. No entanto, um acabamento de alto brilho pode mostrar os arranhões mais facilmente.

Podemos encontrar duas versões de tinta de poliuretano, interiores ou exteriores. As versões exteriores são feitas para dar proteção extra contra as intempéries. Enquanto as versões

exteriores podem ser utilizadas no interior, uma versão interior de poliuretano não vai dar a proteção necessária a uma estrutura que se encontre ao ar livre.



Figura 4.4 – Pintura de poliuretano

#### **4.1.5 Comparação com a solução tradicional de pórticos de sinalização vertical no continente Americano**

Os Estados Unidos desde cedo tiveram a necessidade de implantar uma rede de sinalização em autoestrada, incluindo os pórticos de sinalização vertical. Foi neste país que em 1908 “nasceu” a primeira autoestrada do mundo, a partir de uma empresa privada, chamada Long Island Motor Parkway, em Long Island, ver figura 4.5. Esta já era constituída por balaustradas e pavimento em asfalto.



Figura 4.5 – Troço de estrada pertencente a Long Island Motor Parkway

Os pórticos de sinalização vertical em auto estradas Norte Americanas e também um pouco por todo o continente Americano, diferem dos pórticos que podemos encontrar no nosso país essencialmente na estrutura. Estes consistem em dois pilares em perfil tubular e uma viga com tubulares em treliça, ver figura 4.6.

Ao nível das fundações são em tudo semelhantes aos utilizados no nosso país, chumbados para o bloco de fundação em betão.



Figura 4.6 – Pórtico de sinalização vertical Norte-americano

Segue-se uma pequena lista com algumas vantagens e desvantagens deste tipo de solução estrutural:

- Desvantagens:
  - Maior tempo de execução e montagem da estrutura;
  - Maior superfície para dar tratamento e mais tempo para concretizar o mesmo;
  - Solução economicamente desvantajosa para vãos de pequena/média dimensão.
  
- Vantagens:
  - Menor área de exposição da estrutura ao vento;
  - Maior resistência às forças exercidas nas placas de sinalização na direção vertical;
  - Permitem vencer vãos maiores;
  - Maior simplicidade em tratar problemas de oxidação no metal.



#### 4.2.2 Estrutura G1 – caso “mais gravoso”

##### Dimensão das placas de sinalização:

Neste caso considerou-se para dimensões das placas uma situação muito gravosa. Admitiu-se uma autoestrada com veículos a circular com uma velocidade entre 110 km/h a 130 km/h. O pórtico terá 2 painéis, cada um com 5 linhas de inscrições e uma seta direcional. A altura da letra maiúscula das inscrições é de 50 cm, perfazendo assim uma altura máxima dos painéis de cerca de 550 cm. Tendo um deles uma largura de 950 cm e o outro 600 cm. Segue um exemplo, com 3 linhas de inscrições, ilustrativo da disposição das inscrições nas placas de sinalização, ver figura 4.8.

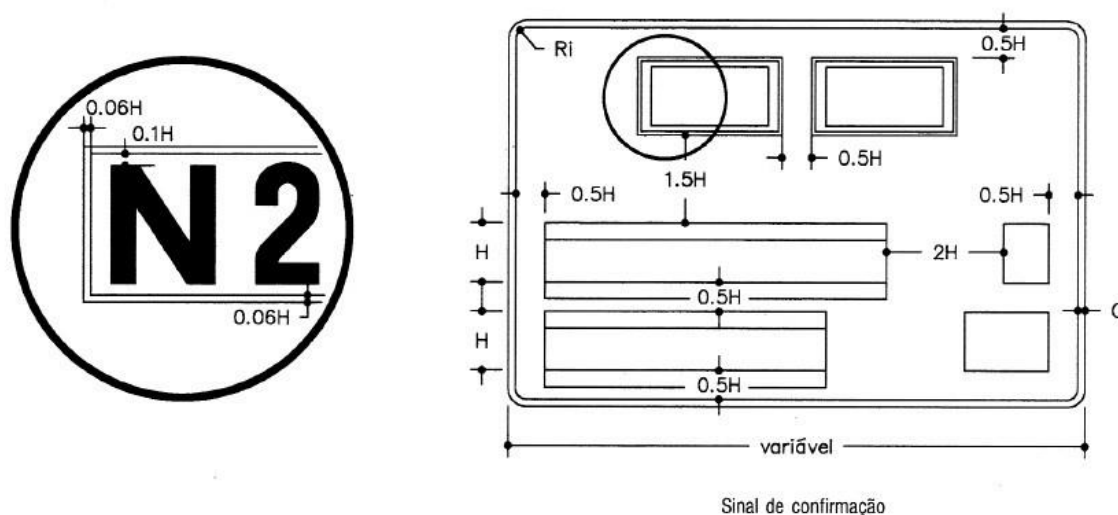


Figura 4.8 – Esquema ilustrativo de placa de sinalização com 3 inscrições

Como simplificação deste caso mais gravoso, considerou-se o pórtico como tendo uma única placa que percorre 16 m do mesmo, com uma distância de 3 m dos pilares (segundo o eixo horizontal) e uma altura de 4,0 m, pois considerou-se a altura de painel referida anteriormente (5,5m) uma medida exagerada dada a largura de 16m da placa única. Este caso será uma boa simulação do que de pior se poderá encontrar, em relação a cargas atuantes (vento) e a dimensões de pórticos.

Para a estrutura porticada, considerou-se uma altura de 7,5 m (5,5m até ao início da placa de sinalização e 2,0 m da placa até à viga estrutural). A medida do vão deste tipo de estrutura varia frequentemente entre os 8 m e os 22 m, sendo que optou-se pelos 22 m de comprimento, ver figura 4.9.

No que diz respeito aos apoios, serão os 2 travados em todas as direções (deslocamentos e rotações).

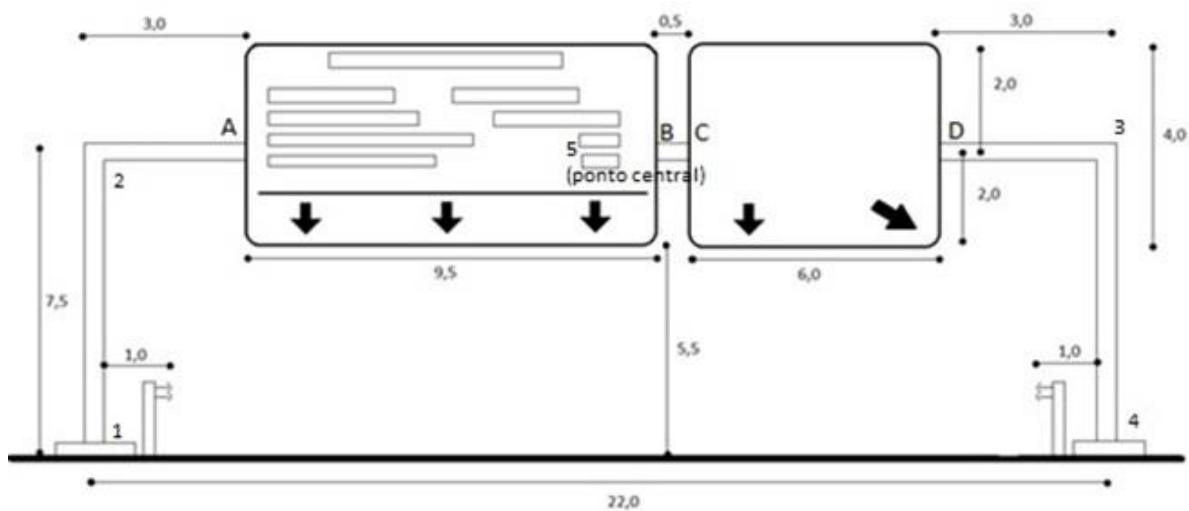


Figura 4.9 – Esboço cotado da estrutura G1

### 4.2.3 Estrutura N2 “semi-pórtico”

A estrutura N2 consiste num semi-pórtico, ou seja, será constituída por 1 pilar e uma viga em consola, com 1 placa de sinalização de 4,0x2,0m afastada a 1,50m do pilar, a estrutura em si tem 6,5m de altura e 5,50m de comprimento de braço, funciona em consola e é encastrada na base, ver figura 4.10.

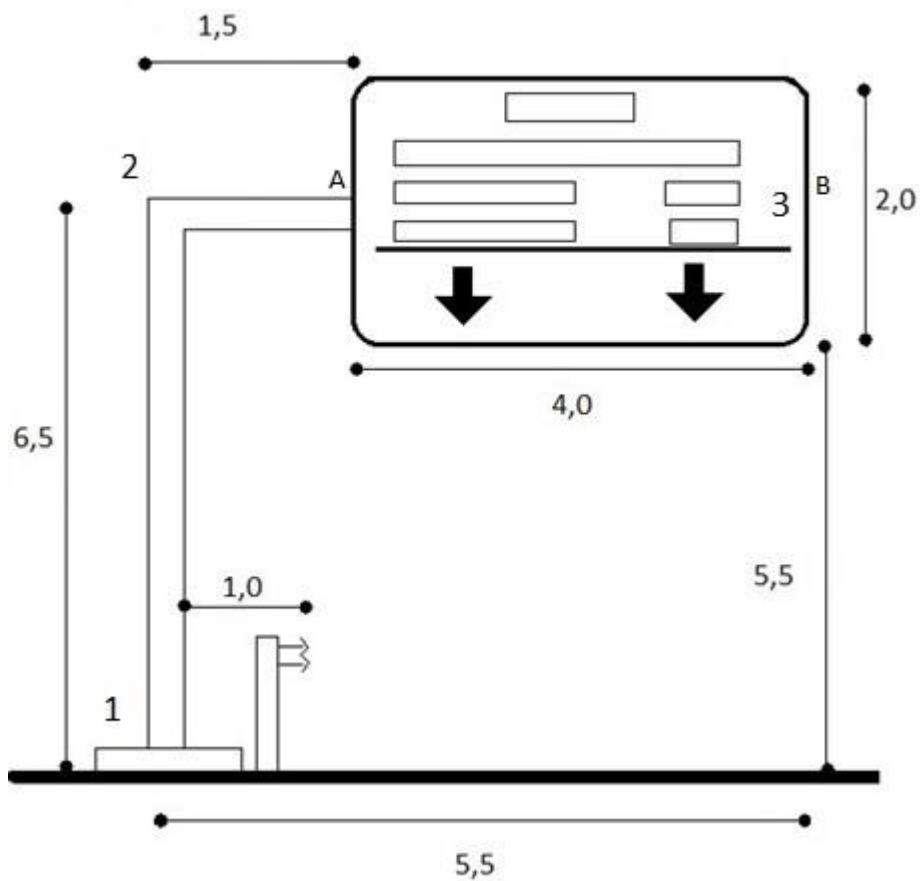


Figura 4.10 – Esboço cotado da estrutura N2

### 4.3 DIMENSIONAMENTO DOS CASOS EM ESTUDO

#### 4.3.1 Estrutura N1

##### 4.3.1.1 Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura.

Admite-se apenas a ação do vento e o peso dos elementos que são suportados pela estrutura, incluindo o seu peso próprio, como medida de simplificação. A partir destas ações determinou-se a secção tubular para iniciar o cálculo, com recurso a uma análise no software de modelação e dimensionamento estrutural, Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Na tabela seguinte apresenta-se os valores do peso próprio dos painéis e respetivos conetores, ver tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N1

Ação	Segmento	Valores característicos Gk (kN/m)
Peso próprio dos painéis e conetores	AB	1.05
	CD	1.05

Nos mesmos segmentos do pórtico teremos as ações originadas pelo vento, descritas na tabela abaixo, ver tabela 4.4

Tabela 4.4 – Ação do vento para pré-dimensionamento N1

Ação	Segmento	Valores característicos Qk (kN/m)
Vento	AB	4.50
	CD	4.50

Ao longo de todo o cálculo estrutural serão demonstrados os exemplos das cargas ou esforços obtidos com recurso a imagens retiradas do software Autodesk Robot. Neste caso representa-se as ações características dos painéis e conectores, a ação característica do vento e também os eixos segundo os quais se vão analisar os esforços, ver figura 4.11.

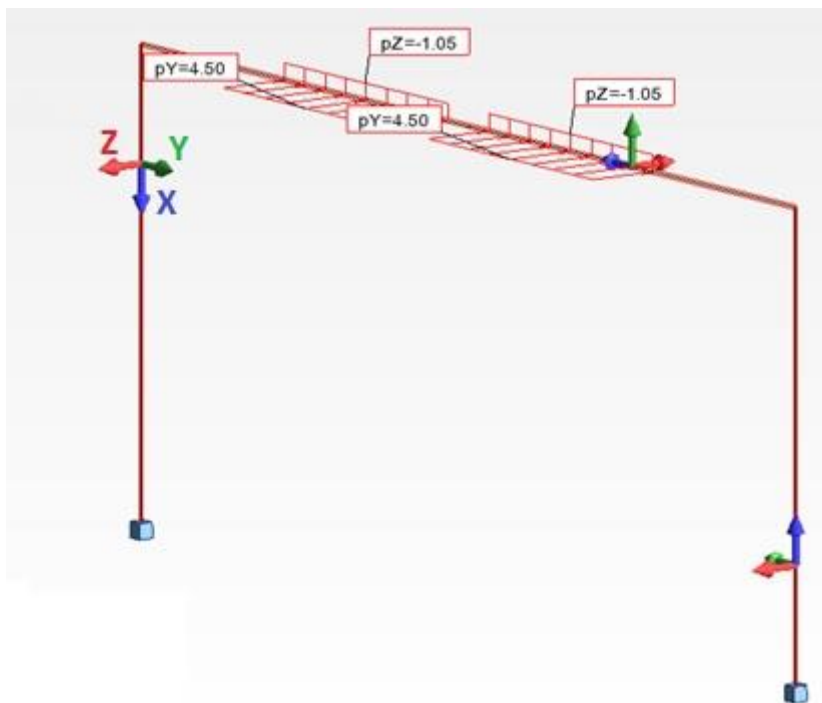


Figura 4.11 – Ações características estrutura N1

Sabendo as ações atuantes, para efeitos de pré-dimensionamento, optou-se por recorrer a um sistema iterativo de forma a obter uma secção que verifique todas as condições de segurança dos estados limites últimos e posteriormente verificar os estados limites de utilização.

Considerou-se uma secção de medidas habituais nos pórticos de autoestrada, um tubular com as dimensões **400 x 200 x 5 (mm)**. Segue a figura 4.12 representativa da orientação assumida para o perfil tubular na estrutura e as tabelas 4.5 e 4.6 com as características geométricas da secção.

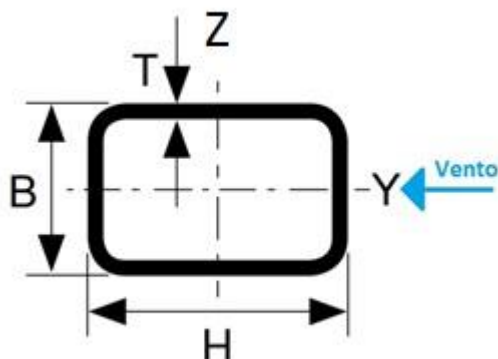


Figura 4.12 – Orientação do perfil tubular

Tabela 4.5 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
400 x 200 x 5 mm	400.00	200.00	5.00	58.70	12745.00	4375.00

Tabela 4.6 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
400 x 200 x 5 mm	770.00	475.00	632.00	770.25	96.28

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{400 - 3 * 5}{5} = 77,0 < 83 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 2.

### 4.3.1.2 Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança da secção no pilar do pórtico, consideraram-se as reações na base da estrutura, que são as seguintes:

Tabela 4.7 – Esforços na base da estrutura N1

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	14.87 (comp.)	5.81	27.00	189.00	13.55	26.70

Sendo T, o momento torsor, ou seja, o momento em torno do eixo dos xx.

Seguem os diagramas de esforços obtidos com recurso ao software, figuras de 4.13 a 4.18.

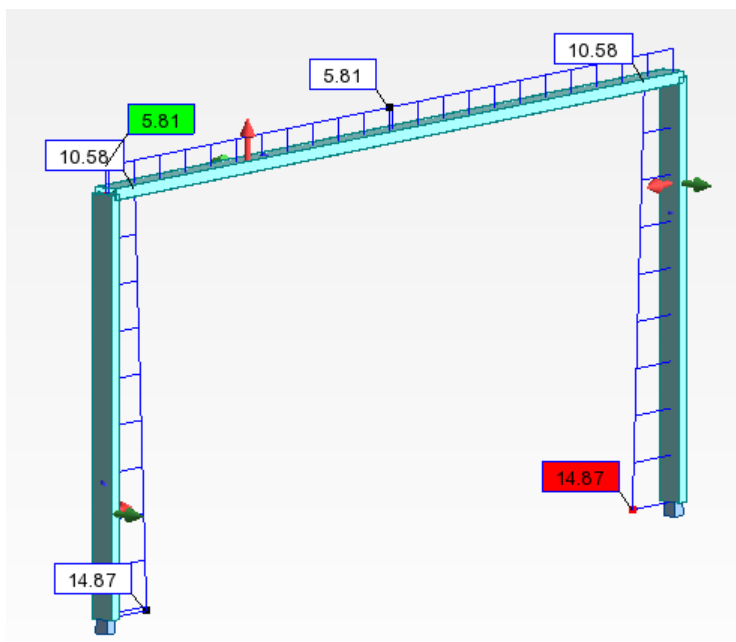


Figura 4.13 – Esforço axial N1 (Ned) secção 400x200x5

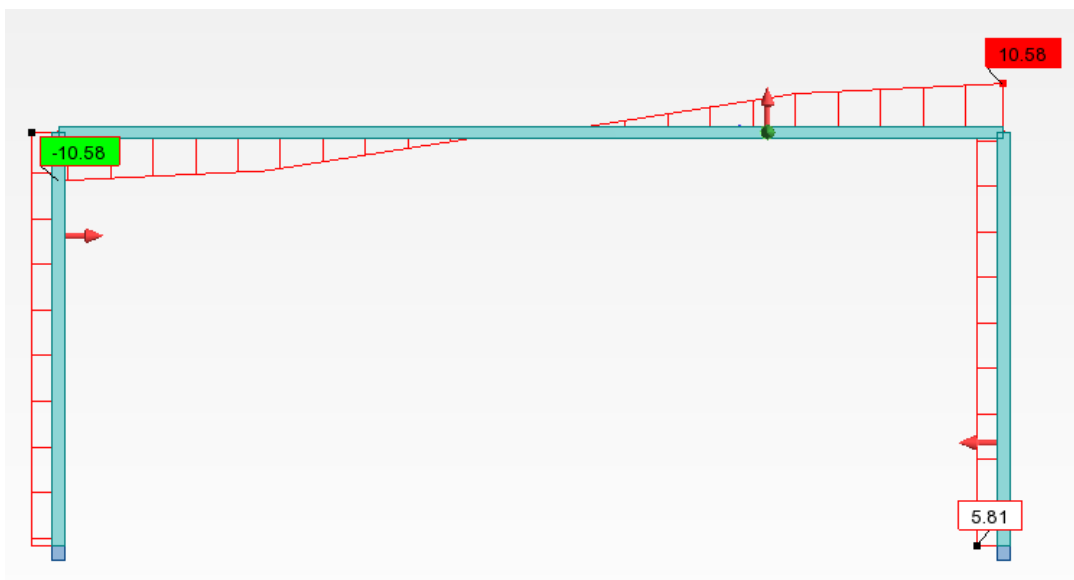


Figura 4.14 – Esforço transversal vertical N1 (Ved y) secção 400x200x5

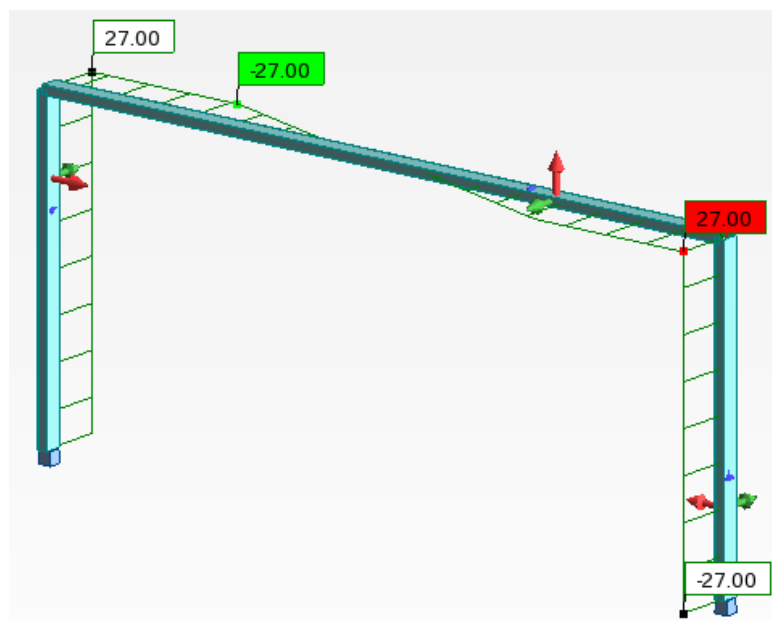


Figura 4.15 – Esforço transversal horizontal N1 (Ved z) secção 400x200x5

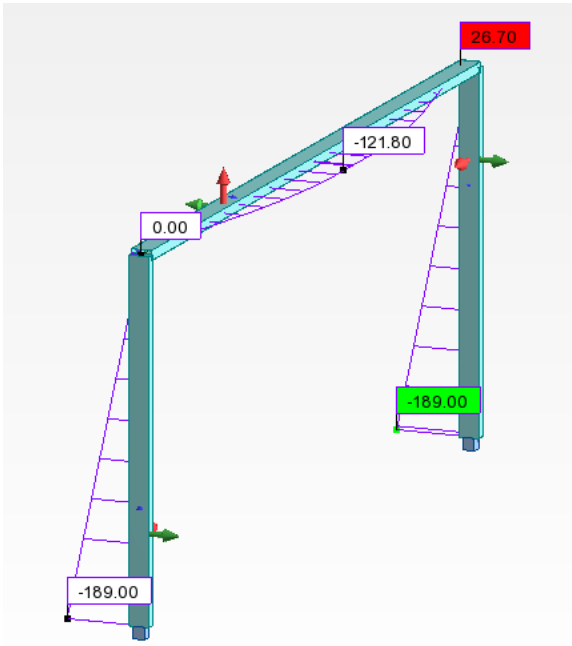


Figura 4.17 – Momento atuante em torno de y N1 (My) secção 400x200x5

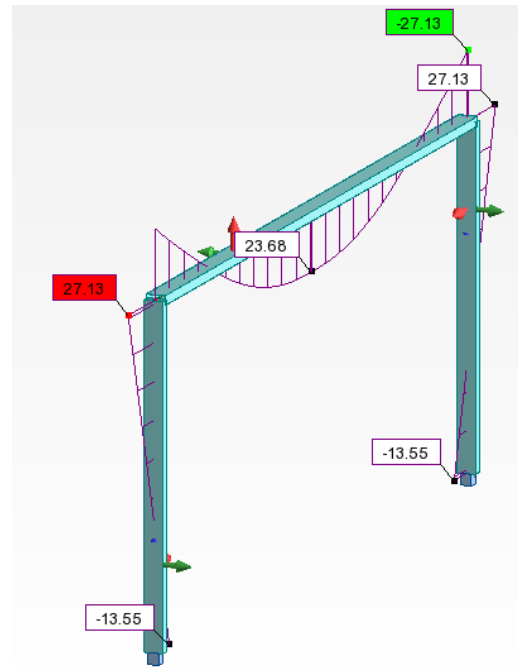


Figura 4.16 – Momento atuante em torno de z N1(Mz) secção 400x200x5

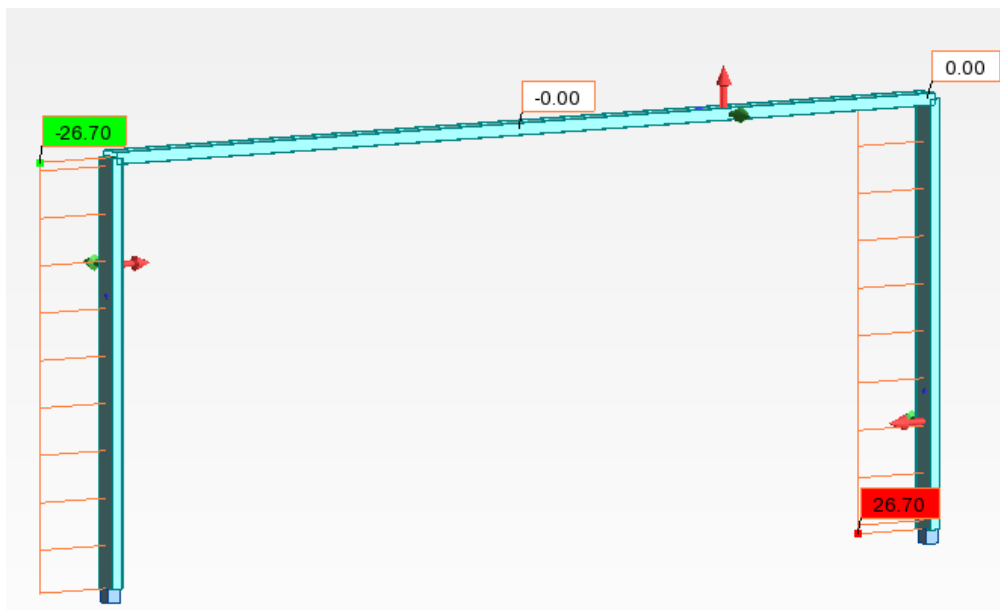


Figura 4.18 – Momento torsor N1 (T) secção 400x200x5

Posto isto avança-se para a verificação da secção à compressão, ver tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Verificação da compressão para o pilar N1

Compressão (kN)	
Tubo 400 x 200 x 5 mm	N pl,Rd
	1614.25
Esforços na secção crítica	N ed
	14.87

Verificação de segurança à encurvadura:

$$l = 2.00 \times 700.00 = 1400.00 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{4375.00}{58.70}} = 8.63 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1400.00}{8.63} = 162.00 < 180.00$$

$$\varphi = \frac{4103.00}{162.00^2} = 0.156$$

$$\sigma_{sd} = \frac{14.87}{58.70 \times 10^{-4} \times 0.156} = 16238.59 \text{ kPa} = 16.24 \text{ MPa} \ll 275.00 \text{ MPa}$$

Sendo que a tensão atuante é bastante inferior à tensão resistente, despreza-se o efeito da encurvadura e a secção tubular do pilar está verificada relativamente à compressão.

Numa primeira tentativa, verificou-se a flexão, desprezando o momento torsor, ver tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Verificação à Flexão para o pilar N1

Momento Fletor/Flexão (kN.m)		
Tubo 400 x 200 x 5 mm	M c,Rd y	M c,Rd z
	211.75	130.65
Esforços na secção crítica	M Ed y	M Ed z
	189.00	13.55

A secção garante os requisitos estipulados no EC3 ao nível da flexão para o momento em torno do eixo Y e Z.

Verificação ao esforço transversal, tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Verificação ao esforço transversal para o pilar N1

Esforço Transverso			
Tubo 400 x 200 x 5 mm	A v (cm <sup>2</sup> )	V pl,Rd (kN)	V ed (kN)
Esforços na secção crítica	19.57	310.66	27.00

Pelo que a secção garante a segurança em relação ao esforço transversal atuante.

No caso em estudo o tipo de flexão atuante será a desviada procedeu-se à verificação da mesma, tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Verificação à flexão desviada do pilar N1

Flexão Desviada							
Tubo 400 x 200 x 5 mm	n	$\alpha$	$\beta$	M N,y,Rd	M Ed y	M N,z,Rd	M Ed z
<b>Esforços na secção crítica</b>	0.0092	1.66	1.66	211.75	189.00	130.63	13.55

Sendo:

$$n = \frac{14.87}{1614.25} = 0.0092$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0092^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{189.00}{211.75}\right)^{1.66} + \left(\frac{13.55}{130.63}\right)^{1.66} = 0.85 \leq 1$$

Conclui-se que a secção verifica as condições de segurança para a flexão desviada.

Por último passou-se à verificação da torção, tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Verificação à torção do pilar N1

Torção							
Tubo 400 x 200 x 5 mm	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\tau_{v,Ed}$ (MPa)	$\tau_{t,Ed}$ (MPa)	$\tau_{Ed}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	V pl,T,Rd (kN)	V Ed (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	299.05	4.08	34.66	38.74	1.24	-	27.00

Sendo:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{189.00}{632.00 \times 10^{-3}} = 299.05$$

$$\tau_{v,Ed} = \frac{27.00 \times 96.28 \times 10^{-6}}{12745.00 \times 10^{-8} \times 5 \times 10^{-3}} = 4079.34 \text{ kPa} = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{26.70}{2 \times 770.25 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-3}} = 34664.07 \text{ kPa} = 34.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 4.08 + 34.66 = 38.74 \text{ MPa}$$

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{299.05}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{38.74}{275/1.0}\right)^2 = 1.24 > 1,0$$

Logo, esta secção não verifica a segurança à torção no pilar da estrutura porticada.

Em função da não verificação à torção da secção anterior, surge a necessidade de alterar a dimensão da secção, passando então para a secção imediatamente a seguir, **400 x 200 x 6mm**, que tem a mesma orientação que a secção anterior e tem como características geométricas as representadas nas tabelas 4.13 e 4.14.

Tabela 4.13 - Características geométricas da secção 400x200x6 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
400 x 200 x 6 mm	400.00	200.00	6.00	69.45	14720.00	5073.00

Tabela 4.14 - Características geométricas da secção 400x200x6 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	Am (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
400 x 200 x 6 mm	960.00	594.00	785.00	764.36	114.65

De modo a verificar a classe da secção teremos:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{400 - 3 * 5}{5} = 63.67 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

Tendo a atual secção uma espessura maior do que a anterior, logicamente irá verificar tudo o que a anterior secção verificou em relação aos estados limites últimos, ainda assim segue um quadro resumo de todas as verificações para a nova secção, ver tabela 4.15, acompanhado dos diagramas de esforços obtidos, ver figuras 4.19 a 4.24 .

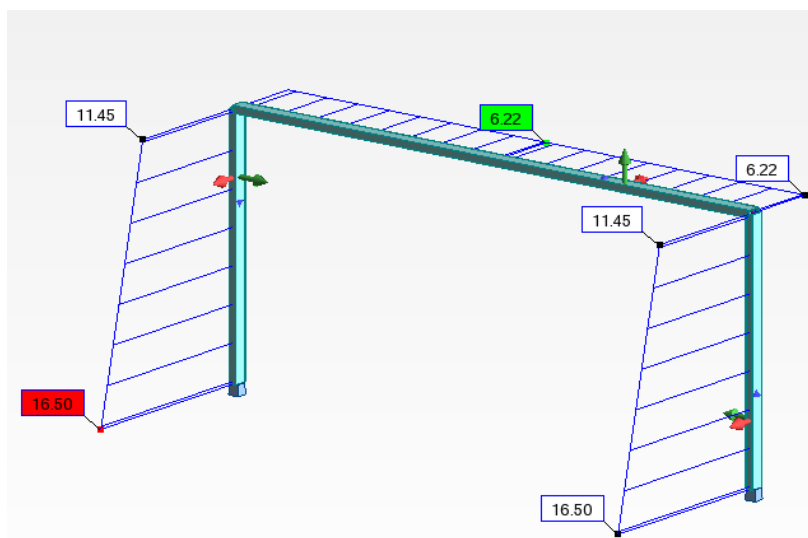


Figura 4.19 – Esforço axial N1 secção 400x200x6

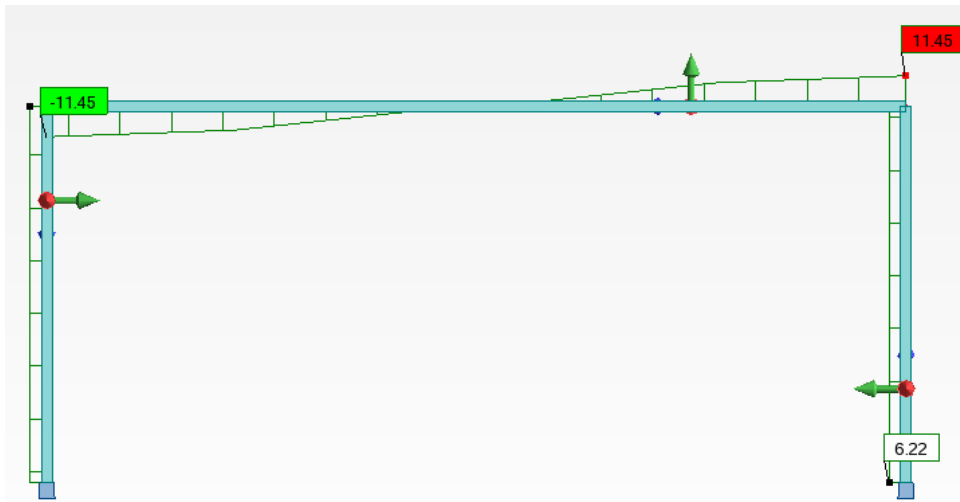


Figura 4.20 – Esforço transverso vertical N1 secção 400x200x6

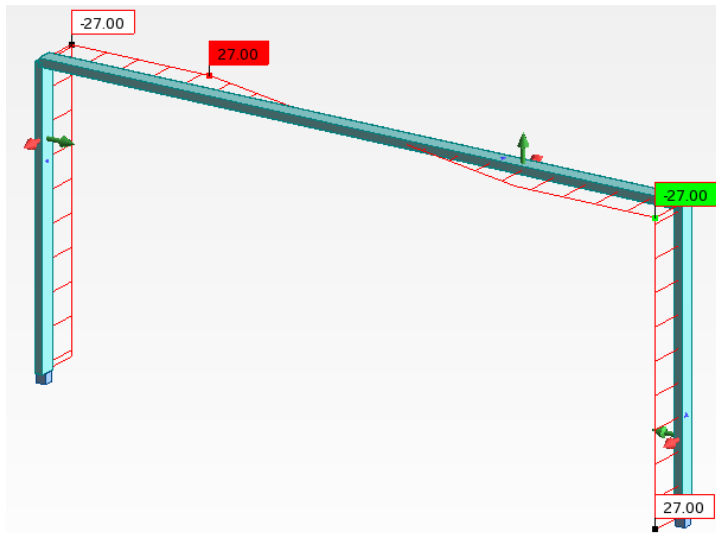


Figura 4.21 – Esforço transverso horizontal N1 secção 400x200x6

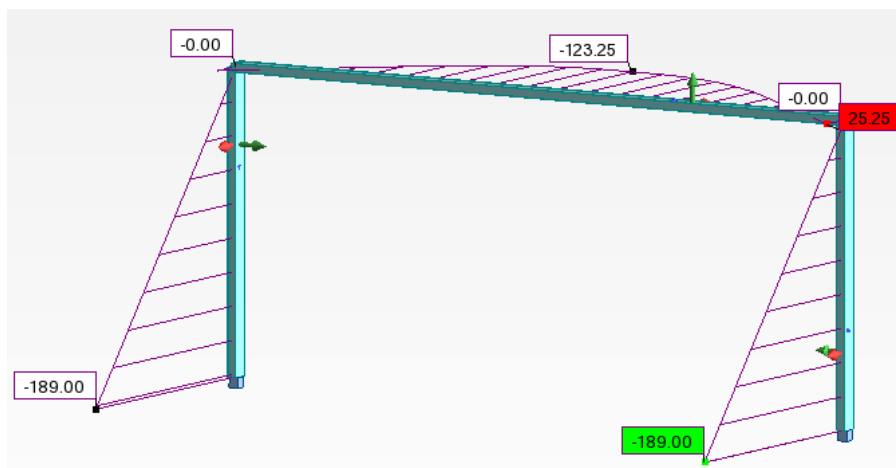


Figura 4.22 – Momento atuante em torno de y N1 secção 400x200x6

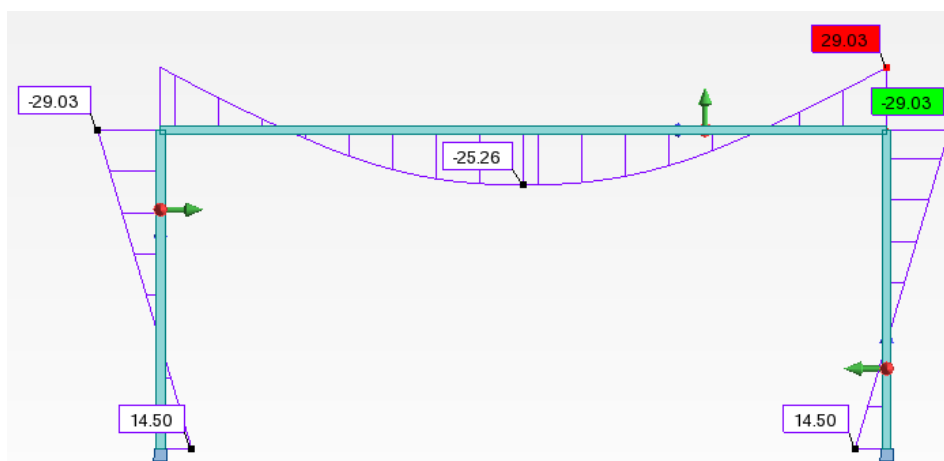


Figura 4.23 – Momento atuante em torno de z N1 secção 400x200x6

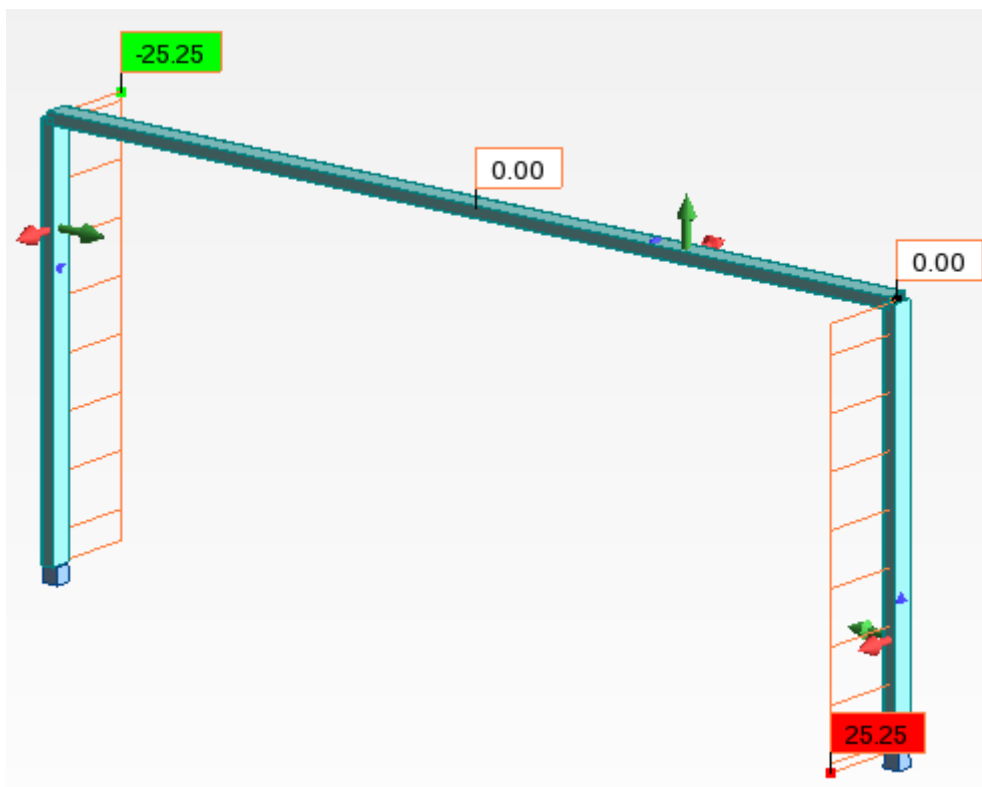


Figura 4.24 – Momento torsor N1 seção 400x200x6

Tabela 4.15 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova seção da estrutura N1

Tubo 400x200x6 mm	Compressão	Momento Flector		Esforço Transverso	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	1909.88	264.00	163.35	367.56	264.00	163.35
Esforços na seção crítica	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	16.50	189.00	14.50	27.00	189.00	14.50

Verificação à flexão desviada:

$$n = \frac{16.50}{1909.88} = 0.0086$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0086^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{189.00}{264.00}\right)^{1.66} + \left(\frac{14.50}{163.35}\right)^{1.66} = 0.59 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada.

Efetuuou-se novamente a verificação da torção, tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Verificação à torção do pilar da nova secção da estrutura N1

Torção							
Tubo 400 x 200 x 6 mm	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\tau_{v,Ed}$ (MPa)	$\tau_{t,Ed}$ (MPa)	$\tau_{Ed}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	V <sub>pl,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	240.76	3.51	27.53	31.04	0.81	303.83	27

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{240.76}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{31.04}{275/1.0}\right)^2 = 0.81 > 1,0$$

Pode-se concluir que a secção verifica o critério de von Mises, verificando a segurança à torção.

O último critério da combinação do esforço transversal e momento torsor,  $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} = \frac{27.00}{303.83} =$

$0.09 \leq 1.0$  também verifica, podemos então afirmar que está verificada a resistência da secção do pilar em relação aos estados limites últimos.

### 4.3.1.3 Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança na secção da viga do pórtico, verificaram-se dois pontos distintos, um ponto ao centro e outro na extremidade da viga, para o **ponto central** os esforços são os seguintes, ver tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Esforços ao centro da viga N1

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	6.22	-	-	123.25	25.26	-

Avançou-se para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, tendo em consideração que não se necessita de verificar a secção ao esforço transverso nem à torção, pois o diagrama de esforços transversos e momento torsor é nulo ao centro da viga, tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga N1

Tubo 400x200x6 mm	Esforço axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)	Flexão Desviada (kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	1909.88	264.00	163.35	367.56	264.00	163.35
Esforços nas secções críticas	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	6.22	123.25	25.26	-	123.25	25.26

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = 0.33 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança para a meio vão da viga.

Para o ponto que é a **extremidade da viga**, os esforços são os seguintes, ver tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Esforços na extremidade da viga N1

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	6.22	11.45	27.00	25.25	29.03	-

Avançou-se para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, tendo em consideração que não se necessita de verificar a secção à torção, pois o diagrama de momentos torsores é nulo na extremidade da viga, tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a extremidade da viga N1

Tubo 400x200x6 mm	Esforço axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)	Flexão Desviada (kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	1909.88	264.00	163.35	367.56	264.00	163.35
Esforços nas secções críticas	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	6.22	25.25	29.03	27.00	25.25	29.03

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = 0.08 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança para a viga.

Analisando os valores anteriores, pode-se constatar que uma secção relativamente mais pequena verificaria todos os parâmetros de segurança para a viga desta estrutura porticada N1, mas, por uma questão de aproveitamento de material e facilidade de execução em oficina do pórtico, o que naturalmente reduz os custos de execução desta estrutura, optou-se por manter a mesma secção tanto para os pilares como para a viga. Assim pode-se confirmar que a viga da estrutura porticada N1 será realizada em perfil tubular de secção **400 x 200 x 6 mm**.

Por último verificou-se a segurança quanto aos **estados limites de utilização**.

As flechas máximas que a estrutura tem de respeitar são as seguintes, ver tabela 4.21.

Tabela 4.21 – valores limite da flecha para a estrutura N1

Flecha máxima	Valor a respeitar (m)
Horizontal	0.14
Vertical	0.08

Recorrendo ao software Autodesk Robot, introduziu-se a secção tubular **400 x 200 x 6 (mm)**, o que para as ações características (Gk e Qk) resultou nas deformações abaixo representadas, ver figura 4.25 e 4.26.

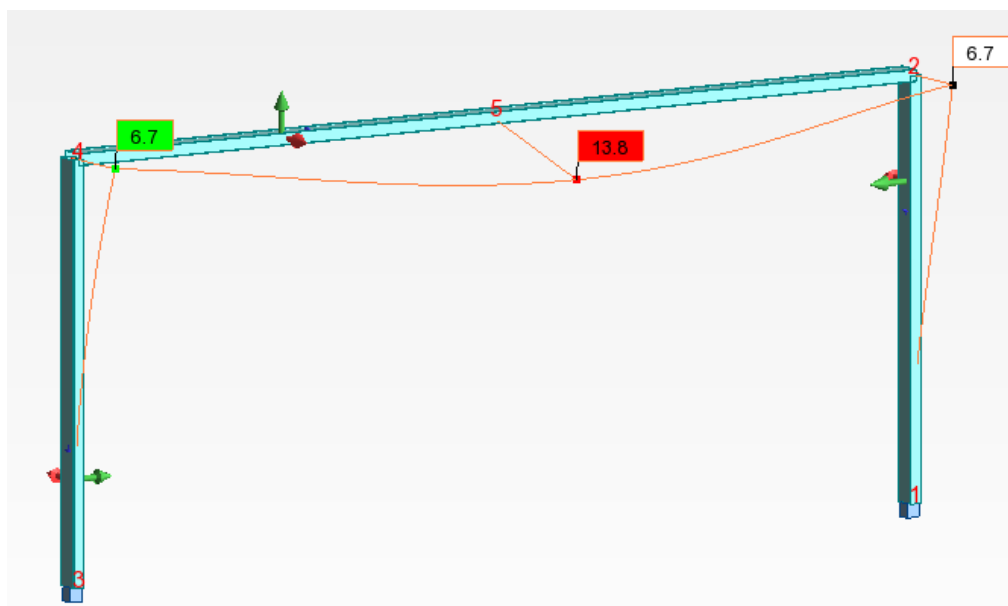


Figura 4.25 – Deformações N1 secção 400x200x6

Nó/Caso	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 5 (C)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2/ 5 (C)	0,0	6,7	-0,0	-0,014	0,004	0,012
3/ 5 (C)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4/ 5 (C)	-0,0	6,7	-0,0	-0,014	-0,004	-0,012
5/ 5 (C)	-0,0	13,3	-3,5	-0,014	0,000	0,000

Figura 4.26 – Deformação vertical ao centro da viga N1 secção 400x200x6

Com uma deformação horizontal no topo do pilar de 6,7 cm e ao centro da viga de 13,8 cm e uma deformação vertical ao centro da viga de 3,5 cm, verifica-se a segurança da secção aos estamos limites de utilização, podemos concluir que estão verificados todos os critérios de segurança, e **a solução adotada para a estrutura N1 será o perfil tubular 400 x 200 x 6 mm.**

### 4.3.2 Estrutura G1

#### 4.3.2.1 Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura

Novamente para simplificar o cálculo, admite-se apenas a ação do vento e o peso dos elementos, incluindo o peso próprio dos perfis tubulares em causa, como as cargas a serem suportadas pela estrutura. O processo de dimensionamento da secção da estrutura G1 segue a mesma linha do processo da estrutura N1.

Na tabela seguinte apresenta-se os valores do peso próprio dos painéis e respetivos conetores, ver tabela 4.22.

Tabela 4.22 – Pesos próprios para pré-dimensionamento G1

Ação	Segmento	Valores característicos Gk
<b>Peso próprio dos painéis e conetores (KN/m)</b>	AB	1.40

As ações do vento são descritas na tabela 4.23 e representa-se as ações características na figura 4.20 assim como os eixos segundo os quais se vão analisar os esforços atuantes.

Tabela 4.23 – Ação do vento para pré-dimensionamento G1

Ação	Segmento	Valores característicos Qk
<b>Vento (KN/m)</b>	AB	6.00

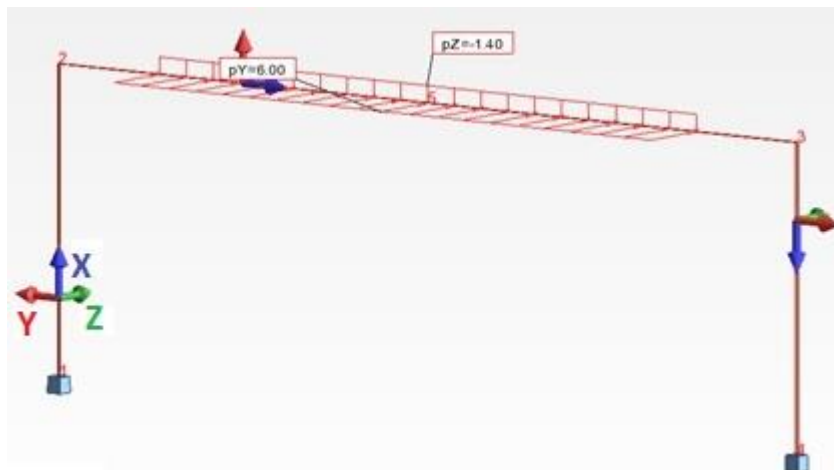


Figura 4.27 – Ações características estrutura G1

Seguiu-se então para a verificação da segurança com uma secção escolhida dentro das medidas usuais, um tubular com as seguintes dimensões, **450 x 250 x 6 (mm)**, segue a tabela 4.24 e 4.25 com as características geométricas da mesma, sendo que assume-se a mesma orientação do tubular utilizada no ponto 4.3.1, ver figura 4.12.

Tabela 4.24 – Características geométricas da secção 450x250x6 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
450 x 250 x 6 mm	450.00	250.00	6.00	82.56	23188.87	9387.11

Tabela 4.25 – Características geométricas da secção 450x250x6 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
450 x 250 x 6 mm	1292.00	863.00	1070.00	1083.36	162.50

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{450 - 3 * 6}{6} = 72,0 < 83 * \epsilon$$

Logo a secção é da classe 2.

#### 4.3.2.2 Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança da secção no pilar do pórtico, consideraram-se as reacções na base da estrutura, ver tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Esforços na base da estrutura G1

Esforços	Ned (kN) (comp.)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	31.00	24.56	72.00	540.00	43.92	117.18

Sendo T, o momento torsor, ou seja, o momento em torno do eixo dos xx.

Seguem os diagramas dos esforços utilizados para a verificação da segurança da secção em fase de pré-dimensionamento, ver figuras 4.21 a 4.22.

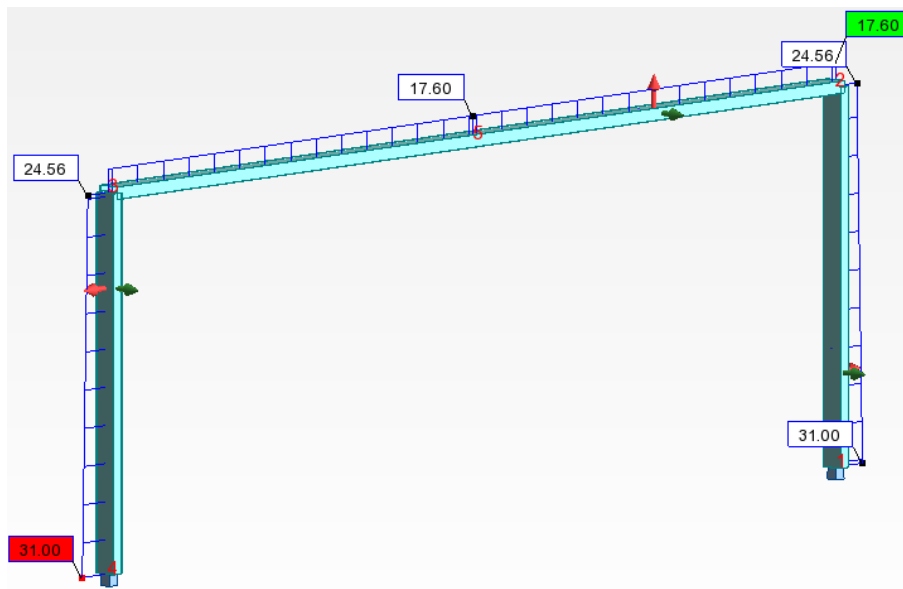


Figura 4.28 – Esforço axial G1 secção 450x250x6

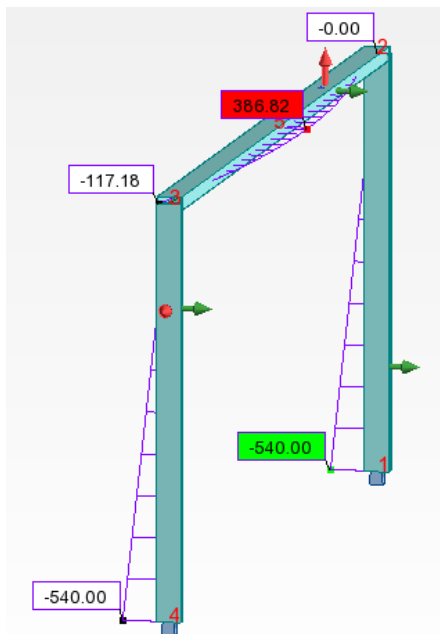


Figura 4.30 – Momento atuante em torno de y G1 secção 450x250x6

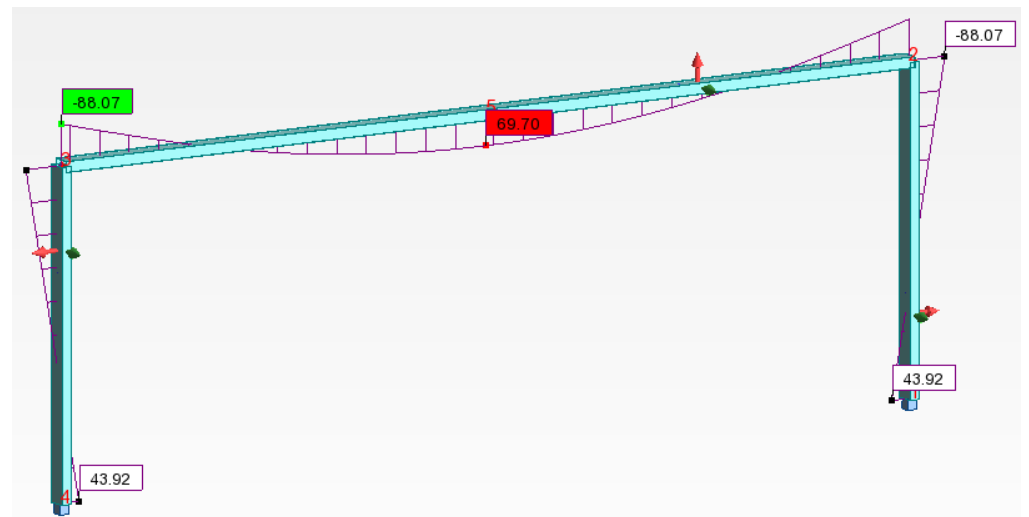


Figura 4.29 – Momento atuante em torno de z G1 secção 450x250x6

Verificação da secção à compressão, ver tabela 4.27.

Tabela 4.27 – Verificação da compressão para o pilar G1

Tubo 450 x 250 x 6 mm	Compressão (kN)
	N pl,Rd
	2270.40
Esforços na secção crítica	N ed
	31.00

Verificação de segurança à encurvadura:

$$l = 2.00 \times 750.00 = 1500.00 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{9387.11}{82.56}} = 10.66 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1500.00}{10.66} = 140.71 < 180.00$$

$$\varphi = \frac{4103.00}{140.71^2} = 0.207$$

$$\sigma_{sd} = \frac{31.00}{82.56 \times 10^{-4} \times 0.207} = 18139.35 \text{ kPa} = 18.14 \text{ MPa} \ll 275.00 \text{ MPa}$$

Sendo que a tensão atuante é bastante inferior à tensão resistente, despreza-se o efeito da encurvadura e a secção tubular do pilar está verificada relativamente à compressão.

Verificação à flexão numa primeira análise, desprezando o momento torsor, tabela 4.28.

Tabela 4.28 – Verificação à Flexão para o pilar G1

Tubo 450 x 250 x 6 mm	Momento Fletor/Flexão (kN.m)	
	M c,Rd y	M c,Rd z
	355.30	237.325
Esforços na secção crítica	M Ed y	M Ed z
	540.00	43.92

A secção não verifica as condições de segurança estipuladas no EC3 ao nível da flexão.

Posto isto, aumenta-se a secção tubular para **500 x 300 x 6 mm** perfil com a mesma orientação assumida anteriormente, ver figura 4.12 do ponto 4.3.1.

As características geométricas da secção são as seguintes, ver tabela 4.29 e 4.30.

Tabela 4.29 – Características geométricas da secção 500x300x6mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
500 x 300 x 6 mm	500.00	300.00	6.00	94.56	33585.75	15355.99

Tabela 4.30 – Características geométricas da secção 500x300x6 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
500 x 300 x 6 mm	1671.00	1179.00	1397.00	1452.36	217.85

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{500 - 3 * 6}{6} = 80.33 < 124 * \epsilon$$

Logo a secção é da classe 3.

Seguem os diagramas de esforços necessários para os cálculos efetuados para a secção 500x300x6mm em fase de pré-dimensionamento, ver figuras 4.31 a 4.33.

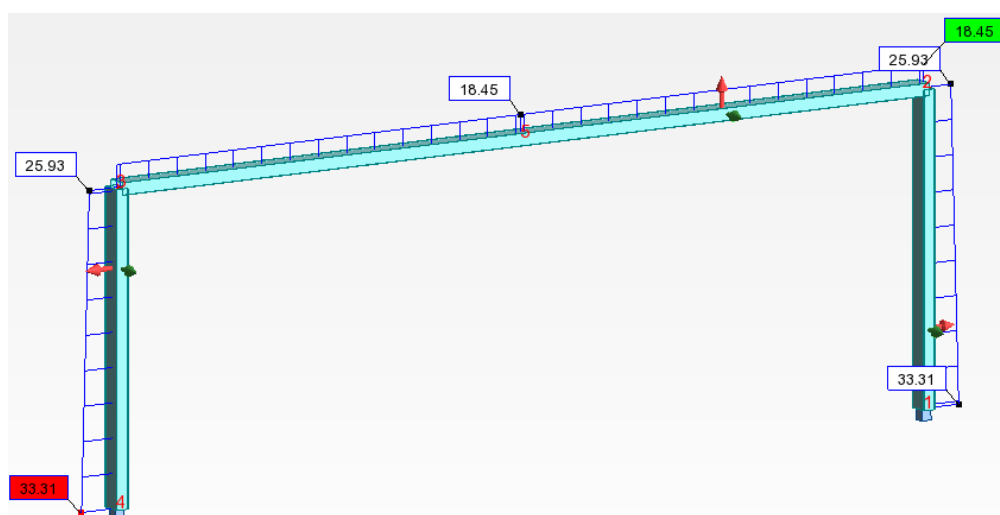


Figura 4.31 – Esforço axial G1 secção 500x300x6

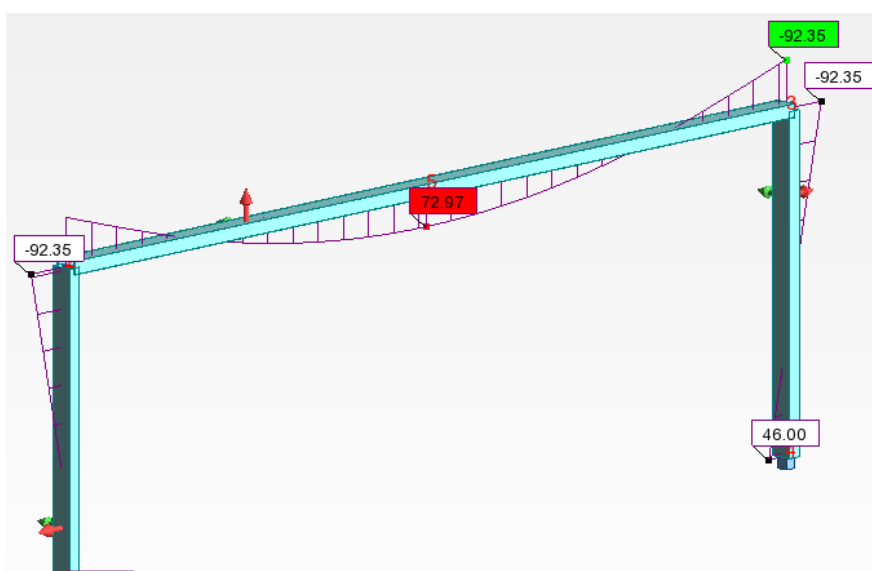


Figura 4.32 – Momento atuante em torno de z G1 secção 500x300x6

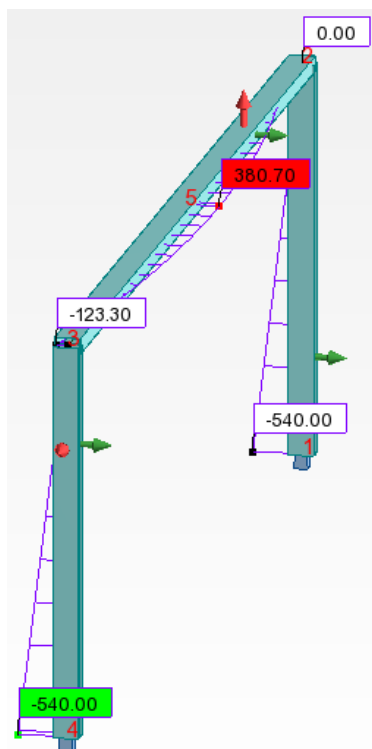


Figura 4.33 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x6

Efetua-se agora a verificação da secção à compressão, ver tabela 4.31.

Tabela 4.31 – Verificação da tração para o pilar G1

Compressão (kN)	
Tubo 500 x 300 x 6 mm	N pl,Rd
	2600.40
Esforços na secção crítica	N ed
	33.31

A secção tubular do pilar está verificada relativamente à compressão.

Verificação à flexão numa primeira análise, desprezando o momento torsor, ver tabela 4.32.

Tabela 4.32 – Verificação à Flexão para o pilar G1

Tubo 500 x 300 x 6 mm	Momento Fletor/Flexão (kN.m)	
	M <sub>c,Rd y</sub>	M <sub>c,Rd z</sub>
	459.525	324.225
Esforços na secção crítica	M <sub>Ed y</sub>	M <sub>Ed z</sub>
	540.00	46.00

A secção não verifica as condições de segurança estipulados no EC3 ao nível da flexão.

Não sendo segura a secção assumida anteriormente, optou-se pela secção **500 x 300 x 8 mm**, o perfil tem a orientação representada na figura 4.12 do ponto 4.3.1.

As características geométricas da secção são as seguintes, ver tabela 4.33 e 4.34.

Tabela 4.33 – Características geométricas da secção 500x300x8

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
500 x 300 x 8 mm	500.00	300.00	8.00	125.56	44167.56	20111.24

Tabela 4.34 – Características geométricas da secção 500x300x8 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
500 x 300 x 8 mm	2100.00	1480.00	1749.00	1436.64	287.33

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{500 - 3 * 8}{8} = 59.50 < 72 * \epsilon$$

Logo a secção é da classe 1.

Seguem os diagramas de esforços obtidos em fase de pré-dimensionamento, ver figuras 4.34 a 4.39.

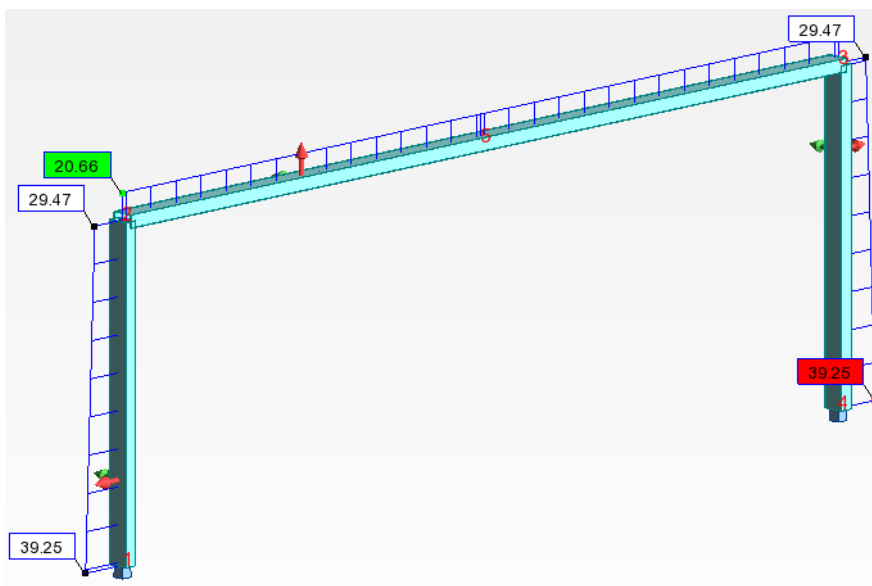


Figura 4.34 – Esforço axial G1 secção 500x300x8

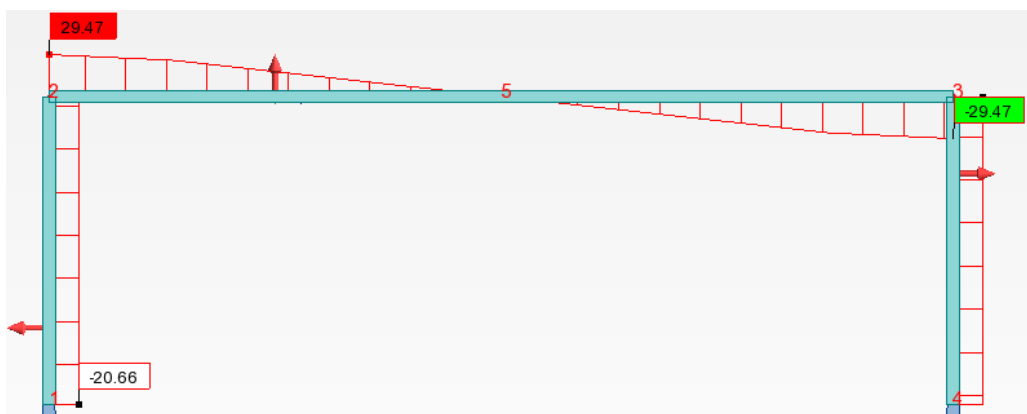


Figura 4.35 – Esforço transversal vertical G1 secção 500x300x8

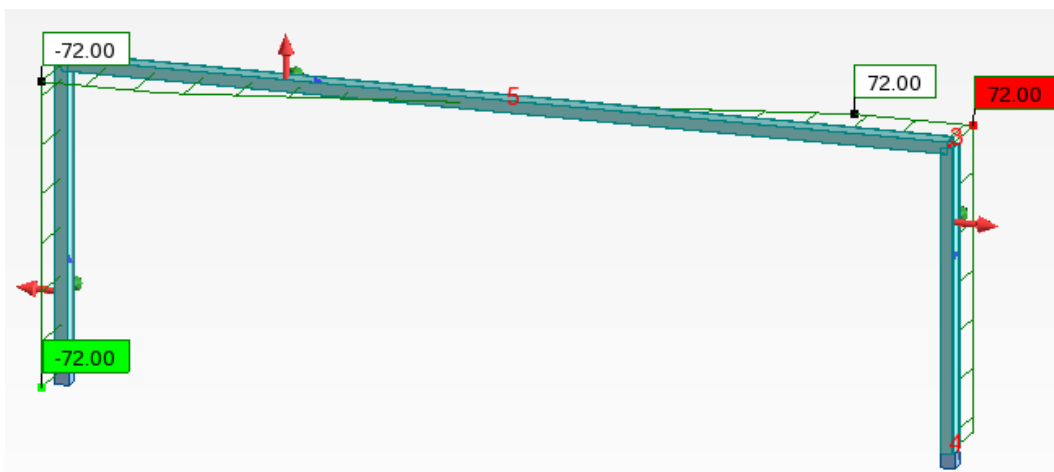


Figura 4.36 – Esforço transversal horizontal G1 secção 500x300x8

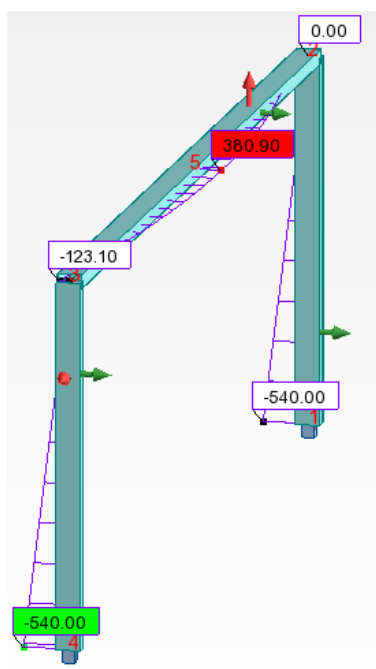


Figura 4.38 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x8

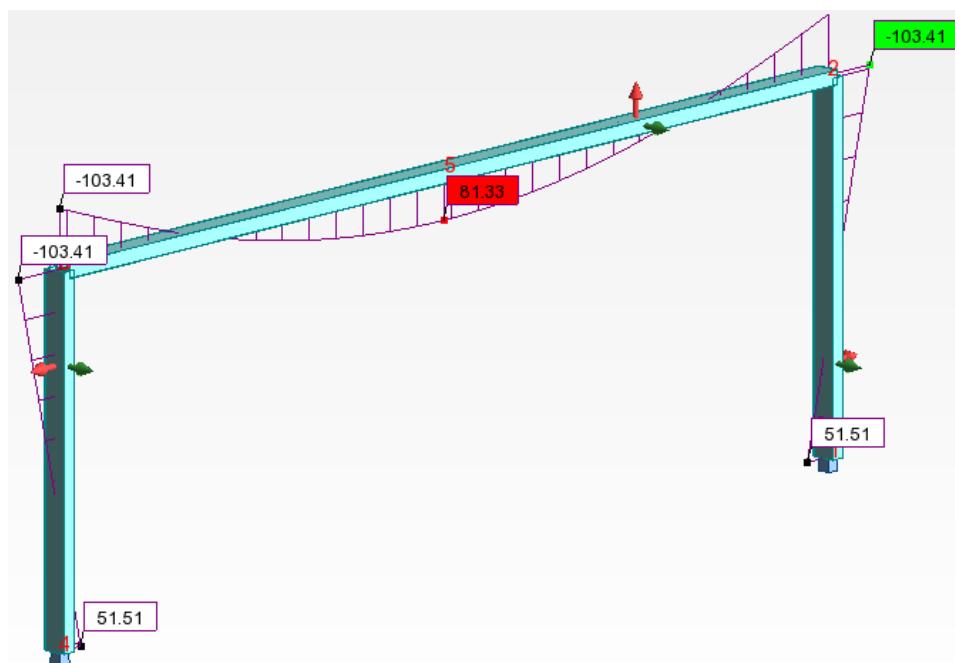


Figura 4.37 – Momento atuante em torno de z G1 secção 500x300x8

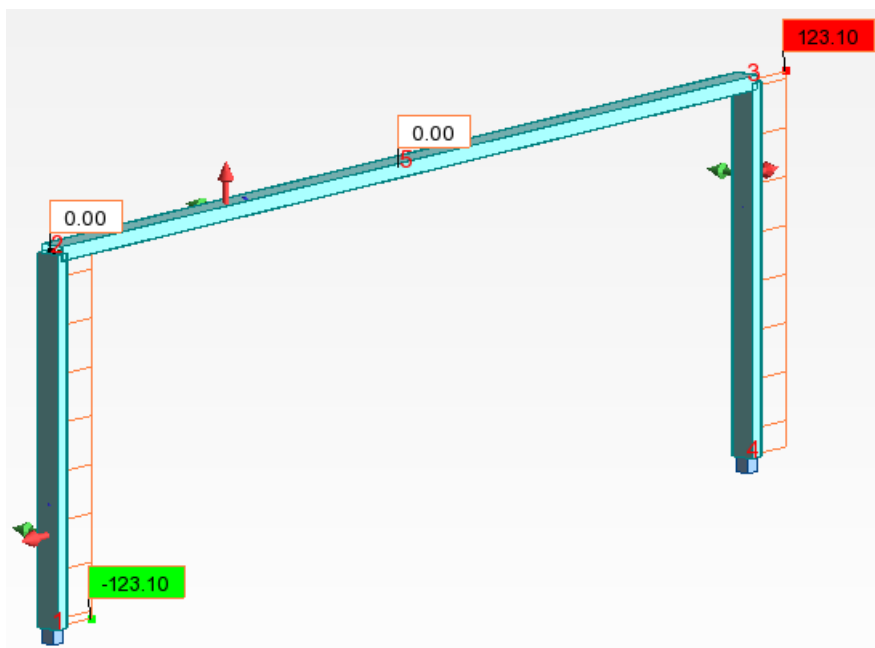


Figura 4.39 – Momento torsor G1 secção 500x300x8

Efetua-se agora a verificação da secção à compressão, ver tabela 4.35.

Tabela 4.35 – Verificação da tração para o pilar G1

Compressão (kN)	
Tubo 500 x 300 x 8 mm	N pl,Rd
	3449.60
Esforços na secção crítica	N ed
	39.25

A secção tubular do pilar está verificada relativamente à compressão.

Verificação à flexão desprezando inicialmente o momento torsor, ver tabela 4.36.

Tabela 4.36 – Verificação à Flexão para o pilar G1

Momento Fletor/Flexão (kN.m)		
Tubo 500 x 300 x 8 mm	M c,Rd y	M c,Rd z
	577.50	407.00
Esforços na secção crítica	M Ed y	M Ed z
	540.00	51.51

A secção verifica as condições de segurança estipulados no EC3 ao nível da flexão numa primeira análise.

Verificação ao esforço transverso, tabela 4.37.

Tabela 4.37 – Verificação ao esforço transverso para o pilar G1

Esforço Transverso			
Tubo 500 x 300 x 8 mm	A v (cm <sup>2</sup> )	V pl,Rd (kN)	V ed (kN)
Esforços na secção crítica	47.04	746.86	72.00

A secção garante a segurança em relação ao esforço transverso atuante.

O tipo de flexão atuante será a desviada, procedeu-se à verificação da mesma, ver tabela 4.38.

Tabela 4.38 – Verificação à flexão desviada do pilar G1

Flexão Desviada							
Tubo 500 x 300 x 8 mm	n	$\alpha$	$\beta$	M N,y,Rd	M Ed y	M N,z,Rd	M Ed z
<b>Esforços na secção crítica</b>	0.0114	1.66	1.66	577.50	540.00	407.00	51.51

$$n = \frac{39.25}{3449.60} = 0.0114$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0114^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{540.00}{577.50}\right)^{1.66} + \left(\frac{51.51}{407.00}\right)^{1.66} = 0.93 \leq 1$$

Conclui-se que a secção verifica as condições de segurança para a flexão desviada.

Verificação à torção, tabela 4.39.

Tabela 4.39 – Verificação à torção do pilar G1

Torção							
Tubo 500 x 300 x 8 mm	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\tau_{v,Ed}$ (MPa)	$\tau_{t,Ed}$ (MPa)	$\tau_{Ed}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	V pl,T,Rd (kN)	V Ed (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	308.75	5.85	53.55	59.41	1.40	-	72.00

Sendo:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{540}{1749.00 \times 10^{-3}} = 308.75$$

$$\tau_{v,Ed} = \frac{72.00 \times 287.33 \times 10^{-6}}{44167.56 \times 10^{-8} \times 8 \times 10^{-3}} = 5854.91 \text{ kPa} = 5.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{123.10}{2 \times 1436.64 \times 10^{-4} \times 8 \times 10^{-3}} = 53553.78 \text{ kPa} = 53.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 5.85 + 53.55 = 59.41 \text{ MPa}$$

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{308.75}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{59.41}{275/1.0}\right)^2 = 1.40 > 1,0$$

Como se pode comprovar, esta secção não verifica a segurança à torção no pilar da estrutura.

Tendo em conta a não verificação anterior, alterou-se a dimensão para a secção com a espessura seguinte, **500 x 300 x 10mm**, que tem como características geométricas as representadas nas tabelas 4.40 e 4.41, o perfil será orientado de acordo com a figura 4.12.

Tabela 4.40 - Características geométricas da secção 500x300x10 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
500 x 300 x 10 mm	500.00	300.00	10.00	156.00	54452.00	24692.24

Tabela 4.41 - Características geométricas da secção 500x300x10 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
500 x 300 x 10 mm	2595.00	1826.00	2150.00	1421.00	355.25

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{500 - 3 * 10}{10} = 47 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

Seguem os diagramas de esforços obtidos, ver figuras 4.40 a 4.45.

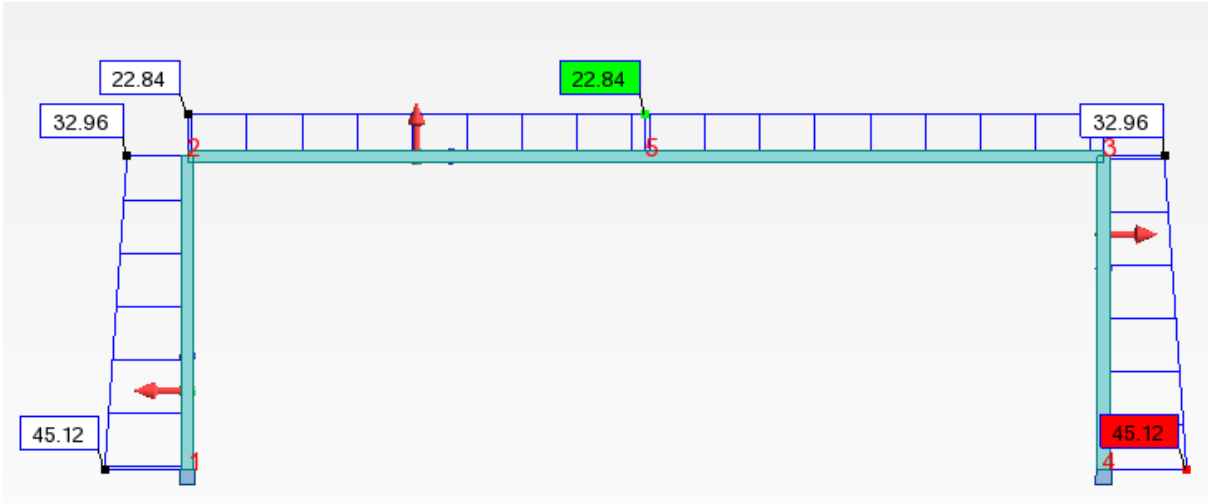


Figura 4.40 – Esforço axial G1 secção 500x300x10

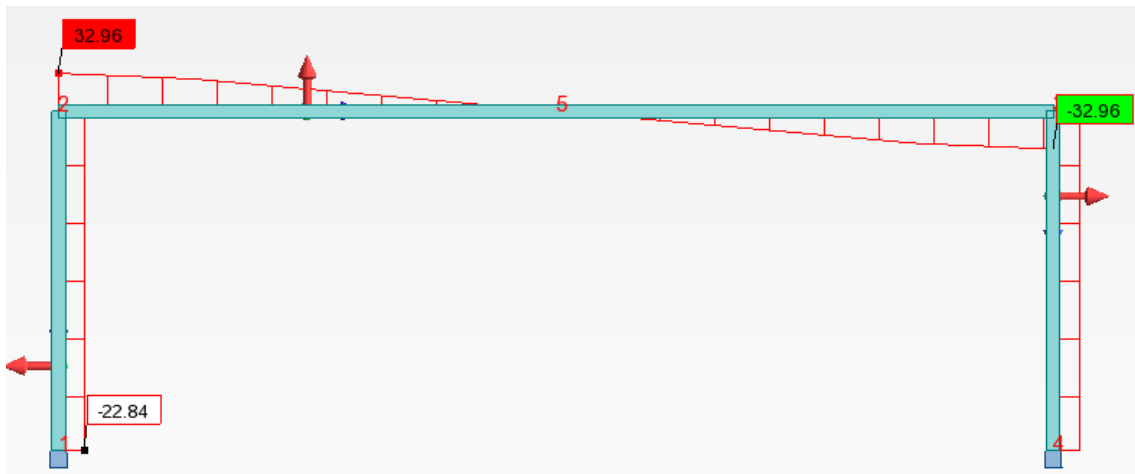


Figura 4.41 – Esforço transversal vertical G1 secção 500x300x10

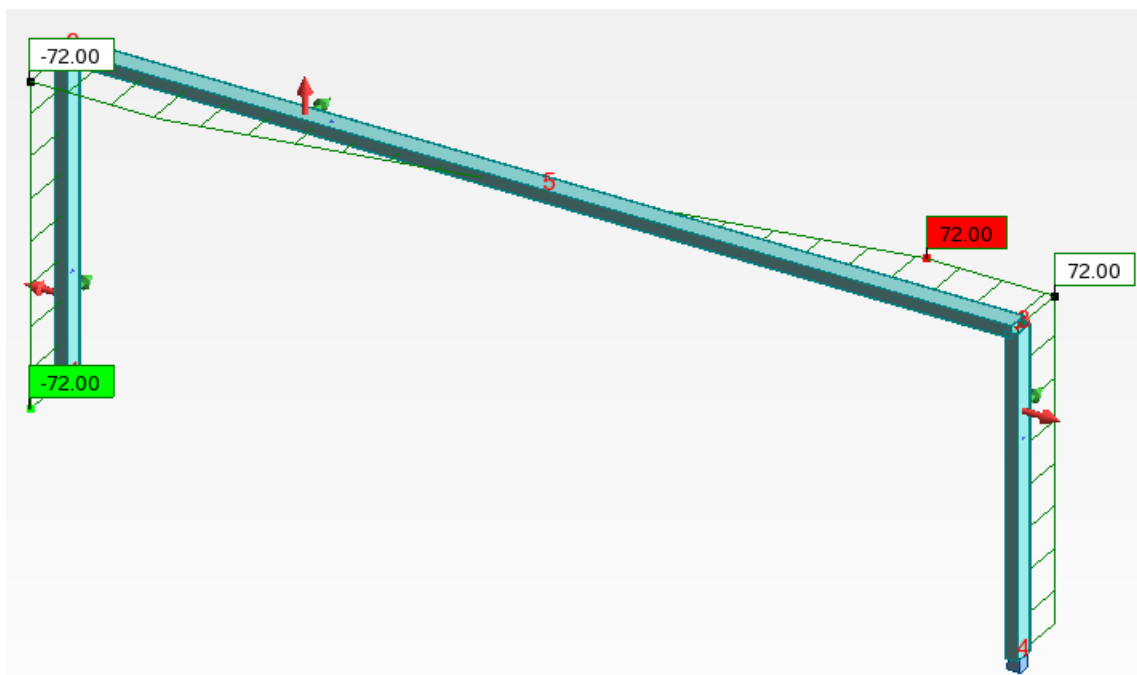


Figura 4.42 – Esforço transverso horizontal G1 secção 500x300x10

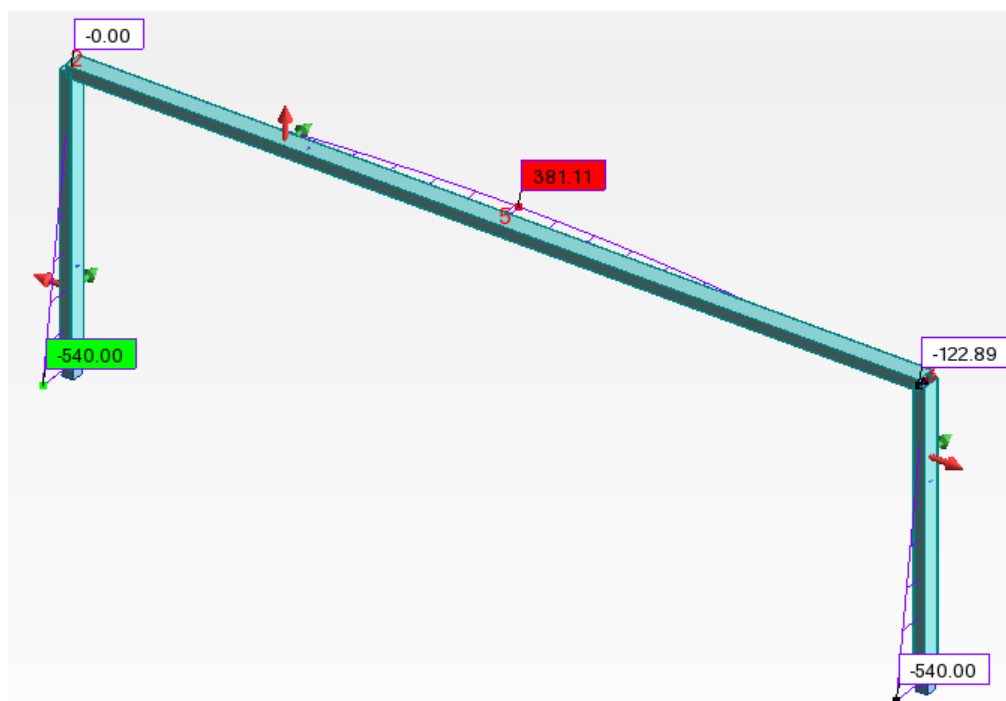


Figura 4.43 – Momento atuante em torno de y G1 secção 500x300x10

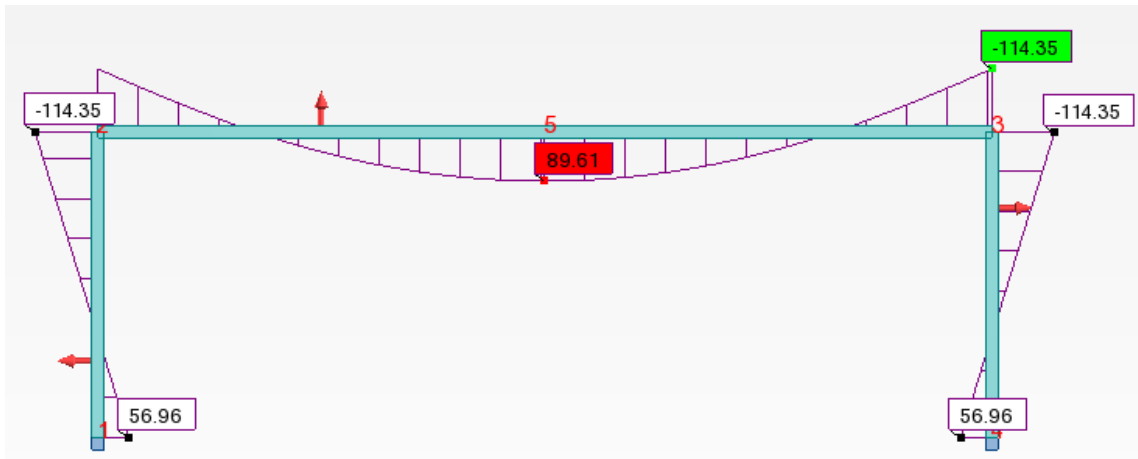


Figura 4.44 – Momento atuante em torno de z G1 seção 500x300x10

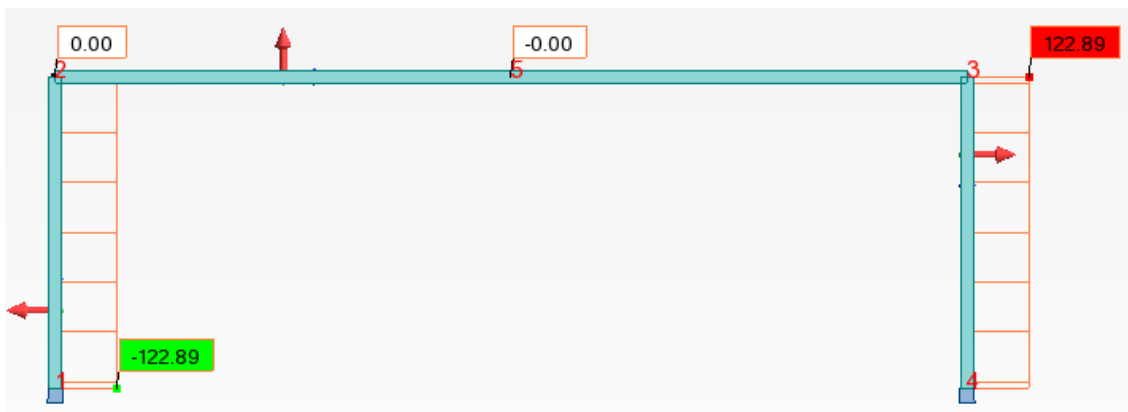


Figura 4.45 – Momento torsor G1 seção 500x300x10

Segue a tabela resumo de todas as verificações ao abrigo do EC3 para a nova secção, ver tabela 4.42.

Tabela 4.42 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova secção G1

Tubo 500x300x10 mm	Compressão	Momento Flector		Esforço	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		Transverso (kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	4290.00	713.63	502.15	928.81	713.63	502.15
Esforços na secção critica	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	45.12	540.00	56.96	72.00	540.00	56.96

Verificação à flexão desviada:

$$n = \frac{45.12}{4290.00} = 0.0105$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0105^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{540.00}{713.63}\right)^{1.66} + \left(\frac{56.96}{502.15}\right)^{1.66} = 0.66 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada.

Verificação à torção, tabela 4.43.

Tabela 4.43 – Verificação à torção do pilar da nova secção

Torção							
Tubo 500 x 300 x 10 mm	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\tau_{v,Ed}$ (MPa)	$\tau_{t,Ed}$ (MPa)	$\tau_{Ed}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	$V_{pl,T,Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	251.16	4.70	43.24	47.94	0.93	675.85	72.00

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{251.16}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{47.94}{275/1.0}\right)^2 = 0.93 > 1.0$$

A secção verifica o critério de von Mises, logo verifica a segurança à torção.

Para a combinação de esforço transversal e momento torsor a atuarem simultaneamente, tem-se:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} = \frac{72.00}{675.85} = 0.11 \leq 1.0$$

Pode-se concluir que a secção verifica a segurança em relação aos estados limites últimos.

### 4.3.2.3 Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3

Mais uma vez considerou-se em primeiro lugar os esforços atuantes no ponto ao **centro da viga**, que são os seguintes, ver tabela 4.44

Tabela 4.44 – Esforços ao centro da viga G1

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	22.84	-	-	381.11	89.61	-

Avançamos para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, tendo em consideração que não necessitámos de verificar a secção à torção nem ao esforço transverso, tabela 4.45.

Tabela 4.45 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga G1

Tubo 500x300x10 mm	Esforço axial (kN)	Momento Flector (kN.m)	Esforço Transverso (kN)	Flexão Desviada (kN.m)
	N pl,Rd	M c,Rd y M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd M N,z,Rd
	4290.00	713.63 502.15	928.81	713.63 502.15
<b>Esforços nas secções críticas</b>	N Ed	M Ed y M Ed z	V Ed	M y,Ed M z,Ed
	22.84	381.11 89.61	-	381.11 89.61

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = 0.41 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança ao centro da viga.

Na **extremidade da viga**, atuam os seguintes esforços, ver tabela 4.46:

Tabela 4.46 – Esforços na extremidade da viga G1

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	22.84	32.96	72.00	122.89	114.35	-

Avançou-se para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, tendo em consideração que não necessitámos de verificar a secção à torção, tabela 4.47.

Tabela 4.47 – Verificações de segurança segundo o EC3 na extremidade da viga G1

Tubo 500x300x10 mm	Esforço axial (kN)	Momento Flector (kN.m)		Esforço Transverso (kN)	Flexão Desviada (kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	4290.00	713.63	502.15	928.81	713.63	502.15
<b>Esforços nas secções críticas</b>	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	22.84	122.89	114.35	72.00	122.89	114.35

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = 0.14 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança na viga.

Pode-se facilmente perceber que assim como no caso da estrutura N1, também na estrutura G1 uma secção mais pequena verificaria todos os parâmetros de segurança para a viga. Novamente por uma questão de aproveitamento de material e facilidade de execução do pórtico em oficina, manteve-se a mesma secção tanto para os pilares como para a viga. Conclui-se depois desta análise, que a viga da estrutura porticada G1 será realizada em **tubular estrutural de secção 500 x 300 x 10 mm**.

Verificação aos estados limites de utilização, com recurso ao software Autodesk Robot.

As flechas máximas que a estrutura tem de respeitar são as seguintes, ver tabela 4.48.

Tabela 4.48 – valores limite da flecha para a estrutura G1

Flecha máxima	Valor a respeitar (m)
Horizontal	0.15
Vertical	0.11

Para o conjunto de ações características, obteve-se as seguintes deformações, ver figura 4.46 e 4.47.

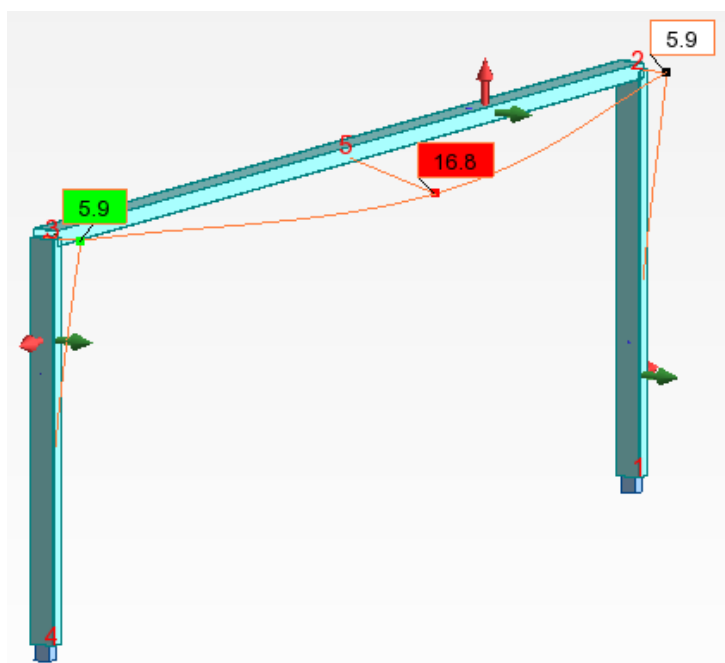


Figura 4.46 – Deformações G1 secção 500x300x10

Nó/Caso	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
5/ 4 (C)	-0,0	16,2	-4,7	-0,012	-0,000	-0,000

Figura 4.47 – Deformação vertical ao centro da viga G1 secção 500x300x10

A deformação vertical ao centro da viga de 4,7 cm e a deformação horizontal no topo do pilar de 5,9 cm verificam os valores máximos das deformações. O valor da deformação horizontal ao centro da viga é de 16,8 cm o que supera o valor teórico máximo de 15 cm. Dado o comprimento do vão ser de 22 m e dados os valores das cargas atuantes serem muito elevados, um deslocamento de 16,8 cm, 1,8 cm superior ao limite teórico, não irá comprometer a segurança deste pórtico.

Assim sendo, e visto que todos os restantes critérios de segurança foram cumpridos, podemos então afirmar que está **verificada a resistência da estrutura para um tubular de 500 x 300 x 10 mm.**

### 4.3.3 Estrutura N2

#### 4.3.3.1 Pré-dimensionamento da secção tubular da estrutura

Apenas são contabilizadas as ações do vento e o peso dos elementos que são suportados pela estrutura, incluindo o seu peso próprio. Determinou-se a secção tubular para iniciar o cálculo, tendo em conta estas ações, com recurso a uma análise no software de modelação e dimensionamento estrutural, Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores do peso próprio dos painéis com os conetores e da ação do vento respetivamente, ver tabela 4.49 e 4.50.

Tabela 4.49 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N2

Ação	Segmento	Valores característicos Gk
Peso próprio dos painéis e conetores (KN/m)	AB	0.70

Tabela 4.50 – Ação do vento para pré-dimensionamento N2

Ação	Segmento	Valores característicos Qk
Vento (KN/m)	AB	3.00

Segue a representação das ações características bem como o sistema de eixos segundo o qual são analisados os esforços, ver figura 4.48.

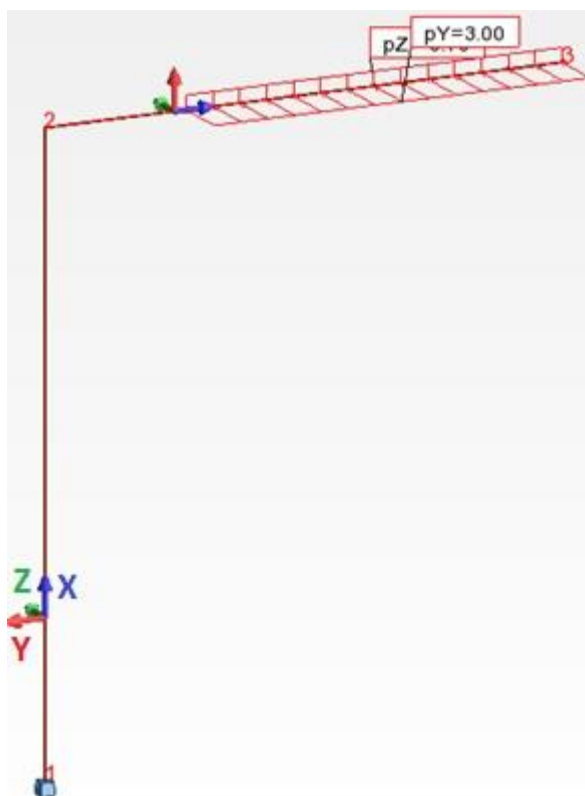


Figura 4.48 – Ações características estrutura N2

Para a verificação da segurança da estrutura, em fase de pré-dimensionamento, opta-se por alterar a secção dos perfis, de secção retangular para secção quadrangular, tendo em conta a geometria da estrutura em questão. Inicia-se o cálculo com uma secção dentro das medidas habituais neste tipo de pórtico, um tubular com as seguintes dimensões, **350 x 350 x 6 (mm)**. Seguem as tabelas 4.51 e 4.52 com as características geométricas do tubular, sendo que assume-se a mesma orientação utilizada no ponto 4.3.1, ver figura 4.12.

.Tabela 4.51 – Características geométricas da secção 350x350x6 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
350 x 350 x 6 mm	350.00	350.00	6.00	82.56	16288.00	16288.00

Tabela 4.52 – Características geométricas da secção 400x200x5 mm

Tubo	W pl,y (cm³)	W pl,z (cm³)	W el,y (cm³)	Am (cm²)	Sy (cm³)
350 x 350 x 6 mm	1109.00	1109.00	967.00	1183.36	177.50

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{350 - 3 * 6}{6} = 55,33 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

#### 4.3.3.2 Verificação da secção para o pilar ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança da secção no pilar do pórtico, considerou-se as reações na base da estrutura, que são as seguintes, ver tabela 4.53.

Tabela 4.53 – Esforços na base da estrutura N2

Esforços	Ned (kN) (comp.)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
Nó 1	14.08	-	18.00	117.00	26.21	63.00

Seguem os diagramas de esforços obtidos com recurso ao software, ver figuras 4.49 a 4.54.

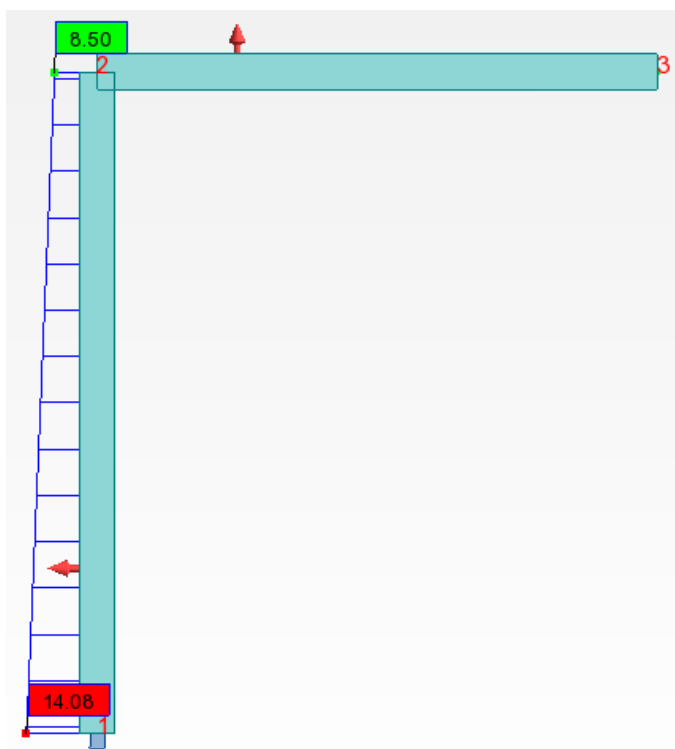


Figura 4.49 – Esforço axial N2 secção 350x350x6

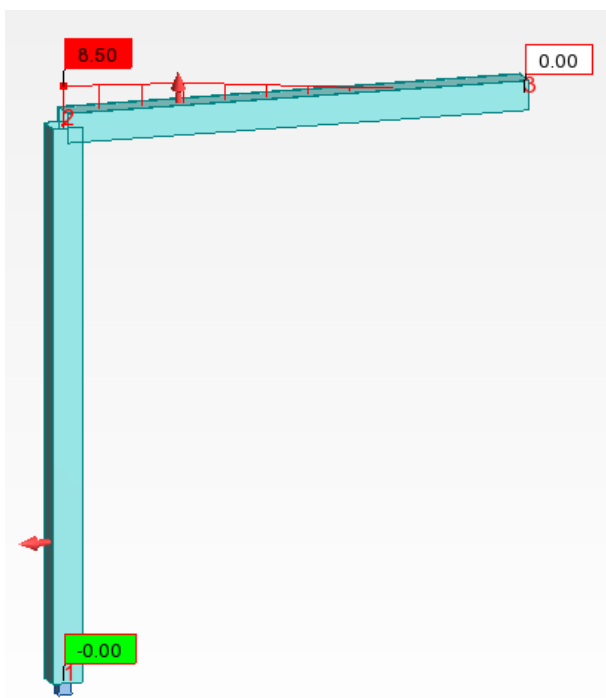


Figura 4.51 - Esforço transverso vertical N2 secção 350x350x6

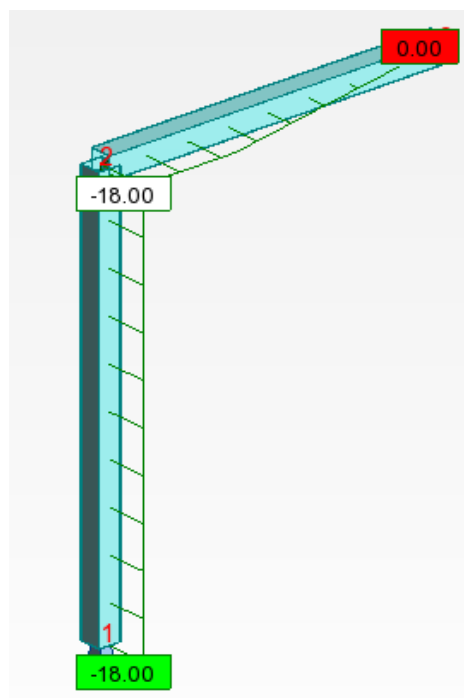


Figura 4.50 - Esforço transverso horizontal N2 secção 350x350x6

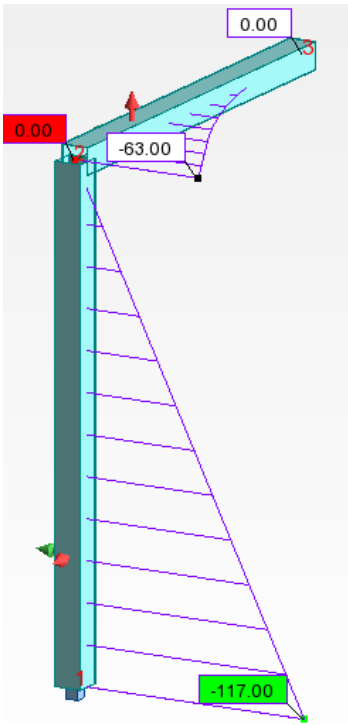


Figura 4.53 – Momento atuante em torno de y N2 seção 350x350x6

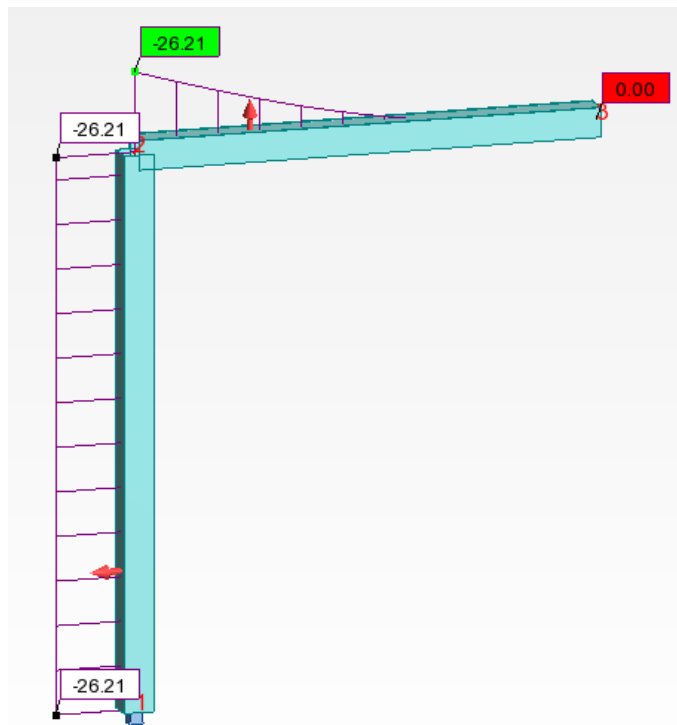


Figura 4.52 – Momento atuante em torno de z N2 seção 350x350x6

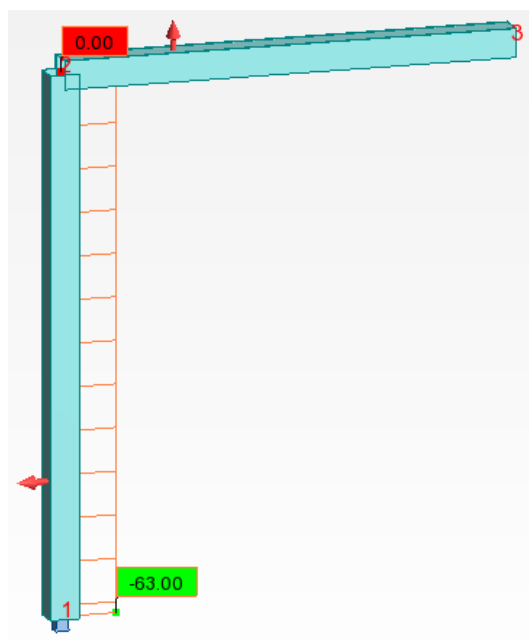


Figura 4.54 – Momento torsor N2 seção 350x350x6

Posto isto avança-se para a verificação da secção à compressão, tabela 4.54.

Tabela 4.54 – Verificação da compressão para o pilar N2

Tubo 350 x 350 x 6 mm	Compressão (kN)
	N pl,Rd
	2270.40
Esforços na secção crítica	N ed
	14.08

Verificação de segurança à encurvadura:

$$l = 2.00 \times 650.00 = 1300.00 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{16288.00}{82.56}} = 14.046 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1300.00}{14.046} = 93.00 < 180.00$$

$$\varphi = 1.146 - 0.0073 \times 93 = 0.467$$

$$\sigma_{sd} = \frac{14.08}{82.56 \times 10^{-4} \times 0.467} = 3651.88 \text{ kPa} = 3.65 \text{ MPa} \ll 275.00 \text{ MPa}$$

Sendo que a tensão atuante é bastante inferior à tensão resistente, despreza-se o efeito da encurvadura e a secção tubular do pilar está verificada relativamente à compressão.

Verificação à flexão numa primeira análise, sem momento torsor, tabela 4.55.

Tabela 4.55 – Verificação à Flexão para o pilar N2

Momento Fletor/Flexão (kN.m)		
Tubo 350 x 350 x 6 mm	M c,Rd y	M c,Rd z
	304.98	304.98
Esforços na secção crítica	M Ed y	M Ed z
	117.00	26.21

A secção garante os requisitos estipulados no EC3 ao nível da flexão para o momento em torno do eixo Y e Z.

Verificação ao esforço transversal, tabela 4.56.

Tabela 4.56 – Verificação ao esforço transversal para o pilar N2

Esforço Transverso			
Tubo 350 x 350 x 6 mm	A v (cm <sup>2</sup> )	V pl,Rd (kN)	V ed (kN)
Esforços na secção crítica	41.28	655.41	18.00

Pelo que a secção garante a segurança em relação ao esforço transversal atuante.

Verificação à flexão desviada, tabela 4.57.

Tabela 4.57 – Verificação à flexão desviada do pilar N2

Flexão Desviada							
Tubo 350 x 350 x 6 mm	n	α	β	M N,y,Rd	M Ed y	M N,z,Rd	M Ed z
<b>Esforços na secção crítica</b>	0.0062	1.66	1.66	304.98	117	304.98	26.21

Sendo:

$$n = \frac{14.08}{2270.40} = 0.0062$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0062^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{117.00}{304.98}\right)^{1.66} + \left(\frac{26.21}{304.98}\right)^{1.66} = 0.22 \leq 1$$

Conclui-se que a secção verifica as condições de segurança para a flexão desviada.

Verificação de segurança à torção, tabela 4.58.

Tabela 4.58 – Verificação à torção do pilar N2

Torção							
Tubo 350 x 350 x 6 mm	σ x,Ed (MPa)	τ v,Ed (MPa)	τ t,Ed (MPa)	τ Ed (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	V pl,T,Rd (kN)	V Ed (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	121.00	3.27	44.37	47.64	0.28	472.27	18.00

Sendo:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{117.00}{967.00 \times 10^{-3}} = 121.00$$

$$\tau_{v,Ed} = \frac{18.00 \times 177.50 \times 10^{-6}}{16288.00 \times 10^{-8} \times 6 \times 10^{-3}} = 3269.28 \text{ kPa} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{63.00}{2 \times 1183.36 \times 10^{-4} \times 6 \times 10^{-3}} = 44365.20 \text{ kPa} = 44.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 3.27 + 44.37 = 47.64 \text{ MPa}$$

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{121.00}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{47.64}{275/1.0}\right)^2 = 0.28 < 1,0$$

Conclui-se que a secção verifica todos os pontos do EC3 relativamente à segurança aos estados limites últimos. Verifica com uma grande margem em relação ao limite, daí que prossegue-se o cálculo com uma secção menor, um tubular de **300 x 300 x 5mm**, que tem como características geométricas as representadas nas tabelas 4.59 e 4.60.

Tabela 4.59 - Características geométricas da secção 300x300x5 mm

Tubo	h (mm)	b (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
300 x 300 x 5 mm	300.00	300.00	5.00	59.00	8560.00	8560.00

Tabela 4.60 - Características geométricas da secção 300x300x5 mm

Tubo	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	Am (cm <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
300 x 300 x 5 mm	649.00	649.00	587.00	870.25	108.78

De modo a verificar a classe da secção tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{300 - 3 * 5}{5} = 57.00 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

Seguem os diagramas de esforços obtidos, ver figuras 4.55 a 4.60 .

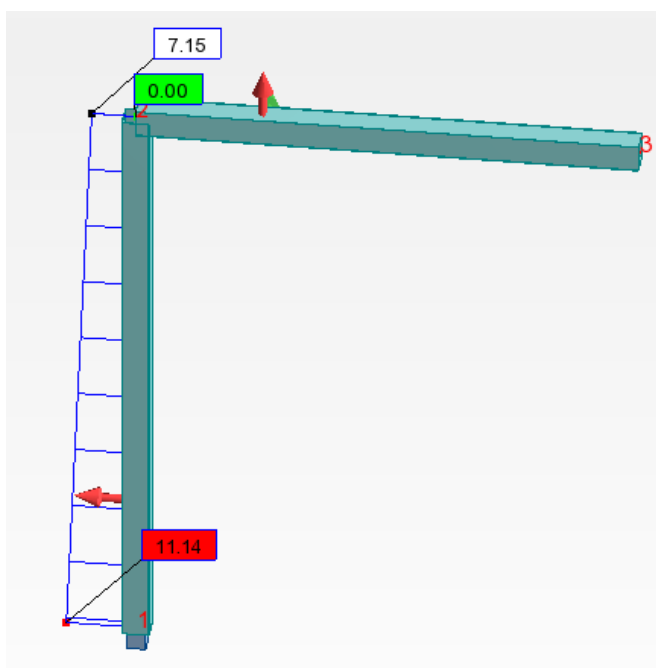


Figura 4.55 – Esforço axial N2 secção 300x300x5

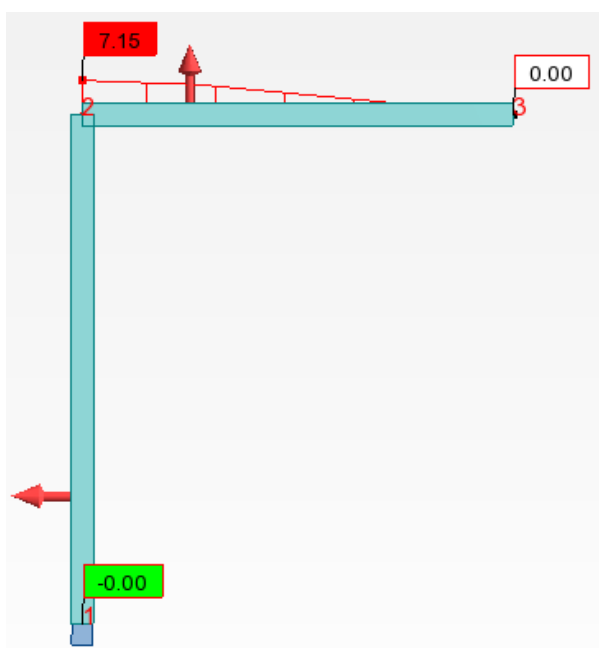


Figura 4.57 – Esforço transverso vertical N2  
secção 300x300x5

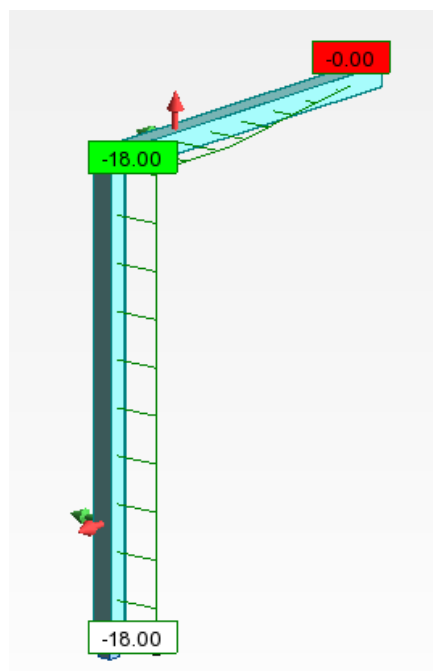


Figura 4.56 – Esforço transverso  
horizontal N2 secção 300x300x5

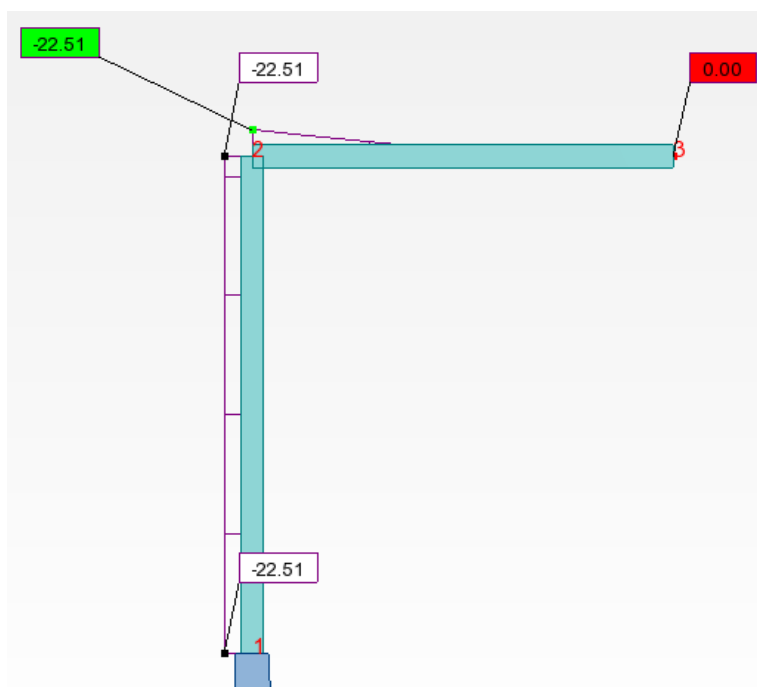


Figura 4.59 – Momento atuante em torno de z N2 secção 300x300x5

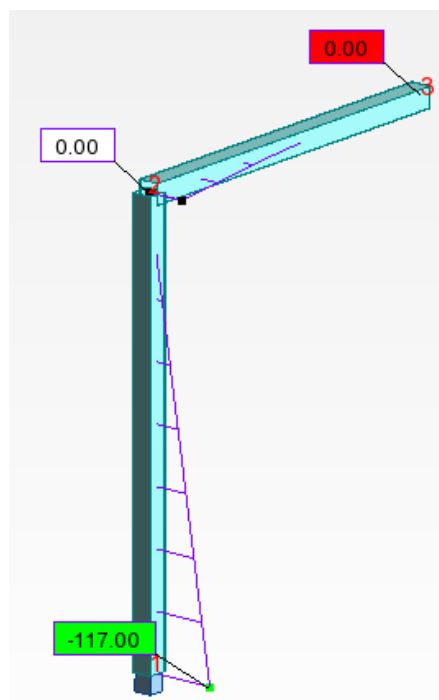


Figura 4.58 – Momento atuante em torno de y N2 secção 300x300x5

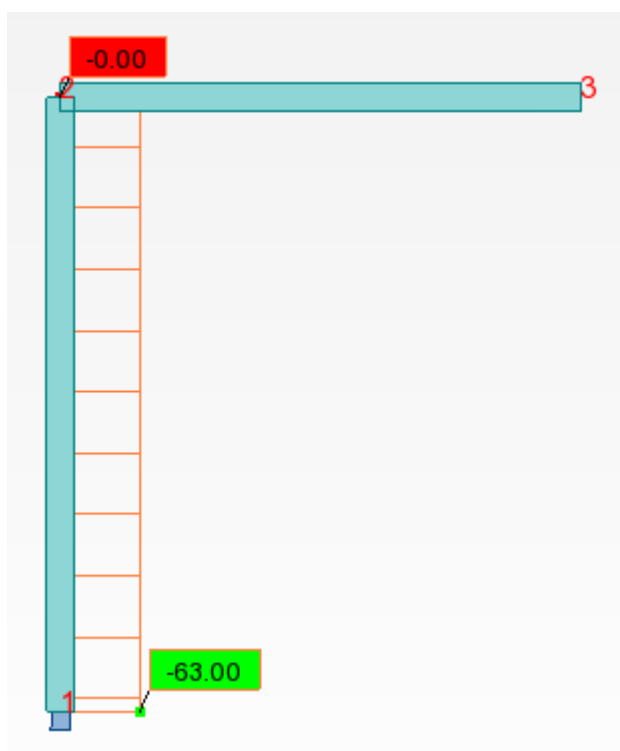


Figura 4.60 – Momento torsor N2 secção 300x300x5

Segue a tabela resumo de todas as verificações para a nova secção, ver tabela 4.61.

Tabela 4.61 – Verificações de segurança segundo EC3 para nova secção da estrutura N2

Tubo 300x300x5 mm	Compressão	Momento Flector		Esforço Transverso	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	1622.50	178.48	178.48	468.38	178.48	178.48
Esforços na secção critica	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	11.14	117.00	22.51	18.00	117.00	22.51

Verificação à flexão desviada:

$$n = \frac{11.14}{1622.50} = 0.0068$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \times 0.0068^2} = 1.66$$

$$\left(\frac{117.00}{178.48}\right)^{1.66} + \left(\frac{22.51}{178.48}\right)^{1.66} = 0.53 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada.

Efetuuou-se a verificação da torção, tabela 4.62.

Tabela 4.62 – Verificação à torção do pilar da nova secção da estrutura N2

Torção							
Tubo 300 x 300 x 5 mm	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\tau_{v,Ed}$ (MPa)	$\tau_{t,Ed}$ (MPa)	$\tau_{Ed}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2$	$V_{pl,T,Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	206.35	4.57	72.39	76.96	0.80	254.82	18.00

Segundo o critério de von Mises, conforme previsto na cláusula 6.2.7 (5) do EC3-1-1:

$$\left(\frac{206.35}{275/1.0}\right)^2 + 3\left(\frac{76.96}{275/1.0}\right)^2 = 0.80 > 1,0$$

A secção verifica o critério de von Mises, logo verifica a segurança à torção.

O último critério de segurança da combinação do esforço transversal com o momento torsor,

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} = \frac{18.00}{254.82} = 0.07 \leq 1.0 \text{ também se verifica, pode-se concluir que está verificada a}$$

resistência da secção do pilar em relação aos estados limites últimos.

### 4.3.3.3 Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança na secção da viga do semi-pórtico, considerou-se os momentos e os restantes esforços no nó nº2, extremidade do pilar/início da viga, onde as ações são mais gravosas, e são as seguintes, ver tabela 4.63.

Tabela 4.63 – Esforços nó nº2 da viga N2

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	-	7.15	18.00	63.00	22.51	-

Avançou-se para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, tendo em consideração que não necessitamos de verificar a secção à compressão, pois o esforço axial atuante é nulo, nem à torção, pois não atua momento torsor na viga, tabela 4.64.

Tabela 4.64 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a viga N2

Tubo 300x300x5 mm	Compressão	Momento Flector		Esforço Transverso	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	1622.50	178.48	178.48	468.38	178.48	178.48
Esforços nas secções críticas	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	-	63.00	22.51	7.15	63.00	22.51

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = 0.21 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança.

Analisando os valores anteriores poderemos constatar mais uma vez que uma secção mais pequena verificaria todos os parâmetros de segurança para a viga desta estrutura semi-porticada N2 mas, pelas mesmas razões apontadas nos casos de estudo anteriores, optou-se por manter a mesma secção tanto para os pilares como para a viga. Assim pode-se confirmar que **a viga da estrutura semi-porticada N2 será realizada em tubular estrutural de secção 300 x 300 x 5 mm.**

Por último verificou-se a segurança aos estados limites de utilização.

Nesta estrutura semi-porticada a deformada máxima do pilar será igual aos outros dois casos, ou seja  $L/50$ , enquanto que a deformada máxima na viga ao invés de ser  $L/200$ , passará a ser  $2xL/200$  pois trata-se de um vão em consola.

As deformadas máximas que a estrutura poderá atingir são as seguintes, ver tabela 4.65.

Tabela 4.65 – valores limite da flecha para a estrutura N2

Flecha máxima	Valor a respeitar (m)
Horizontal	0.13
Vertical	0.055

Recorrendo ao software obteve-se as seguintes deformações na estrutura, ver tabela 4.66, figura 4.61 e 4.62.

Tabela 4.66 - deformações para a estrutura N2 de secção 300x300x5 mm

Flecha	Valor real (m)
Horizontal (topo do pilar)	0.064
Horizontal (extremidade da viga)	0.213
Vertical (extremidade da viga)	0.040

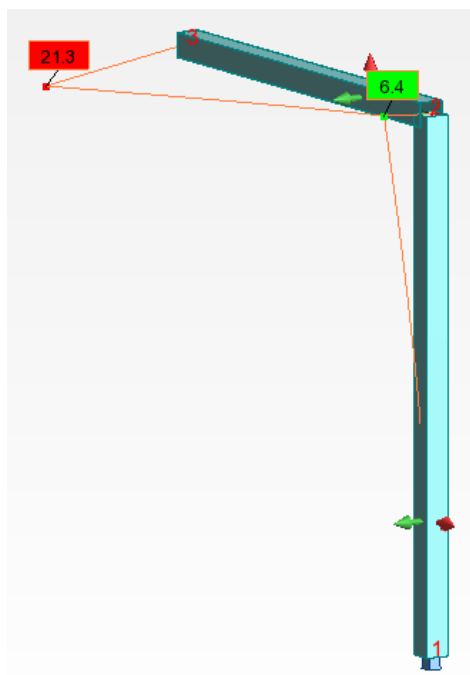


Figura 4.61 – Deformações estrutura N2 secção 300x300x5

Nó/Caso	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 4 (C)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2/ 4 (C)	2,0	6,1	-0,0	-0,014	0,006	0,023
3/ 4 (C)	2,0	20,8	-4,0	-0,014	0,008	0,028

Figura 4.62 – Deformação vertical na extremidade da viga N2 secção 300x300x5

As deformações no pilar são inferiores às deformações limites, ainda que na extremidade da viga o valor para a deslocação horizontal seja de 21.3 cm, não se encontrou legislação que nos restringisse esse mesmo valor. Sendo que o valor do deslocamento horizontal na extremidade do pilar verifica a segurança e é cerca de 50% do valor da deformação limite (cujo valor é de 13 cm), pode-se então concluir que está **verificada a resistência da secção da estrutura para um tubular de 300 x 300 x 5 mm**.

## 5 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE LIGAÇÃO À FUNDAÇÃO

### 5.1 CHUMBADOUROS/PARAFUSOS

#### 5.1.1 Posicionamento da furação na chapa de fundação

Um correto posicionamento dos chumbadouros na chapa de fundação poderá fazer toda a diferença ao nível da resistência da estrutura metálica. Os intervalos das distâncias da furação às extremidades ou ao bordo lateral da chapa e entre os eixos dos furos, estão descritas no Eurocódigo 3 – Parte 1-8: Projeto de ligações, no quadro 3.3 do capítulo 3.

Segue um esquema ilustrativo do posicionamento do furo ao qual o Eurocódigo se refere, figura 5.1.

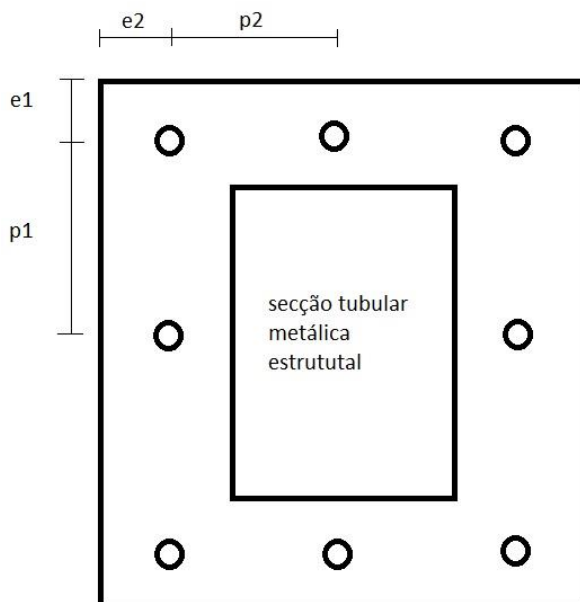


Figura 5.1 – Corte superior de chapa de fundação na base do pilar de um pórtico de sinalização

Sendo os 3 casos em estudo estruturas feitas de aço, respeitando a EN 10025, que estão expostas à atmosfera ou a outras influências corrosivas, os valores para as distâncias acima representadas são:

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 \quad [\text{mm}]$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 \quad [\text{mm}]$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min. [4t; 200] \quad [\text{mm}]$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min. [4t; 200] \quad [\text{mm}]$$

Sendo que  $d_0$  representa o diâmetro do furo para o respetivo parafuso e  $t$  representa a espessura da chapa de fundação.

### 5.1.2 Método de dimensionamento

Para dimensionar o número e diâmetro dos chumbadouros a utilizar efetuou-se o cálculo da resistência individual das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou tração, tendo por base o quadro 3.4 do capítulo 3 do Eurocódigo 3: Parte 1-8.

Sabendo os esforços na base do pilar, consegue-se obter o valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último e o valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último, recorrendo a alguns conhecimentos da estática. Efetuando uma análise comparativa destes valores com os valores de resistência individual das peças de ligação, dimensiona-se as mesmas.

Resistência ao corte por plano de corte, em parafusos.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$f_{ub}$  – Tensão de rotura à tração

$A$  – Área da secção transversal bruta

Como se pode verificar no capítulo 3 ponto 3.5.1 deste projeto,  $\gamma_{M2} = 1,25$ . Sendo que o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso,  $A$  é a área da secção resistente do parafuso ( $A=A_s$ ),  $\alpha_v = 0,6$  para as classes 4.6, 5.6, 8.8 e  $\alpha_v = 0,5$  para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9.

Resistência à tração.

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$A_s$  – Área da zona roscada da secção

Sendo  $k_2 = 0,9$  pois o parafuso utilizado não tem cabeça de embeber.

Nos nossos 3 casos em estudo, os chumbadouros estão sujeitos à combinação do corte com a tração, neste caso é necessário efetuar a seguinte verificação:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Para além de:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Os valores da tensão de rotura à tração estão descritos, consoante a classe do parafuso, no quadro 3.1 do capítulo 3 do Eurocódigo 3 parte 1-8, segue a figura 5.1 representativa do mesmo.

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

Figura 5.2 – valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura à tração para parafusos

Estando as duas condições anteriores verificadas, verifica-se a segurança da classe e da dimensão do chumbadouro escolhido.

Para as classes 8.8 e 10.9 (as mais utilizadas em Portugal) e para os diâmetros correntes, os valores obtidos para a resistência ao corte e à tração são os seguintes, ver tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resistência ao corte e tração dos chumbadouros

Chumbadouros/ Classes	$F_{v,Rd}$ (kN)		$F_{t,Rd}$ (kN)	
	8.8	10.9	8.8	10.9
M12	32.00	33.33	48.00	60.00
M16	59.96	62.46	89.94	112.43
M20	93.42	97.32	140.14	175.17
M22	115.86	120.69	173.79	217.24
M24	134.27	139.87	201.41	251.76
M30	213.40	222.29	320.09	400.12

### 5.1.3 Estrutura N1

Para esta estrutura, em fase de pré-dimensionamento do número e posicionamento dos chumbadouros, assumiu-se uma espessura da chapa de fundação de 16mm e parafusos M16 da classe 8.8, que apresentam as seguintes características geométricas, tabela 5.2.

Tabela 5.2 – características geométricas parafuso M16

Parafuso	d (mm)	$d_0$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
M16	16.00	14.10	201.06	156.15

Ao nível do posicionamento dos chumbadouros e assumindo para a espessura da chapa de fundação 16mm, obteve-se as seguintes restrições, tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Restrições de posicionamento parafuso M16/ chapa de fundação 16mm

Restrições	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$p_1$ (mm)	$p_2$ (mm)
Mínimo	16.92	16.92	31.02	33.84
Máximo	104.00	104.00	200.00	200.00

Segue uma figura representativa do posicionamento dos 10 chumbadouros na chapa de fundação e, dos esforços na base da estrutura, ver figura 5.3.

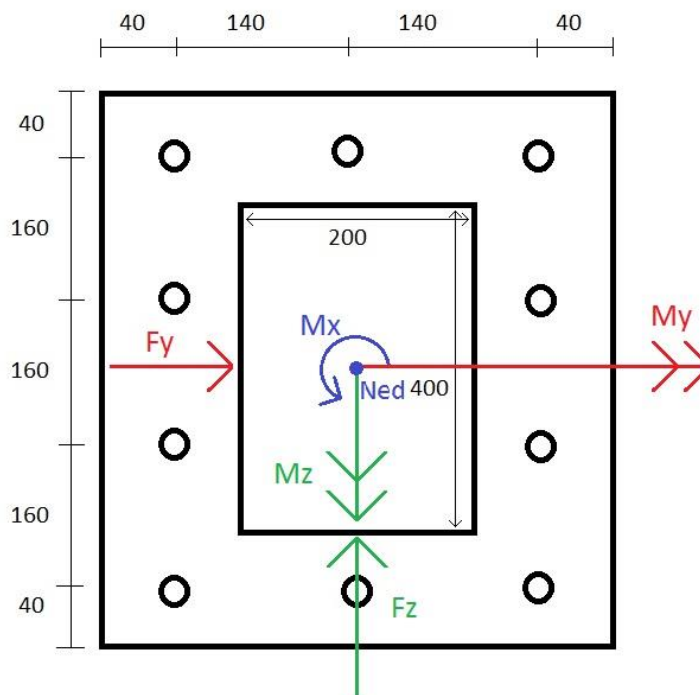


Figura 5.3 – Posicionamentos dos chumbadouros N1

Os esforços ao nível da base para a estrutura N1 com a secção 400x200x6mm, são os seguintes, ver tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Esforços ao nível da base para a estrutura N1 secção 400x200x6

Esforços	Ned (kN)	(Fy) Ved, y (kN)	(Fz) Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	(Mx) T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	16.50	6.22	27.00	189.00	14.50	25.25

Em termos de esforços axiais a atuar em cada chumbadouro teremos:

[Ned]

$$\frac{16,50}{10} = 1,65 \text{ kN (Comp.)}$$

[My]

$$\frac{189}{3 \times 0,48} = -131,25 \text{ kN}$$

[Mz]

$$\frac{14,50}{4 \times 0,28} = -12,95 \text{ kN}$$

No chumbadouro mais esforçado, o esforço axial será:

$$F_{t,Ed} = 1,65 + 131,25 + 12,95 = 145,85 \text{ kN (Comp.)}$$

O esforço transversal a atuar em cada chumbadouro, será resultante do esforço transversal da secção (nas duas direções) e do momento torsor. Para o cálculo da resultante destes esforços nos chumbadouros, admite-se que todos os chumbadouros estão perfeitamente posicionados para que os esforços se dividam de igual forma por cada um deles.

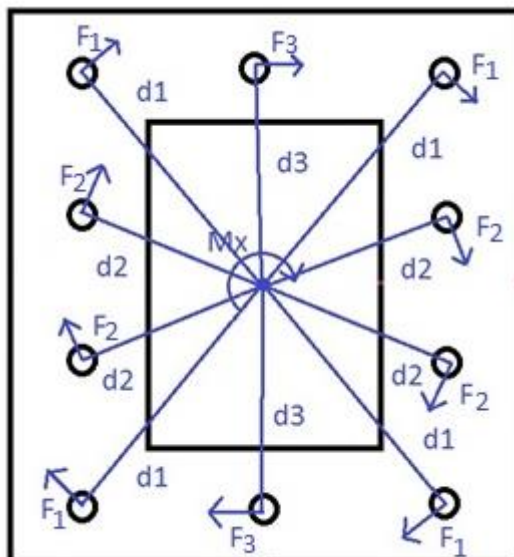
[Ved,y]

$$\frac{6,22}{10} = 0,62 \text{ kN}$$

[Ved,z]

$$\frac{27,0}{10} = 2,7 \text{ kN}$$

No momento torsor a soma das forças criadas pelo mesmo em cada chumbadouro a multiplicar pela distância ao centro de gravidade da secção tubular, terá de ser igual ao valor do momento torsor, segue um esquema representativo da distribuição de cargas causada pelo momento torsor na base da estrutura, ver figura 5.4.





$$F_y = 13.29 \times \text{sen}(30^\circ) + 2.70 = 9.35 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \sqrt{12.13^2 + 9.35^2} = 15.31 \text{ kN}$$

O esforço transversal resistente para parafusos M16 da classe 8.8 é o seguinte, ver tabela 5.1:

$$F_{v,Rd} = 59.96 \text{ kN}$$

Esforço axial resistente, ver tabela 5.1:

$$F_{t,Rd} = 89.94 \text{ kN}$$

Visto que o esforço axial resistente é menor que o esforço axial atuante, pode-se concluir que este parafuso não verificará a segurança.

Analisando a tabela 5.1 optou-se por um parafuso M20 da classe 10.9, com as seguintes resistências:

$$F_{v,Rd} = 97.32 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 175.17 \text{ kN}$$

Verificação geral:

$$\frac{15.31}{97.32} + \frac{145.85}{1.4 \times 175.17} = 0.75 < 1.0$$

Verificação ao esforço axial:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{145.85}{175.17} = 0.833 < 1.0$$

Sendo que cumpre todos os critérios de segurança definidos no EC3 Parte 1-8, os chumbadouros a utilizar serão M20, classe 10.9. Segue o esquema da solução de chumbadouros para a estrutura N1, ver figura 5.6.

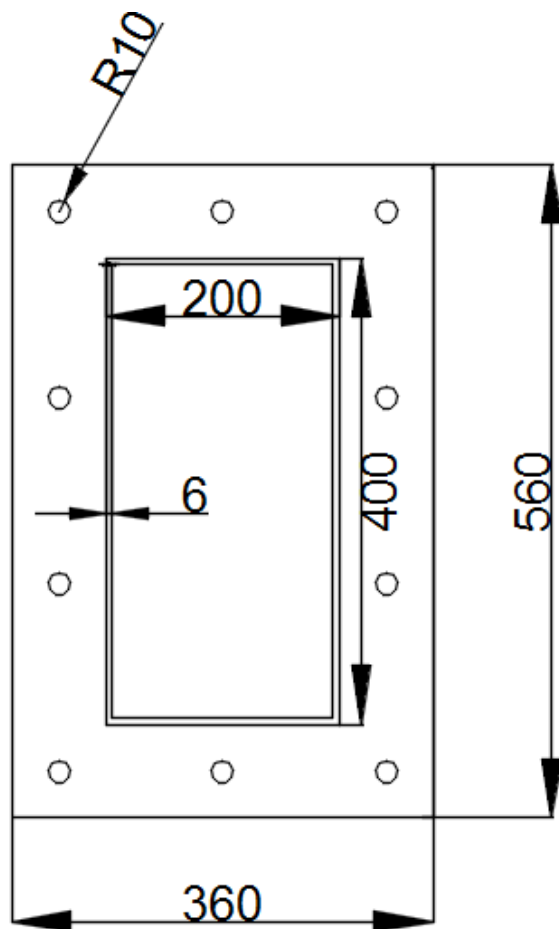


Figura 5.6 – Solução de chumbadouros N1

### 5.1.4 Estrutura G1

Em fase de pré-dimensionamento do número e posicionamento dos chumbadouros, assumiu-se uma espessura da chapa de fundação de 16mm e parafusos M20 da classe 10.9, que apresentam as seguintes características geométricas, tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Características geométricas parafuso M20

Parafuso	d (mm)	d <sub>0</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
M20	20.00	17.60	314.16	243.29

Ao nível do posicionamento dos chumbadouros e assumindo para a espessura da chapa de fundação 16mm, obteve-se as seguintes restrições, tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Restrições de posicionamento parafuso M20/ chapa de fundação 16mm

Restrições	e <sub>1</sub> (mm)	e <sub>2</sub> (mm)	p <sub>1</sub> (mm)	p <sub>2</sub> (mm)
Mínimo	21.12	21.12	38.72	42.24
Máximo	120.00	120.00	200.00	200.00

Segue o esquema do posicionamento dos 12 chumbadouros na chapa de fundação da estrutura G1 e dos esforços na base da mesma, ver figura 5.7.

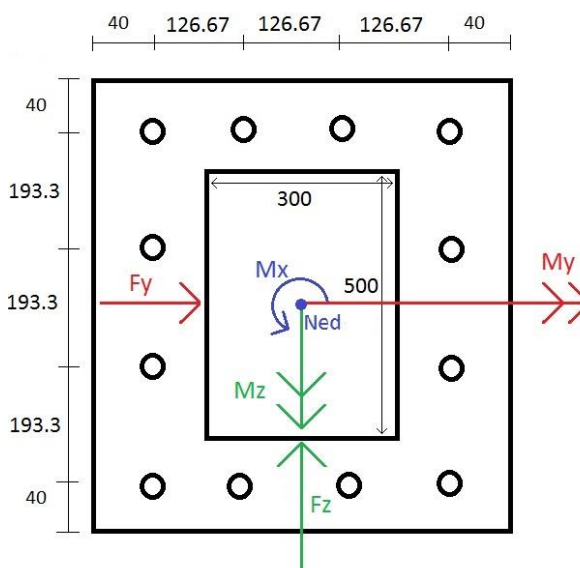


Figura 5.7 – Posicionamento dos chumbadouros G1

Seguem os esforços ao nível da base da estrutura G1 com a secção 500x300x10mm, ver tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Esforços ao nível da base para a estrutura G1 secção 500x300x10

Esforços	Ned (kN)	(Fy) Ved, y (kN)	(Fz) Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	(Mx) T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	45.12	32.96	72.00	540.00	56.96	122.89

Os esforços axiais a atuar em cada chumbadouro são os seguintes:

[Ned]

$$\frac{45.12}{12} = 3,76 \text{ kN (Comp.)}$$

[My]

$$\frac{540}{4 \times 0.58} = -232.76 \text{ kN}$$

[Mz]

$$\frac{56.96}{4 \times 0.38} = -37.47 \text{ kN}$$

No chumbadouro mais esforçado, o esforço axial será:

$$F_{t,Ed} = 3.76 + 232.76 + 37.47 = 273.99 \text{ kN (Comp.)}$$

Os esforços transversos atuantes, considerando que os chumbadouros estão perfeitamente posicionados para que as cargas se dividam de igual forma por todos, são:

[Ved,y]

$$\frac{32.96}{12} = 2.75 \text{ kN}$$

[Ved,z]

$$\frac{72,0}{12} = 6.00 \text{ kN}$$

No momento torsor, a soma das forças criadas pelo mesmo em cada chumbadouro a multiplicar pela distância ao centro de gravidade da secção tubular, terá de ser igual ao valor do momento torsor. Segue um esquema representativo da distribuição de cargas pelos chumbadouros causada pelo momento torsor na base da estrutura, ver figura 5.8.

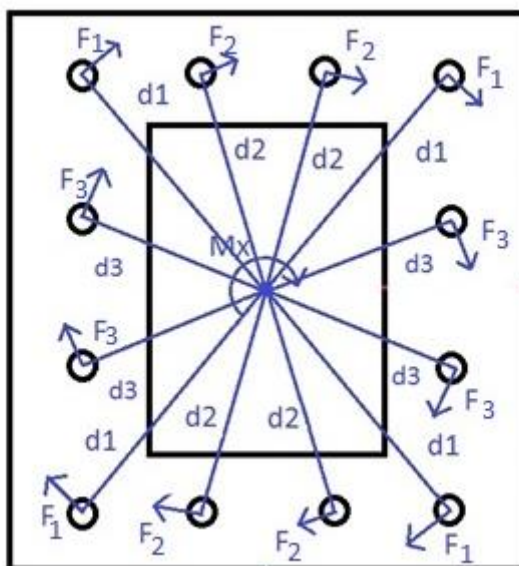


Figura 5.8 – Efeito do momento torsor nos chumbadouros G1

$$\begin{cases} F_1 \times d_1 \times 4 + F_2 \times d_2 \times 4 + F_3 \times d_3 \times 4 = 122.89 \\ F_1 \times d_2 = F_2 \times d_1 \\ F_1 \times d_3 = F_3 \times d_1 \end{cases}$$

$$d_1 = \sqrt{290^2 + 190^2} = 346.70 \text{ mm}$$

$$d_2 = \sqrt{290^2 + 63.33^2} = 296.83 \text{ mm}$$

$$d_3 = \sqrt{96.67^2 + 190^2} = 213.18 \text{ mm}$$

Solução do sistema de equações:

$$\begin{cases} F_1 = 41.98 \text{ kN} \\ F_2 = 35.94 \text{ kN} \\ F_3 = 25.81 \text{ kN} \end{cases}$$

No chumbadouro mais esforçado o esforço transverso será a combinação das forças representadas na figura 5.9.

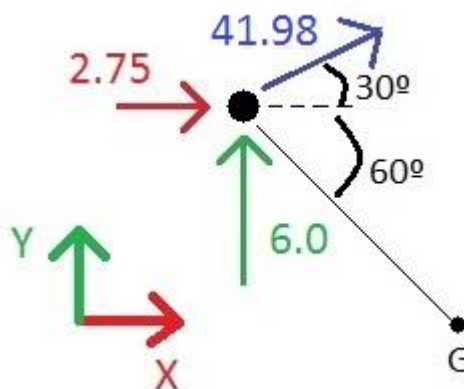


Figura 5.9 – Representação de esforços atuantes no chumbadouro mais esforçado G1

De seguida decompõe-se a força resultante do momento torsor e somando às forças em Y e em X obtidas anteriormente temos:

$$F_x = 41.98 \times \cos(30^\circ) + 2.75 = 39.11 \text{ kN}$$

$$F_y = 41.98 \times \sin(30^\circ) + 6.00 = 26.99 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \sqrt{39.11^2 + 26.99^2} = 47.52 \text{ kN}$$

O esforço transverso resistente para parafusos M20 da classe 10.9 é o seguinte:

$$F_{v,Rd} = 97.32 \text{ kN}$$

Esforço axial resistente:

$$F_{t,Rd} = 175.17 \text{ kN}$$

Visto que o esforço axial resistente é menor que o esforço axial atuante, pode-se concluir que este parafuso não verificará a segurança.

Analisando a tabela 5.1 optou-se por um parafuso M30 da classe 8.8, com as seguintes resistências:

$$F_{v,Rd} = 213.40 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 320.09kN$$

Verificação geral:

$$\frac{47.52}{213.40} + \frac{273.99}{1.4 \times 320.09} = 0.83 < 1.0$$

Verificação ao esforço axial:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{273.99}{320.09} = 0.86 < 1.0$$

Verifica-se que cumpre todos os critérios de segurança definidos no EC3 Parte 1-8, logo os chumbadouros a utilizar serão M30, classe 8.8. Segue o esquema da solução de chumbadouros para a estrutura G1, ver figura 5.10.

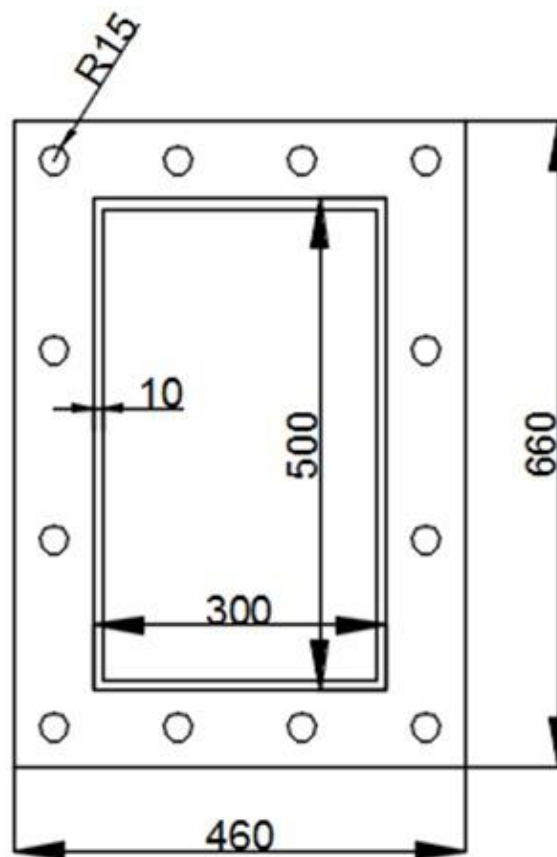


Figura 5.10 – Solução de chumbadouros G1

### 5.1.5 Estrutura N2

Na estrutura N2, assumiu-se uma espessura da chapa de fundação de 16mm e parafusos M16 da classe 10.9, que apresentam as características geométricas já indicadas na tabela 5.2, do ponto 5.1.3.

Relativamente ao posicionamento dos chumbadouros as restrições são as indicadas na tabela 5.3 do ponto 5.1.3.

Segue um esquema representativo do posicionamento dos 10 chumbadouros na chapa de fundação e dos esforços na base da estrutura, ver figura 5.11.

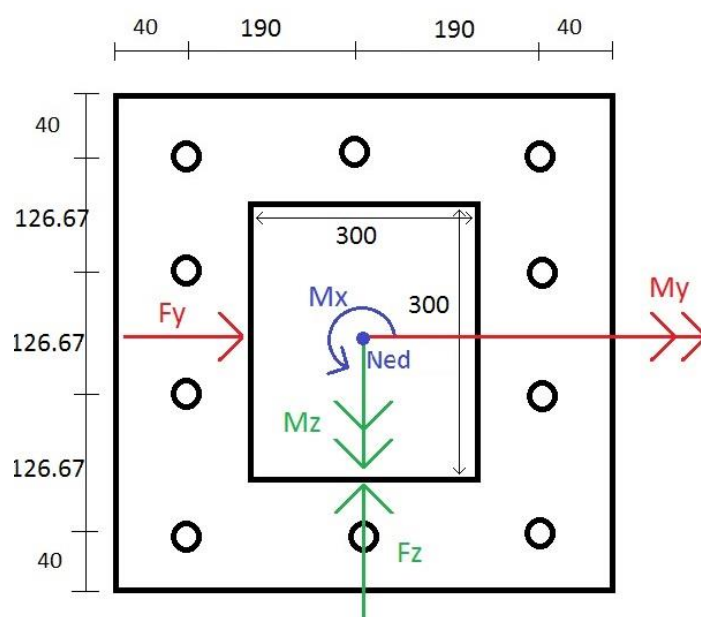


Figura 5.11 – Posicionamento dos chumbadouros N2

Os esforços ao nível da base para a estrutura N2 com a secção 300x300x5mm são os seguintes, ver tabela 5.9.

Tabela 5.8 – Esforços ao nível da base para a estrutura N2 secção 300x300x5

Esforços	Ned (kN)	(Fy) Ved, y (kN)	(Fz) Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	(Mx) T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	11.14	-	18.00	117.00	22.51	63.00

Em termos de esforços axiais a atuar em cada chumbadouro teremos:

[Ned]

$$\frac{11.14}{10} = 1.11 \text{ kN (Comp.)}$$

[My]

$$\frac{117.00}{3 \times 0.38} = -102.63 \text{ kN}$$

[Mz]

$$\frac{22.51}{4 \times 0.38} = -14.81 \text{ kN}$$

No chumbadouro mais esforçado, o esforço axial será:

$$F_{t,Ed} = 1.11 + 102.63 + 14.81 = 118.55 \text{ kN (Comp.)}$$

Ao nível dos esforços transversos atuantes, considerando que os chumbadouros estão perfeitamente posicionados para que as cargas se dividam de igual forma por todos, tem-se:

[Ved,y]

$$\frac{0.00}{10} = 0.00 \text{ kN}$$

[Ved,z]

$$\frac{18.00}{10} = 1.80 \text{ kN}$$

No momento torsor, a soma das forças criadas pelo mesmo em cada chumbadouro a multiplicar pela distância ao centro de gravidade da secção tubular, terá de ser igual ao valor do momento torsor. Segue um esquema representativo da distribuição de cargas pelos chumbadouros causada pelo momento torsor na base da estrutura, ver figura 5.12.

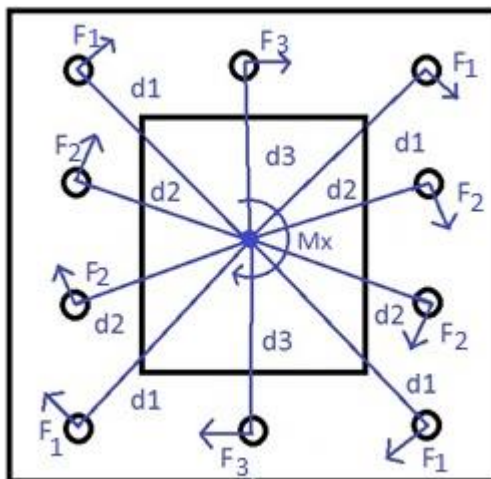


Figura 5.12 – Efeito do momento torsor nos chumbadouros N2

$$\begin{cases} F_1 \times d_1 \times 4 + F_2 \times d_2 \times 4 + F_3 \times d_3 \times 2 = 63.00 \\ F_1 \times d_2 = F_2 \times d_1 \\ F_1 \times d_3 = F_3 \times d_1 \end{cases}$$

$$d_1 = \sqrt{190^2 + 190^2} = 268.70 \text{ mm}$$

$$d_2 = \sqrt{63.33^2 + 190^2} = 200.28 \text{ mm}$$

$$d_3 = 40 + 150 = 190.00 \text{ mm}$$

Solução do sistema de equações:

$$\begin{cases} F_1 = 32.46 \text{ kN} \\ F_2 = 24.20 \text{ kN} \\ F_3 = 22.96 \text{ kN} \end{cases}$$

No chumbadouro mais esforçado o esforço transverso será a combinação das forças representadas na figura 5.13.

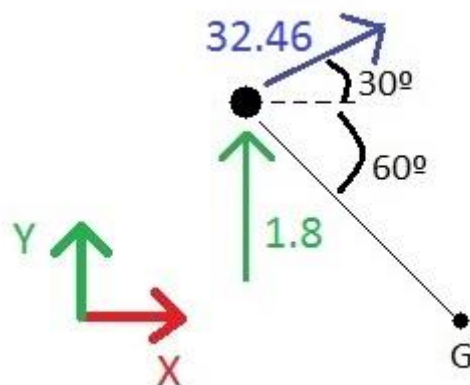


Figura 5.13 – Representação de esforços atuantes no chumbadouro mais esforçado N2

De seguida decompôs-se a força resultante do momento torsor e somando às forças em Y e em X obtidas anteriormente temos:

$$F_x = 32.46 \times \cos(30^\circ) + 0.00 = 28.11 \text{ kN}$$

$$F_y = 32.46 \times \sin(30^\circ) + 1.80 = 18.03 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \sqrt{28.11^2 + 18.03^2} = 33.40 \text{ kN}$$

O esforço transverso resistente para parafusos M16 da classe 10.9 é o seguinte:

$$F_{v,Rd} = 62.49 \text{ kN}$$

Esforço axial resistente:

$$F_{t,Rd} = 112.43 \text{ kN}$$

Visto que o esforço axial resistente é inferior ao esforço axial atuante, pode-se concluir que este parafuso não verificará a segurança.

Analisando a tabela 5.1 optou-se por um parafuso M20 da classe 8.8, com as seguintes resistências:

$$F_{v,Rd} = 93.42 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 140.14 \text{ kN}$$

Verificação geral:

$$\frac{33.40}{93.42} + \frac{118.55}{1.4 \times 140.14} = 0.96 < 1.0$$

Verificação ao esforço axial:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{118.55}{140.14} = 0.85 < 1.0$$

Verifica-se que cumpre todos os critérios de segurança definidos no EC3 Parte 1-8, logo os chumbadouros a utilizar serão M20, classe 8.8. Segue o esquema da solução de chumbadouros para a estrutura N2, ver figura 5.14.

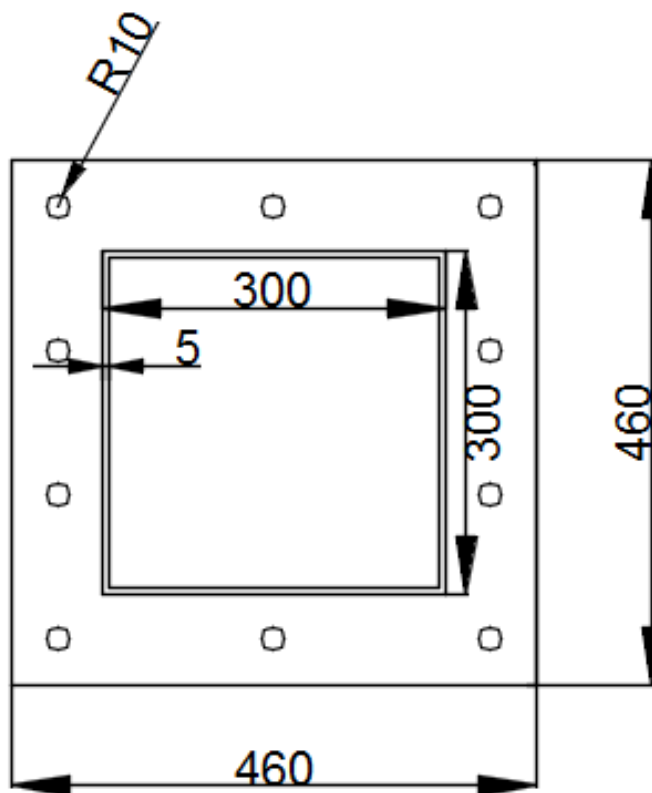


Figura 5.14 – Solução de chumbadouros N2

## 5.2 CHAPAS DE FUNDAÇÃO

### 5.2.1 Método de dimensionamento

As chapas de fundação foram calculadas com recurso a um procedimento simplificado usando o método dos elementos finitos (com o software Autodesk Robot Structural Analysis Professional). Este método consiste em dividir a fração de chapa que contem o chumbadouro mais esforçado (ver figura 5.15) em elementos finitos, conseguindo assim uma análise muito próxima da realidade.

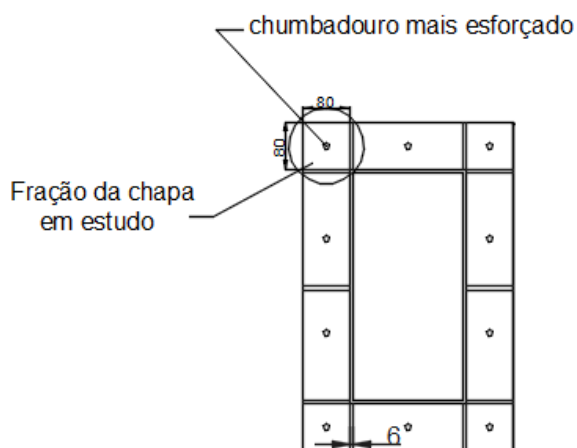


Figura 5.15 – Fração da chapa de fundação a analisar

Primeiramente modela-se a parte da chapa que vai ser analisada, com o respetivo furo para o chumbadouro e as condições de fronteira ao longo de toda a linha de soldadura dos esquadros de reforço à chapa, ver figura 5.16.

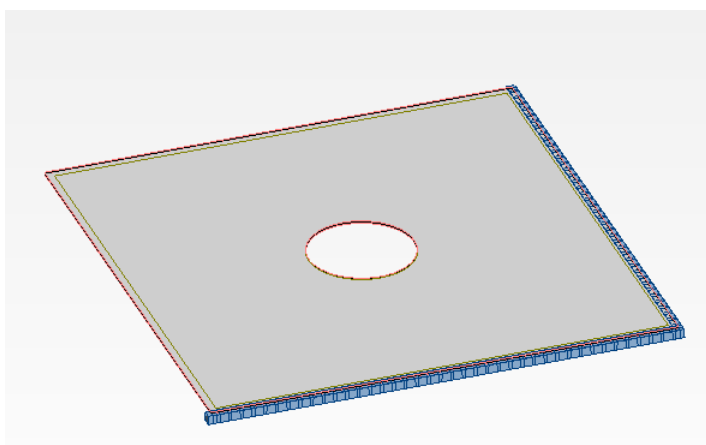


Figura 5.16 – Modelação parcial da chapa de fundação

Cria-se uma malha de elementos finitos bastante apertada, de modo a obter-se vários pontos ao longo do perímetro do furo, ver figura 5.17.

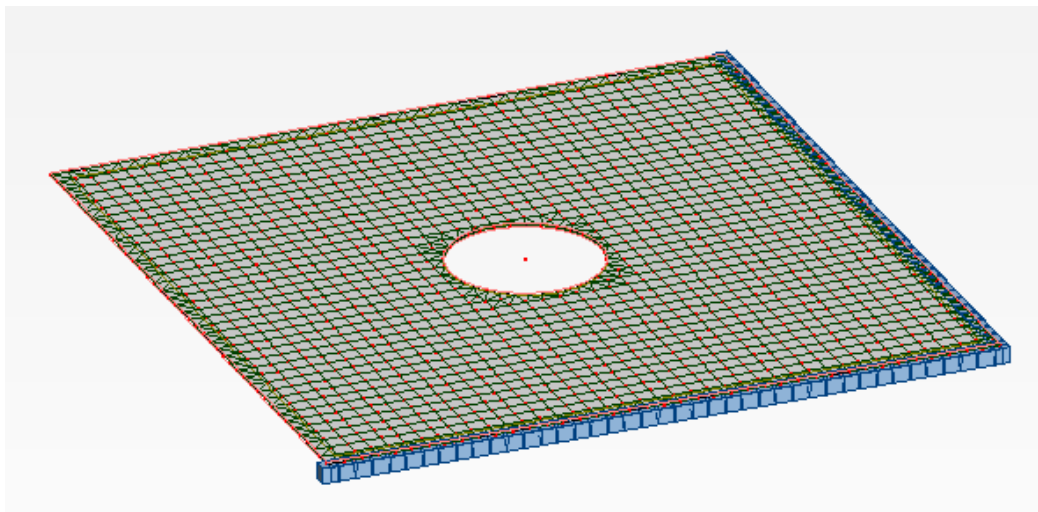


Figura 5.17- malha de elementos finitos

Após o dimensionamento dos chumbadouros no ponto anterior (5.1), obteve-se o esforço de tração atuante no chumbadouro mais esforçado ( $F_{t,Ed}$ ), divide-se esse esforço de igual forma por todos os pontos obtidos na malha de elementos finitos em torno do furo para o chumbadouro, ver figura 5.18.

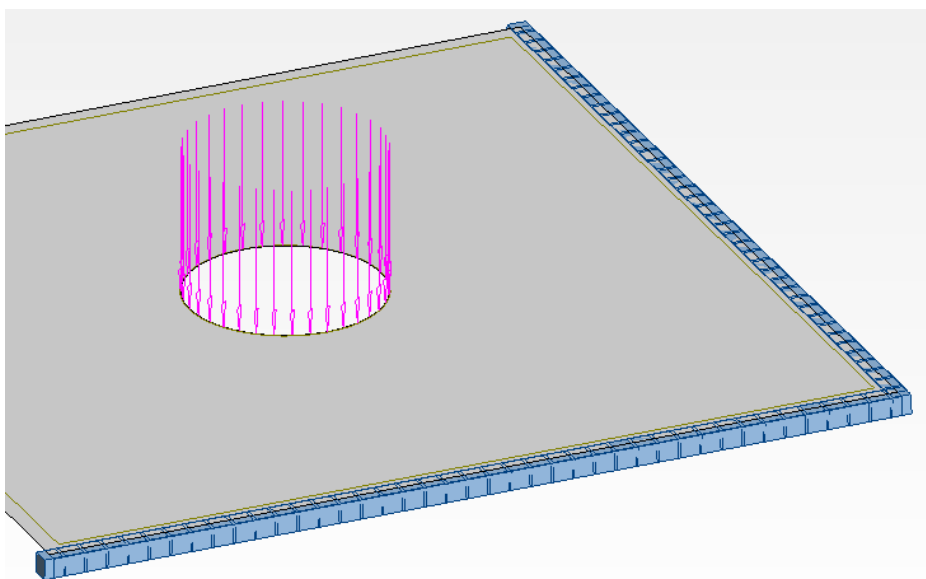


Figura 5.18 – Forças instaladas em torno do furo para o chumbadouro

Na prática as forças não se distribuem segundo a linha de contorno do furo, mas são distribuídas pelo contorno formando um anel circular, figura 5.19, pelo que o procedimento explicado se encontra do lado da segurança.

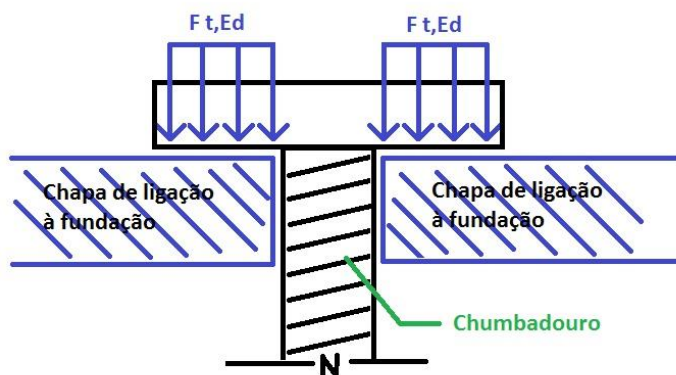


Figura 5.19 – Distribuição de forças do chumbadouro para a chapa de fundação

Por fim analisa-se a distribuição de momentos fletores (principal mínimo e máximo – ver figura 5.20), para desta forma obter-se o momento máximo atuante nesta parcela da chapa de fundação entre a extremidade e os esquadros de apoio.

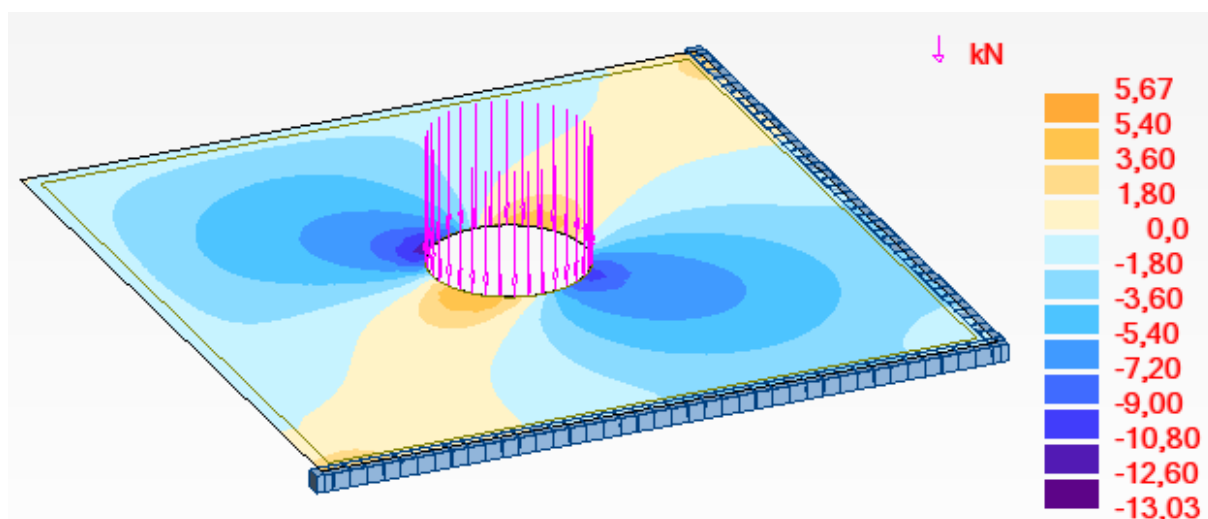


Figura 5.20 – Mapa de momentos na parcela da chapa de fundação

Obtendo-se o momento principal atuante máximo na chapa de fundação, verifica-se a segurança relativamente ao mesmo, com recurso a uma análise elástica e/ou plástica da chapa.

### 5.2.1.1 Dimensionamento elástico

A análise elástica consiste na relação tensão-deformação do material ser linear em todos os pontos da estrutura, independentemente do nível de tensão atuante.

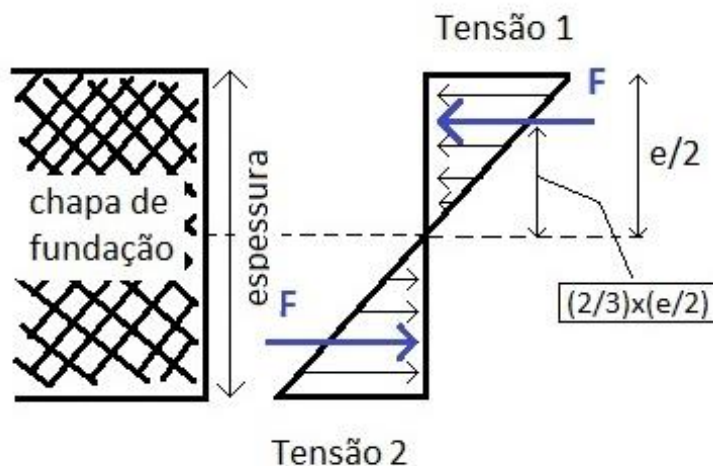


Figura 5.21 – Tensão em regime elástico

Impondo para tensão 1 = tensão 2 =  $f_{syd}$ , vem que:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{e}{2}}{2} \right)$$

O momento resistente é obtido através da seguinte equação:

$$M_{Rd,el} = F \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{e}{2} \right) \times 2$$

Para verificar a segurança da chapa de fundação no regime elástico a seguinte condição tem de ser verificada:

$$M_{Rd,el} \geq M_{Ed}$$

Caso não se verifique a segurança considerando regime elástico pode, alternativamente, fazer-se uma verificação plástica da secção (assumindo, como parece aceitável, uma suficiente capacidade de rotação da secção). Nesta assunção todos os pontos da secção plastificam.

### 5.2.1.2 Dimensionamento plástico

A análise plástica assume a plastificação de algumas ou todas as zonas da estrutura e só pode ser efetuada caso a estrutura seja dúctil e as suas secções suficientemente compactas (como por exemplo as secções da classe 1 segundo o EC3).

Assumindo que todos os pontos plastificam, temos:

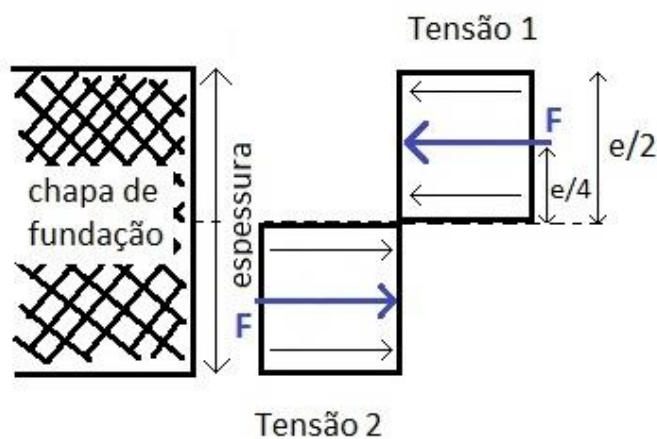


Figura 5.22 – Tensão em regime plástico

Impondo, mais uma vez, tensão 1 = tensão 2 =  $f_{yd}$ , vem que:

$$F = \left( 275000 \times \frac{e}{2} \right)$$

O momento resistente é obtido através da seguinte equação:

$$M_{Rd,pl} = F \times \left( \frac{e}{4} \right) \times 2$$

Para verificar a segurança da chapa de fundação no regime plástico a seguinte condição tem de ser verificada:

$$M_{Rd,pl} \geq M_{Ed}$$

### 5.2.2 Estrutura N1

Tal como se pode verificar no ponto 1.3 deste mesmo capítulo, a força de tração atuante no chumbadouro mais esforçado da fundação desta estrutura é de 145.85 kN.

Segue um esquema do posicionamento dos esquadros de reforço, com a cotação da parcela da chapa de fundação que se irá analisar para dimensionar a mesma chapa, figura 5.23.

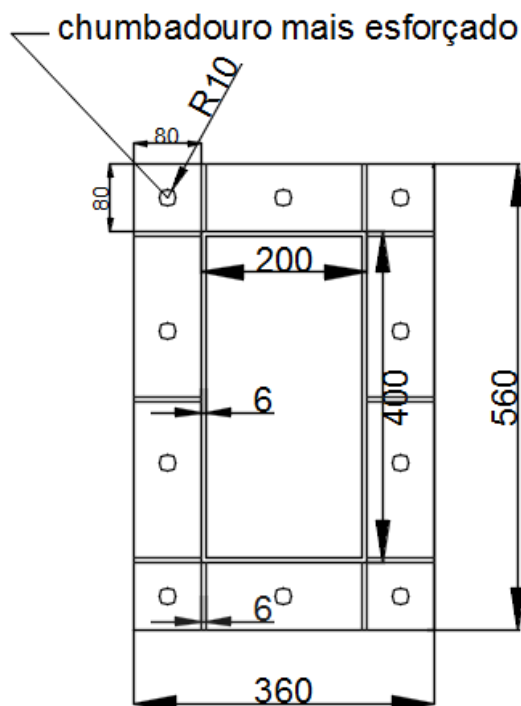


Figura 5.23 – Esquadros de reforço N1

Obteve-se a seguinte distribuição de momentos ( $M_{1-1}$ ), figura 5.24.

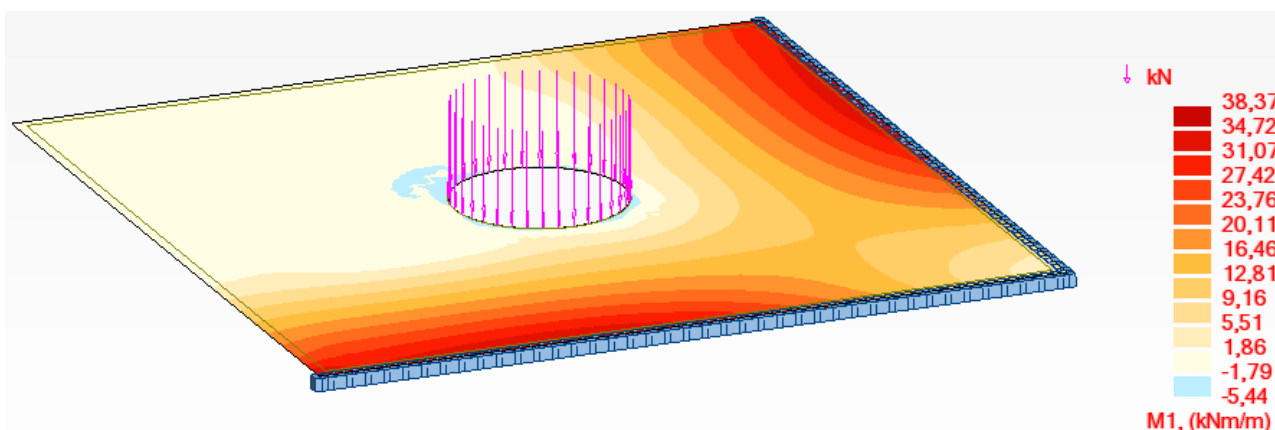


Figura 5.24 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação N1

Obteve-se um momento atuante máximo ( $M_{ed}$ ) de 38.37 kN.m/m.

Posto isto, procede-se ao dimensionamento da chapa de fundação. Na fase de pré-dimensionamento assume-se uma espessura de 16mm.

Dimensionamento elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.016}{2}}{2} \right) = 1100 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 1100 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.016}{2} \right) \right] \times 2 = 11.73 \text{ kN.m}$$

$$11.73 < 38.37 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 16mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico. Pelo que (apesar do valor obtido para o MRd,el estar ainda muito longe do Med) verifica-se de seguida o momento resistente plástico.

Dimensionamento plástico:

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.016}{2} \right) = 2200 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 2200 \times \left( \frac{0.016}{4} \right) \times 2 = 17.60 \text{ kN.m} < 38.37 \text{ kN.m}$$

Como previsto, a chapa de fundação com 16mm de espessura também não verifica a segurança no regime plástico.

Existem duas opções possíveis e viáveis para resolver esta não verificação. Na primeira pode-se optar por realizar o furo para o chumbadouro mais próximo dos apoios ou esquadros de reforço. Deste modo conseguir-se-ia diminuir o momento atuante nesta parcela de chapa. Ter em atenção que tem de se dar sempre o espaçamento necessário para efetuar o aperto dos chumbadouros, portanto não se pode encostar totalmente o furo ao esquadro de reforço (devido à dimensão da cabeça do parafuso e da soldadura do esquadro de reforço), sendo que desta forma seria impossível para o técnico apertar o chumbadouro.

A segunda possibilidade será aumentar à espessura da chapa de fundação e/ou classe do aço, obtendo-se um crescimento do valor do momento resistente. Será esta a opção escolhida para dar continuidade a este dimensionamento da chapa de fundação.

Optou-se por uma chapa com 25mm de espessura, obtendo-se os seguintes resultados em regime elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.025}{2}}{2} \right) = 1718.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 1718.75 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.025}{2} \right) \right] \times 2 = 28.65 \text{ kN.m}$$

$$28.65 < 38.37 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 25mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico. Pelo que, verifica-se de seguida o momento resistente plástico.

Dimensionamento plástico:

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.025}{2} \right) = 3437.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 3437.50 \times \left( \frac{0.025}{4} \right) \times 2 = 42.97 \text{ kN.m}$$

Como  $M_{Rd,pl} = 42.97 \text{ kN.m} > 38.37 \text{ kN.m}$  conclui-se que a **chapa de fundação com 25mm de espessura** cumpre todos os requisitos de segurança.

### 5.2.3 Estrutura G1

A força de tração atuante no chumbadouro mais esforçado da fundação desta estrutura é de 273.99 kN.

Segue um esquema do posicionamento dos esquadros de reforço, com a cotação da parcela da chapa de fundação que se irá analisar, figura 5.25.

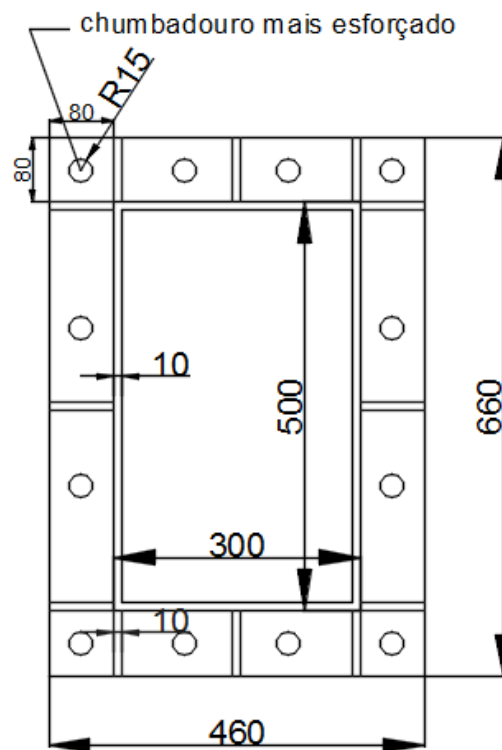


Figura 5.25 – Esquadros de reforço G1

Obteve-se a seguinte distribuição de momentos ( $M_{1-1}$ ), figura 5.26.

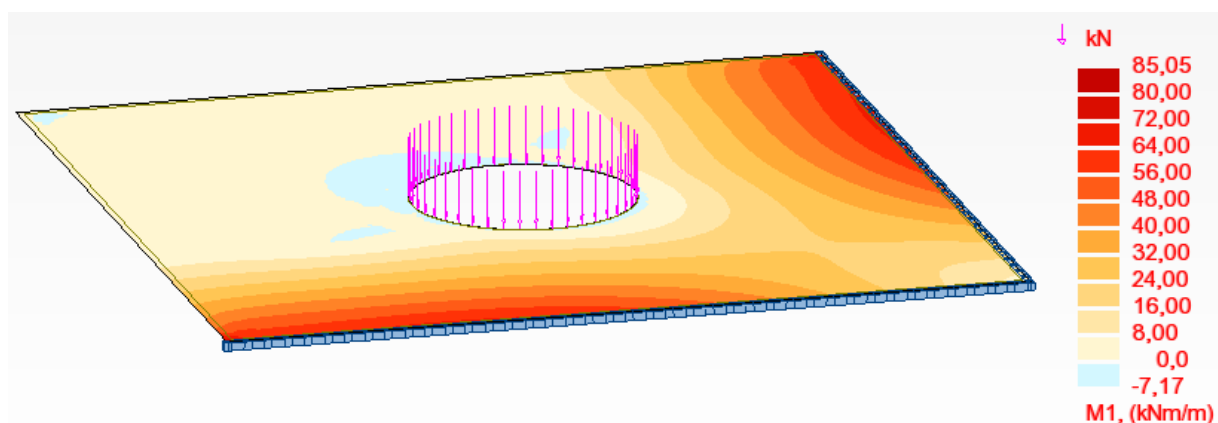


Figura 5.26 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação G1

Obteve-se um momento atuante máximo ( $M_{ed}$ ) de 85.05 kN.m/m.

Procede-se ao dimensionamento da chapa de fundação em regime elástico, assumindo uma espessura de 30mm na fase de pré-dimensionamento.

Dimensionamento elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.030}{2}}{2} \right) = 2062.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 2062.50 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.030}{2} \right) \right] \times 2 = 41.25 \text{ kN.m}$$

$$41.25 < 85.05 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 30mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico. Verifica-se de seguida o momento resistente plástico.

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.030}{2} \right) = 4125 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 4125 \times \left( \frac{0.030}{4} \right) \times 2 = 61.88 \text{ kN.m} < 85.05 \text{ kN.m}$$

A chapa de fundação com 30mm de espessura não verifica a segurança no regime plástico.

Optou-se por aumentar a espessura da chapa para 40mm, obtendo-se os seguintes valores:

Dimensionamento elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.040}{2}}{2} \right) = 2750.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 2750.00 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.040}{2} \right) \right] \times 2 = 73.33 \text{ kN.m}$$

$$73.33 < 85.05 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 40mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico. Verifica-se de seguida o momento resistente plástico.

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.040}{2} \right) = 5500 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 5500 \times \left( \frac{0.040}{4} \right) \times 2 = 110.00 \text{ kN.m} > 85.05 \text{ kN.m}$$

Dado que  $M_{Rd,pl} \geq M_{Ed}$  a **chapa de fundação com 40mm de espessura** verifica todos os requisitos de segurança.

### 5.2.4 Estrutura N2

A força de tração atuante no chumbadouro mais esforçado da fundação desta estrutura é de 118.55 kN.

Esquema do posicionamento dos esquadros de reforço, com a cotação da parcela da chapa de fundação que estará em análise, figura 5.27.

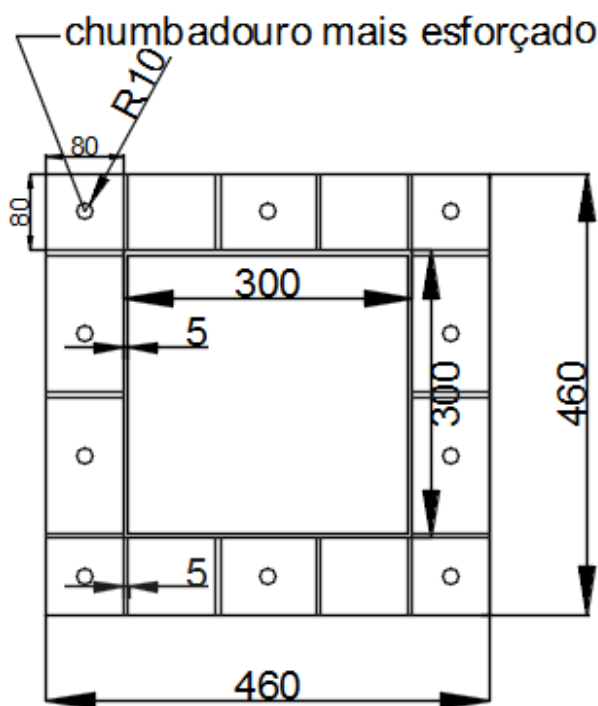


Figura 5.27 – Esquadros de reforço N2

Obteve-se a seguinte distribuição de momentos ( $M_{1-1}$ ), figura 5.28.

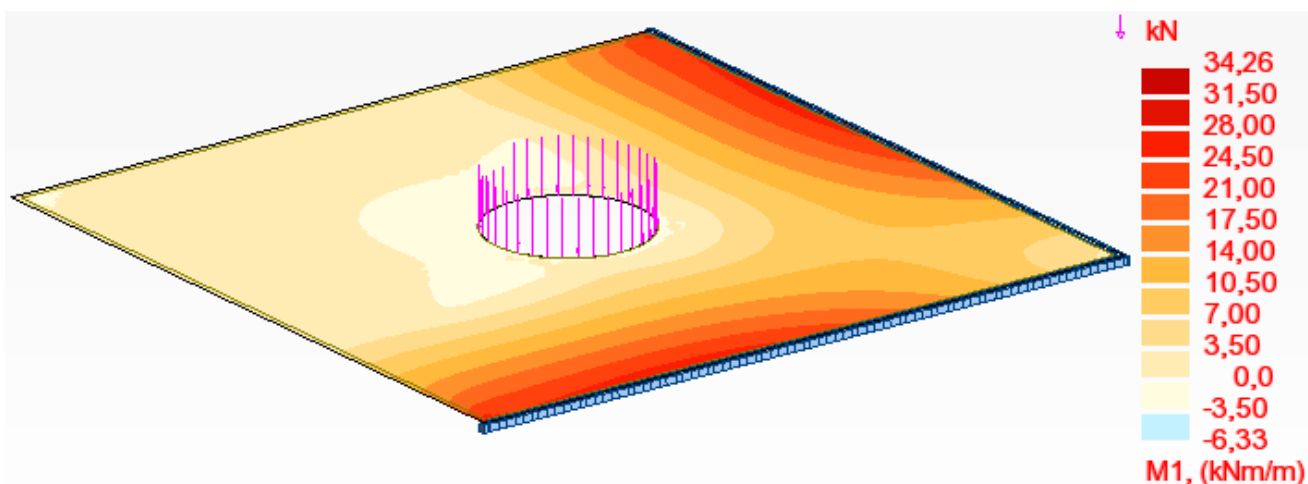


Figura 5.28 – Mapa de momentos atuantes na chapa de fundação N2

Obteve-se um momento atuante máximo ( $M_{ed}$ ) de 34.26 kN.m/m.

O dimensionamento da chapa de fundação é feito considerando o regime plástico, e assumindo uma espessura de 16mm na fase de pré-dimensionamento.

Dimensionamento elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.016}{2}}{2} \right) = 1100 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 1100 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.016}{2} \right) \right] \times 2 = 11.73 \text{ kN.m}$$

$$11.73 < 34.26 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 16mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico. Verifica-se de seguida o momento resistente plástico.

Dimensionamento plástico:

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.016}{2} \right) = 2200 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 2200 \times \left( \frac{0.016}{4} \right) \times 2 = 17.60 \text{ kN.m} < 34.26 \text{ kN.m}$$

A espessura de 16mm para a chapa de fundação não verifica a segurança no regime plástico.

Assumindo uma espessura de chapa de 20mm, obteve-se os seguintes resultados em regime elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.020}{2}}{2} \right) = 1375 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 1375 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.020}{2} \right) \right] \times 2 = 18.33 \text{ kN.m}$$

$$18.33 < 34.26 \text{ kN.m}$$

Conclui-se que a chapa de fundação com 20mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico.

Dimensionamento plástico:

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.020}{2} \right) = 2750 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 2750 \times \left( \frac{0.020}{4} \right) \times 2 = 27.5 \text{ kN.m} < 34.26 \text{ kN.m}$$

A chapa de 20mm de espessura não verifica a segurança, logo optou-se por uma chapa com 25mm de espessura, obtendo-se os seguintes resultados em regime elástico:

$$F = \left( \frac{275000 \times \frac{0.025}{2}}{2} \right) = 1718.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \left[ 1718.75 \times \left( \frac{2}{3} \times \frac{0.025}{2} \right) \right] \times 2 = 28.65 \text{ kN.m}$$

$$28.65 < 34.26 \text{ kN.m}$$

Logo a chapa de fundação com 25mm de espessura não verifica o dimensionamento considerando o regime elástico.

Dimensionamento plástico:

$$F = \left( 275000 \times \frac{0.025}{2} \right) = 3437.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 3437.50 \times \left( \frac{0.025}{4} \right) \times 2 = 42.97 \text{ kN.m}$$

Como  $M_{Rd,pl} = 42.97 \text{ kN.m} > 34.26 \text{ kN.m}$  conclui-se que a **chapa de fundação com 25mm de espessura** cumpre todos os requisitos de segurança.

Em jeito de conclusão do capítulo atual deve-se referir que, tendo em consideração as estruturas em análise serem isostáticas, não terem, em caso de rotura da ligação à fundação, equilíbrio assegurado, não se deve poupar na espessura utilizada para as chapas de fundação. Acrescenta-se que em relação ao custo final da estrutura, um possível aumento da espessura da chapa de fundação vai revelar-se insignificante.

## 6 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

### 6.1 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento dos blocos de fundação, utilizou-se o método de Frohlich, cuja segurança é verificada se se cumprir a seguinte expressão: [Prof. Mota Freitas.(sem data).]

$$\frac{M_{est}}{M_{inst}} \geq 2.0$$

Seguem as expressões e esquema ilustrativo (figura 6.1) do método de Frohlich.

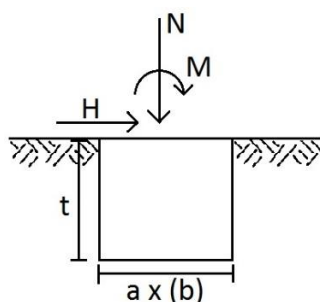


Figura 6.1 – Esquema ilustrativo de bloco de fundação

Momento estabilizador:

$$M_{est} = \frac{1}{3} \times [0.25 \times k \times (b + t) \times t^3 + 2 \times \mu \times P \times t + 1.5 \times P \times a]$$

Momento instabilizador:

$$M_{inst} = M + H \times \frac{1}{3}$$

Sendo:

$$P = P_0 + N$$

$\mu$  - coeficiente de atrito terras-betão, de valor médio 0,4

$K$  – coeficiente que depende das características do terreno

$b$  – largura do bloco de fundação

t – altura do bloco de fundação

a – comprimento do bloco de fundação

Peso volúmico do betão simples  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

Segue a tabela que relaciona o coeficiente K com o tipo de terreno onde o bloco de fundação está inserido, ver tabela 6.1.

Tabela 6.1 – valores de K para os diferente tipos de terreno

Terreno	K (t/m <sup>3</sup> )
Terra vegetal seca	5.2 a 6.45
Terra vegetal molhada	4.79
Terra vegetal humidade natural	9.36
Areia seca	4.79 a 6.1
Areia molhada	4.96
Areia humidade natural	8.3
Limo seco	6.93 a 9.18
Limo molhado	3.86 a 4.71
Argila seca	7.4 a 12.2
Argila molhada	4.06 a 4.96

Visto que a localização e conseqüentemente o tipo de solo onde se inserem as estruturas em análise são desconhecidos, considerou-se o pior valor para o coeficiente,  $K=3.86$  assume-se um terreno em limo molhado.

## 6.2 ESTRUTURA N1

Os valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N1 com a secção 400x200x6mm são os seguintes, ver tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N1

Esforços	(N) Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
<b>Nó 1</b>	12.22 (comp.)	4.61	18.00	126.00	10.74

Visto que existe esforço transversal e momento das duas direções, os esforços H e M serão obtidos através das seguintes expressões:

$$M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$$

$$H = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2}$$

Sendo:

$$M = \sqrt{126.00^2 + 10.74^2} = 126.46 \text{ kN.m}$$

$$H = \sqrt{4.61^2 + 18.00^2} = 18.58 \text{ kN}$$

Através de um processo iterativo e após algumas tentativas, chegou-se a uma possível dimensão para o bloco de fundação:

$$\begin{cases} a = 2.5m \\ b = 1.1m \\ t = 1.8m \end{cases}$$

Verificação de segurança:

$$P_0 = 2.50 \times 1.10 \times 1.80 \times 24.00 = 118.80 \text{ kN}$$

$$P = 118.80 + 12.22 = 131.00 \text{ kN}$$

$$M_{inst} = 126.46 + 18.58 \times \frac{1.8}{3} = 137.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{est} = \frac{1}{3} \times [0.25 \times 3.86 \times 10 \times (1.10 + 1.80) \times 1.80^3 + 2.00 \times 0.40 \times 131.00 \times 1.8 + 1.5 \times 131.00 \times 2.5] = 281.10 \text{ kN.m}$$

$$\frac{281.10}{137.60} = 2.04 > 2.00$$

Conclui-se que para a **estrutura N1 o bloco de fundação com as dimensões 2.5x1.1x1.8m** verifica a segurança de acordo com o método de Frohlich.

### 6.3 ESTRUTURA G1

Os valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura G1 com a secção 500x300x10mm são os seguintes, ver tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura G1

Esforços	(N) Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Nó 1	33.43 (comp.)	16.92	48.00	360.00	42.19

Sendo:

$$M = \sqrt{360.00^2 + 42.19^2} = 362.46 \text{ kN.m}$$

$$H = \sqrt{16.92^2 + 48.00^2} = 50.90 \text{ kN}$$

Através de um processo iterativo e após algumas tentativas, chegou-se a uma possível dimensão para o bloco de fundação:

$$\begin{cases} a = 3.5m \\ b = 1.6m \\ t = 2.1m \end{cases}$$

Verificação de segurança:

$$P_0 = 3.50 \times 1.60 \times 2.10 \times 24.00 = 282.20 \text{ kN}$$

$$P = 282.20 + 33.43 = 315.70 \text{ kN}$$

$$M_{inst} = 362.46 + 50.90 \times \frac{2.1}{3} = 398.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{est} = \frac{1}{3} \times [0.25 \times 3.86 \times 10.00 \times (1.60 + 2.10) \times 2.10^3 + 2.00 \times 0.40 \times 315.70 \times 2.10 + 1.50 \times 315.70 \times 3.5] = 839.40 \text{ kN.m}$$

$$\frac{839.40}{398.10} = 2.11 > 2.00$$

Conclui-se que para a **estrutura G1 o bloco de fundação com as dimensões 3.5x1.6x2.1m** verifica a segurança de acordo com o método de Frohlich.

## 6.4 ESTRUTURA N2

Os valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N2 com a secção 300x300x5mm são os seguintes, ver tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Valores característicos dos esforços ao nível da base para a estrutura N2

Esforços	(N) Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
<b>Nó 1</b>	8.25 (comp.)	-	12.00	78.00	16.67

Sendo:

$$M = \sqrt{78.00^2 + 16.67^2} = 79.76 \text{ kN.m}$$

$$H = 12.00 \text{ kN}$$

Através de um processo iterativo e após algumas tentativas, chegou-se a uma possível dimensão para o bloco de fundação:

$$\begin{cases} a = 2.1\text{m} \\ b = 1.0\text{m} \\ t = 1.7\text{m} \end{cases}$$

Verificação de segurança:

$$P_0 = 2.10 \times 1.00 \times 1.70 \times 24.00 = 85.70 \text{ kN}$$

$$P = 85.70 + 8.25 = 93.90 \text{ kN}$$

$$M_{inst} = 79.76 + 12.00 \times \frac{1.7}{3} = 86.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{est} = \frac{1}{3} \times [0.25 \times 3.86 \times 10 \times (1.00 + 1.70) \times 1.70^3 + 2.00 \times 0.40 \times 93.90 \times 1.7 + 1.5 \times 93.90 \times 2.1] = 183.90 \text{ kN.m}$$

$$\frac{183.90}{86.60} = 2.12 > 2.00$$

Conclui-se que para a **estrutura N2 o bloco de fundação com as dimensões 2.1x1.0x1.7m** verifica a segurança de acordo com o método de Frohlich.

## 7 SOLUÇÃO ALTERNATIVA À ESTRUTURA N1

### 7.1 SUMÁRIO

Neste capítulo calcula-se uma solução alternativa aos perfis tubulares utilizados na estrutura N1, desta vez recorrendo a perfis de secção laminada em I ou H. Verifica-se, com um orçamento final, se existe uma redução de custos no material e tratamento dos perfis laminados em relação à solução habitualmente utilizada de perfis de secção tubular.

### 7.2 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO – ALTERAÇÕES

Em relação à metodologia de dimensionamento que consta no capítulo três, apenas existem duas alterações significativas, ao nível do esforço transverso e da flexão desviada, que são as seguintes: [CEN.(2005). Eurocódigo 3 – Parte 1-1]

#### Esforço transverso

No cálculo da área resistente ao esforço transverso tem-se:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f, \text{ mas não inferior a } \eta h_w t_w$$

Sendo que  $\eta = 1.0$  de forma conservativa.

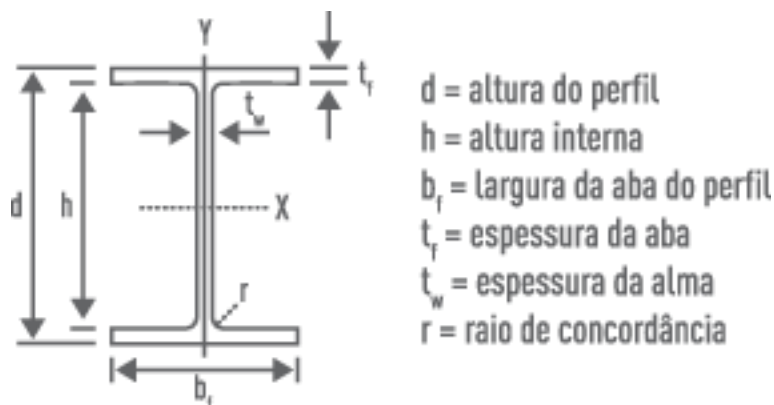


Figura 7.1 – Esquema legendado de perfil I de abas paralelas

### Flexão desviada

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1$$

$$\text{Em que: } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

### 7.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA N1

Admite-se a ação do vento, o peso dos elementos suportados pela estrutura e o peso próprio da estrutura, que se mantêm iguais aos valores admitidos no capítulo 4 ponto 3.1, como medida de simplificação desprezou-se a ação sísmica de acordo com capítulo 2 ponto 2.1.

Seguem as tabelas das ações supracitadas, tabela 7.1 e 7.2.

Tabela 7.1 – Pesos próprios para pré-dimensionamento N1 alternativa

Ação	Segmento	Valores característicos Gk
Peso próprio dos painéis e conetores (KN/m)	AB	1.05
	CD	1.05

Tabela 7.2 – Ação do vento para pré-dimensionamento N1 alternativa

Ação	Segmento	Valores característicos Qk
Vento (KN/m)	AB	4.50
	CD	4.50

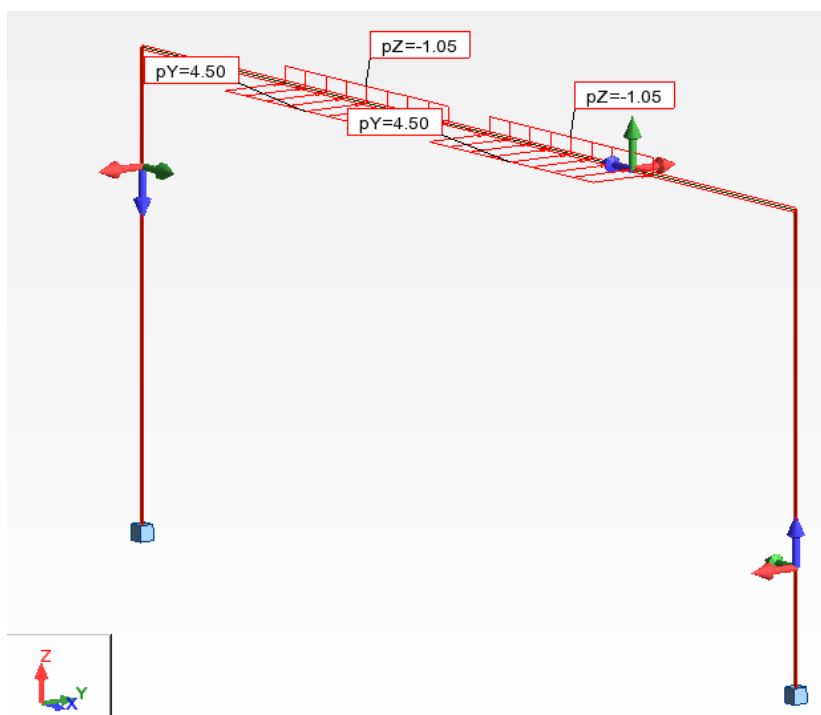


Figura 7.2 – Ações características estrutura N1 alternativa

Seguiu-se a mesma metodologia de cálculo utilizada no capítulo 4 e após algumas iterações efetuadas, optou-se pelo perfil laminado HEB 220 para os pilares da estrutura e HEB 280 para a viga, segue a figura representativa da orientação assumida para o perfil laminado (tendo em conta que o vento é considerado como sendo uma ação horizontal - figura 7.3) e as características geométricas da secção escolhida para os pilares, ver tabela 7.3 e 7.4.

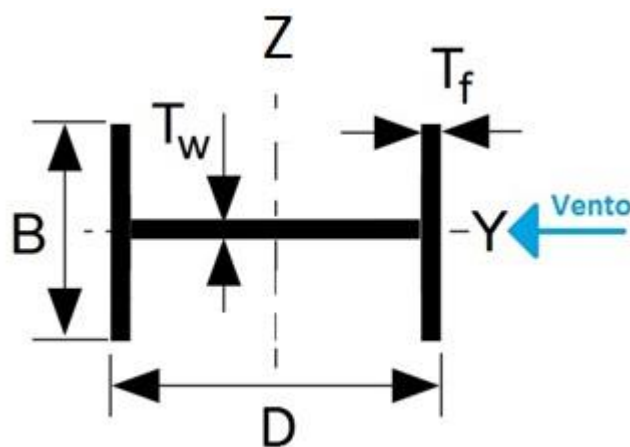


Figura 7.3 – Orientação do perfil HEB

Tabela 7.3 – Características geométricas da secção HEB 220

HEB 220	d (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	c (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
	220.00	220.00	9.50	16.00	18.00	152.00	91.0

Tabela 7.4 – Características geométricas da secção HEB 220

HEB 220	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )
	8091.00	2843.00	827.00	393.90	735.50

De modo a verificar a classe da secção teremos:

$$\frac{c}{t} = \frac{152}{9.50} = 16,0 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

Seguem as tabelas com as características geométricas da secção escolhida para a viga, ver tabela 7.5 e 7.6.

Tabela 7.5 – Características geométricas da secção HEB 280

HEB 280	d (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	c (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
	280.00	280.00	10.50	18.00	24.00	196.00	131.4

Tabela 7.6 – Características geométricas da secção HEB 280

HEB 280	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{el,y}$ (cm <sup>3</sup> )
	19270.00	6595.00	1534.00	716.60	1376.00

De modo a verificar a classe da secção teremos:

$$\frac{c}{t} = \frac{196}{10.50} = 18.67 < 72 * \epsilon$$

Logo a classe da secção é a classe 1.

### 7.3.1.1 Verificação da secção para os pilares ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança da secção no pilar do pórtico, considerou-se as reações na base da estrutura, que são as seguintes:

Tabela 7.7 – Esforços na base da estrutura N1 alternativa

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
<b>Nó 1</b>	23.22	6.98	27.00	189.00	16.29	0.18

Neste caso despreza-se o efeito do momento torsor devido ao valor reduzido que apresenta.

Seguem os diagramas de esforços obtidos com recurso ao software, figuras de 7.4 a 7.9.

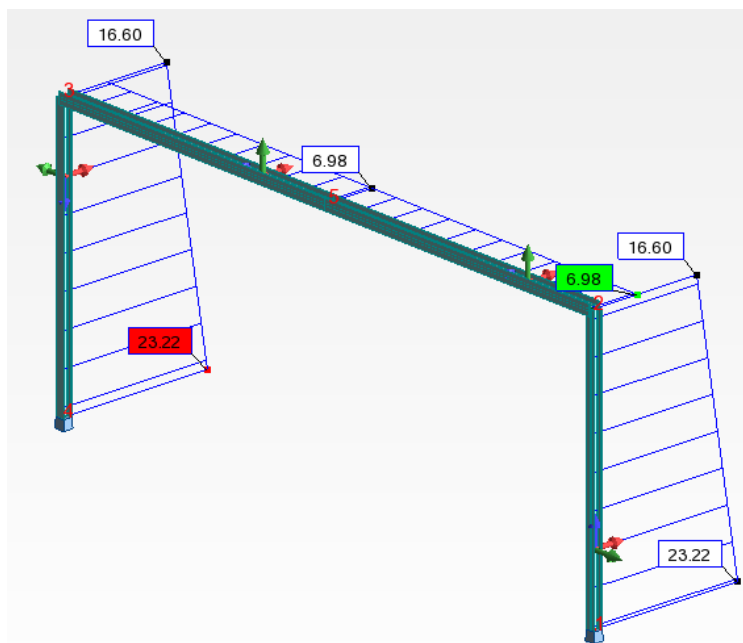


Figura 7.4 – Esforço axial N1 alternativa

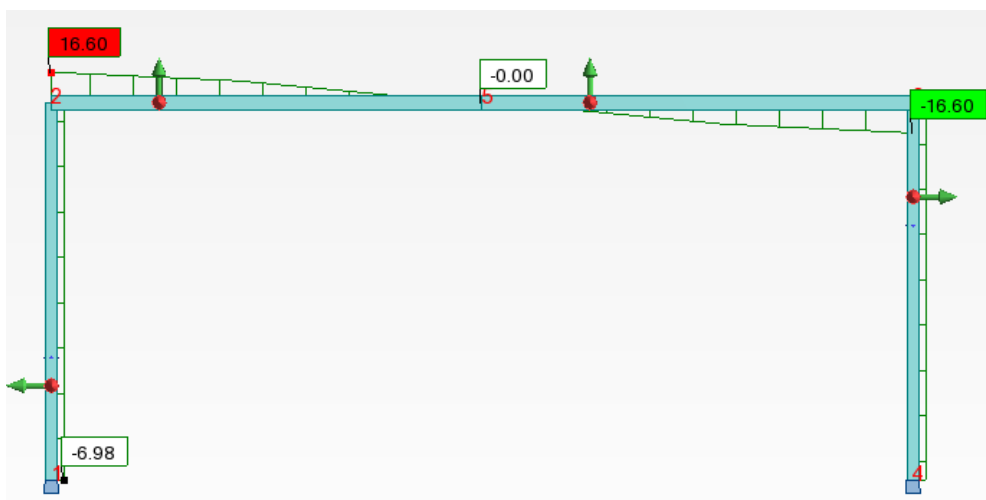


Figura 7.5 – Esforço transversal vertical N1 alternativa

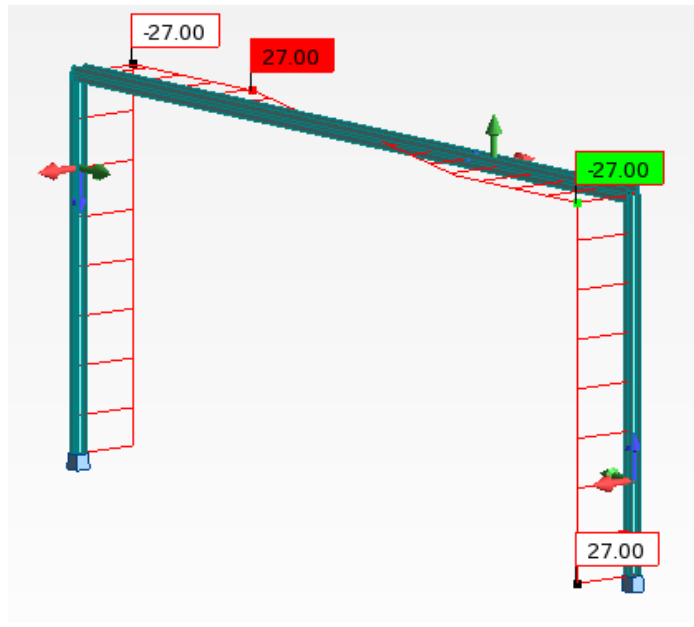


Figura 7.6 – Esforo transverso horizontal N1 alternativa

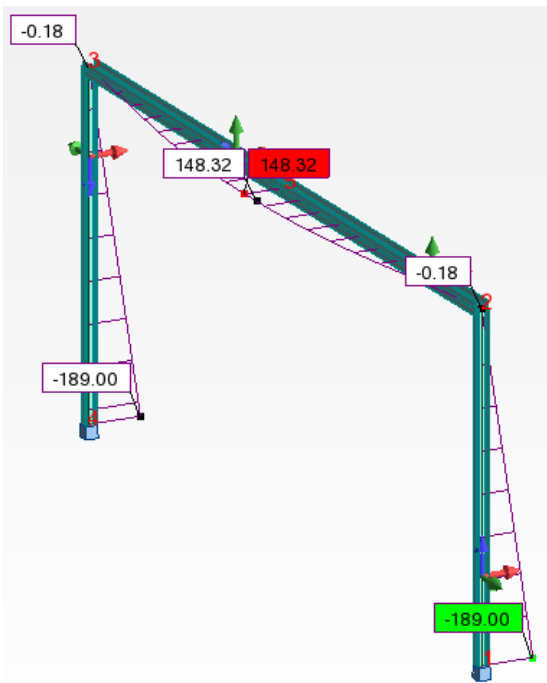


Figura 7.7 - Momento atuante em torno de y N1 alternativa

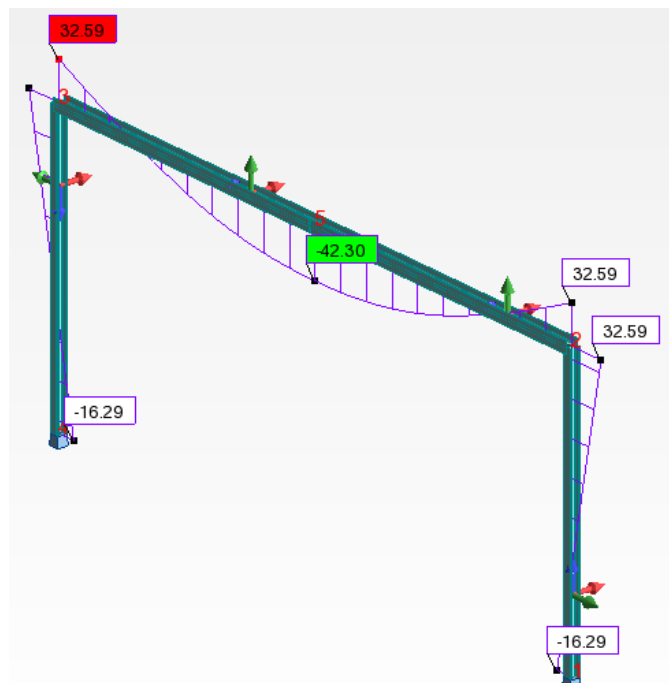


Figura 7.8 – Momento atuante em torno de z N1 alternativa

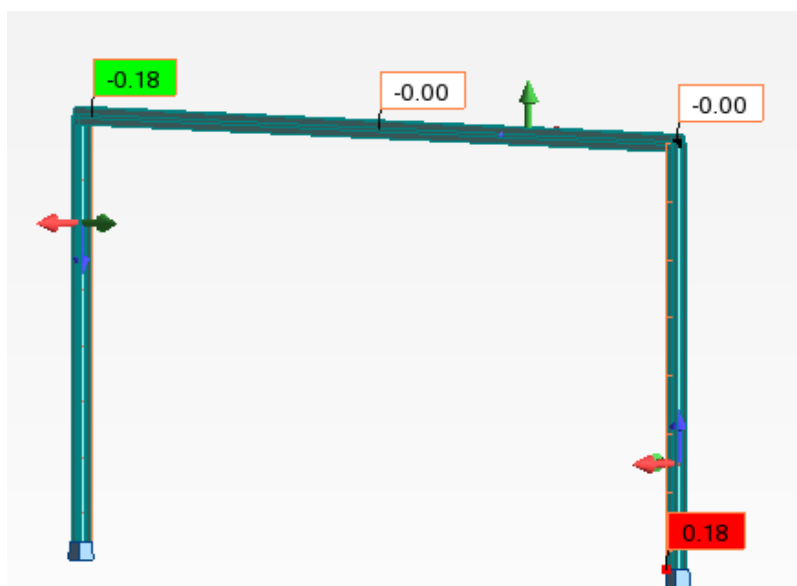


Figura 7.9 – Momento torsor N1 alternativa

Posto isto avança-se para a verificação da secção à compressão, ver tabela 7.8.

Tabela 7.8 – Verificação da compressão para o pilar N1 alternativo

Compressão (kN)	
HEB 220	N pl,Rd
	2502.50
<b>Esforços na secção crítica</b>	N ed
	23.22

Verificação de segurança à encurvadura:

$$l = 2.00 \times 700.00 = 1400.00 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{2843.00}{91.00}} = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1400.00}{5.60} = 250.00 > 180.00$$

$$\varphi = \frac{4103.00}{250.45^2} = 0.065$$

$$\sigma_{sd} = \frac{23.22}{91.00 \times 10^{-4} \times 0.065} = 39256.13 \text{ kPa} = 39.26 \text{ MPa} \ll 275.00 \text{ MPa}$$

Segundo o REAE em geral não são admissíveis valores de esbelteza superiores a 180, salvo em elementos estruturais cuja função se destine a contraventamentos. Em caso algum se poderá exceder um valor de 250. O valor obtido de 250 ultrapassa o limite (180), sendo que o esforço axial neste pilar é diminuto, de tal forma que resulta numa tensão atuante de 39,26 MPa bastante inferior à tensão resistente de 275 MPa. E visto que o maior comprimento de encurvadura ( $l=2l_0$ ) ocorrerá na direção do vento, segundo o eixo dos y, onde o momento de inércia é superior ao assumido na obtenção do valor do coeficiente de esbelteza de 250 (assumida a inércia segundo o eixo do z). Dados os motivos supracitados despreza-se o efeito da encurvadura e a secção H do pilar está verificada relativamente à compressão.

Verificação ao esforço transverso, tabela 7.9.

Tabela 7.9 – Verificação ao esforço transverso para o pilar N1

Esforço Transverso			
HEB 220	A v (cm <sup>2</sup> )	V pl,Rd (kN)	V ed (kN)
<b>Esforços na secção crítica</b>	28.84	457.90	27.00

Pelo que a secção garante a segurança em relação ao esforço transverso atuante.

Procedeu-se à verificação da flexão desviada, tabela 7.10.

Tabela 7.10 – Verificação à flexão desviada do pilar N1 alternativa

Flexão Desviada							
HEB 220	n	$\alpha$	$\beta$	M N,y,Rd	M Ed y	M N,z,Rd	M Ed z
<b>Esforços na secção crítica</b>	0.0093	2.00	1.00	227.43	189.00	108.32	16.29

Sendo:

$$n = \frac{23.22}{2502.50} = 0.0093$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5 \times 0.0093 = 0.046 < 1.0, \text{ logo } \beta = 1.0$$

$$\left(\frac{189.00}{227.43}\right)^{2.0} + \left(\frac{16.29}{108.32}\right)^{1.0} = 0.84 \leq 1$$

Conclui-se que a secção verifica as condições de segurança para a flexão desviada.

Dado que se pode desprezar o efeito da torção na estrutura, conclui-se que os pilares desta estrutura N1 em **HEB 220** cumprem todos os critérios de segurança em relação aos estados limites últimos.

### 7.3.1.2 Verificação da secção para a viga ao abrigo do EC3

Para verificar a segurança na secção da viga do pórtico, verificou-se dois pontos distintos, um ponto ao centro e outro na extremidade da viga, para o **ponto central** os esforços são os seguintes, tabela 7.11.

Tabela 7.11 – Esforços ao centro da viga N1 alternativa

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	6.98	-	-	148.32	42.30	-

Tendo em conta que o diagrama de esforços transversos e momento torsor são nulos ao centro da viga, não é necessário verificar a segurança relativamente ao esforço transversal nem à torção, tabela 7.12.

Tabela 7.12 – Verificações de segurança segundo o EC3 ao centro da viga N1 alternativa

HEB 280	Compressão	Momento Flector		Esforço Transverso	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	3613.5	421.85	197.07	635.88	421.85	197.07
Esforços nas secções críticas	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	6.98	148.32	42.30	-	148.32	42.30

Verificação à flexão desviada:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = 0.34 \leq 1$$

Está verificada a segurança em relação à flexão desviada e todos os restantes critérios de segurança para o **ponto a meio vão da viga com o perfil HEB 280**.

Para o ponto que é a **extremidade da viga**, os esforços são os seguintes, tabela 7.13.

Tabela 7.13 – Esforços na extremidade da viga N1 alternativa

Esforços	Ned (kN)	Ved, y (kN)	Ved, z (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	T (kN.m)
	6.98	16.60	27.00	0.18	32.59	-

Avançamos para a verificação da segurança da secção ao abrigo do EC3, ver tabela 7.14.

Tabela 7.14 – Verificações de segurança segundo o EC3 para a extremidade da viga N1 alternativa

HEB 280	Compressão	Momento Flector		Esforço Transverso	Flexão Desviada	
	(kN)	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	
	N pl,Rd	M c,Rd y	M c,Rd z	V pl,Rd	M N,y,Rd	M N,z,Rd
	3613.50	421.85	197.07	635.88	421.85	197.07
Esforços nas secções críticas	N Ed	M Ed y	M Ed z	V Ed	M y,Ed	M z,Ed
	6.98	0.18	32.59	27.00	0.18	32.59

Verificação à flexão desviada:

$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \alpha \right] + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \beta \right] = 0.17 \leq 1$  Está verificada a segurança em relação à flexão desviada, e todos os restantes critérios de segurança para a viga em **HEB 280** em relação aos estados limites últimos.

#### Verificação do Estado Limite de Utilização para os pilares e viga

Tal como no ponto 3.1 do capítulo 4 as flechas máximas que a estrutura tem de respeitar são as seguintes, ver tabela 7.15.

Tabela 7.15 – valores limite da flecha para a estrutura N1 alternativa

Flecha máxima	Valor a respeitar (m)
Horizontal	0.14
Vertical	0.08

Recorrendo ao software Autodesk Robot obteve-se as seguintes deformações, ver tabela 7.16, figura 7.10 e 7.11.

Tabela 7.16 – deformações para a estrutura N1 alternativa de secção HEB 220

Flecha	Valor real (m)
Horizontal (topo do pilar)	0.121
Horizontal (centro da viga)	0.192
Vertical	0.068

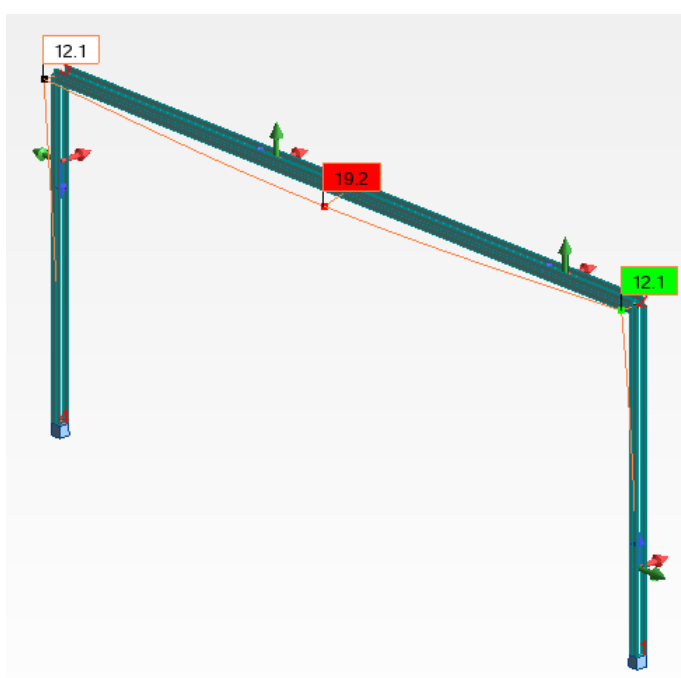


Figura 7.10 – Deformações N1 alternativa pilares HEB 220 viga HEB 280

Nó/Caso	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
5/ 1	-0,0	-0,0	-2,9	0,000	0,000	0,000
5/ 2	0,0	-0,0	-2,1	0,000	-0,000	0,000
5/ 3	-0,0	18,5	0,0	-0,026	0,000	-0,000
5/ 4 (C)	0,0	18,5	-5,0	-0,026	-0,000	-0,000
5/ 5 (C)	0,0	27,8	-6,8	-0,039	-0,000	-0,000
5/ 6	-0,8	0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
5/ 7 (C)	-1,2	-0,0	-6,8	0,000	0,000	-0,000

Figura 7.11 – Deformação vertical ao centro da viga N1 alternativa secção HEB 280

Como se pode verificar é cumprido o deslocamento máximo horizontal nos pilares (12,1cm < 14cm) e o deslocamento máximo vertical na viga (6,8 cm > 8,0 cm), sendo que o valor da deformação horizontal

ao centro da viga é de 19,2 cm o que supera o valor teórico máximo de 14,0 cm. Mas para o caso em estudo uma deformação de 19,2 cm ao centro da viga (5,2 cm superior ao limite teórico) não irá comprometer a segurança deste pórtico.

Assim sendo e visto que todos os restantes critérios de segurança foram cumpridos, pode-se então afirmar que está **verificada a resistência da secção do pilar para um HEB 220 e da secção da viga em perfil HEB 280.**

Como esta estrutura é muito esbelta na direção do pórtico, de modo a complementar o dimensionamento da estrutura porticada, assumiu-se o efeito de vento lateral. Sendo que considera-se o vento como tendo um  $w_k=1.5 \text{ kN.m}^2$ , o perfil do pilar do pórtico tem 220mm de largura, esta ação provocará uma força de  $0.22 \times 1.5 = 0.33 \text{ kN.m}$  distribuídos ao longo da altura de cada pilar. Considera-se a mesma orientação assumida anteriormente, sendo que desta vez a ação do vento muda de direção, figura 7.12. Segue a representação da ação no pórtico, figura 7.13.

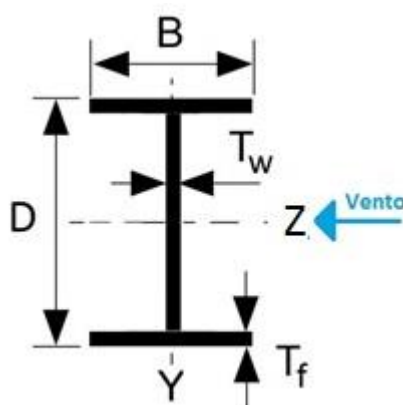


Figura 7.12 – Orientação do perfil HEB em relação ao vento lateral

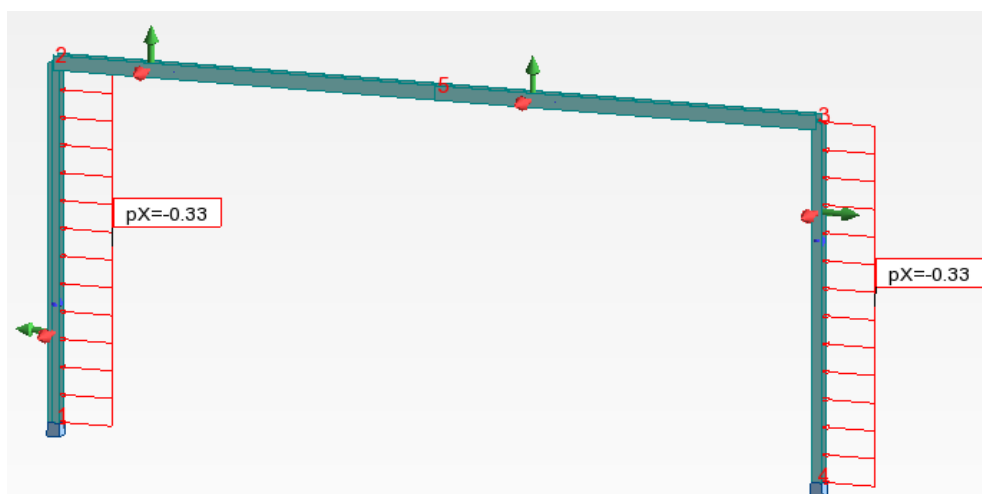


Figura 7.13 – Carga do efeito do vento lateral N1 alternativa

Combinando esta força do vento lateral, com o peso próprio da estrutura e com o peso dos painéis e conectores nos seus valores característicos, resulta nos seguintes esforços, figura 7.14.



Figura 7.14 – Valores característicos das ações para o caso do vento lateral N1 alternativa

Com esta combinação de esforços verifica-se a segurança em relação aos estados limites de utilização, sendo que as restantes verificações não são necessárias, tendo em conta a dimensão diminuta do esforço provocado na estrutura pela ação do vento lateral. Seguem as deformações obtidas com recurso ao software Autodesk Robot, figura 7.15.

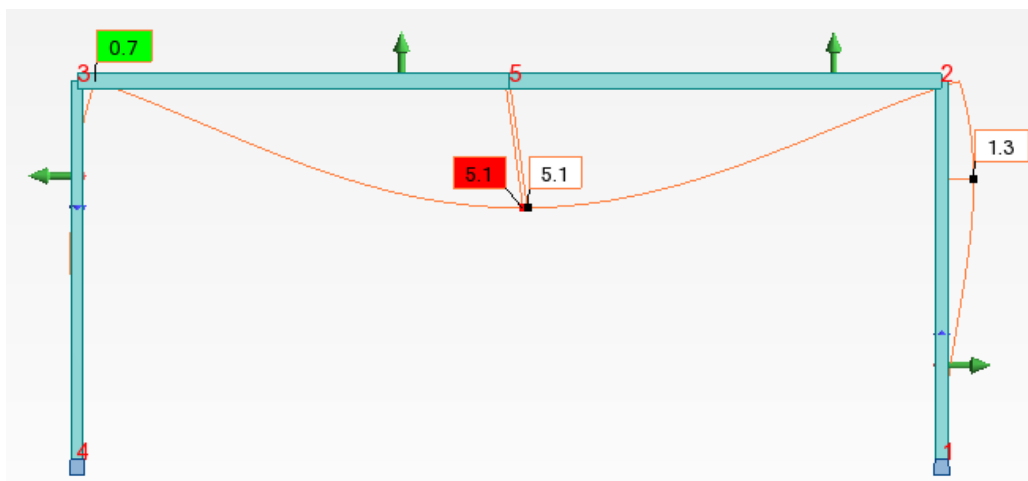


Figura 7.15 – Deformação causada pela combinação do vento lateral N1 alternativa

Com uma pequena análise aos valores obtidos verifica-se que não haverá problemas com esta ação de vento lateral com 1,3 cm de deslocamento horizontal num pilar de 7 m de altura.

Posto isto, confirma-se que a secção **HEB 220** será a utilizada nos pilares e a secção **HEB 280** será a utilizada na viga da estrutura N1 alternativa.

No entanto esta solução é bastante mais deformável na direção do pórtico o que levanta outro tipo de considerações. Acresce que apresentará pior comportamento a uma ação acidental, como por exemplo ao embate de um veículo, situação não analisada neste trabalho.

## 7.4 ORÇAMENTO COMPARATIVO

Segue-se uma estimativa orçamental para os custos para o fornecimento dos perfis tubulares dimensionados (sem qualquer tipo de mão de obra em oficina) e respetivo tratamento das duas soluções encontradas para o caso de estudo da estrutura N1, ver tabelas 7.17 e 7.18.

### 7.4.1 Estrutura N1

Tabela 7.17 – Orçamento para estrutura N1

Ponto	Descrição	Unid.	Quantidade	Preço	Total	Material
	<b>Material</b>					
1	Tubular 400x200x6	kg	1728	2.52 €/kg	4.355,0 €	AÇO
	<b>Tratamento</b>					
2	Galvanização a quente	kg	1740	0,5 €/kg	870,0 €	-
<b>TOTAL</b>					<b>5.225,0 €</b>	<b>+ IVA</b>

### 7.4.2 Estrutura N1 alternativa

Tabela 7.18 – Orçamento para estrutura N1 alternativa

Ponto	Descrição	Unid.	Quantidade	Preço	Total	Material
	<b>Material</b>					
1	Perfil laminado HEB 220	kg	1010	1,5 €/kg	1515,0 €	AÇO
2	Perfil laminado HEB 280	kg	1661	1,5 €/kg	2.491,5 €	AÇO
	Total parcial				4.006,5 €	
	<b>Tratamento</b>					
3	Galvanização a quente	kg	2671	0,5 €/kg	1.335,5 €	-
<b>TOTAL</b>					<b>5.342,0 €</b>	<b>+ IVA</b>

### **7.4.3 Análise comparativa**

Comparando os dois orçamentos indicados anteriormente pode-se verificar que, apesar do material da solução com perfis HEB ser cerca de 8,0% mais barato em relação à solução com perfis tubulares, a galvanização a quente fica menos económica para os perfis HEB pois estes têm mais peso que os perfis tubulares. Logo, o preço total final irá rondar a mesma quantia.

Não podendo destrinçar as duas soluções pelo seu orçamento e sendo que ao nível da mão-de-obra, fundações, soldadura, e restantes acessórios ambas dispõem o mesmo, há duas características fundamentais que as distinguem, o comportamento relativamente às oxidações e as deformações da estrutura.

Relativamente à primeira característica, a oxidação do aço é a maior responsável pelas reparações efetuadas em pórticos de sinalização vertical em autoestrada. Neste ponto os tubulares estão em grande desvantagem, dado que existindo um ponto de oxidação no interior do mesmo esse ponto tornar-se-á um “ponto fraco” da estrutura, fazendo com que em pouco tempo se verifique a oxidação de uma grande parcela ou mesmo de toda a parte estrutural da mesma. No caso dos tubulares este facto revela-se um grave problema, pois não se pode intervir sem ser através da substituição do tubo danificado. Já nos perfis HEB, ocorrendo uma oxidação num ponto, desde que detetada em tempo útil, poderá ser resolvida com uma simples intervenção “in situ”, sem precisar de recorrer à substituição do perfil em causa.

A respeito da segunda característica, o tipo de solução em perfis laminados torna a estrutura bastante mais deformável, na direção do pórtico, relativamente à solução em perfis tubulares. Com isto conclui-se que a solução em perfis tubulares confere mais segurança e até uma maior resistência aos impactos de uma ação acidental. Facto este que terá uma grande influência na decisão de optar pelos perfis tubulares.

## **8 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A realização deste projeto proporcionou ao autor adquirir algum conhecimento ao nível das estruturas metálicas e fundações, dado que o mesmo frequenta o ramo de infraestruturas do mestrado de engenharia civil e se propôs a elaborar um projeto inserido no ramo das estruturas metálicas onde até então tinha obtido pouco conhecimento.

O projeto permitiu ainda ao autor ter o primeiro contacto com o software Autodesk Robot Structural Analysis Professional e ao longo do semestre foi adquirindo conhecimento suficiente para modelar e analisar estruturas metálicas, ao nível estrutural e das ligações, recorrendo ao mesmo software.

De referir que para o dimensionamento elaborado ao longo deste projeto, foram desprezados os efeitos de encurvadura lateral, tanto para os 3 casos de estudo como para a estrutura alternativa N1.

Depois de toda a análise e dimensionamento efetuados ao longo deste trabalho é possível retirar algumas conclusões. A mais notória será na secção da estrutura G1, dadas as dimensões e cargas atuantes no pórtico em questão, seria de esperar uma secção fora das medidas que são consideradas normais. O tubular de secção 500x300x10mm tem uma dimensão exterior dentro do normal, já a sua espessura de 10mm é um pouco acima do que habitualmente se utiliza em pórticos.

Na estrutura N2 pode-se verificar que um tubular de faces iguais, ou seja de secção quadrada, resistiria com muito mais eficácia ao tipo de geometria do pórtico e respetivas cargas atuantes, conferindo à estrutura deslocamentos menores nos pilares e viga.

Relativamente às chapas de fundação, a solução para verificarem a segurança passou por aumentar à espessura das mesmas, prática que não era estritamente necessária pois seria mais simples e menos dispendioso efetuar os furos para os chumbadouros mais próximos dos apoios e desta forma reduzir às espessuras das chapas.

Na obtenção da alternativa à solução inicial da estrutura N1 chegou-se à conclusão que os orçamentos pouco diferem no preço final. Uma solução em perfis HEB implicaria custos de manutenção previsivelmente menores. Uma solução em perfis tubulares releva-se mais segura ao nível das deformações e resistência a possíveis ações acidentais.

Quanto a desenvolvimentos futuros para este projeto, poder-se-ia elaborar um estudo dos gastos das concessionárias das autoestradas com a manutenção dos pórticos em perfil tubular, e quantificar a redução dos custos a longo prazo utilizando o perfil HEB em detrimento dos perfis tubulares.

Pode-se ainda concluir que este projeto se revelou extremamente útil para o autor, do ponto de vista académico e profissional, contribuindo de forma claramente positiva para uma continuação do início de carreira mais consistente ao nível do conhecimento das estruturas metálicas.

## Bibliografia

J. Wardenier. (2001). Hallow sections in structural applications. Delft, Holanda.

Rui A. D. Simões. (2007). Manual de dimensionamento de estruturas metálicas. Universidade de Coimbra, Portugal.

Carlos de Almeida Roque. (2010). Sinalização vertical: Características. Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, Lisboa, Portugal.

CEN. (2005). Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. European Norm 1993-1-1, Bruxelas.

CEN. (2005). Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas de aço – Parte 1-8: Projeto de ligações. European Norm 1993-1-8, Bruxelas.

(1965).Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios. Decreto-Lei nº 211/86

(1983).Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº 235/83

UNE135311,AEN. (2008). Señalización vertical. Elementos de sustentación y anclaje. Hipótesis de cálculo. AENOR, Madrid.

Estado de Portugal, Governo da republica portuguesa. (1998) Diário da República I Série-B. Ministério da Administração interna. Decreto regulamentar nº22-A/98

BS EN ISSO 1461:1999. (1999). Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – specifications and test methods, Bruxelas.

Autodesk. (2009). Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 – Training Manual Version, USA.

Alpsroads. (sem data). Long Island Motor Parkway – Queens, eastbound up to Springfield Blvd.

<http://www.alpsroads.net/roads/ny/limp/pe.html>

Galvaza. (2003). Galvanização. <http://www.galvaza.pt/pt/servicos/galvanizacao/>

I.B.D.A. (sem data). As tintas na proteção anti corrosiva.

<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=5&Cod=1547>

Metalocar. (2014). Pórticos de sinalização – tratamento da superfície.

<http://www.metalocar.pt/seguranca-rodoviaria-porticos-de-sinalizacao#prettyPhoto>

Raymond Yu. (2009). Gantry Sign. <https://www.flickr.com/photos/raymondyue/4212301977>

IASIN Sinalização. (sem data). Semi-pórticos. <http://www.iasin.com.br/produtos/semi-porticos>

Prof. Mota Freitas. (sem data). Apontamentos das estruturas metálicas do Professor Mota Freitas - Método de Frohlich