

**A. PEÇAS ESCRITAS**

**III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA**



**ÍNDICE**

1. MODELO DE CÁLCULO.....	125
2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	127
2.1. Peso Próprio (PP).....	127
2.2. Cargas Permanente (CP).....	128
2.3. Sobrecargas (SC).....	129
2.4. Ação Térmica (T).....	130
2.5. Ação do Vento (W).....	131
2.5.1. Ação do Vento na Ponte Metálica.....	133
2.5.1.1. Determinação das Pressões Dinâmicas de Referência e de Pico ....	133
2.5.1.2. Determinação do coeficiente estrutural $c_s c_d$ .....	133
2.5.1.3. Determinação dos Coeficientes de Força ( $c_f$ ).....	133
2.5.1.4. Forças resultantes do Vento.....	134
2.5.1.5. Forças do Vento aplicadas no modelo de cálculo automático.....	135
2.5.2. Ação do Vento no Pilar.....	136
2.5.2.1. Determinação das Pressões Dinâmicas de Referência e de Pico ....	137
2.5.2.2. Determinação do coeficiente estrutural $c_s c_d$ .....	137
2.5.2.3. Determinação do Coeficiente de Força ( $c_f$ ).....	137
2.5.2.4. Forças Resultantes do Vento.....	138
2.5.2.5. Forças do Vento aplicadas no modelo de cálculo automático.....	138
2.6. Ação Sísmica (E).....	140
3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	145
3.1. Pré-dimensionamento das Vigas Verticais e Horizontais.....	145
3.2. Pré-dimensionamento das Carlingas.....	157
3.3. Pré-dimensionamento das Longarinas.....	160
3.4. Pré-dimensionamento das barras do Pilar.....	162
3.5. Pré-dimensionamento das Barras Interiores do Pilar.....	165
4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	169

4.1.	Estados Limites Últimos .....	169
4.1.1.	Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores da Ponte.....	172
4.1.2.	Dimensionamento das Diagonais e Prumos das barras dos Painéis Verticais ..	190
4.1.3.	Dimensionamento das Diagonais e Travessas das barras do Painel Superior ..	196
4.1.4.	Dimensionamento das Diagonais das barras do Painel Inferior.....	200
4.1.5.	Dimensionamento das Carlingas da Ponte .....	202
4.1.6.	Dimensionamento das Longarinas das Passerelles.....	214
4.1.7.	Dimensionamento dos Cordões Exteriores do Pilar .....	224
4.1.8.	Dimensionamento das Diagonais e Travessas do Pilar .....	234
4.2.	Estados Limites de Utilização.....	238
4.3.	Ligações Metálicas .....	242
4.3.1.	Ligações Soldadas.....	242
4.3.2.	Ligações Aparafusadas .....	244
5.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO .....	251
5.1.	Plintos .....	251
5.1.1.	Estados Limites Últimos.....	253
5.1.2.	Estados Limites de Utilização .....	257
5.2.	Fundações Diretas – Sapatas.....	258
6.	COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE.....	273

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo em 3D .....	127
Figura 2.2 – Carga Permanente $CP_1$ em todas as Longarinas .....	129
Figura 2.3 – Carga Permanente $CP_2$ nas Longarinas Centrais .....	129
Figura 2.4 – Sobrecarga $SC_1$ em todas as Longarinas.....	130
Figura 2.5 – Sobrecarga $SC_2$ nas Longarinas Centrais.....	130
Figura 2.6 – Variação Uniforme Máxima da Temperatura Positiva (+29 ° C) .....	131
Figura 2.7 – Variação Uniforme Máxima da Temperatura Negativa (-15.5 ° C).....	131
Figura 2.8 – Identificação do Referencial Global x, y e z.....	132
Figura 2.9 – Ação do Vento na Ponte .....	132
Figura 2.10 – Ação do Vento no Pilar.....	132
Figura 2.11 – Ação resultante $F_w(y)$ nos Painéis Horizontais da Trelça da Ponte .....	135
Figura 2.12 – Ação resultante $F_w(y)$ nos Painéis Horizontais da Trelça da Ponte .....	135
Figura 2.13 – Ação resultante $F_w(z)$ nos Painéis Verticais da Trelça da Ponte .....	136
Figura 2.14 – Ação resultante $F_w(z)$ nos Painéis Verticais da Trelça da Ponte .....	136
Figura 2.15 – Ação Resultante $F_w(x)$ no Pilar .....	138
Figura 2.16 – Ação Resultante $F_w(x)$ no Pilar.....	139
Figura 2.17 – Ação Resultante $F_w(y)$ no Pilar.....	139
Figura 2.18 – Ação Resultante $F_w(y)$ no Pilar .....	140
Figura 2.19 – Espectros de Cálculo para as Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2 .....	141
Figura 2.20 – 1º Modo de Vibração .....	142
Figura 2.21 – 4º Modo de Vibração .....	143
Figura 2.22 – 9º Modo de Vibração .....	143
Figura 3.1 – Modelo de Pré-dimensionamento para as Vigas Verticais .....	146
Figura 3.2 – Modelo de Pré-dimensionamento para as Vigas Horizontais .....	146
Figura 3.3 – Cargas Permanentes na Viga Vertical.....	147
Figura 3.4 – Sobrecarga na Viga Vertical.....	147
Figura 3.5 – Diagrama de Momentos Fletores na Viga Vertical.....	148
Figura 3.6 – Diagrama de Esforços Transversos na Viga Vertical .....	148
Figura 3.7 – Vento nas Vigas Horizontais .....	149
Figura 3.8 – Diagrama dos Momentos Fletores nas Vigas Horizontais .....	149
Figura 3.9 – Diagrama dos Esforços Transversos nas Vigas Horizontais.....	149
Figura 3.10 – Ábaco de Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores em relação ao Eixo y-y.....	152
Figura 3.11 – Ábaco de Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores em relação ao Eixo z-z.....	152
Figura 3.12 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos das Vigas Verticais em relação ao Eixo $\eta$ - $\eta$ .....	153
Figura 3.13 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos das Vigas Verticais em relação ao Eixo $\epsilon$ - $\epsilon$ .....	153
Figura 3.14 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Verticais em relação ao Eixo $\eta$ - $\eta$ .....	154
Figura 3.15 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Verticais em relação ao Eixo $\epsilon$ - $\epsilon$ .....	154
Figura 3.16 – Ábaco de Dimensionamento das Travessas das Vigas Horizontais em relação ao Eixo y-y .....	155
Figura 3.17 – Ábaco de Dimensionamento das Travessas das Vigas Horizontais em relação ao Eixo z-z.....	155
Figura 3.18 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Horizontais em relação ao Eixo $\eta$ - $\eta$ .....	156
Figura 3.19 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Horizontais em relação ao Eixo $\epsilon$ - $\epsilon$ .....	156
Figura 3.20 – Modelo de Cálculo.....	157
Figura 3.21 – Cargas Permanentes e Sobrecargas nas Carlingas .....	157
Figura 3.22 – Cargas Permanentes + Sobrecargas nas Carlingas.....	158
Figura 3.23 – Diagramas de Momentos Fletores e Esforços Transversos .....	158
Figura 3.24 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.U.....	159
Figura 3.25 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.S.....	159
Figura 3.26 – Modelo de Cálculo.....	160
Figura 3.27 – Diagrama de Momentos Fletores e Esforços Transversos .....	160
Figura 3.28 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.U.....	161
Figura 3.29 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.S.....	161
Figura 3.30 – Geometria do Pilar .....	162

Figura 3.31 – Ações no Pilar.....	163
Figura 3.32 – Resultados do Pré-dimensionamento dos Cordões do Pilar.....	163
Figura 3.33 – Deslocamento Máximo no Pilar.....	164
Figura 3.34 – Identificação das Barras.....	165
Figura 3.35 – Ábaco de Pré-dimensionamento das Diagonais em relação ao Eixo $\eta$ - $\eta$ .....	166
Figura 3.36 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais em relação ao Eixo $\varepsilon$ - $\varepsilon$ .....	166
Figura 3.37 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos em relação ao Eixo $\eta$ - $\eta$ .....	167
Figura 3.38 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos em relação ao Eixo $\varepsilon$ - $\varepsilon$ .....	167
Figura 4.1 – Esquema em 3D da Ponte Metálica [Fonte:"GoogleSketcUp"].....	169
Figura 4.2 – Esquema em 3D do Pilar [Fonte: "GoogleSketcUp"].....	170
Figura 4.3 – Dimensionamento das Barras da Ponte.....	171
Figura 4.4 – Dimensionamento das Barras do Pilar.....	172
Figura 4.5 – Identificação dos Cordões Superiores e Inferiores da Ponte.....	172
Figura 4.6 – Barras nº 396 e nº 202.....	173
Figura 4.7 – Identificação da barra nº 396 do Cordão Inferior [Fonte:" GoogleSketcUp " ].....	173
Figura 4.8 – Esforços de Cálculo na barra nº 396.....	174
Figura 4.9 – Ficheiro de resultados na barra nº 396.....	175
Figura 4.10 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 396.....	177
Figura 4.11 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 396.....	178
Figura 4.12 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 396.....	179
Figura 4.13 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo y.....	180
Figura 4.14 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo z.....	180
Figura 4.15 – Identificação da barra nº 202 do Cordão Superior [Fonte: "GoogleSketcUp"] ..	182
Figura 4.16 – Esforços de Cálculo na barra nº 202.....	182
Figura 4.17 – Ficheiro de resultados na barra nº 202.....	183
Figura 4.18 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202.....	185
Figura 4.19 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202.....	186
Figura 4.20 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202.....	187
Figura 4.21 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo y.....	188
Figura 4.22 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo z.....	188
Figura 4.23 – Identificação das Diagonais e dos Prumos dos Painel Verticais.....	190
Figura 4.24 – Diagonais e Travessas do Painel Horizontal Superior - Planta.....	196
Figura 4.25 – Diagonais e Travessas do Painel Horizontal Superior - Planta.....	196
Figura 4.26 – Pormenor das Diagonais e Travessas exturdidadas do Painel Horizontal Superior.....	196
Figura 4.27 – Identificação das Diagonais do Painel Horizontal Inferior.....	200
Figura 4.28 – Planta e Pormenores de um troço da Ponte com a posição das Carlingas e das Longarinas.....	202
Figura 4.29 – Vão e Comprimento crítico em y.....	203
Figura 4.30 – Travamentos laterais da Carlinga.....	203
Figura 4.31 – Diagramas dos Momentos Fletores $M_{y,Ed}$ e dos Esforços Axiais $N_{Ed}$ .....	204
Figura 4.32 – Esforços de Cálculo.....	204
Figura 4.33 – Elementos de Dimensionamento.....	205
Figura 4.34 – Perfis e Aço.....	205
Figura 4.35 – Ficheiro de resultados do "A3C v 3.24".....	206
Figura 4.36 – Carlingas - Barra nº 498.....	210
Figura 4.37 – Esforços de cálculo na barra nº 498.....	210
Figura 4.38 – Ficheiro de resultados na barra nº 498.....	211
Figura 4.39 – Longarinas.....	214
Figura 4.40 – Rácios do "SAP2000".....	214
Figura 4.41 – Ficheiro de resultados na barra nº 303.....	215
Figura 4.42 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303.....	217
Figura 4.43 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303.....	218
Figura 4.44 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303.....	219
Figura 4.45 – Cordões Exteriores do Pilar e da Barra nº 42.....	224
Figura 4.46 – Ábacos de dimensionamento das barras dos Cordões do Pilar.....	225

Figura 4.47 – Ficheiro de resultados na barra nº 42 .....	226
Figura 4.48 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42 .....	228
Figura 4.49 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42 .....	229
Figura 4.50 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42 .....	230
Figura 4.51 – Determinação do Momento Crítico no software "LTbeamN" .....	232
Figura 4.52 – Diagonais e Travessas do Pilar [Fonte:GoogleSkechUp] .....	234
Figura 4.53 – Geometria da Ponte [Fonte: "GoogleSketchUp"] .....	238
Figura 4.54 – Flechas Verticais Máximas no 1º e no 2º Vãos.....	238
Figura 4.55 – Geometria da Viga Treliçada Superior [Fonte:" GoogleSketchUp"].....	239
Figura 4.56 – Flechas Horizontais Máximas no 1º e no 2º Vão .....	239
Figura 4.57 – Carlingas [Fonte: "GoogleSkтчUp"] .....	240
Figura 4.58 – Flechas Máximas .....	240
Figura 4.59 – Longarinas [Fonte:" GoogleSketchUp"].....	241
Figura 4.60 – Flecha Horizontal Máxima .....	242
Figura 4.61 – Pormenor da Ligação do Pilar ao Plinto para a combinação 1 .....	245
Figura 4.62 – Pormenor da Ligação do Pilar ao Plinto para a combinação 2 .....	250
Figura 5.1 – Características do Betão Armado [Fonte:" Gala Reinforcement"] .....	251
Figura 5.2 – Características do Aço das Armaduras Ordinárias [Fonte:" Gala Reinforcement"] .....	251
Figura 5.3 – Geometria dos Plintos P <sub>1</sub> e P <sub>2</sub> [Fonte: GoogleSkechUp].....	252
Figura 5.4 – Eixos Locais – Plintos.....	253
Figura 5.5 – Ábaco de Flexão Composta - N <sub>Ed</sub> + M <sub>y,Ed</sub> + M <sub>z,Ed</sub> .....	254
Figura 5.6 – Ábaco de Flexão Composta - N <sub>Ed</sub> + M <sub>y,Ed</sub> + M <sub>z,Ed</sub> .....	254
Figura 5.7 – Ábaco de Flexão Composta - N <sub>Ed</sub> + M <sub>y,Ed</sub> + M <sub>z,Ed</sub> .....	255
Figura 5.8 – Armaduras dos Plintos .....	257
Figura 5.9 – Geometria da Sapata e dos Plintos.....	258
Figura 5.10 – Ação do peso da Sapata + Peso da Terra sobre a sapata por m <sup>2</sup> .....	261
Figura 5.11 – Esforços da Estrutura metálica sobre a sapata .....	261
Figura 5.12 – Tensões no Terreno.....	261
Figura 5.13 – Diagrama de Momentos Fletores .....	262
Figura 5.14 – Dimensionamento da Sapata na direção x .....	262
Figura 5.15 – Ação do peso da Sapata + Peso da Terra sobre a sapata por m <sup>2</sup> .....	263
Figura 5.16 – Esforços da Estrutura Metálica sobre a sapata.....	263
Figura 5.17 – Tensões no Terreno.....	263
Figura 5.18 – Diagrama de Momentos Fletores .....	264
Figura 5.19 – Dimensionamento da Sapata na direção x .....	264



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1– Caraterísticas do Aço.....	127
Tabela 2.2 – Caraterísticas do Betão .....	127
Tabela 2.3 – Peso Total.....	128
Tabela 2.4 – Carga Permanente $CP_1$ .....	128
Tabela 2.5 – Carga Permanente $CP_2$ .....	129
Tabela 2.6 – Sobrecarga $SC_1$ .....	129
Tabela 2.7 – Sobrecarga $SC_2$ .....	130
Tabela 2.8 – Variações Uniformes de Temperatura.....	130
Tabela 2.9 – Pressão Dinâmica de Referência na Ponte - Zona B .....	133
Tabela 2.10 – Pressão Dinâmica de Pico na Ponte - Categoria do Terreno IV .....	133
Tabela 2.11 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção y .....	134
Tabela 2.12 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção z.....	134
Tabela 2.13 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção z.....	134
Tabela 2.14 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção y.....	134
Tabela 2.15 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção z.....	135
Tabela 2.16 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção y.....	135
Tabela 2.17 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção z.....	136
Tabela 2.18 – Pressão Dinâmica de Referência no Pilar - Zona B.....	137
Tabela 2.19 – Pressão Dinâmica de Pico no Pilar - Categoria do Terreno IV .....	137
Tabela 2.20 – Coeficientes de Força no Pilar - Direção x.....	137
Tabela 2.21 – Coeficientes de Força no Pilar - Direção y.....	137
Tabela 2.22 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção x.....	138
Tabela 2.23 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção y.....	138
Tabela 2.24 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção x.....	138
Tabela 2.25 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção y.....	139
Tabela 2.26 – Parâmetros para a determinação dos Espectros de Cálculo das Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2.140	
Tabela 2.27 – Valores de $a_{vg}$ .....	141
Tabela 3.1 – Esforços Máximos de Cálculo nos Cordões na Viga Treliçada em Caixão .....	150
Tabela 3.2 – Esforços Máximos de Cálculo nos Prumos e nas Diagonais na Viga Vertical ....	151
Tabela 3.3 – Esforços Máximos de Cálculo nos Prumos e Diagonais nas Vigas Horizontais..	151
Tabela 3.4 – Deslocamentos nas Vigas da Ponte .....	157
Tabela 3.5 – Cargas Permanentes e Sobrecargas .....	158
Tabela 3.6 – Cargas Permanentes + Sobrecargas.....	158
Tabela 3.7 – Deslocamentos Máximos .....	159
Tabela 3.8 – Ações nas Longarinas.....	160
Tabela 3.9 – Flechas Máximas .....	162
Tabela 3.10 – Identificação das Barras, Esforços nas Diagonais e comprimentos críticos.....	165
Tabela 3.11 – Identificação das Barras, Esforços nos Prumos e Comprimentos Críticos.....	165
Tabela 4.1 – Resultados do Dimensionamento das barras dos Cordões .....	180
Tabela 4.2 – Encurvadura por Compressão (Varejamento) .....	181
Tabela 4.3 – Encurvadura Lateral (Bambeamento).....	181
Tabela 4.4 – Flexão Composta com Compressão .....	181
Tabela 4.5 – Rácios .....	181
Tabela 4.6 – Resultado do dimensionamento das barras dos cordões pelos Ábacos .....	188
Tabela 4.7 – Encurvadura por Compressão (Varejamento) .....	189
Tabela 4.8 – Encurvadura Lateral (Bambeamento).....	189
Tabela 4.9 – Flexão Composta com Compressão .....	189
Tabela 4.10 – Rácios .....	189
Tabela 4.11 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	192
Tabela 4.12 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	193
Tabela 4.13 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento dos Prumos .....	194
Tabela 4.14 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento dos Prumos .....	195

Tabela 4.15 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	197
Tabela 4.16 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	197
Tabela 4.17 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas .....	198
Tabela 4.18 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas .....	199
Tabela 4.19 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	200
Tabela 4.20 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	201
Tabela 4.21 – Tabela de Dimensionamento 1/3 da barra nº 498 .....	213
Tabela 4.22 – Tabela de Dimensionamento 2/3 da barra nº 498 .....	213
Tabela 4.23 – Tabela de Dimensionamento 3/3 da barra nº 498 .....	213
Tabela 4.24 – Comparação dos Rácios .....	213
Tabela 4.25 – Folha 1/3 – Dimensionamento em "Excel" .....	220
Tabela 4.26 – Folha 2/3 – Dimensionamento em "Excel" .....	221
Tabela 4.27 – Folha 3/3 – Dimensionamento em "Excel" .....	222
Tabela 4.28 – Encurvadura por Compressão (Varejamento) .....	223
Tabela 4.29 – Encurvadura Lateral (Bambeamento).....	223
Tabela 4.30 – Flexão Composta com Compressão .....	223
Tabela 4.31 – Rácios .....	223
Tabela 4.32 – Dimensionamento dos Cordões do Pilar .....	225
Tabela 4.33 – Encurvadura por Compressão (Varejamento) .....	233
Tabela 4.34 – Encurvadura Lateral (Bambeamento).....	233
Tabela 4.35 – Flexão Composta com Compressão .....	233
Tabela 4.36 – Rácios .....	233
Tabela 4.37 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	235
Tabela 4.38 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais .....	236
Tabela 4.39 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas .....	237
Tabela 4.40 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas .....	237
Tabela 4.41 – Flechas Verticais Máximas .....	238
Tabela 4.42 – Flechas Horizontais Máximas .....	239
Tabela 4.43 – Deformações nas Carlingas .....	240
Tabela 4.44 – Verificação da Deformação nas Longarinas.....	241
Tabela 4.45 – Flecha Horizontal Máxima no Pilar .....	242
Tabela 4.46 – Dimensionamento das Soldaduras dos Goussets aos Cordões da Ponte .....	243
Tabela 4.47 – Dimensionamento das Soldaduras das dos Goussets aos Cordões s da Ponte ...	244
Tabela 5.1 – Dimensões dos Plintos.....	252
Tabela 5.2 – Esforços nos Plintos .....	253
Tabela 5.3 – Esforços nos Plintos para as Combinações Condicionantes.....	254
Tabela 5.4 – Resumo do Dimensionamento dos Plintos $P_1$ e $P_2$ .....	255
Tabela 5.5 – Cálculo do Valor do Esforço Transverso Resistente $V_{Rd,c}$ .....	256
Tabela 5.6 – Dimensionamento das Armaduras Transversais dos Plintos $P_1$ e $P_2$ .....	256
Tabela 5.7 – Dimensionamento da Armadura Mínima de Fendilhação .....	257
Tabela 5.8 – Diâmetros e Espaçamentos Máximos.....	258
Tabela 5.9 – Esforços na base da Sapata.....	259
Tabela 5.10 – Tensões no Solo de fundação .....	260
Tabela 5.11 – Verificação ao Derrubamento e Deslizamento .....	260

## 1. MODELO DE CÁLCULO

A Ponte deste projeto funciona como viga contínua com dois vãos que apoiam em estruturas já existentes e num novo pilar metálico central.

O modelo que serviu para o cálculo final da Ponte foi desenvolvido em vários modelos estudados no pré-dimensionamento a partir de modelos simples planos e tridimensionais, tendo-se utilizado nestes estudos o *software* "SAP2000".

Consideraram-se que as vigas dos painéis verticais e dos painéis horizontais funcionam como estruturas treliçadas tipo "Warren".

Este conjunto composto pelas vigas dos painéis verticais e horizontais forma uma treliça espacial que constitui o esqueleto principal da Ponte metálica.

No interior desta treliça há a considerar as travessas inferiores, carlingas, que estão ligadas às vigas dos painéis verticais, e um conjunto de quatro longarinas que apoiam nas carlingas, que funcionam como vigas contínuas servindo de apoio à tela, aos equipamentos mecânicos de movimentação da tela e aos pavimentos das duas passerelles de manutenção.

**Nota:** De modo a validar os diferentes modelos de cálculo da Ponte metálica estudados no programa de cálculo automático "SAP2000", houve a preocupação de verificar se a soma das reações verticais em todos os apoios exteriores da Ponte, devidas por exemplo ao seu peso próprio eram iguais ao peso total calculado manualmente.



## 2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

### 2.1. Peso Próprio (PP)

O peso próprio dos elementos estruturais foi contabilizado de forma automática pelo programa "SAP2000", com base na geometria e nas secções das estruturas que constituem a Ponte e o Pilar de suporte e no peso volúmico dos materiais.

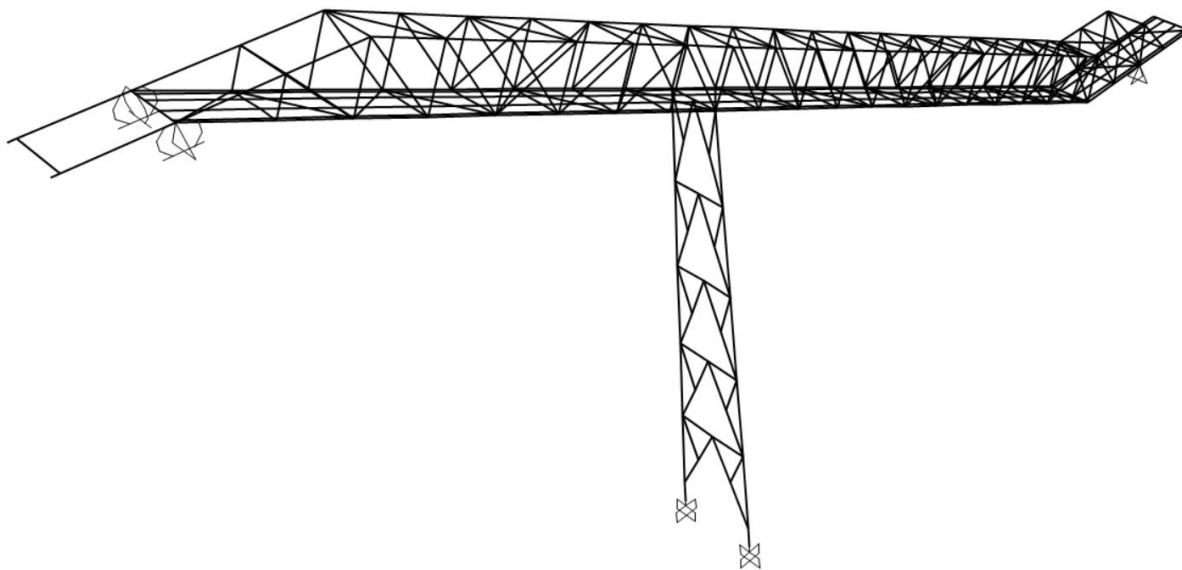
Neste projeto considerou-se o aço S235 JR para as estruturas metálicas, o betão da classe C30/37 para os plintos e a para sapata de fundação do Pilar conforme se indica nas Tabelas 2.1 e 2.2.

*Tabela 2.1– Características do Aço*

Classe do Aço	S235 JR
Peso Volúmico	78.5 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidade E	210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente de poisson $\nu$	0.3
Tensão de cedência $f_y$	235 N/mm <sup>2</sup>
Tensão última $f_u$	360 N/mm <sup>2</sup>

*Tabela 2.2 – Características do Betão*

Tipo de Betão	C30/37
Peso Volúmico	25 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidade $E_{cm}$	33 Mpa
Coefficiente de poisson $\nu$	0.2
Resistência do Betão à compressão $f_{ck}$	30 Mpa



*Figura 2.1 – Modelo em 3D*

As ações permanentes do modelo final correspondentes ao peso total de todos os elementos estruturais estão indicadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Peso Total

<i><b>Materiais</b></i>	<i><b>Perfis</b></i>	<i><b>Peso [kN]</b></i>
Estruturas Metálicas Aço S235 JR	HEB 160	23.9
	HEB 200	196.4
	HEB 300	13.6
	HEB 450	105
	IPE 140	105
	UPN 160	3.5
	2L 40x4	0.2
	2L 40x6	3.4
	2L 45x5	1.7
	2L 50x6	3.5
	2L 55x6	3.8
	2L 55x8	0.5
	2L 60x8	3.5
	2L 75x7	28.3
	2L 75x9	0.8
	2L 80x8	6.9
2L 90x9	30.2	
2L 100x10	13.6	
2L 120x11	6.1	
Betão Armado C30/37	Plintos - 0.70 m x 0.90 m x 1.5 m	47.3
	Sapata - 7.0 m x 3.0 m x 1.6 m	13.6

## 2.2. Cargas Permanente (CP)

As cargas permanentes consideradas no modelo de cálculo referem-se aos pesos das chapas dos pavimentos, da tela, do material transportado e também dos equipamentos mecânicos que permitem o movimento da tela (rolos, tambores, motorização, etc.).

Foram considerados dois tipos de cargas permanentes CP<sub>1</sub> e CP<sub>2</sub>.

Nas Tabelas 2.4 e 2.5 estão indicadas as larguras das faixas de influência consideradas para as cargas CP<sub>1</sub> e CP<sub>2</sub>.

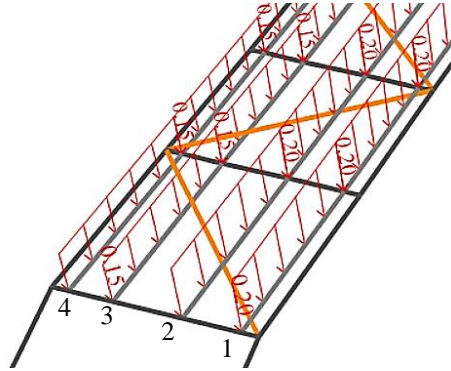
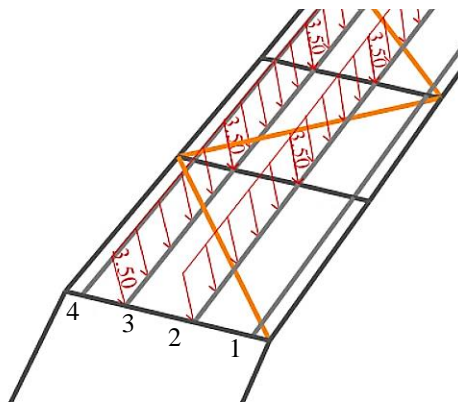
Tabela 2.4 – Carga Permanente CP<sub>1</sub>

<i><b>Longarinas</b></i>	<i><b>CP<sub>1</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b></i>	<i><b>Larguras de Influencia [m]</b></i>	<i><b>CP<sub>1</sub> [kN/m]</b></i>
1	0.5	0.4	0.20
2	0.5	0.4	0.20
3	0.5	0.3	0.15
4	0.5	0.3	0.15

Tabela 2.5 – Carga Permanente  $CP_2$ 

<i>Longarinas</i>	$CP_2$ [kN/m]
2	3.5
3	3.5

Nas Figuras 2.2 e 2.3 estão indicadas as cargas permanentes que atuam nas longarinas.

Figura 2.2 – Carga Permanente  $CP_1$  em todas as LongarinasFigura 2.3 – Carga Permanente  $CP_2$  nas Longarinas Centrais

### 2.3. Sobrecargas (SC)

As sobrecargas consideradas foram o peso do produto transportado pela tela e o peso do pessoal técnico presente durante as operações de manutenção da Ponte.

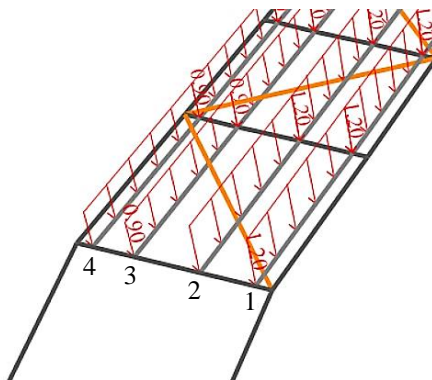
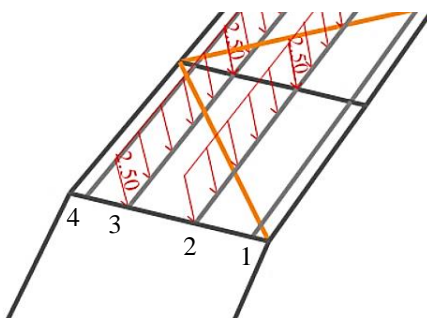
Tabela 2.6 – Sobrecarga  $SC_1$ 

<i>Longarinas</i>	$SC_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	<i>Larguras de Influencia</i> [m]	$SC_1$ [kN/m]
1	3	0.40	1.20
2	3	0.40	1.20
3	3	0.30	0.90
4	3	0.30	0.90

Tabela 2.7 – Sobrecarga  $SC_2$ 

Longarinas	$CP_2$ [kN/m]
2	2.5
3	2.5

Nas Figuras 2.4 e 2.5 estão indicadas as sobrecargas que atuam nas longarinas.

Figura 2.4 – Sobrecarga  $SC_1$  em todas as LongarinasFigura 2.5 – Sobrecarga  $SC_2$  nas Longarinas Centrais

#### 2.4. Ação Térmica (T)

Os valores dos parâmetros que serviram para a determinação das temperaturas máximas negativa (inverno) e positiva (verão) são os que constam da Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Variações Uniformes de Temperatura

<b>Leiria - Zona B</b>	
<b>Condições de Inverno</b>	<b>Condições de Verão</b>
$T_{\min} = 0^{\circ}$	$T_{\max} = 40^{\circ}$
$T_0 = 15^{\circ}$	
$T_{\min}(H) = -0.5^{\circ}$	$T_{\max}(H) = 39^{\circ}$
$T_{\text{out}} = -0.5^{\circ}$	$T_{\text{out}} = 44^{\circ}$
$T_{\text{in}} = T_{\text{out}} = -0.5^{\circ}$	$T_{\text{in}} = T_{\text{out}} = 44^{\circ}$
$T = -0.5^{\circ}$	$T = 44^{\circ}$
$\Delta T_u^- = -15.5^{\circ}$	$\Delta T_u^+ = 29^{\circ}$

### *Ação da Variação Uniforme da Temperatura Positiva VUT<sup>+</sup> [°C]*

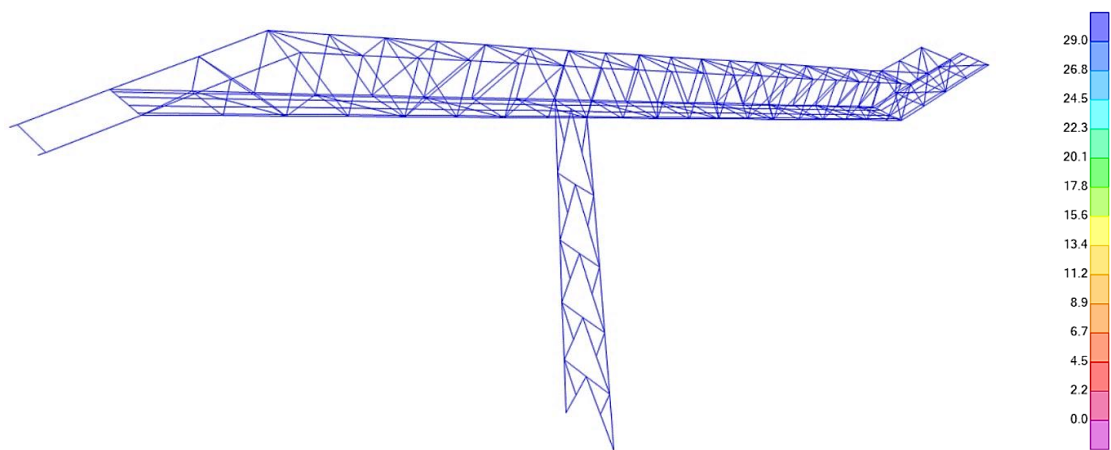


Figura 2.6 – Variação Uniforme Máxima da Temperatura Positiva (+29 °C)

### *Ação da Variação Uniforme da Temperatura Negativa VUT<sup>-</sup> [°C]*

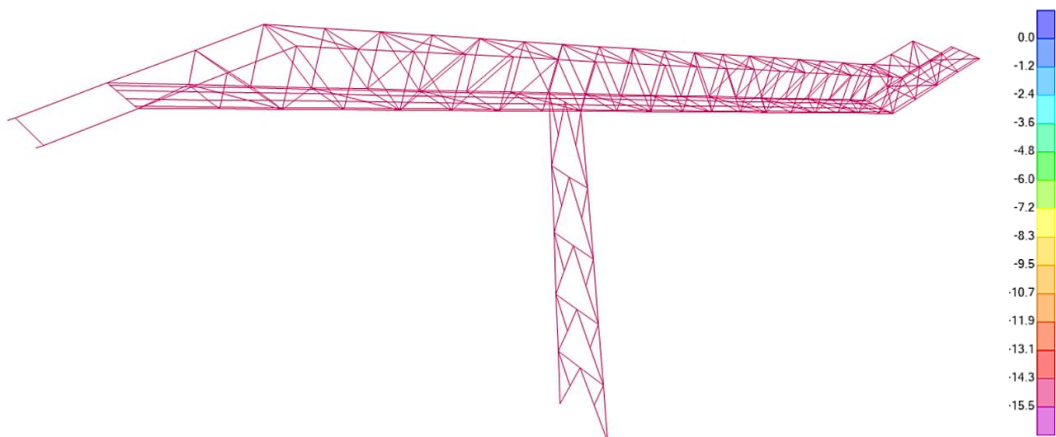


Figura 2.7 – Variação Uniforme Máxima da Temperatura Negativa (-15.5 °C)

## 2.5. Ação do Vento (W)

Conforme já foi explicado na Memória Descritiva a ação do vento gera forças perpendiculares à Ponte e ao Pilar que atuam nas direções:

- W<sub>x</sub> segundo x (sentido positivo);
- W<sub>xx</sub> segundo x (sentido negativo);
- W<sub>y</sub> segundo y (sentido positivo);
- W<sub>yy</sub> segundo y (sentido negativo);
- W<sub>z</sub> segundo z (sentido positivo);
- W<sub>zz</sub> segundo z (sentido negativo).

A ação do vento na direção x é mais condicionante no Pilar sendo na Ponte na direção y.

Nas Figuras 2.8, 2.9 e 2.10 estão indicadas as direções da ação do vento que foram consideradas.

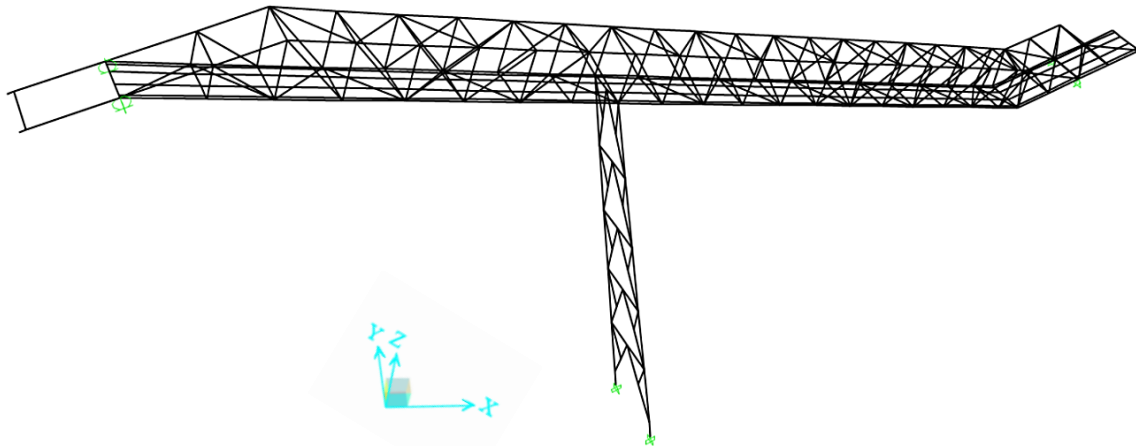


Figura 2.8 – Identificação do Referencial Global x, y e z

<b>Ação do Vento na Ponte Metálica</b>	
Vento na Direção y ( $W_y$ e $W_{yy}$ )	Vento na Direção z ( $W_z$ e $W_{zz}$ )
<p><b>Ponte</b></p>	<p><b>Ponte</b></p>

Figura 2.9 – Ação do Vento na Ponte

<b>Ação Vento no Pilar</b>	
Vento na Direção y ( $W_y$ e $W_{yy}$ )	Vento na Direção x ( $W_x$ e $W_{xx}$ )
<p><b>Pilar</b></p>	<p><b>Pilar</b></p>

Figura 2.10 – Ação do Vento no Pilar

### 2.5.1. Ação do Vento na Ponte Metálica

#### 2.5.1.1. Determinação das Pressões Dinâmicas de Referência e de Pico

Na Tabela 2.9 estão indicados alguns parâmetros utilizados na determinação do valor da pressão dinâmica de referência.

Tabela 2.9 – Pressão Dinâmica de Referência na Ponte - Zona B

$V_{b,0}$	30 m/s
$C_{dir}$	1.0
$C_{season}$	1.0
$V_b$	30 m/s
<b><math>q_b = 0.56 \text{ kN/m}^2</math></b>	

Na Tabela 2.10 resumem-se os valores da pressão dinâmica de pico na estrutura da Ponte para as diferentes alturas, bem como os parâmetros necessários para o seu cálculo.

Tabela 2.10 – Pressão Dinâmica de Pico na Ponte - Categoria do Terreno IV

$Z_0 = 1 \text{ m}$	
$Z_{min} = 15 \text{ m}$	
$Z_{1-méd} = 35.3 \text{ m}$	$c_e(z) = 2.07$
	$c_o(z) = 1$
	<b><math>q_p = 1.16 \text{ kN/m}^2</math></b>
$Z_{2-méd} = 28.6 \text{ m}$	$c_e(z) = 1.91$
	$c_o(z) = 1$
	<b><math>q_p = 1.07 \text{ kN/m}^2</math></b>
$Z_{3-méd} = 17.3 \text{ m}$	$c_e(z) = 1.54$
	$c_o(z) = 1$
	<b><math>q_p = 0.87 \text{ kN/m}^2</math></b>
$Z_{4-méd} = 12.9 \text{ m}$	$c_e(z) = 1.44$
	$c_o(z) = 1$
	<b><math>q_p = 0.81 \text{ kN/m}^2</math></b>

#### 2.5.1.2. Determinação do coeficiente estrutural $c_{scd}$

Os valores do coeficiente estrutural foram calculados e encontram-se no Anexo II deste documento. Estes valores por serem muito próximos da unidade foram arredondados todos para 1.0.

#### 2.5.1.3. Determinação dos Coeficientes de Força ( $c_f$ )

Os coeficientes de força considerados nos perfis da Ponte Metálica foram calculados recorrendo à NP-EN 1991-1-4 item 7.11 "Estruturas Treliçadas", conforme foi explicado com todo o detalhe na Memória Descritiva.

As Tabelas 2.11, 2.12 e 2.13 identificam todos os parâmetros utilizados na determinação dos coeficientes de força para as quatro zonas consideradas nas direções x e z.

Tabela 2.11 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção y

Zonas	$W_y = W_{yy}$								
	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	$\phi$	c <sub>f,0</sub>	L [m]	b [m]	$\lambda$	$\Psi_\lambda$	c <sub>f</sub>
1	4.6	9.9	0.47	2.1	11.3	3.0	7.5	0.91	<b>1.90</b>
2	22.0	75.0	0.30	2.4	25.0	3.0	13.8	0.98	<b>2.30</b>
3	22.4	85.4	0.26	2.4	28.5	3.0	15.1	0.96	<b>2.30</b>
4	6.2	20.6	0.30	2.4	12.2	3.0	8.1	0.95	<b>2.28</b>

Tabela 2.12 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção z

Zonas	$W_z$								
	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	$\phi$	c <sub>f,0</sub>	L [m]	b [m]	$\lambda$	$\Psi_\lambda$	c <sub>f</sub>
1	9.2	29.7	0.31	2.4	11.3	2.8	8.0	0.95	<b>2.30</b>
2	25.0	70.0	0.63	2.2	11.3	2.8	8.0	0.95	<b>2.10</b>
3	29.7	79.8	0.37	2.1	11.3	2.8	8.1	0.95	<b>2.00</b>
4	12.5	34.2	0.36	2.1	11.3	2.8	8.0	0.95	<b>2.00</b>

Tabela 2.13 – Coeficientes de Força na Ponte - Direção z

Zonas	$W_{zz}$								
	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub>	$\phi$	c <sub>f,0</sub>	L [m]	b [m]	$\lambda$	$\Psi_\lambda$	c <sub>f</sub>
1	6.0	31.6	0.19	2.8	11.3	2.8	8.0	0.95	<b>2.70</b>
2	16.0	70.0	0.23	2.5	25	2.8	14.8	0.96	<b>2.40</b>
3	18.8	79.8	0.23	2.5	28.5	2.8	16.2	0.97	<b>2.40</b>
4	15.0	15.0	0.19	2.1	5.3	2.8	3.8	0.98	<b>2.10</b>

#### 2.5.1.4. Forças resultantes do Vento

Os valores das forças resultantes do vento  $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref}$  segundo as direções y e z para as zonas consideradas estão indicados nas Tabelas 2.14 e 2.15.

Tabela 2.14 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção y

Zonas	$W_{(y)} = W_{(yy)}$				
	q <sub>p</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	c <sub>s</sub> c <sub>d</sub>	c <sub>f</sub>	A <sub>ref</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>w</sub> [kN]
1	1.16	1	1.9	4.6	<b>11.3</b>
2	1.07		2.3	22	<b>54.9</b>
3	0.87		2.3	22.4	<b>44.7</b>
4	0.81		2.28	6.18	<b>11.4</b>

**Nota:** As forças resultantes do vento foram distribuídas pelos cordões superiores e inferiores das duas vigas horizontais que formam a Ponte.

Tabela 2.15 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção z

Zonas	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_s c_d$	$W_{(z)}$			$W_{(zz)}$		
			$c_f$	$A_{ref}$	$F_w$	$c_f$	$A_{ref}$	$F_w$
1	1.16	1	2.3	9.2	<b>24.4</b>	2.7	6	<b>18.7</b>
2	1.07		2.1	25	<b>56.5</b>	2.4	16	<b>41.4</b>
3	0.87		2	29.7	<b>51.5</b>	2.4	18.8	<b>38.2</b>
4	0.81		2	12.5	<b>20.2</b>	2.1	2.9	<b>4.9</b>

**Nota:** As forças resultantes do Vento indicadas na Tabela anterior foram igualmente distribuídas pelos cordões superiores e inferiores das duas vigas horizontais que constituem a Ponte.

**2.5.1.5. Forças do Vento aplicadas no modelo de cálculo automático**

Nas Tabelas 2.16 e 2.17 e nas Figuras 2.11, 2.12, 2.13 e 2.14 estão indicados os valores dos diferentes carregamentos aplicados no modelo de cálculo automático.

- Força do Vento na direção y [kN/m] – Sentido positivo  $F_{w(y)}$  e negativo  $F_{w(yy)}$ .

Tabela 2.16 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção y

Zonas	Largura de influência [m]	$F_{w(y)} = F_{w(yy)}$ [kN/m]
1	17.8	0.58
2	50	1.10
3	56	0.78
4	17.9	0.65

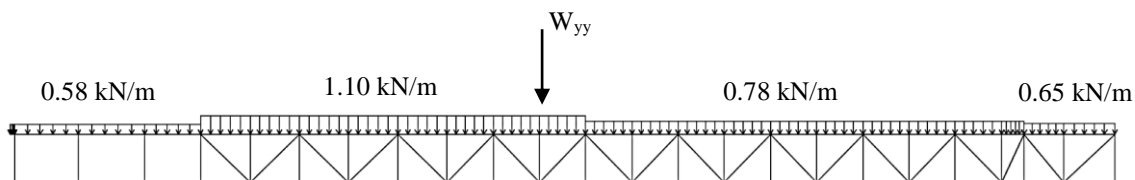


Figura. 2.11 – Ação resultante  $F_{w(yy)}$  nos Painéis Horizontais da Treliça da Ponte

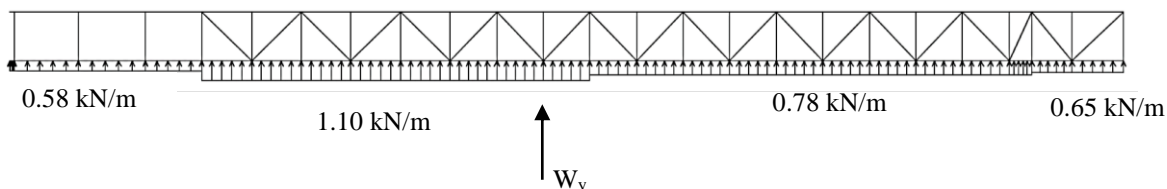
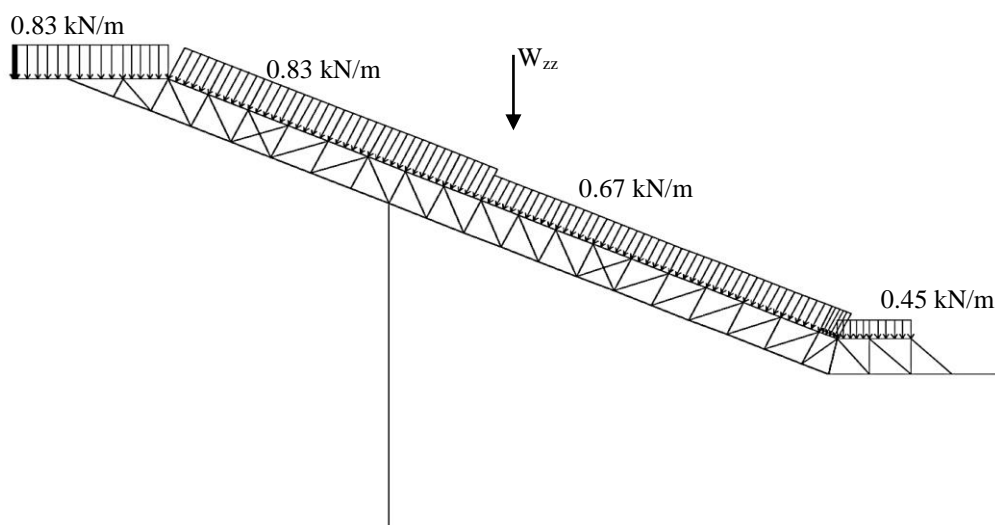
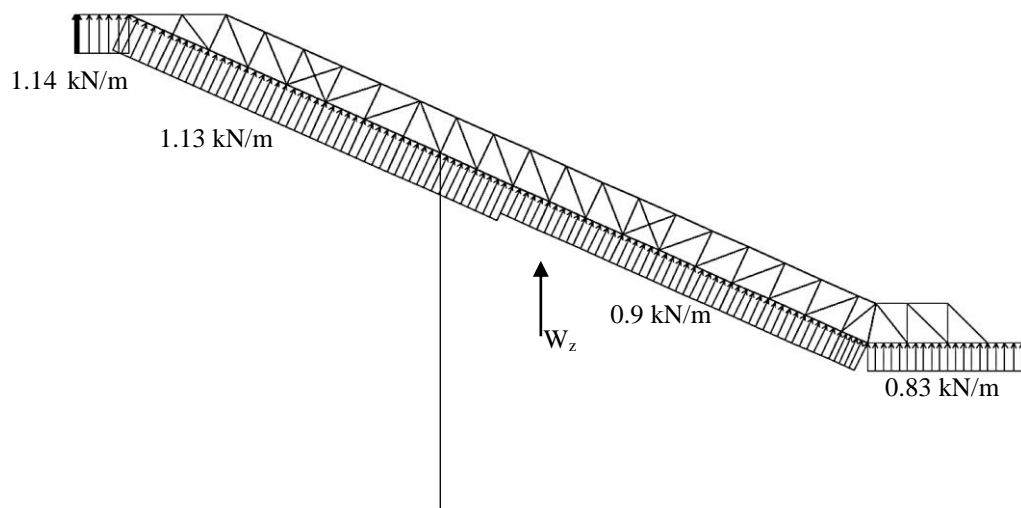


Figura 2.12 – Ação resultante  $F_{w(y)}$  nos Painéis Horizontais da Treliça da Ponte

- Força do Vento na direção z [kN/m] – Sentido positivo  $F_{w(z)}$  e negativo  $F_{w(zz)}$

Tabela 2.17 – Força Resultante do Vento na Ponte - Direção z

Zonas	Largura de influência [m]	$F_{w(z)}$ [kN/m]	Largura de influência [m]	$F_{w(zz)}$ [kN/m]
1	41	1.14	22.6	0.83
2	50	1.13	50	0.83
3	57	0.90	57	0.67
4	24.4	0.83	10.8	0.45

Figura 2.13 – Ação resultante  $F_{w(zz)}$  nos Painéis Verticais da Treliça da PonteFigura 2.14 – Ação resultante  $F_{w(z)}$  nos Painéis Verticais da Treliça da Ponte

### 2.5.2. Ação do Vento no Pilar

Para a determinação da ação do vento no Pilar na direção x seguiu-se a mesma metodologia utilizada na Ponte "Estruturas Treliçadas", enquanto que na direção y o

estudo da ação do vento foi feito de acordo com a NP EN 1991-1-4 parte referente a "Elementos Estruturais de Seção com Arestas Vivas".

### 2.5.2.1. Determinação das Pressões Dinâmicas de Referência e de Pico

Na Tabela 2.18 estão indicados alguns dos parâmetros utilizados no cálculo do valor da pressão dinâmica de referência.

Tabela 2.18 – Pressão Dinâmica de Referência no Pilar - Zona B

$V_{b,0}$	30 m/s
$C_{dir}$	1.0
$C_{season}$	1.0
$V_b$	30 m/s
<b><math>q_b = 0.56 \text{ kN/m}^2</math></b>	

Na Tabela 2.19 indica-se o valor da pressão dinâmica de pico considerado no Pilar e os parâmetros que serviram para o cálculo.

Tabela 2.19 – Pressão Dinâmica de Pico no Pilar - Categoria do Terreno IV

$Z_0 = 1 \text{ m}$	
$Z_{min} = 15 \text{ m}$	
$Z = 26.3 \text{ m}$	$c_e(z) = 2.5$
	$c_o(z) = 1$
	<b><math>q_p = 2 \text{ kN/m}^2</math></b>

### 2.5.2.2. Determinação do coeficiente estrutural $c_s c_a$

Tal como na Ponte o coeficiente estrutural utilizado foi arredondado para 1.0.

### 2.5.2.3. Determinação do Coeficiente de Força ( $c_f$ )

Nas Tabelas 2.20 e 2.21 resumem-se os valores do coeficiente de força determinados para as direções x e y.

Tabela 2.20 – Coeficientes de Força no Pilar - Direção x

A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	$\phi$	$c_{f,0}$	L [m]	b [m]	$\lambda$	$\Psi_\lambda$	<b><math>c_f</math></b>
34.0	102.3	0.33	2.3	26.3	2.8	15.3	0.94	<b>2.16</b>

Tabela 2.21 – Coeficientes de Força no Pilar - Direção y

A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	$c_{f,0}$	L [m]	b [m]	$\lambda$	$\Psi_\lambda$	<b><math>c_f</math></b>
14.0	14.0	2	26.3	0.5	70.0	0.98	<b>1.96</b>

### 2.5.2.4. Forças Resultantes do Vento

As forças resultantes do vento,  $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref}$ , segundo as direções x e y estão indicadas nas Tabelas 2.22 e 2.23.

Tabela 2.22 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção x

$F_{w(x)} = F_{w(xx)}$				
$A_{ref} [m^2]$	$c_s c_d$	$c_f$	$A_{ref} [m^2]$	$F_w [kN]$
2	1	2.16	34	76

**Nota:** A força resultante do vento foi distribuída pelos cordões exteriores do Pilar.

Tabela 2.23 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção y

$F_{w(y)} = F_{w(yy)}$				
$A_{ref} [m^2]$	$c_s c_d$	$c_f$	$A_{ref} [m^2]$	$F_w [kN]$
2	1	1.96	14	52

### 2.5.2.5. Forças do Vento aplicadas no modelo de cálculo automático

Nas Tabelas 2.24 e 2.25 e nas Figuras 2.15 a 2.18 estão resumidos os valores de todas as ações do vento que foram consideradas.

- Força do Vento na direção x [kN/m] – Sentido positivo  $F_{w(x)}$  e negativo  $F_{w(xx)}$ .

Tabela 2.24 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção x

Largura de influência [m]	$F_{w(x)} = F_{w(xx)}$ [kN/m]
52	1.45

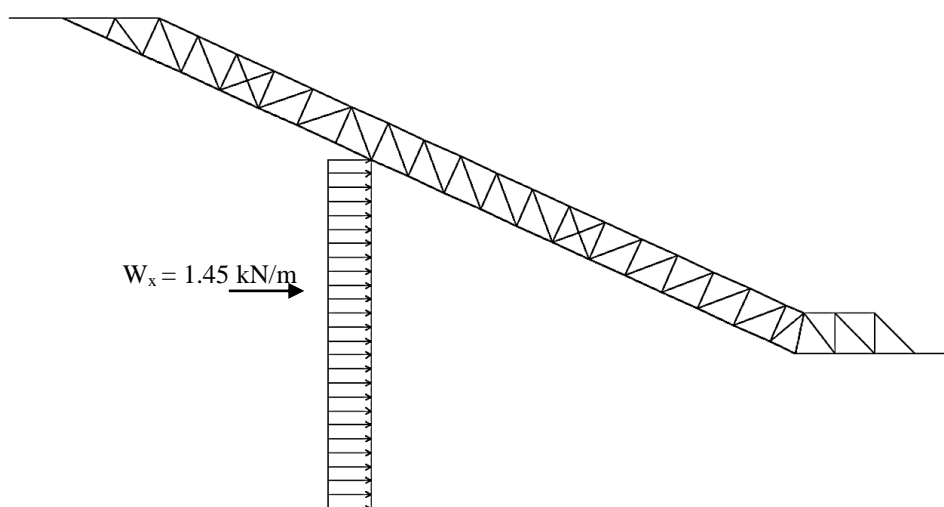


Figura 2.15 – Ação Resultante  $F_{w(x)}$  no Pilar

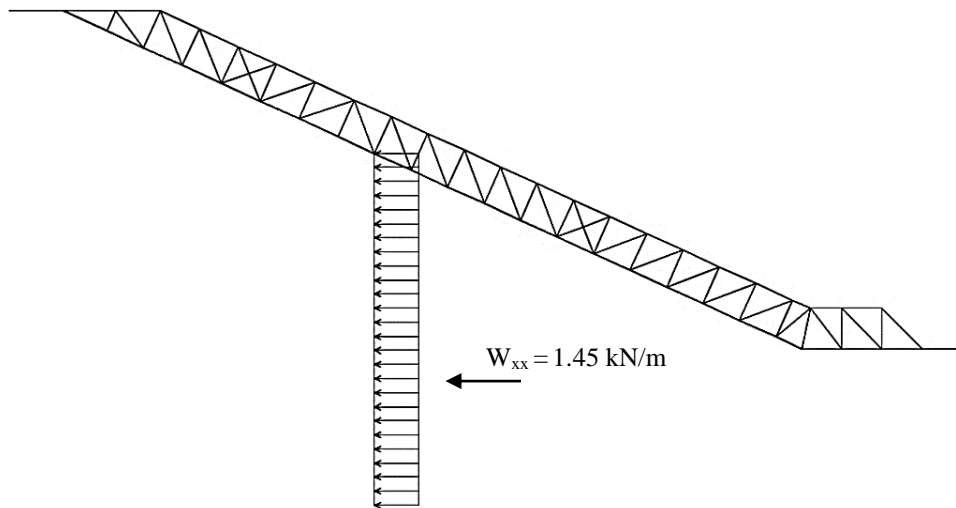


Figura 2.16 – Ação Resultante  $F_{w(xx)}$  no Pilar

- Força do Vento na direção y [kN/m] – Sentido positivo  $F_{w(y)}$  e negativo  $F_{w(yy)}$ .

Tabela 2.25 – Força Resultante do Vento no Pilar - Direção y

Largura de influência [m]	$F_{w(y)} = F_{w(yy)}$ [kN/m]
26	2.01

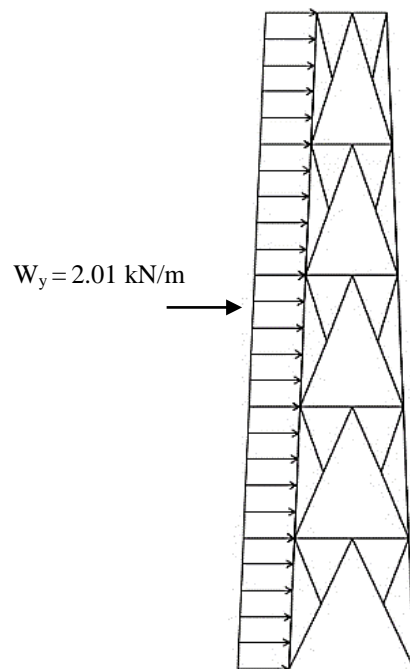


Figura 2.17 – Ação Resultante  $F_{w(y)}$  no Pilar

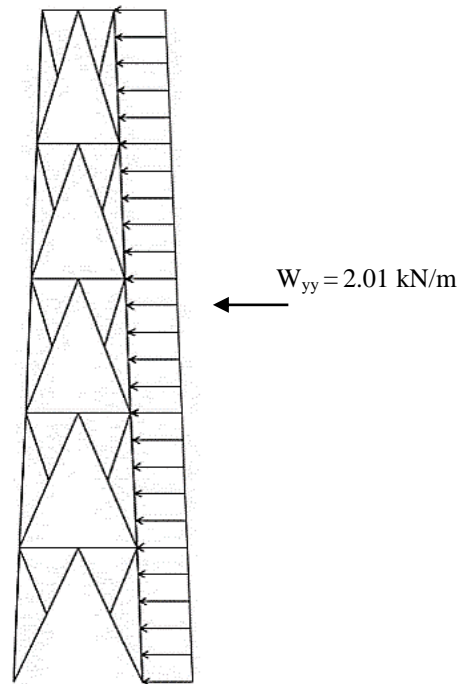


Figura 2.18 – Ação Resultante  $F_{w(yy)}$  no Pilar

## 2.6. Ação Sísmica (E)

A ação sísmica tal como já foi referido depende de vários fatores tais como a zona sísmica, o tipo de terreno, a classe e o coeficiente de importância, etc.

Na Tabela 2.26 indicam-se os valores dos parâmetros para as ações Sísmicas dos Tipos 1 e 2.

Tabela 2.26 – Parâmetros para a determinação dos Espectros de Cálculo das Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2

	<i>Ação Sísmica Tipo 1</i>	<i>Ação Sísmica Tipo 2</i>
Zona Sísmica	1.5	2.4
Tipo de Terreno	B	B
Classe de Importância	II	II
$S_{m\acute{a}x}$	1.35	1.35
$T_B$ (s)	0.1	0.1
$T_C$ (s)	0.6	0.25
$T_D$ (s)	2.0	2
$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	0.6	1.1
$Y_I$	1	1
$a_g$	0.6	1.1
$S$	1.35	1.34
$\xi$	0.05	0.05
$\eta$	1	1
$q$	1.5	1.5
$\beta$	0.2	0.2

Com base nos valores indicados na Tabela 2.26 calcularam-se os espectros de resposta de cálculo representados na Figura 2.19.

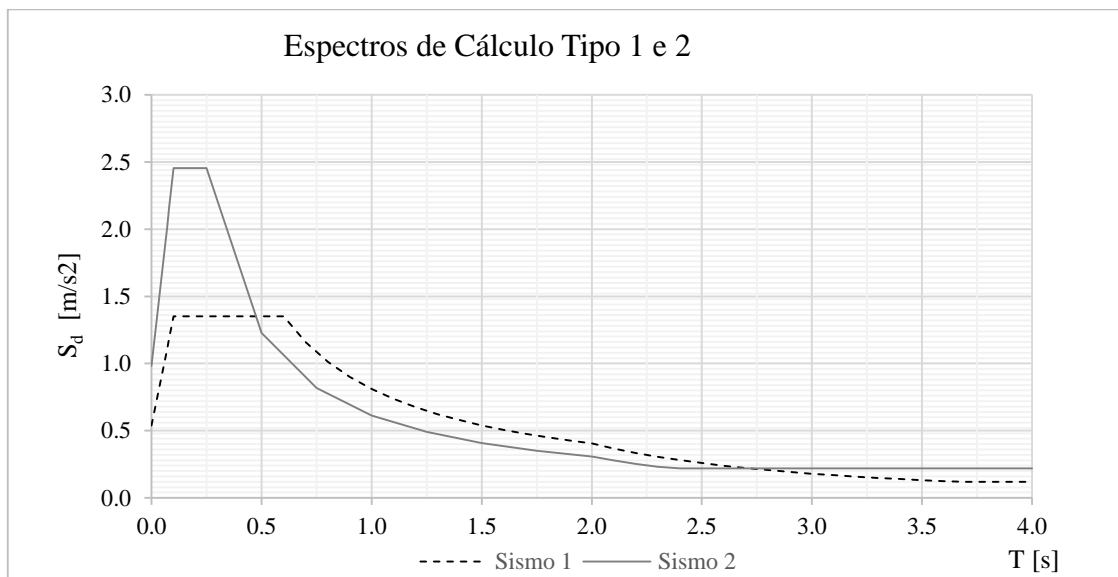


Figura 2.19 – Espectros de Cálculo para as Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2

A componente vertical da ação sísmica não foi considerada uma vez que  $a_{vg}$  é menor do que  $2.5 \text{ m/s}^2$ .

Tabela 2.27 – Valores de  $a_{vg}$

	$a_{vg}/a_g$	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{vg}$ [m/s <sup>2</sup> ]
Ação Sísmica 1	0.75	0.60	0.45
Ação Sísmica 2	0.95	1.10	1.05

Segundo a cláusula 4.3.3.5 da NP EN 1998-1 as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente, tendo os esforços sido calculados com recurso às seguintes expressões:

$$\text{a) } E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

$$\text{b) } 0.30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

A partir das expressões anteriores foram consideradas as seguintes combinações espectrais:

$$- U_1 + 0.30U_2$$

$$- 0.30U_1 + U_2$$

$$- U_1 + 0.30U_2$$

$$- 0.30U_1 + U_2$$

Segundo a cláusula 3.2.4 (2)P da EN NP 1998-1 os efeitos das ações sísmicas de cálculo devem ser sempre avaliados tendo presentes as massas associadas às forças gravíticas, a partir da expressão:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

O desempenho sísmico da estrutura foi efetuado recorrendo a uma análise dinâmica realizada no "SAP2000", em que foram contabilizadas não só as massas devidas ao peso próprio da estrutura mas também as referentes às restantes cargas permanentes e às sobrecargas.

O coeficiente de combinações  $\psi_{E,i}$  foi calculado pela expressão:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

No caso da Ponte os valores de  $\Psi_{E,i}$  foram acordados com o dono da obra, e considerados iguais a 0.4 para a sobrecarga SC<sub>1</sub> e 0.2 para a sobrecarga SC<sub>2</sub>.

Foram consideradas as contribuições de todos os modos de vibração relevantes respeitando as seguintes condições:

- Em cada direção os modos a considerar para a determinação da resposta global da estrutura devem corresponder ao somatório das massas modais de pelo menos 90 % da massa total da estrutura;
- Não deve ser excluído nenhum modo de vibração cuja massa seja pelo menos igual a 5 % da massa total da estrutura.

Neste Projeto foram considerados 100 modos de vibração.

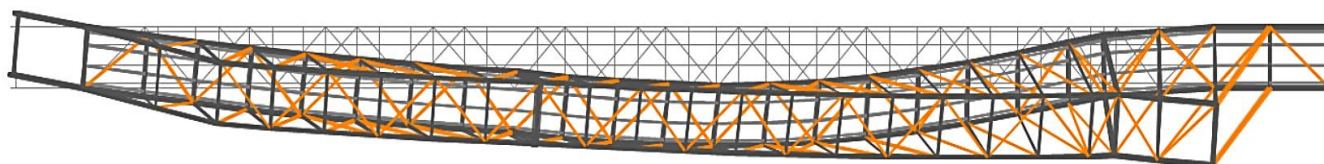
Os modos de vibração com maior participação de massa estão indicados nas Figuras 2.20 a 2.22.

### ***1º Modo de Vibração***

Participação Modal (y-y) = 68 %

f = 1.63 Hz

T = 0.61 s



*Figura 2.20 – 1º Modo de Vibração*

**4º Modo de Vibração**

Participação Modal (x-x) = 9 %

f = 2.87 Hz

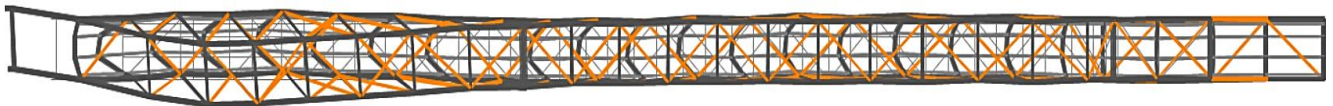
T = 0.4 s

*Figura 2.21 – 4º Modo de Vibração***9º Modo de Vibração**

Participação Modal x-x = 52 %

f = 4.73 Hz

T = 0.21 s

*Figura 2.22 – 9º Modo de Vibração*



### 3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

Neste capítulo explica-se como é que foi feito o pré-dimensionamento das estruturas principais da Ponte e do Pilar.

Este estudo foi realizado com base nas ações e combinações de ações mais desfavoráveis, para os estados limites últimos e de utilização definidos na NP EN 1990, na NP EN 1991 e na NP EN 1993-1-1.

Uma vez que se trata de uma treliça espacial grande parte das barras que a constituem estão sujeitas predominantemente a esforços axiais de tração e de compressão, excetuando as barras das carlingas e das longarinas em que os esforços principais são de flexão simples e desviada.

#### 3.1. Pré-dimensionamento das Vigas Verticais e Horizontais

A Ponte é constituída por um caixão espacial treliçado formado por duas Vigas Verticais (Painéis Verticais), que recebem as ações verticais (peso próprio, cargas permanentes e sobrecargas) e por outras duas Vigas Horizontais (Painéis Horizontais) que suportam as ações horizontais (vento e sismo).

O pré-dimensionamento foi realizado com base nas seguintes premissas:

##### Geometria das Vigas treliçadas em caixão

- Altura das vigas verticais – 3 m;
- Altura das vigas horizontais – 2.8 m.

**Nota:** A geometria do caixão espacial treliçado foi definida no Lay-Out de Mecânica:

- Largura da Ponte 2.8 m (espaço ocupado pela estrutura de suporte da tela e pelas duas plataformas de manutenção, cujas larguras são de 0.6 m e 0.8 m);
- Pé direito de 3 m que corresponde à altura necessária para a realização das operações de manutenção dos equipamentos mecânicos e da tela.

##### Ações consideradas no Pré-dimensionamento

- Peso total da Viga – 660 kN:
  - Peso de cada uma das vigas verticais por metro linear –  $660 \text{ kN}/(2\text{Vigas} \times 72 \text{ m}) = 4.6 \text{ kN/m}$ ;
- Viga vertical mais solicitada:

- Cargas Permanentes  $((CP_1 + CP_2) + PP) = 0.5 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 \text{ m} + 3.5 \text{ kN/m} + 4.6 \text{ kN}$   
 $= 8.5 \text{ kN/m}$ ;

- Sobrecargas  $(SC1 + SC2) = 3 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 \text{ m} + 2.5 \text{ kN/m} = 4.9 \text{ kN/m}$ ;
- Vento distribuído pelas duas vigas horizontais –  $W_k = 2.1 \text{ kN/m} / 2 \text{ painéis} = 1.1 \text{ kN/m}$ .

A ação do sismo comparativamente com a ação do vento é menos significativa e não foi pois considerada no pré-dimensionamento.

Na fase de pré-dimensionamento a incógnita principal reside no peso próprio da estrutura, uma vez que se trata de uma Ponte "diferente" e não se dispõe de dados sobre este tipo de estruturas.

Porém, nos estudos realizados, a partir dos esforços e deformações determinados nos modelos hiperestáticos, e no dimensionamento com recurso a Tabelas e Ábacos, que constam deste Projeto, estimou-se 660 kN para o peso total da Ponte.

Como anteriormente referido as cargas permanentes e as sobrecargas solicitam as vigas verticais, enquanto que as vigas horizontais recebem as ações do vento.

### Modelos Estruturais

- Vigas verticais (Painéis verticais)

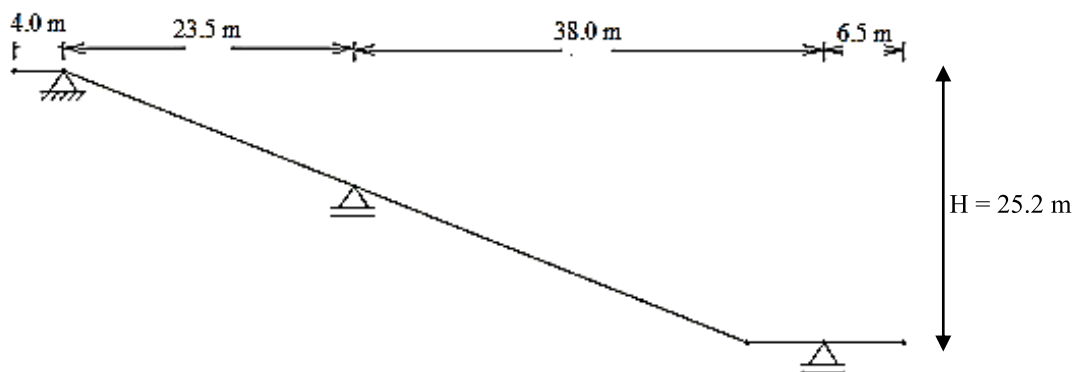


Figura 3.1 – Modelo de Pré-dimensionamento para as Vigas Verticais

- Vigas horizontais (Painéis horizontais)

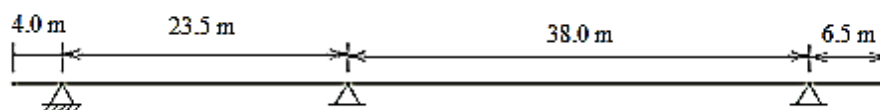


Figura 3.2 – Modelo de Pré-dimensionamento para as Vigas Horizontais

**Vigas Verticais (Painéis verticais)**

A carga máxima uniformemente distribuída na viga vertical mais solicitada é igual a:

$$CP_1 + CP_2 + PP = 8.5 \text{ kN/m};$$

$$SC_1 + SC_2 = 4.9 \text{ kN/m}.$$

Combinação de cálculo:

$$1.35G + 1.5SC = 1.35 \times 8.5 \text{ kN/m} + 1.5 \times 4.9 \text{ kN/m} = 18.8 \text{ kN/m}$$

Nas Figuras 3.3 e 3.4 indicam-se as cargas uniformemente distribuídas consideradas no modelo da viga.

- Cargas Permanentes – 8.5 kN/m

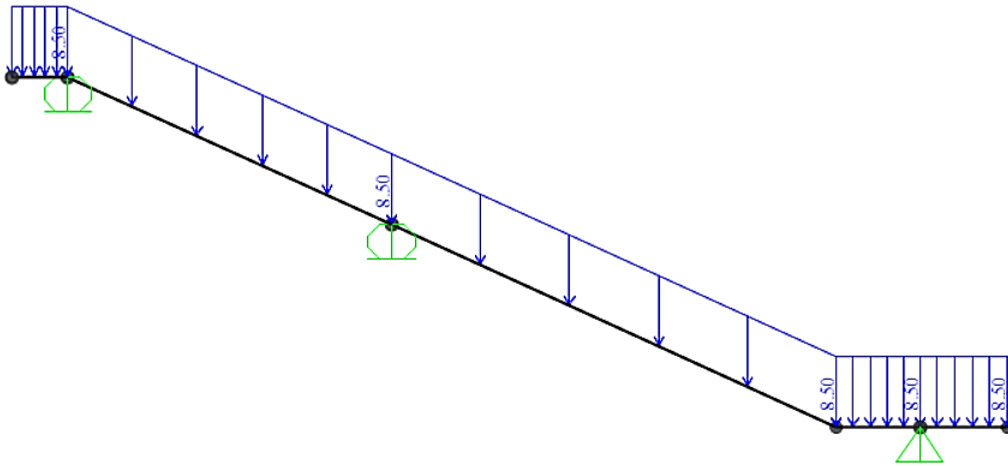


Figura 3.3 – Cargas Permanentes na Viga Vertical

- Sobrecargas – 4.9 kN/m

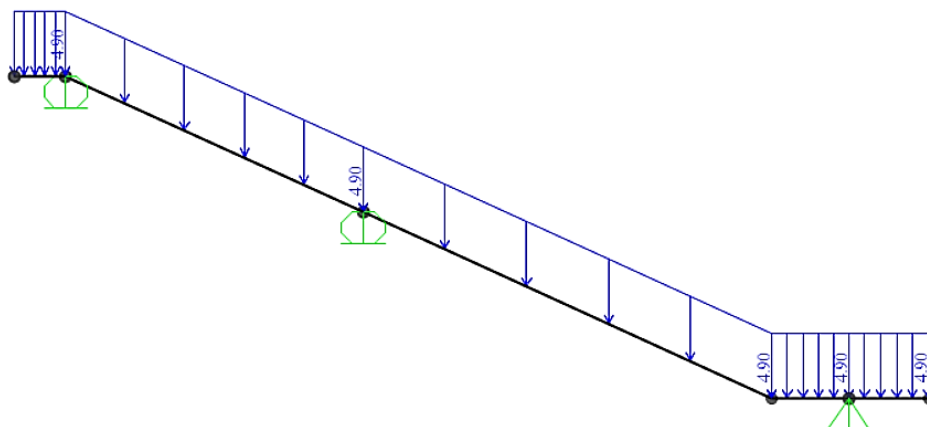


Figura 3.4 – Sobrecarga na Viga Vertical

Nas Figuras 3.5 e 3.6 estão indicados os diagramas dos momentos fletores e dos esforços transversos para a combinação condicionante 1.35CP + 1.5SC.

- Diagrama de Momentos Fletores para a Combinação 1.35CP + 1.5SC

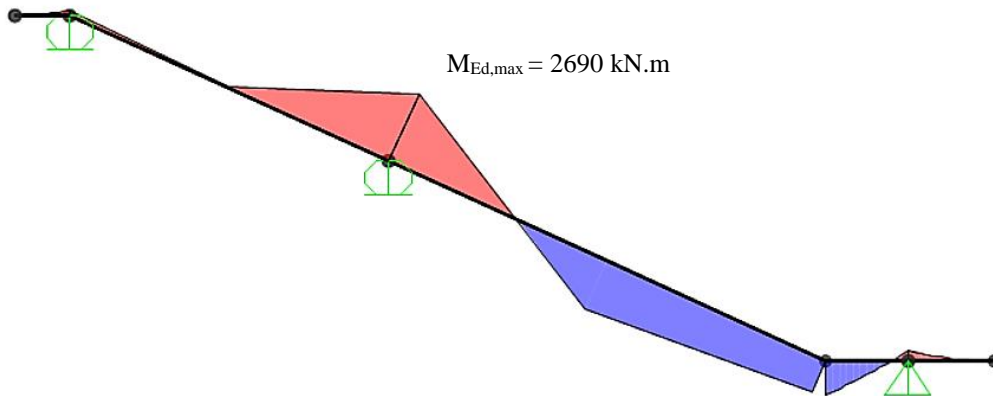


Figura 3.5 – Diagrama de Momentos Fletores na Viga Vertical

- Diagrama de Esforços Transversos 1.35CP + 1.5SC

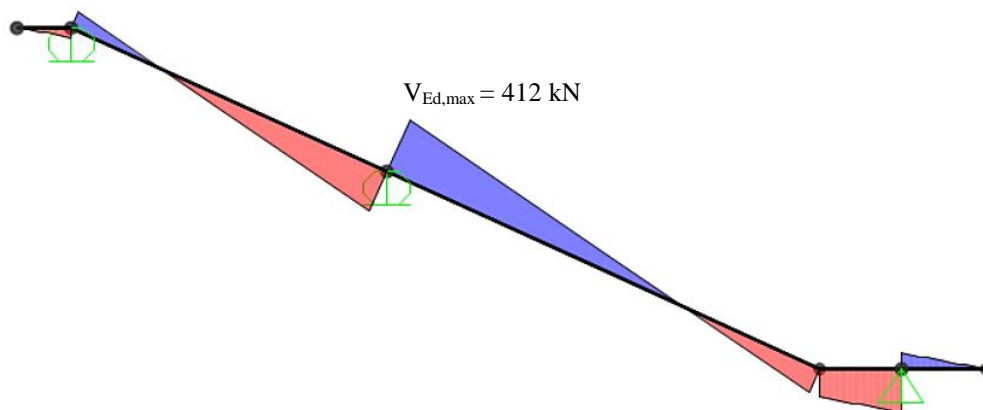


Figura 3.6 – Diagrama de Esforços Transversos na Viga Vertical

### Vigas Horizontais (Painéis horizontais)

A carga máxima uniformemente distribuída nas vigas horizontais devido à ação do vento é igual a 2.2 kN/m.

Em cada viga horizontal tem-se:

$$\frac{2.2 \text{ kN/m}}{2} = 1.1 \text{ kN/m}$$

Na Figura 3.7 representa-se a carga uniformemente distribuída considerada no modelo das vigas horizontais.

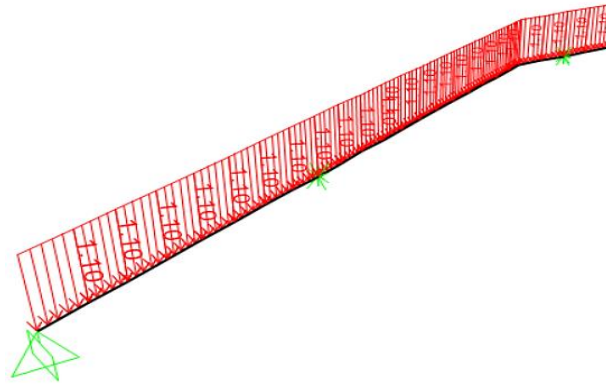


Figura 3.7 – Vento nas Vigas Horizontais

Nas Figuras 3.8 e 3.9 estão indicados os diagramas dos momentos fletores e dos esforços transversos devidos à ação do vento, bem como os respetivos valores máximos.

- Diagrama dos Momentos Fletores

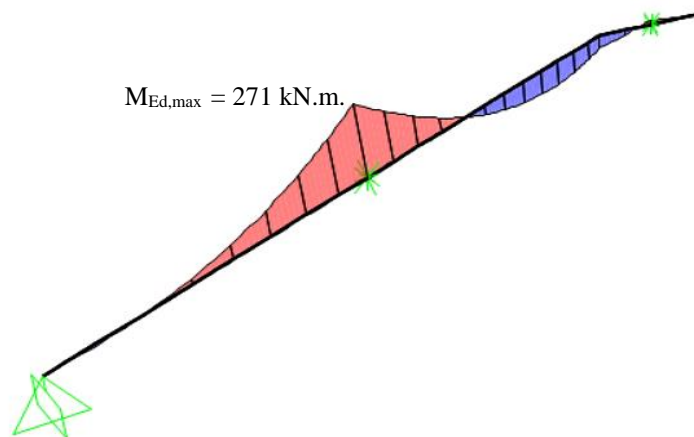


Figura 3.8 – Diagrama dos Momentos Fletores nas Vigas Horizontais

- Diagrama dos Esforços Transversos

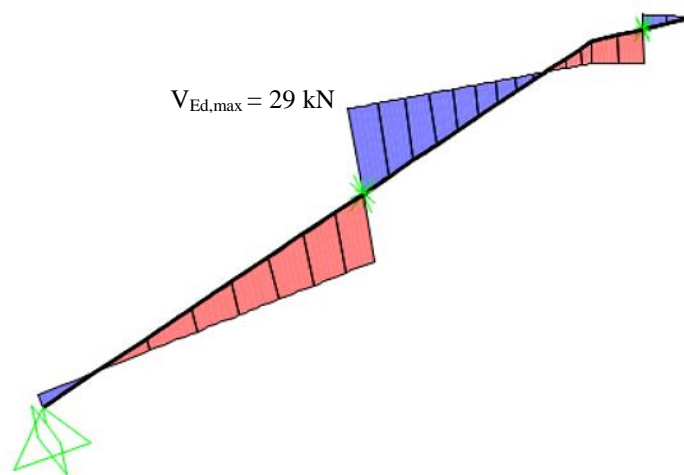


Figura 3.9 – Diagrama dos Esforços Transversos nas Vigas Horizontais

***Estados Limites Últimos das Vigas da Ponte***

- Esforços de cálculo máximos nos cordões das vigas verticais e horizontais

Conforme a justificação apresentada na Memória Descritiva os esforços axiais nas barras mais solicitadas dos cordões superiores e inferiores foram determinados a partir das expressões:

$$\frac{M_{Ed,max}(\text{Viga Vertical})}{H_{(\text{Viga Vertical})}} + \frac{M_{Ed,max}(\text{Viga Horizontal})}{H_{(\text{Viga Horizontal})}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

$$\frac{2690 \text{ kNm}}{3 \text{ m}} + \frac{271 \text{ kNm}}{2.8 \text{ m}} = 995 \text{ kN}$$

- Esforços de cálculo máximos nas barras interiores das Vigas verticais

Estes esforços são determinados a partir das expressões

$$\begin{aligned} \text{Prumos} &= V_{Ed,max} = 412 \text{ kN} \\ \text{Diagonais} &= \frac{V_{Ed,max}}{\cos(\alpha)} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$\frac{412}{\cos(45^\circ)} = 583 \text{ kN}$$

- Esforços máximos de cálculo nas barras interiores das Vigas horizontais

$$\begin{aligned} \text{Prumos} &= V_{Ed,max} = 29 \text{ kN} \\ \text{Diagonais} &= \frac{V_{Ed,max}}{\cos(\alpha)} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$\frac{29}{\cos(45^\circ)} = 41 \text{ kN}$$

Nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 resumem-se os esforços máximos de cálculo nas barras da Treliça espacial da Ponte que foram determinados nos pontos anteriores.

*Tabela 3.1 – Esforços Máximos de Cálculo nos Cordões na Viga Treliçada em Caixa*

<b>Cordões</b>	<b><math>M_{Ed,max}</math> [kN.m]</b>	<b><math>H</math> [m]</b>	<b><i>Esforço máximo [kN]</i></b>
Viga Vertical	2690	3	995
Viga Horizontal	270	2.8	

Tabela 3.2 – Esforços Máximos de Cálculo nos Prumos e nas Diagonais na Viga Vertical

<b>Viga Vertical</b>	<b><math>N_{Ed,máx}</math> [kN]</b>	<b><math>L_{cr}</math> [m]</b>
Prumos	412	3
Diagonais	583	4.5

Tabela 3.3 – Esforços Máximos de Cálculo nos Prumos e Diagonais nas Vigas Horizontais

<b>Viga Horizontal</b>	<b><math>N_{Ed,máx}</math> [kN]</b>	<b><math>L_{cr}</math> [m]</b>
Prumos	29	2.8
Diagonais	41	4.3

Com base nos esforços axiais  $N_{Ed}$  máximos determinados no pré-dimensionamento, recorreu-se aos ábacos que constam das figuras seguintes, que permitiram numa primeira análise proceder à escolha dos perfis mais adequados para todas as barras da Ponte.

### Ábacos de Pré-dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores da Ponte

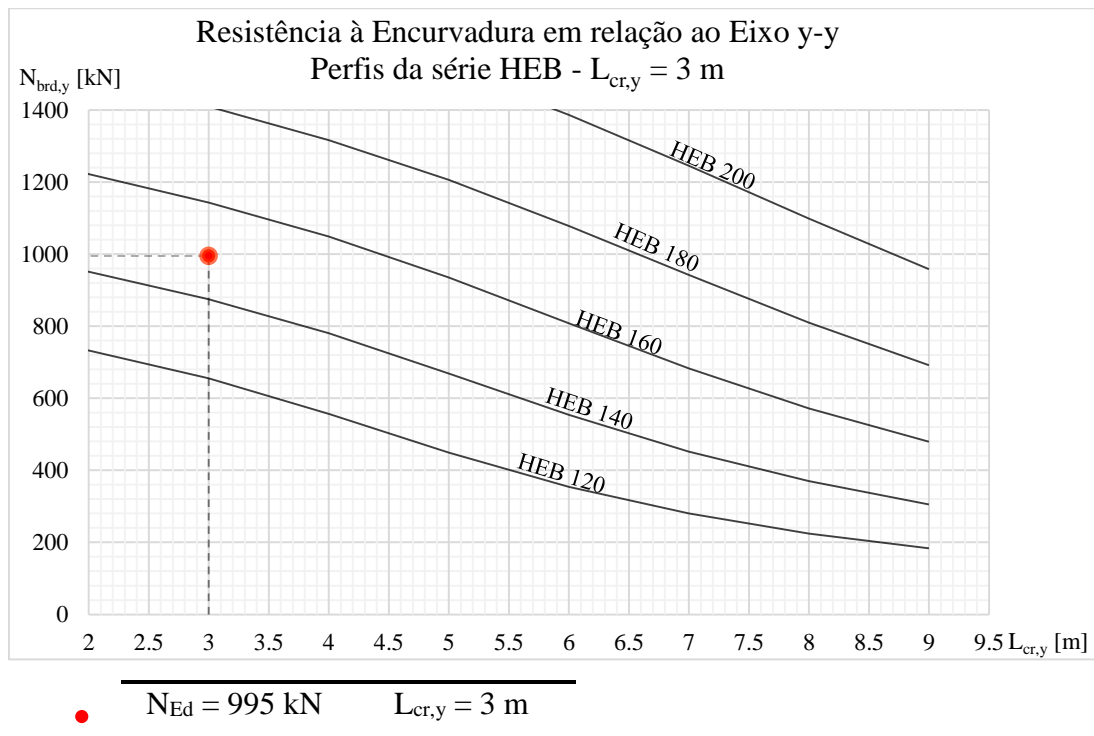


Figura 3.10 – Ábaco de Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores em relação ao Eixo y-y

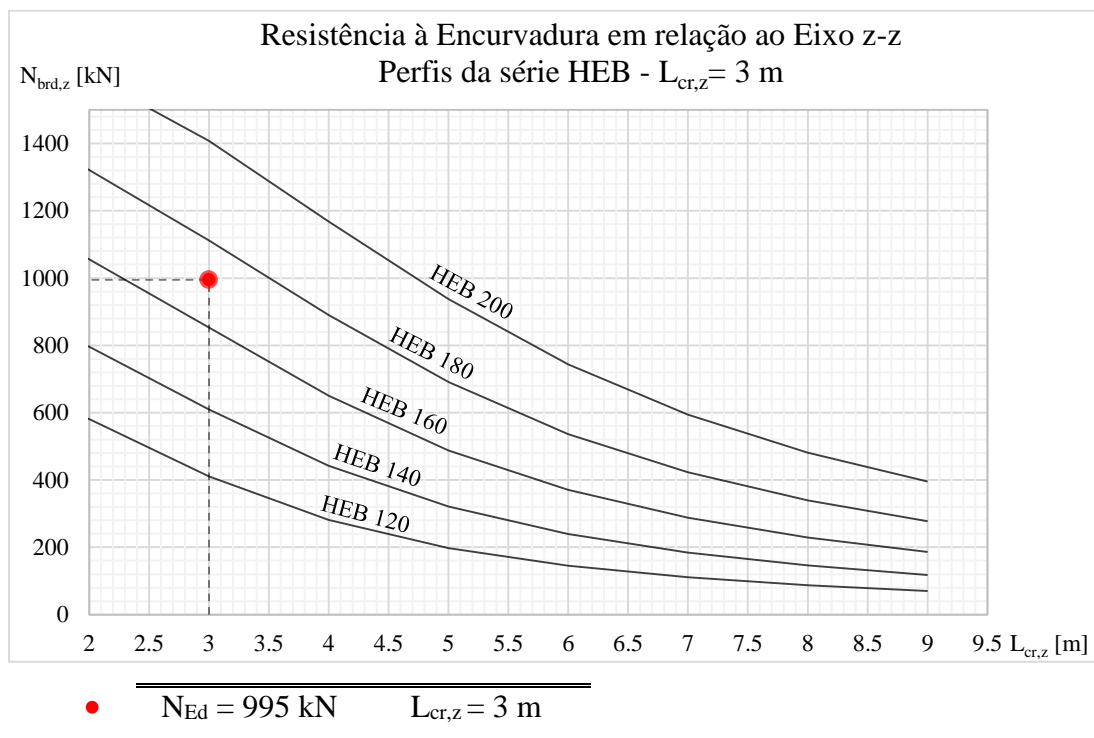


Figura 3.11 – Ábaco de Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores em relação ao Eixo z-z

**Conclusão:** Optou-se para os cordões superiores e inferiores da viga perfis HEB 200.

### Ábacos de Pré-dimensionamento dos Prumos das Vigas Verticais da Ponte

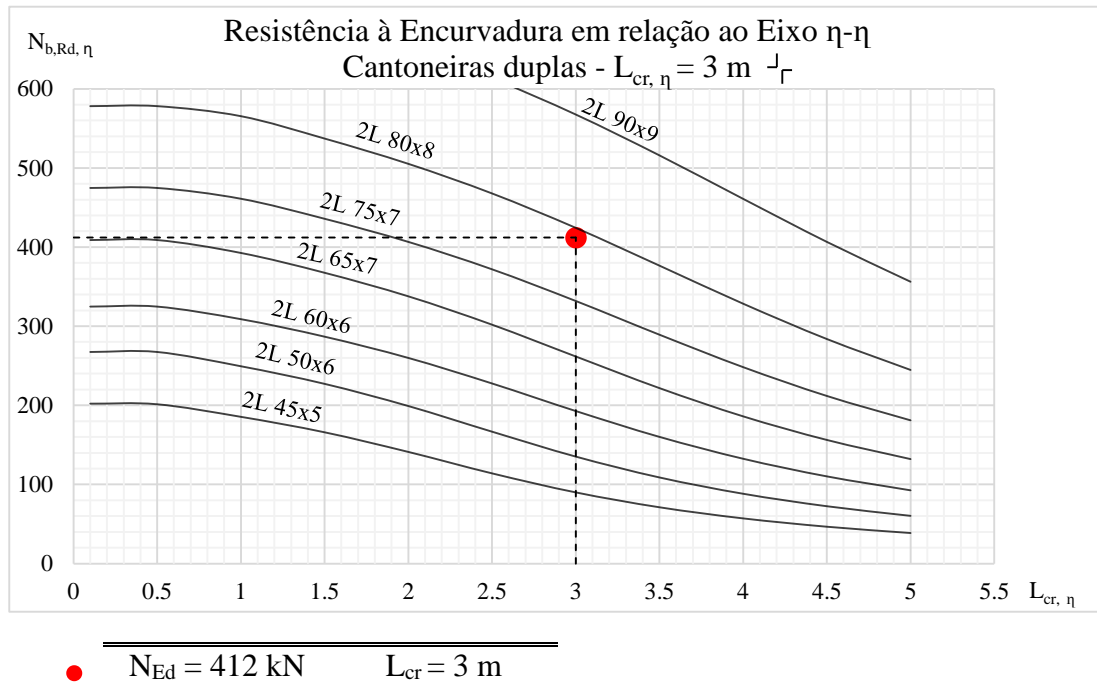


Figura 3.12 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos das Vigas Verticais em relação ao Eixo  $\eta$ - $\eta$

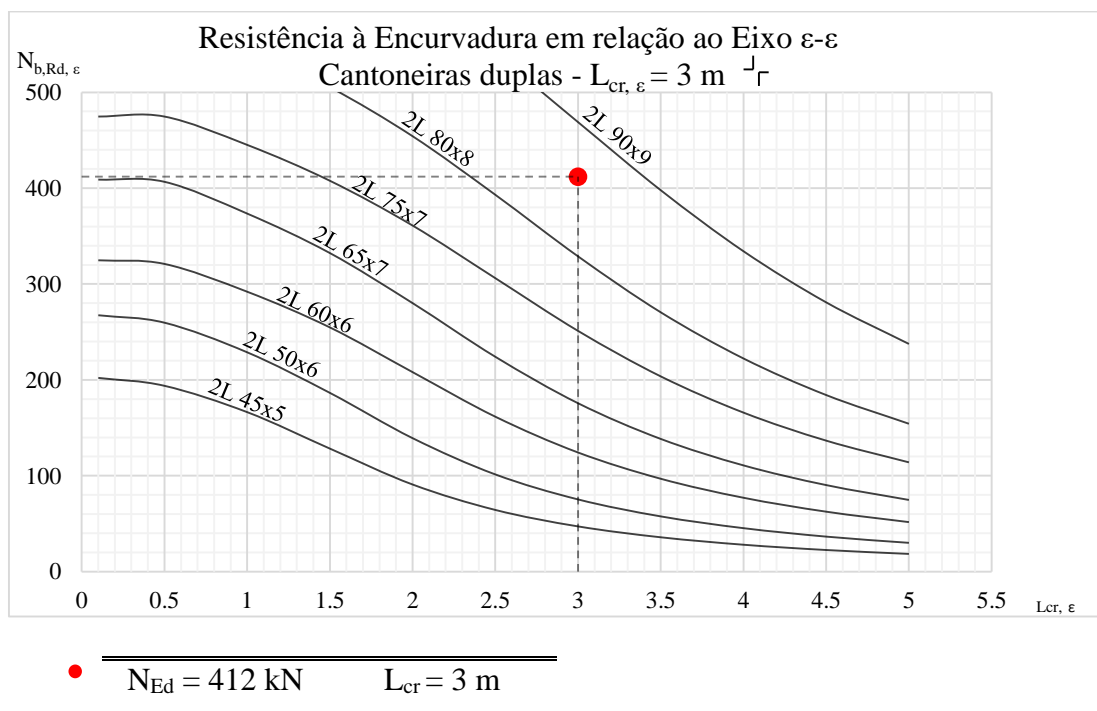


Figura 3.13 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos das Vigas Verticais em relação ao Eixo  $\varepsilon$ - $\varepsilon$

**Conclusão:** Com base nos ábacos anteriores escolheu-se para os prumos das vigas cantoneiras duplas 2L 75x7 e 2L 90x9.

### Ábacos de Pré-dimensionamento das Diagonais das Vigas da Ponte

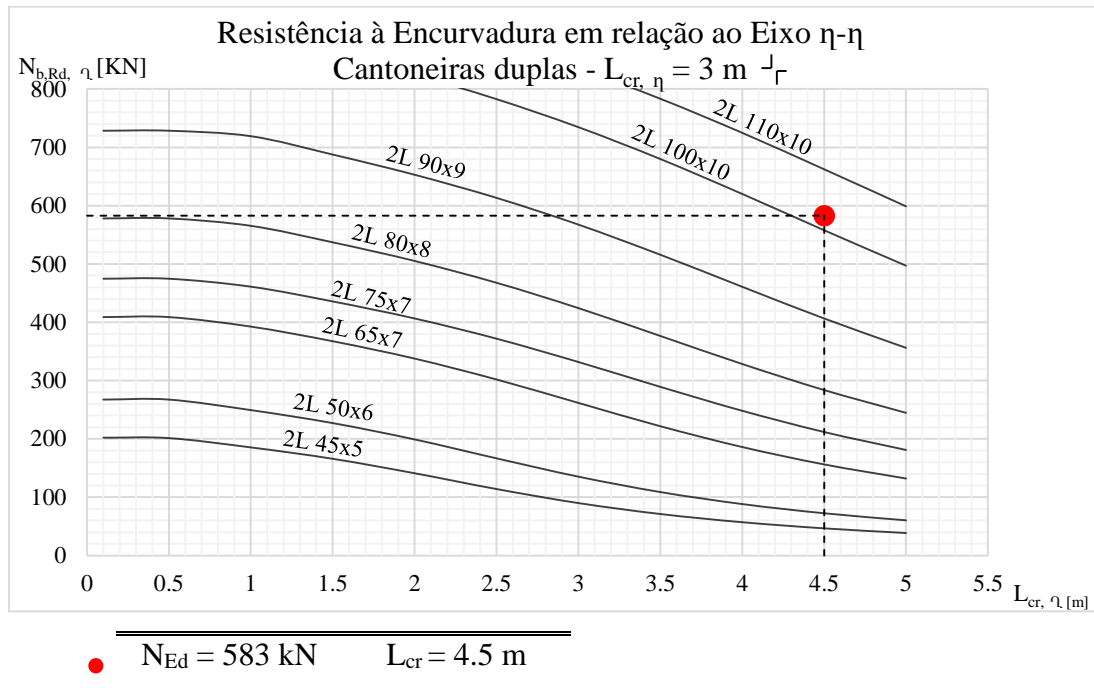


Figura 3.14 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Verticais em relação ao Eixo  $\eta$ - $\eta$

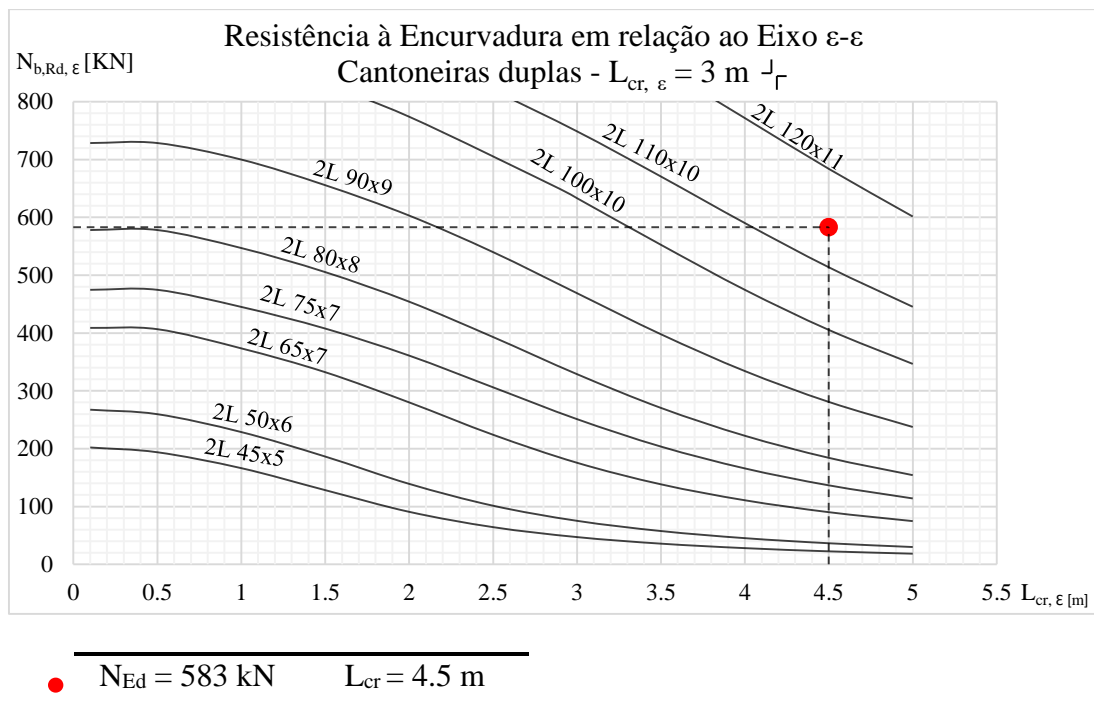


Figura 3.15 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Verticais em relação ao Eixo  $\varepsilon$ - $\varepsilon$

**Conclusão:** Optou-se para as diagonais cantoneiras duplas 2L 75x7 e 2L 90x9.

### Ábacos de Pré-dimensionamento das Travessas Superiores das Vigas Horizontais da Ponte

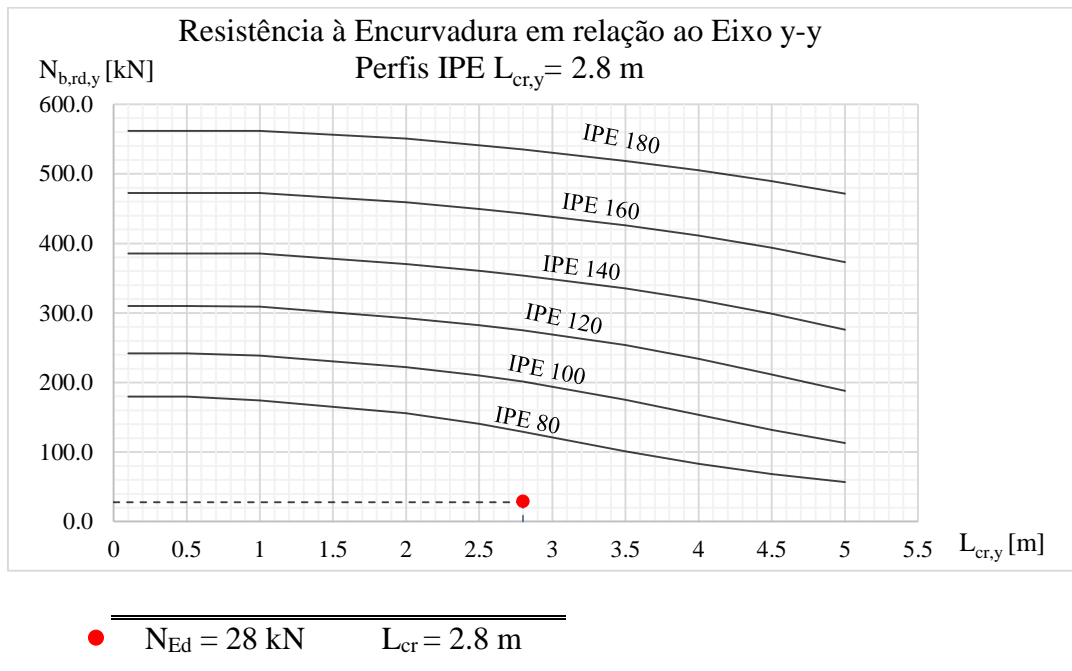


Figura 3.16 – Ábaco de Dimensionamento das Travessas das Vigas Horizontais em relação ao Eixo y-y

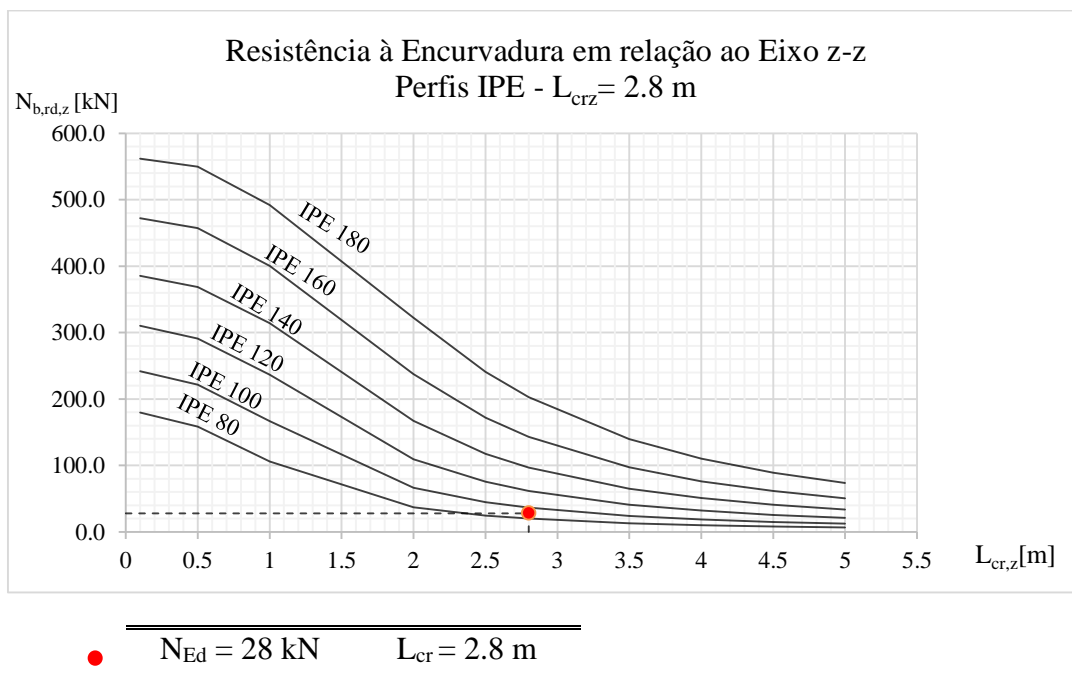


Figura 3.17 – Ábaco de Dimensionamento das Travessas das Vigas Horizontais em relação ao Eixo z-z

**Conclusão:** Escolheram-se travessas IPE 140 sobredimensionadas como margem de segurança.

### Ábacos de Pré-dimensionamento das Diagonais das Vigas Horizontais da Ponte

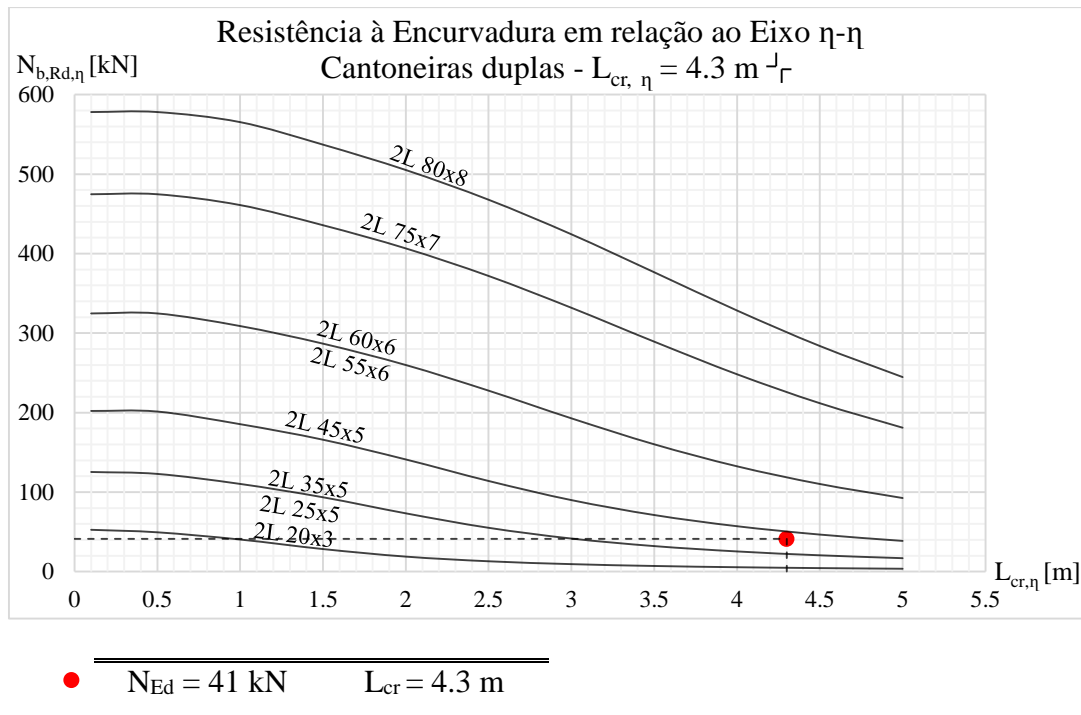


Figura 3.18 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Horizontais em relação ao Eixo  $\eta$ - $\eta$

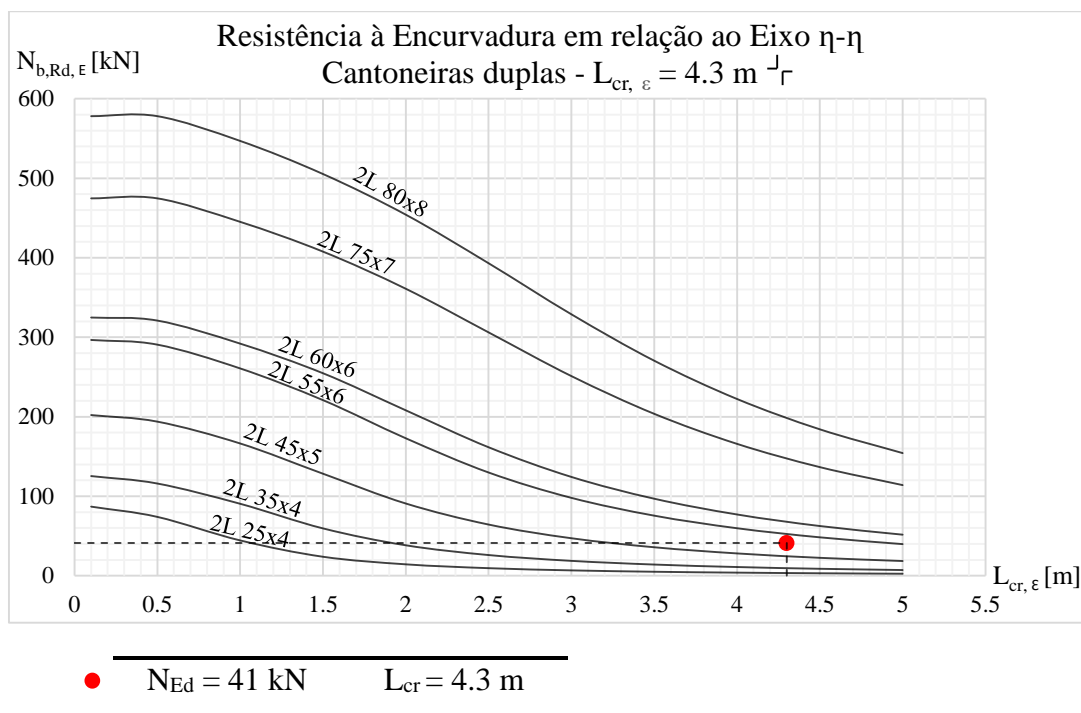


Figura 3.19 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais das Vigas Horizontais em relação ao Eixo  $\epsilon$ - $\epsilon$

**Conclusão:** Optou-se para as diagonais das vigas horizontais cantoneiras 2L 45x5, 2L 55x6, 2L 60x8, 2L 75x7 e 2L 80x8.

### *Estados Limites de Utilização das Vigas da Ponte*

A verificação ao estado limite de deformação foi realizada comparando os deslocamentos máximos admissíveis, para as vigas verticais –  $\delta_v < L/400$  e para as vigas horizontais –  $\delta_h < H/400$ , com os valores máximos obtidos no pré-dimensionamento.

Tabela 3.4 – Deslocamentos nas Vigas da Ponte

<i>Elementos</i>	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	$\delta_{admiss\acute{i}vel}$ [cm]	<i>Verificação</i>
Vigas dos Painéis Verticais	7.1	$L/400 = 4140/400 = 10.3$	<b>ok</b>
Vigas dos Painéis Horizontais	6.6	$L/400 = 4140/400 = 10.3$	<b>ok</b>

**Conclusão:** Os estados limites últimos e de utilização encontram-se verificados para a Ponte

### 3.2. Pré-dimensionamento das Carlingas

O pré-dimensionamento das carlingas foi realizado tendo em consideração os seguintes dados:

#### Geometria e Condições de Ligação

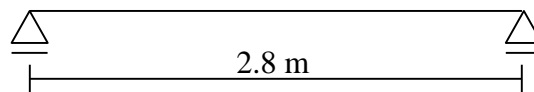


Figura 3.20 – Modelo de Cálculo

#### Ações

As cargas aplicadas  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  e  $P_4$  indicadas na Figura 3.21, referem-se às cargas permanente e às sobrecargas calculadas nos itens 2.2 e 2.3 anteriores.

Estas cargas foram determinadas com base nas larguras de influência das carlingas de 3.6 m (\*) e nas ações já anteriormente definidas para estes elementos.



Figura 3.21 – Cargas Permanentes e Sobrecargas nas Carlingas

Os valores destas ações estão resumidos nas Tabelas 3.5 e 3.6.

Tabela 3.5 – Cargas Permanentes e Sobrecargas

<i>CP [kN]</i>		<i>SC [kN]</i>	
CP <sub>1</sub>	0.2 kN/m x 3.6 m (*) = 0.72	SC <sub>1</sub>	1.2 kN/m x 3.6 m (*) = 4.32
CP <sub>2</sub>	3.5 kN/m x 3.6 m (*) = 12.60	SC <sub>2</sub>	2.5 kN/m x 3.6 m (*) = 9.00
CP <sub>3</sub>	3.5 kN/m x 3.6 m (*) = 12.60	SC <sub>3</sub>	2.5 kN/m x 3.6 m (*) = 9.00
CP <sub>4</sub>	0.15 kN/m x 3.6 m (*) = 0.54	SC <sub>4</sub>	0.9 kN/m x 3.6 m (*) = 3.24

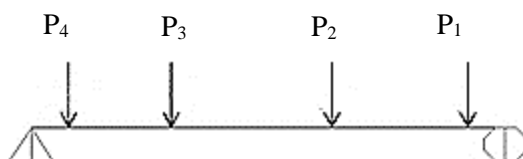


Figura 3.22 – Cargas Permanentes + Sobrecargas nas Carlingas

Tabela 3.6 – Cargas Permanentes + Sobrecargas

<i>Ações</i>	<i>P<sub>1</sub> [kN]</i>	<i>P<sub>2</sub> [kN]</i>	<i>P<sub>3</sub> [kN]</i>	<i>P<sub>4</sub> [kN]</i>
CP + SC	5.04	21.6	21.6	3.78

### Estados Limites Últimos das Carlingas

A combinação considerada para os estados limites últimos foi:

$$1.35PP + 1.35CP + 1.5SC$$

Na Figura 3.24 estão indicados os diagramas de momentos fletores e esforços transversos para a combinação anterior.

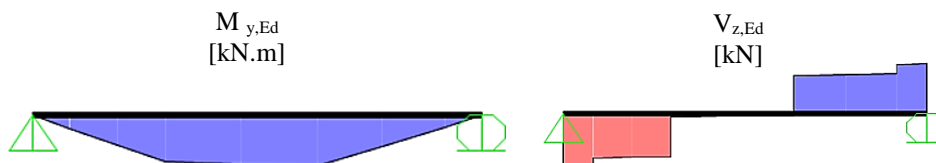


Figura 3.23 – Diagramas de Momentos Fletores e Esforços Transversos

Na Figura 3.23 indica-se o pré-dimensionamento efetuado no "SAP2000"

### Caraterísticas Gerais

Frame : 1	X Mid: 0.000	Combo: ELU	Design Type: Beam
Length: 2.800	Y Mid: 0.000	Shape: HE120B	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2.800	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes

### Dimensionamento da Secção Transversal ao Esforço Transverso

SHEAR DESIGN				
	V <sub>ed</sub>	V <sub>c, Rd</sub>	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	36.259	148.634	0.244	OK
Minor (y)	0.000	374.876	0.000	OK

### Dimensionamento à Flexão e à Encurvadura Lateral

MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0.000	31.971	38.775	38.775	38.775	34.987	
Minor (z-z)	0.000	0.000	19.035	19.035	19.035		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	McR
LTB	a	0.210	0.566	0.699	0.902	1.125	120.873

Figura 3.24 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.U.

A partir dos esforços de cálculo determinaram-se os rácios para os diferentes esforços:

$$\text{Rácio do Esforço Transverso: } \frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,z}} = \frac{36.3}{148.6} = 0.244 \leq 1.0$$

$$\text{Rácio do Momento Fletor: } \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = \frac{32}{38.8} = 0.842 \leq 1.0$$

$$\text{Rácio da Encurvadura por Flexão: } \frac{M_{Ed,y}}{M_{bRd}} = \frac{32}{35} = 0.914 \leq 1.0$$

### Estados Limites de Utilização das Carlingas

A combinação mais desfavorável considerada para os estados limites de utilização foi:

$$PP + CP + SC$$

Na Figura 3.25 representa-se o pré-dimensionamento realizado através do "SAP".

DEFLECTION CHECK (Combo ELS)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	2.825E-04	2.800	1.009E-04	OK	
Super DL+LL	Yes	0.006	2.800	0.002	OK	
Live Load	Yes	0.006	2.800	0.002	OK	
Total Load	Yes	0.006	0.007	0.829	OK	
Total-Camber	Yes	0.006	0.007	0.829	OK	

Figura 3.25 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.S.

A flecha máxima tem um valor de 0.83 cm inferior à deformação máxima admissível de L/400 conforme indicado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Deslocamentos Máximos

Barra	Vão [cm]	$\delta_{\text{máx}}$ [cm]	$\delta_{\text{admissível}}$ [cm]	Verificação
Carlingas	360	0.83	L/400 = 0.90	ok

**Conclusão:** O perfil HEB 160 cumpre as condições de verificação aos estados limites últimos e de utilização.

### 3.3. Pré-dimensionamento das Longarinas

O pré dimensionamento das longarinas foi efetuado a partir dos seguintes dados:

#### Geometria e Condições de Ligação

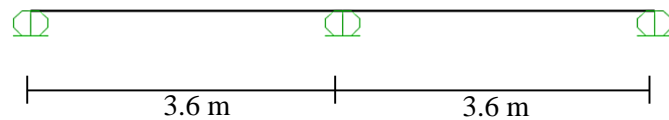


Figura 3.26 – Modelo de Cálculo

#### Ações

As ações nas longarinas mais solicitadas estão indicadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Ações nas Longarinas

Ação	Valores
CP <sub>1</sub>	0.2 kN/m
CP <sub>2</sub>	3.5 kN/m
SC <sub>1</sub>	1.2 kN/m
SC <sub>2</sub>	2.5 kN/m

#### Estados Limites Últimos das Longarinas

A combinação mais desfavorável considerada para os estados limites últimos foi de:

$$1.35PP+1.5CP^{(*)}+1.5SC$$

(\*) Nesta fase de pré-dimensionamento optou-se por considerar um coeficiente de segurança de 1.5 para as ações permanentes.

Na Figura 3.28 apresentam-se os diagramas de momentos fletores e esforços transversos para a combinação mais desfavorável.

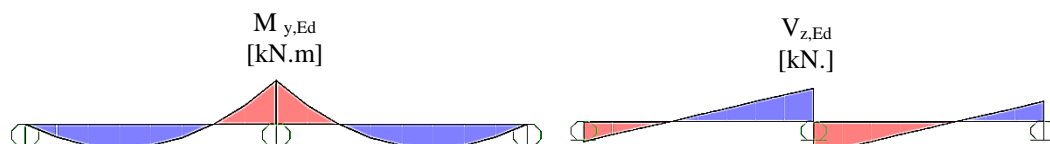


Figura 3.27 – Diagrama de Momentos Fletores e Esforços Transversos

Na Figura 3.27 estão indicados os resultados referentes ao pré-dimensionamento

### Caraterísticas Gerais

Frame : 2	X Mid: 0.000	Combo: ELU	Design Type: Beam
Length: 3.600	Y Mid: 0.000	Shape: IPE160	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3.150	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes

### Dimensionamento da Secção ao Esforço Transverso

SHEAR DESIGN				
	Ved	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	25.736	148.634	0.173	OK
Minor (y)	0.000	374.876	0.000	OK

### Dimensionamento à Flexão e à Encurvadura Lateral

MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0.000	-18.431	38.775	38.775	38.775	36.038	
Minor (z-z)	0.000	0.000	19.035	19.035	19.035		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	McR
LTB	a	0.210	0.483	0.646	0.929	2.064	166.107

Figura 3.28 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.U.

Com base nos esforços de cálculo determinaram-se os diferentes rácios:

$$\text{Rácio do Esforço Transverso: } \frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,z}} = \frac{25.7}{148.6} = 0.173 \leq 1.0$$

$$\text{Rácio do Momento Fletor: } \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = \frac{18.4}{38.8} = 0.474 \leq 1.0$$

$$\text{Rácio da Encurvadura por Flexão: } \frac{M_{Ed,y}}{M_{bRd}} = \frac{18.4}{36.0} = 0.511 \leq 1.0$$

### Estados Limites de Utilização das Longarinas

A combinação considerada para os estados limites de utilização foi

$$PP+CP+SC^{(*)}$$

Na Figura 3.29 representa-se as flechas determinadas no "SAP".

DEFLECTION CHECK (Combo ELS)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	1.235E-04	3.600	3.430E-05	OK	
Super DL+LL	Yes	0.007	3.600	0.002	OK	
Live Load	Yes	0.007	3.600	0.002	OK	
Total Load	Yes	0.007	0.009	0.748	OK	
Total-Camber	Yes	0.007	0.009	0.748	OK	

Figura 3.29 – Resultados do Pré-dimensionamento aos E.L.S.

(\*) Em virtude da sobrecarga estar praticamente sempre presente durante o período de vida útil da estrutura.

Tabela 3.9 – Flechas Máximas

Longarinas	Vão [m]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	$\delta_{admiss\acute{i}vel}$ [cm]	Verificação
	3.6	0.75	L/400 = 0.90	<b>ok</b>

**Conclusão:** Verifica-se que todos os rácios são inferiores à unidade para o perfil IPE 140 escolhido.

### 3.4. Pré-dimensionamento das barras do Pilar

Os cordões exteriores da treliça que formam o Pilar estão sujeitos a esforços axiais de tração e de compressão e a momentos fletores  $M_{yEd}$  que existem só no plano perpendicular à treliça devidos ao vento.

O pré-dimensionamento foi realizado com base nos seguintes dados:

#### Geometria

- A geometria do pilar está indicada na Figura 3.30.

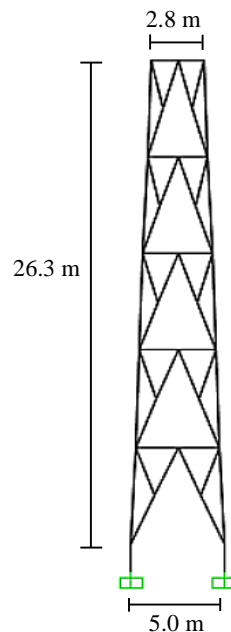


Figura 3.30 – Geometria do Pilar

#### Condições de Ligação ao exterior

- Plano xz – Rotulado na base e no topo;
- Plano yz – Encastrado na base e rotulado no topo.

**Ações**

- Vento na direção x –  $W_x = 1.5 \text{ kN/m}$ ;
- Vento na direção y –  $W_y = 2.1 \text{ kN/m}$ ;
- Ação horizontal do vento da Ponte no topo do Pilar –  $55 \text{ kN}$ ;
- Reação vertical das cargas permanentes da Ponte –  $2 \times 365 \text{ kN}$ ;
- Reação vertical das sobrecargas da Ponte –  $2 \times 215 \text{ kN}$ .

**Modelo Estrutural**

As ações consideradas estão representadas na Figura 3.31

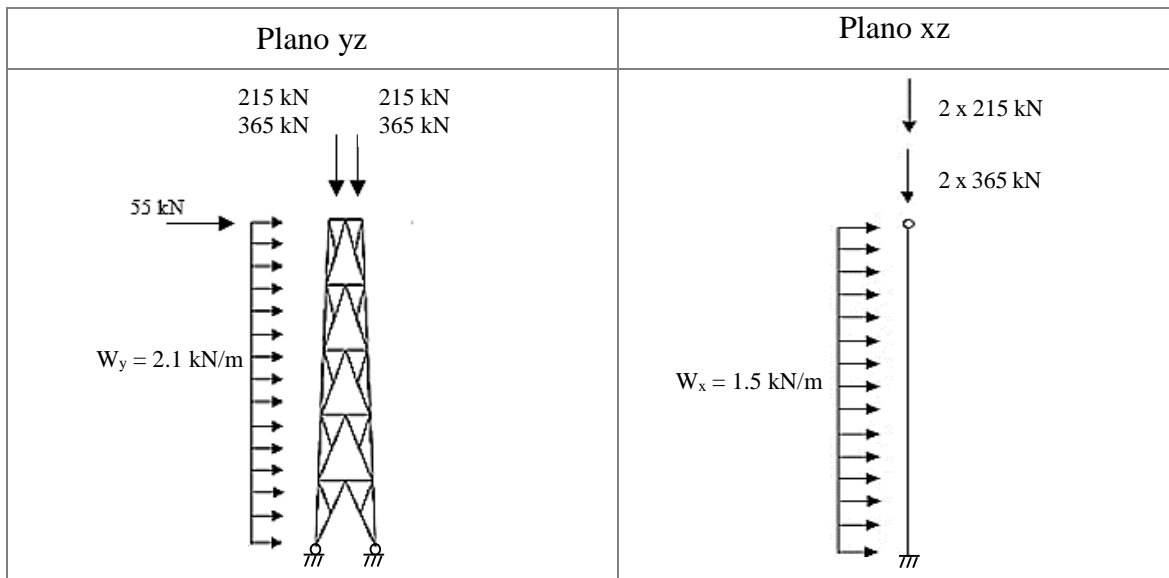


Figura 3.31 – Ações no Pilar

**Estados Limites Últimos**

Foram realizadas as verificações para a combinação  $1.35PP + 1.5CP + 0.9SC + 1.5W$

**Caraterísticas Gerais**

Frame : 2	X Mid: -10.520	Combo: comb1	Design Type: Beam
Length: 5.260	Y Mid: 0.000	Shape: HE450B	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 5.260	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes

**Dimensionamento à Flexão e à Encurvadura Lateral**

MOMENT DESIGN	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-65.475	-411.573	935.770	935.770	935.770	451.292
Minor (z-z)	0.000	0.000	281.530	281.530	281.530	
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a 0.210	1.279	1.431	0.482	1.571	572.032

Figura 3.32 – Resultados do Pré-dimensionamento dos Cordões do Pilar

Esforços de Cálculo	Esforços Resistentes
$N_{Ed} = 1280 \text{ kN}$	$N_{b,Rd,y} = 3326 \text{ kN}$
$M_{z,Ed} = 0.5 \text{ kN.m}$	$N_{b,Rd,z} = 3826 \text{ kN}$
$M_{y,Ed} = 274 \text{ kN.m}$	$M_{b,Rd} = 452 \text{ kN.m}$

Verificação do elemento como Coluna-Viga para o perfil HEB 450:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{\min,b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + 1.5 \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. 3.4})$$

$$\frac{1280}{3326} + \frac{274}{452} + 1.5 \frac{0.5}{281.5} = 0.385 + 0.606 + 0.02 = 0.99 \leq 1.0$$

**Conclusão:** Escolheu-se para os cordões do pilar perfis HEB 450.

### *Estados Limites de Utilização*

A verificação ao estado limite de utilização no pilar foi feita de modo a verificar a flecha máxima.

A flecha máxima do Pilar é condicionada fundamentalmente pelas ações do vento que atuam na Ponte.

Verifica-se que o deslocamento horizontal máximo do Pilar é inferior ao deslocamento máximo admissível  $\delta_H = H/300 = 2630 \text{ cm} / 300 = 8.7 \text{ cm}$ , conforme se indica na Figura 3.33.

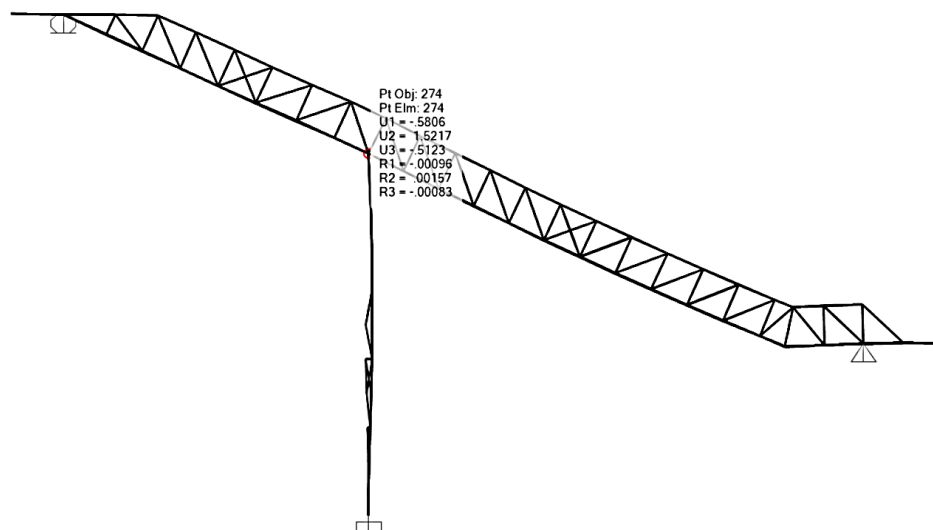


Figura 3.33 – Deslocamento Máximo no Pilar

**Conclusão:** O perfil HEB 450 cumpre a segurança também aos estados limites de utilização.

### 3.5. Pré-dimensionamento das Barras Interiores do Pilar

Uma vez que se trata de uma treliça plana as barras interiores da treliça estão sujeitas sobretudo a esforços de tração e de compressão.

#### *Estados Limites Últimos*

A verificação aos estados limites últimos foi efetuada com base nas combinações mais desfavoráveis:

Combinação 1 – ELU(SC):  $1.35PP + 1.35CP + 1.5SC + 1.5 \times 0.6W$

Combinação 2 – ELU(W):  $1.35PP + 1.35CP + 1.5 \times 0.6SC + 1.5W$

tendo-se obtido os esforços de cálculo indicados nas Tabelas 3.10 e 3.11.

Tabela 3.10 – Identificação das Barras, Esforços nas Diagonais e Comprimentos críticos

<i>Diagonais</i>			
<i>Nº Barra</i>	<i>Esforços de Cálculo [kN]</i>	<i><math>L_{cr,\eta}</math> [m]</i>	<i><math>L_{cr,\varepsilon}</math> [m]</i>
154	-128	5.8	2.9
12	-128	5.8	2.9
259	-133	5.8	2.9
256	-139	5.8	2.9
211	-118	5.8	2.9

Tabela 3.11 – Identificação das Barras, Esforços nos Prumos e Comprimentos Críticos

<i>Prumos</i>			
<i>Nº Barra</i>	<i>Esforços de Cálculo [kN]</i>	<i><math>L_{cr,\eta}</math> [m]</i>	<i><math>L_{cr,\varepsilon}</math> [m]</i>
170	-66	4.6	2.3
266	-60	4.0	2.0
267	-57	3.6	1.8
316	-49	3.2	1.6

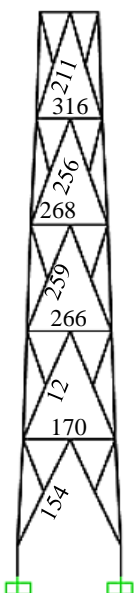


Figura 3.34 – Identificação das Barras

A partir dos esforços axiais  $N_{Ed}$  máximos das combinações anteriores utilizaram-se os ábacos das Figuras 3.35 a 3.38 que permitiram proceder numa primeira análise à escolha dos perfis mais adequados.

### Ábacos de Pré-dimensionamento das Diagonais do Pilar

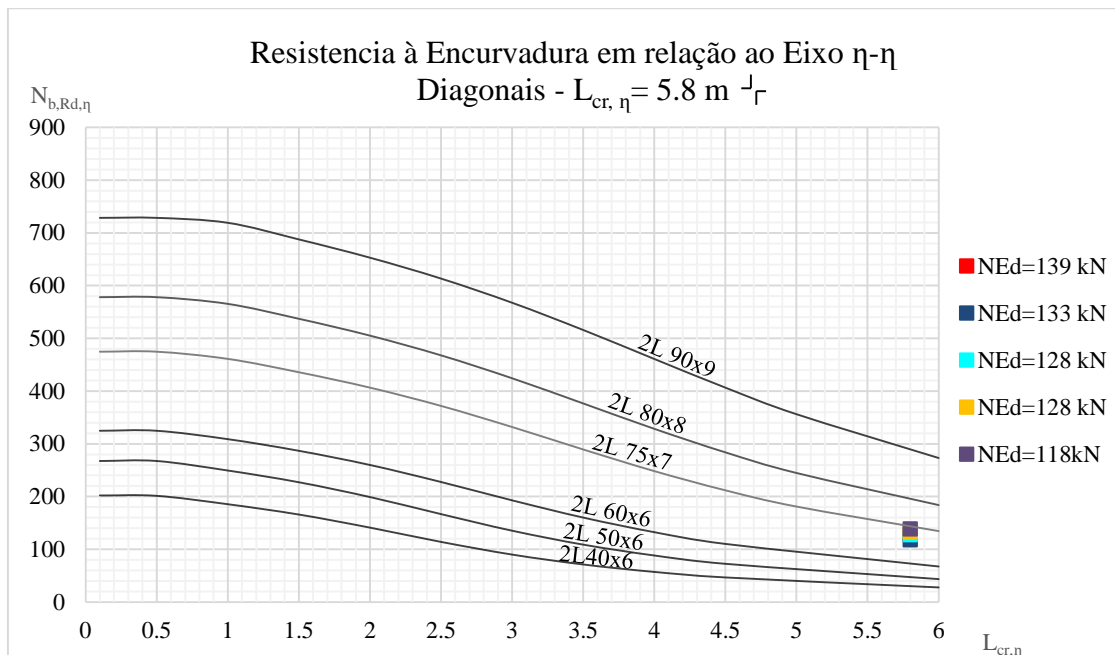


Figura 3.35 – Ábaco de Pré-dimensionamento das Diagonais em relação ao Eixo  $\eta$ - $\eta$

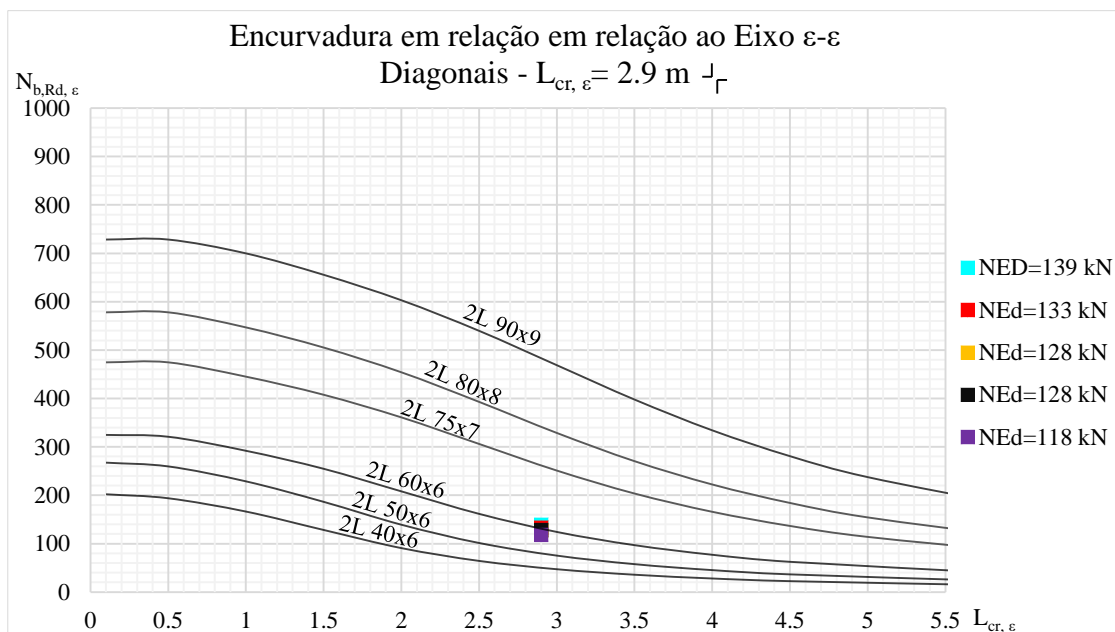


Figura 3.36 – Ábaco de Dimensionamento das Diagonais em relação ao Eixo  $\varepsilon$ - $\varepsilon$

**Conclusão:** Escolheram-se perfis 2L 120x11, 2L 100x10 e 2L 40x6 para as diagonais.

**Ábacos de Pré-dimensionamento dos Prumos do Pilar**

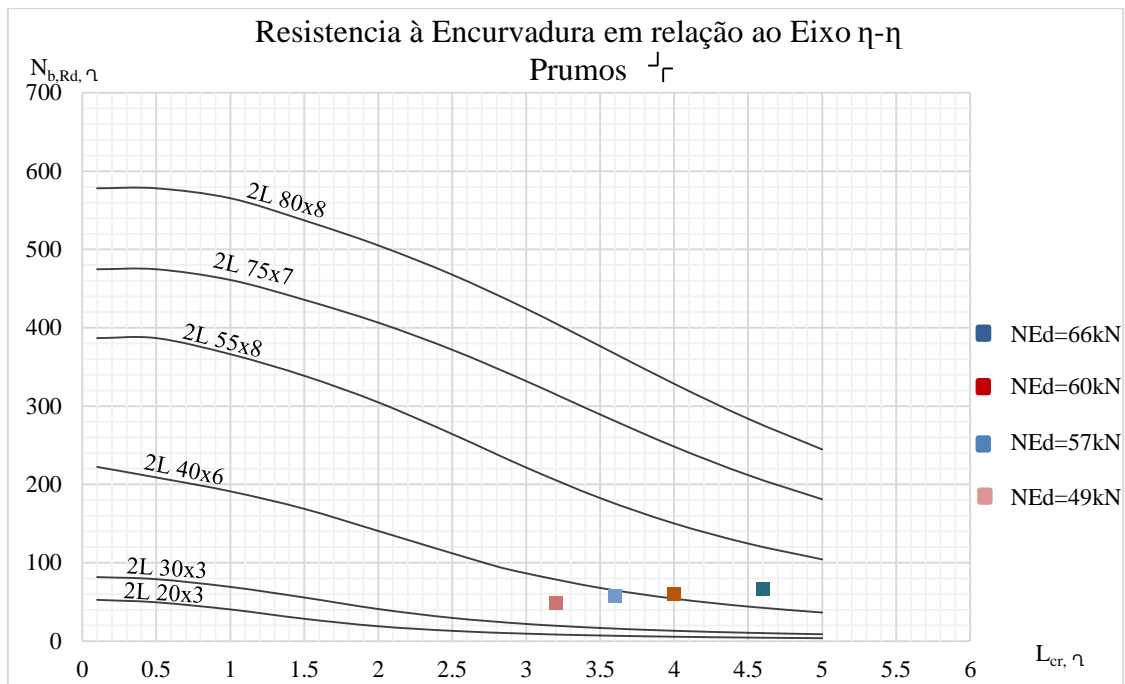


Figura 3.37 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos em relação ao Eixo  $\eta$ - $\eta$

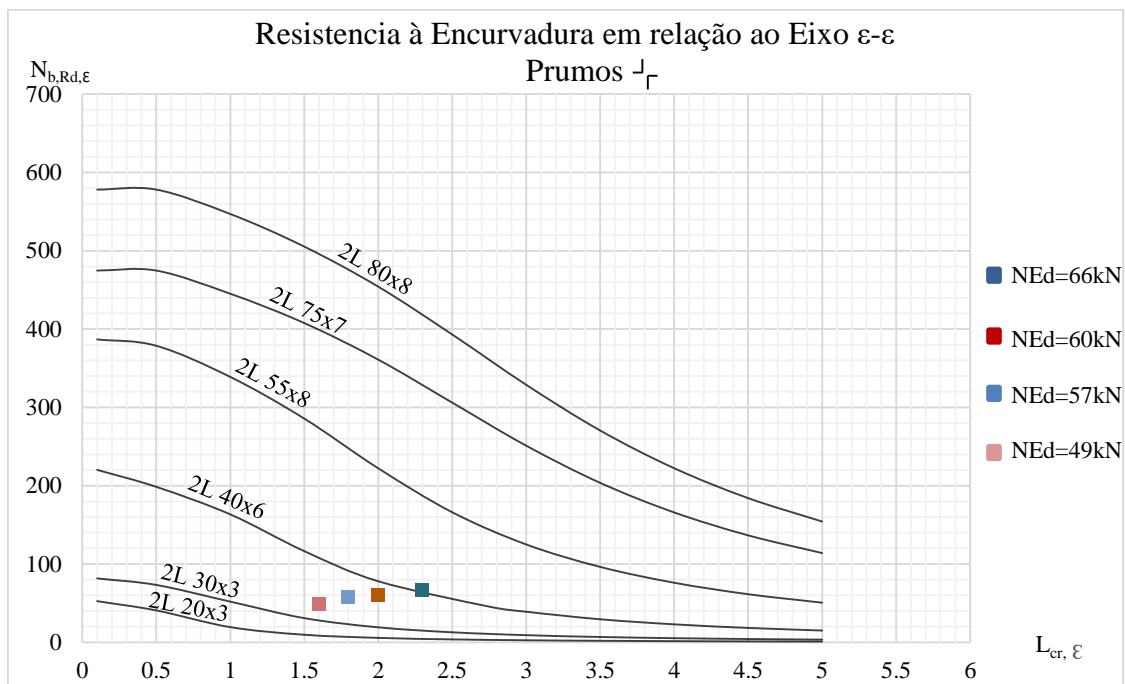


Figura 3.38 – Ábaco de Dimensionamento dos Prumos em relação ao Eixo  $\epsilon$ - $\epsilon$

**Conclusão:** Adotaram-se perfis 2L 120x11, 2L 55x8 e 2L 55x6 para as travessas.



## 4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

O dimensionamento de todas as barras da Ponte e do Pilar foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização, com base nos esforços máximos de cálculo e nas flechas máximas admissíveis para as combinações de ações mais desfavoráveis.

Na determinação dos esforços e deformações utilizou-se o *software* "SAP2000".

Para a verificação das secções das barras e dos elementos (colunas, vigas e colunas-viga) recorreu-se não só aos ficheiros de resultados do dimensionamento realizado no "SAP2000", mas também a outros *softwares* tais como o "A3C v2.34" e o "SemiComp".

Realizaram-se também um conjunto de tabelas em "Excel", com base nas expressões de dimensionamento definidas no EC3 parte 1-1, para as secções transversais das classes 1 e 2 sujeitas a esforços isolados e combinados, mas também se procedeu à verificação da encurvadura das barras à compressão, flexão e flexão composta com compressão.

### 4.1. Estados Limites Últimos

- **Ponte**

Na Figura 4.1 apresenta-se a estrutura tridimensional da Ponte.



Figura 4.1 – Esquema em 3D da Ponte Metálica

Os cordões exteriores da treliça espacial foram dimensionados a partir de uma folha de cálculo em "Excel" com base nos esforços  $N_{Ed}$  (compressão/tração)  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  obtidos nos ficheiros de resultados do "SAP".

De modo a comparar e validar os resultados obtidos utilizou-se também o *software* "SemiComp".

As diagonais e prumos das barras dos painéis verticais e do painel horizontal superior, e também as diagonais do painel horizontal inferior, estão sujeitas sobretudo a esforços

de tração e de compressão, e foram dimensionadas para as combinações mais desfavoráveis, tendo-se analisado não só as secções transversais mas também a verificação à encurvadura a partir de uma tabela de cálculo em "Excel".

Para as travessas do painel horizontal inferior verificaram-se as secções das barras mais esforçadas para os esforços simples e combinados, tendo-se igualmente procedido à verificação da encurvadura por flexão (bambeamento), a partir do "SAP2000" mas também do software "A3C v2.34".

Relativamente às longarinas de apoio das passerelles e das estruturas de suporte da tela, que funcionam como vigas contínuas, a verificação foi feita para as secções mais solicitadas (esforços simples e combinados) e realizado também o dimensionamento à encurvadura por flexão, com recurso a uma tabela de cálculo em "Excel" e ao software "A3C v2.34".

- **Pilar**

Na Figura 4.2 apresenta-se o esquema tridimensional do Pilar.

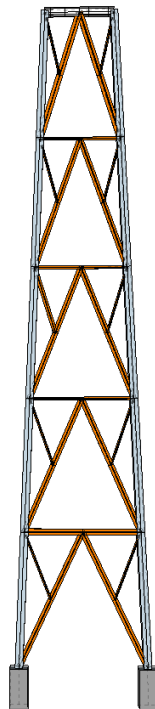


Figura 4.2 – Esquema em 3D do Pilar

Os cordões exteriores do pilar foram dimensionados com base nos esforços das combinações de ações mais condicionantes  $N_{x,Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$  obtidos a partir do "SAP2000".

Recorreu-se ao *software* "SemiComp" para a análise das secções mais esforçadas e feita a verificação à flexão composta com compressão.

O dimensionamento das barras interiores do Pilar foi realizado não só para as secções transversais mais esforçadas mas também para a encurvadura por compressão.

Os fluxogramas das Figuras 4.3 e 4.4 resumem a metodologia adotada para todas as barras da Ponte e do Pilar.

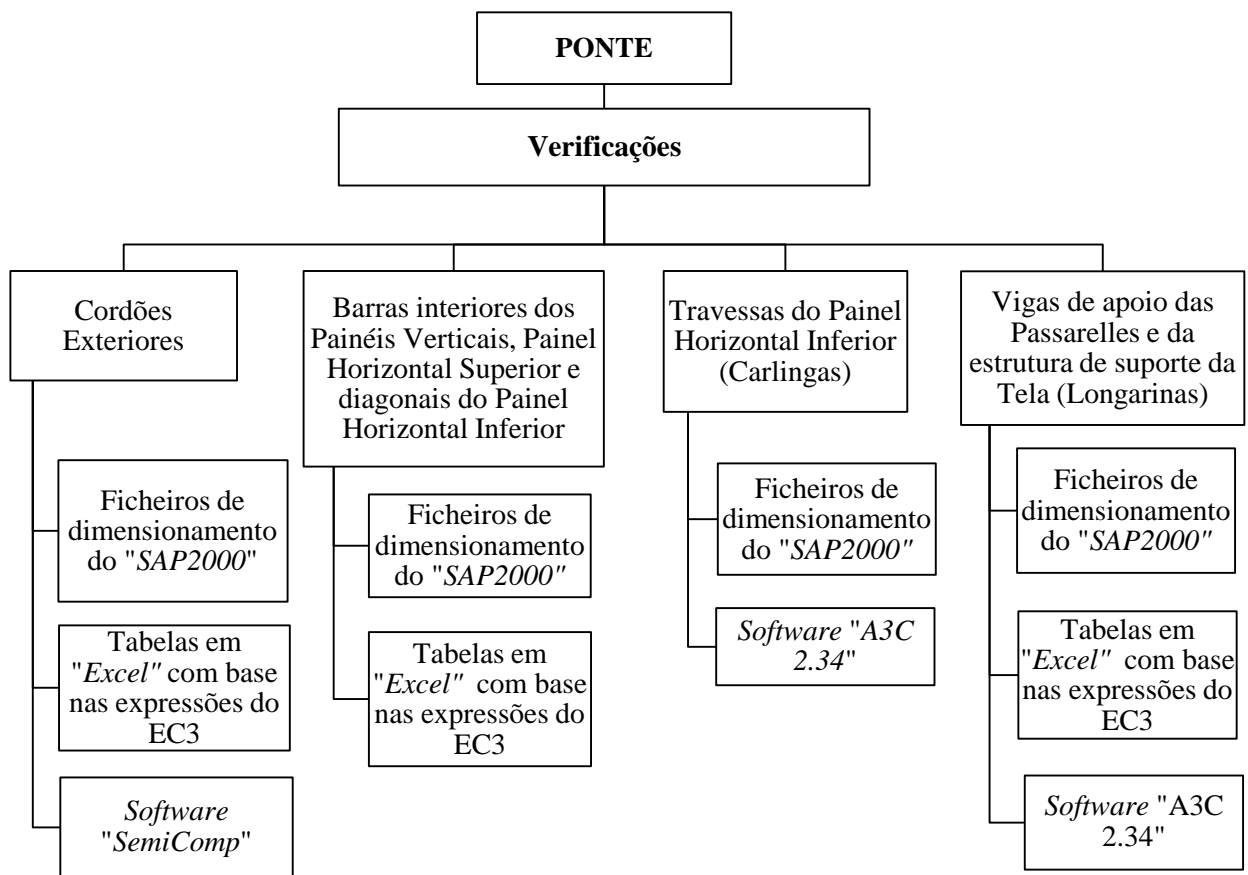


Figura 4.3 – Dimensionamento das Barras da Ponte

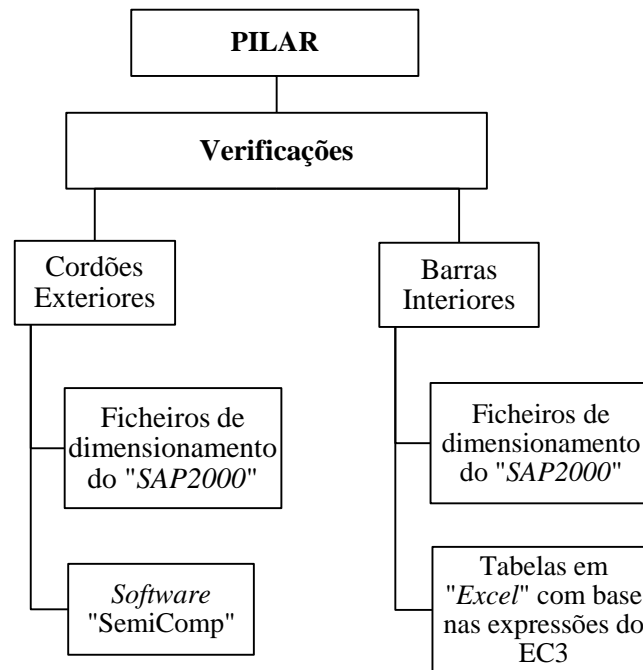


Figura 4.4 – Dimensionamento das Barras do Pilar

#### 4.1.1. Dimensionamento dos Cordões Superiores e Inferiores da Ponte

Os cordões superiores e inferiores representados na Figura 4.5 são constituídos por perfis HEB 200, estão inseridos na malha da treliça espacial da Ponte, e têm comprimentos críticos iguais a 3.0 m nos dois planos principais de inércia.

Na verificação da segurança aos estados limites últimos destas barras recorreu-se ao *software* "SemiComp", considerando não só os esforços axiais de compressão  $N_{Ed}$  mas também os momentos fletores  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$ .

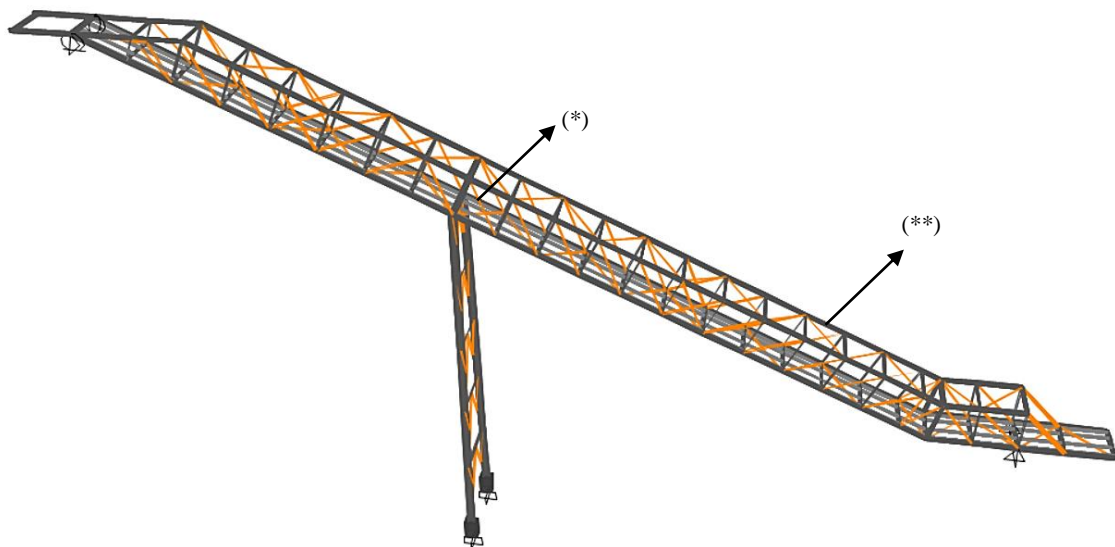


Figura 4.5 – Identificação dos Cordões Superiores e Inferiores da Ponte

Dimensionaram-se as barras dos cordões superiores e inferiores mais solicitadas, barra nº 396 (\*) e a barra nº 202 (\*\*), tendo-se utilizado para o dimensionamento três Procedimentos diferentes:

- "SAP2000";
- Software "SemiComp";
- Ábacos de dimensionamento em folhas de cálculo em "Excel."

de modo a compararem-se os resultados destes três procedimentos.

As barras dos Cordões Superiores e Inferiores que constam desta nota de cálculo estão indicadas na Figura 4.6.

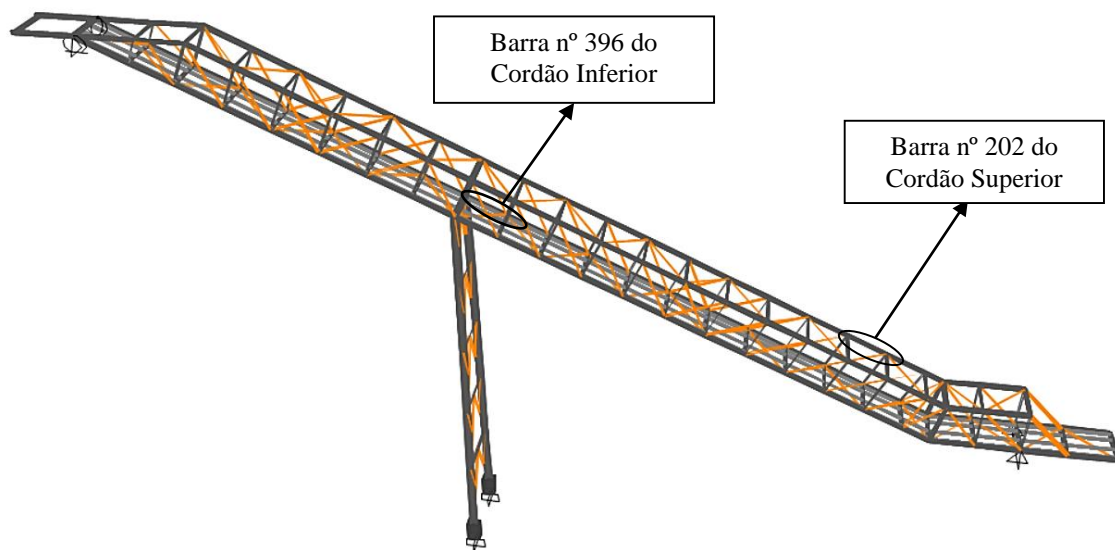


Figura 4.6 – Barras nº 396 e nº 202

- **Dimensionamento da Barra nº 396 do Cordão Inferior**

- Procedimento 1 - Resultado a partir do "SAP2000"**

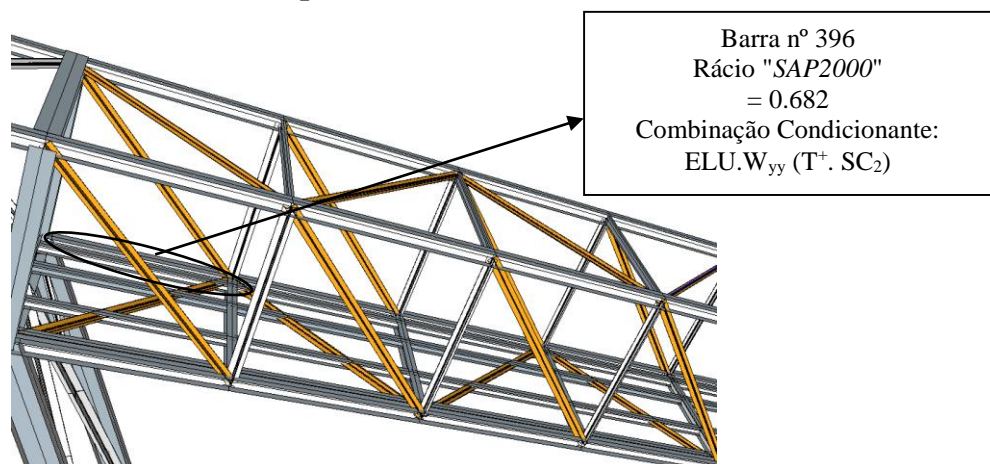


Figura 4.7 – Identificação da barra nº 396 do Cordão Inferior

Na Figura 4.8 indicam-se os diagramas dos esforços de cálculo que serviram para o dimensionamento para a combinação condicionante.

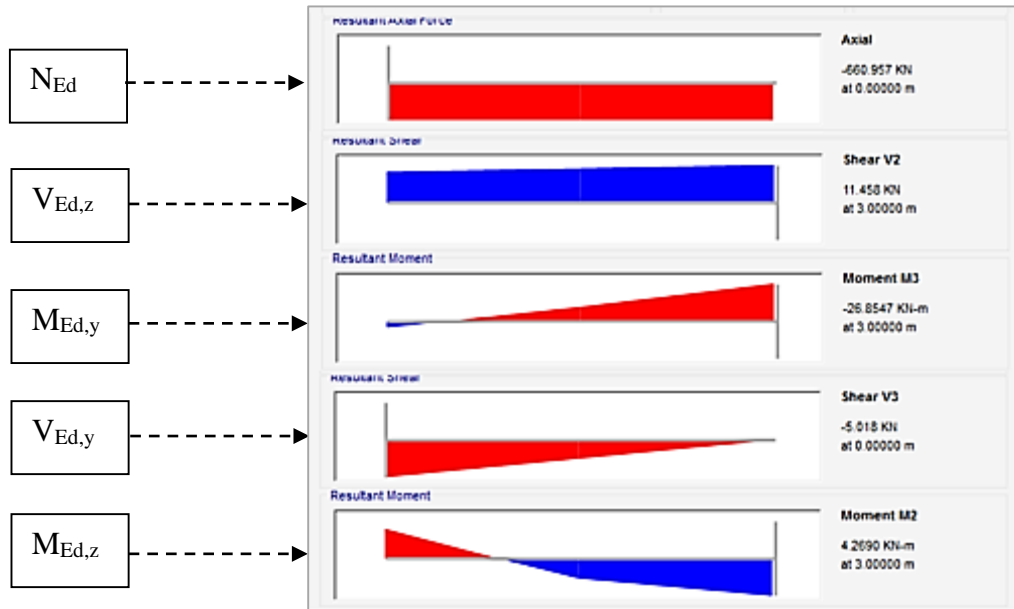


Figura 4.8 – Esforços de Cálculo na barra nº 396

O ficheiro de dimensionamento do "SAP2000" inclui as seguintes informações:

- 1 – Características da barra, comprimento, localização, tipo de perfil, classe da secção transversal e combinação de maior rácio;
- 2 – Coeficientes parciais de segurança;
- 3 – Área, inércias, módulo de elasticidade, módulos de flexão plásticos da secção;
- 4 – Esforços de cálculo para a combinação mais desfavorável;
- 5 – Dimensionamento da secção transversal e do elemento à encurvadura;
- 6 – Parâmetros necessários à determinação do momento crítico e do momento resistente de encurvadura lateral;
- 7 – Fatores de interação.

Na Figura 4.9 apresentam-se todos os resultados resultantes do dimensionamento efetuado.

• Ficheiro de resultados da barra nº 396 do "SAP2000"

**Caraterísticas Gerais**

1

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 396      X Mid: 28.679      Combo: ELU. Wyy (T +.SC2Design Type: Brace
Length: 3.000    Y Mid: 2.800      Shape: HE200B      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 1.500      Z Mid: 13.947     Class: Class 1     Rolled : Yes
    
```

**Coefficientes Parciais da Resistência da Secção e do Elemento**

2

```

GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=1.000
    
```

**Caraterísticas Elásticas do Perfil e do Aço**

3

```

A=0.008           Iyy=5.696E-05      iyy=0.085         Wel,yy=5.696E-04   Weff,yy=5.696E-04
It=0.000          Izz=2.003E-05      izz=0.051         Wel,zz=2.003E-04   Weff,zz=2.003E-04
Iw=0.000          Iyz=0.000          h=0.200           Wpl,yy=6.430E-04   Av,z=0.006
E=210000000.0     fy=235000.000     fu=360000.000     Wpl,zz=3.060E-04   Av,y=0.002
    
```

**Esforços de Cálculo na Secção mais esforçada**

4

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
1.500         -660.442  -10.515     2.311       10.328     -2.543     0.012
    
```

**Dimensionamento da Secção Transversal e da Barra à Encurvadura**

5

```

AXIAL FORCE DESIGN

      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force   Capacity   Capacity
Axial  -660.442  1835.350   1835.350

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      1835.350   2024.352   8895.107   8895.107     1.000

Curve  Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)  b  0.340  13117.362  0.374  0.600  0.936  1718.332
MajorB(y-y)  b  0.340  13117.362  0.374  0.600  0.936  1718.332
Minor (z-z)  c  0.490  4612.724  0.631  0.804  0.767  1407.698
MinorB(z-z)  c  0.490  4612.724  0.631  0.804  0.767  1407.698
    
```

Figura 4.9 – Ficheiro de resultados na barra nº 396

MOMENT DESIGN						
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
5 Major (y-y)	-10.515	-26.855	151.105	151.105	109.409	145.827
Minor (z-z)	2.311	4.269	71.910	71.910	69.911	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)	10.328	337.158	0.031	OK	0.012	
Minor (y)	2.543	852.053	0.003	OK	0.012	
	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction	337.158	1.200	0.219			

### Dimensionamento do Troço mais desfavorável à Encurvadura Lateral por Flexão

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
6 LTB	a	0.210	0.352	0.578	0.965	1.920	1221.151

### Fatores de Interação

	kyy	kzy	kzy	kzz
7 Factors	0.548	0.498	0.888	0.829

Figura 4.9 – Ficheiro de resultados na barra nº 396 (cont.)

**b) Procedimento 2 - Dimensionamento a partir do software "SemiComp"**

b1) Características do Perfil, Esforços de Cálculo, Tipo de Aço e Classe da Secção

<b>SEMICOMP Member Design</b>							
<b>Cross-section type</b>		I- or H-Section		<b>Partial factors <math>\gamma_M</math></b>			
<b>Finishing</b>		Rolled		$\gamma_{M0} =$		1.00	
<b>Select from library (optional)</b>		HEB 200		$\gamma_{M1} =$		1.00	
<b>Cross-section data</b>				<b>Material</b>			
H =	200.0	[mm]	Steel grade	S235			
B =	200.0	[mm]	$f_y =$	235.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>w</sub> =	9.0	[mm]	E =	210000.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>f</sub> =	15.0	[mm]					
R =	18.0	[mm]					
A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>yy</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>zz</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	
78.08	5696.18	2003.37	569.62	200.34	642.55	305.81	
<b>Boundary conditions</b>				I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]		
L <sub>Beam</sub> =	3.000	m	<input type="checkbox"/> Torsion restrained		59.69		
n <sub>fork</sub> =	0	[-]	<input type="checkbox"/> strong Axis buckling restrained		171412.76		
<input type="checkbox"/> weak Axis Buckling restrained							
<b>Loading in z-x-plane</b>				<b>Loading in y-x-plane</b>			
N <sub>Ed</sub> =	-661.00 kN			q <sub>y,Ed</sub> (*) =	1.65 kN/m		
q <sub>z,Ed</sub> (*) =	0.75 kN/m			M <sub>z,left,Ed</sub> =	-3.40 kNm		
M <sub>y,left,Ed</sub> =	4.10 kNm			M <sub>z,right,Ed</sub> =	4.30 kNm		
M <sub>y,right,Ed</sub> =	-26.80 kNm			P <sub>y,Ed</sub> (*) =	0.00 kN		
P <sub>z,Ed</sub> (*) =	0.00 kN			(*)			
Distance of Loading to shear center				<input type="button" value="Calculate Forces!"/>			
z <sub>Si</sub> =	-100.00 mm						
M <sub>cr</sub> =	1240.00 kNm		<input checked="" type="radio"/> Enter M <sub>cr</sub> manually				
M <sub>cr,0</sub> =	0.00 kNm		<input type="radio"/> Use LTBeam				
Specify path of LTBeam.exe file:				Note: LTBeam is a tool developed by CTICM to calculate the lateral torsional buckling moment of beams. You can download it for free at <a href="http://www.cticm.com">www.cticm.com</a> .			
C:\Program Files (x86)\LTBeam_v1010\LTBeam.exe							

Figura 4.10 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra n° 396

b2) Verificação da Secção mais esforçada para Esforços de Cálculo Simples e Combinados

<b>SEMICOMP Cross-Section Check</b>			
Choose method <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</span> <span style="font-size: 0.8em;">v</span>			
$N_{Ed} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">-661.000</span> kN	$M_{y,Ed} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">26.800</span> kNm	$V_{z,Ed} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">11.200</span> kN	<span style="border: 1px solid gray; padding: 5px; display: inline-block;">Perform cross-section checks</span>
$M_{z,Ed} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">4.300</span> kNm	$V_{y,Ed} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">5.000</span> kN		
<i>Reference values for classification</i>			
$c/t_w =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">14.889</span>	$\alpha_{web} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.984</span>	$\psi_{web} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.457</span>	$\varepsilon =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">1.000</span>
$c/t_f =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">5.167</span>	$\alpha_{flange} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">1.000</span>	$\psi_{flange} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.891</span>	$\varepsilon_{mod,c/3/4} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">NaN</span>
<i>Boundaries</i>	<b>Class 1</b>	<b>Class 2</b>	<b>Class 3</b>
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">33.592</span>	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">38.682</span>	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">51.162</span>
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">9.000</span>	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">10.000</span>	<span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">13.905</span>
Cross section class =	<span style="border: 1px solid gray; padding: 2px; display: inline-block; width: 20px; height: 20px; background-color: #e06666; text-align: center; vertical-align: middle;">1</span>		
Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.			
$M_{pl,y,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">151.00</span> kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">71.87</span> kNm	$V_{pl,z,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">336.90</span> kN	
$M_{el,y,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">133.86</span> kNm	$M_{el,z,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">47.08</span> kNm	$V_{pl,y,Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">814.06</span> kN	
$N_{Rd} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">1834.91</span> kN			
<b>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</b>			
<i>Tension or compression</i>			
$U_{(6.5)(6.9)} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.360</span> $\leq 1,0$	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.5</b>			
<i>Bending moment</i>			
$U_{strong A} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.177</span> $\leq 1,0$	ok		
$U_{weak A} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.060</span> $\leq 1,0$	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.6</b>			
<i>Shear</i>			
$U_{z-plastic} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.033</span> $\leq 1,0$	ok	$U_{y-plastic} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.006</span> $\leq 1,0$	ok
$U_{z-elastic} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.052</span> $\leq 1,0$	ok	$U_{y-elastic} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.009</span> $\leq 1,0$	ok
$h_w/t_w =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">20.222</span> $\leq 72\varepsilon/\eta =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">60.000</span>	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.9</b>			
<i>Bending and axial force</i>			
$U_{(6.41)(6.42)} =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.067</span> $\leq 1,0$	ok		
		$UF =$ <span style="border: 1px dashed gray; padding: 2px;">0.517</span>	
Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher that 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.			

Figura 4.11 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 396

b3) Verificação da Barra à Flexão Composta com Compressão

<b>SEMICOMP Member Check</b>																					
<p style="text-align: center; font-size: small;">Choose method for member check</p> <p style="text-align: center;">Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B) ▾</p>	<p style="text-align: center; font-size: small;">Choose method for cross-section resistance</p> <p style="text-align: center;">EN 1993-1-1:2010-12 ▾</p>	<p style="font-size: small;">Perform member design check</p>																			
<p style="text-align: center;"><b>Section classification for member design check</b> <span style="float: right; font-size: small;">(based on 1. order cross-section forces)</span></p> <p style="font-size: x-small;">Reference values for classification in the worst section along the member</p>																					
$c/t_w = 14.889$	$\alpha_{web} = 1.000$	$\psi_{web} = 0.904$	$\varepsilon = 1.000$																		
$c/t_f = 5.167$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.886$																			
<p style="font-size: x-small;"><b>Boundaries</b></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: x-small;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;"></th> <th style="width: 15%;">Class 1</th> <th style="width: 15%;">Class 2</th> <th style="width: 15%;">Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>c/t_w \leq c/t_{w,max}</math></td> <td style="text-align: center;">33.000</td> <td style="text-align: center;">38.000</td> <td style="text-align: center;">43.378</td> </tr> <tr> <td><math>c/t_f \leq c/t_{f,max}</math></td> <td style="text-align: center;">9.000</td> <td style="text-align: center;">10.000</td> <td style="text-align: center;">13.912</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center; margin-top: 10px;">Member class = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px 10px; font-weight: bold;">1</span></p>					Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w,max}$	33.000	38.000	43.378	$c/t_f \leq c/t_{f,max}$	9.000	10.000	13.912						
	Class 1	Class 2	Class 3																		
$c/t_w \leq c/t_{w,max}$	33.000	38.000	43.378																		
$c/t_f \leq c/t_{f,max}$	9.000	10.000	13.912																		
<p>Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. The user should check if parts of member are Class 4 in the "Additional info"-sheet.</p>																					
<p><b>Member Check</b></p>																					
$N_{Rd} = 1834.909$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 150.999$ kNm	$N_{Ed} = -661.000$ kN																			
$M_{y,Rd} = 150.999$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 71.866$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 26.800$ kNm																			
$M_{z,Rd} = 71.866$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 133.860$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 4.300$ kNm																			
$M_{el,z,Rd} = 47.079$ kNm																					
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: x-small;"> <thead> <tr> <th style="width: 33%;">Strong axis buckling</th> <th style="width: 33%;">Weak axis buckling</th> <th style="width: 33%;">Lateral torsional buckling</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>L_{cr,y} = 3.000</math> m</td> <td><math>L_{cr,z} = 3.000</math> m</td> <td><math>M_{cr} = 1240.000</math> kNm</td> </tr> <tr> <td><math>N_{cr,y} = 13117.768</math> kN</td> <td><math>N_{cr,z} = 4613.573</math> kN</td> <td><math>\alpha_{LT} = 0.34</math> [-]</td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_y = 0.34</math> [-]</td> <td><math>\alpha_z = 0.49</math> [-]</td> <td><math>\lambda_{LT} = 0.349</math> [-]</td> </tr> <tr> <td><math>\lambda_y = 0.374</math> [-]</td> <td><math>\lambda_z = 0.631</math> [-]</td> <td><math>\chi_{LT,mod} = 1.000</math> [-]</td> </tr> <tr> <td><math>\chi_y = 0.936</math> [-]</td> <td><math>\chi_z = 0.767</math> [-]</td> <td><math>f_{mod} = 0.904</math> [-]</td> </tr> </tbody> </table>				Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling	$L_{cr,y} = 3.000$ m	$L_{cr,z} = 3.000$ m	$M_{cr} = 1240.000$ kNm	$N_{cr,y} = 13117.768$ kN	$N_{cr,z} = 4613.573$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]	$\alpha_y = 0.34$ [-]	$\alpha_z = 0.49$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.349$ [-]	$\lambda_y = 0.374$ [-]	$\lambda_z = 0.631$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]	$\chi_y = 0.936$ [-]	$\chi_z = 0.767$ [-]	$f_{mod} = 0.904$ [-]
Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling																			
$L_{cr,y} = 3.000$ m	$L_{cr,z} = 3.000$ m	$M_{cr} = 1240.000$ kNm																			
$N_{cr,y} = 13117.768$ kN	$N_{cr,z} = 4613.573$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]																			
$\alpha_y = 0.34$ [-]	$\alpha_z = 0.49$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.349$ [-]																			
$\lambda_y = 0.374$ [-]	$\lambda_z = 0.631$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]																			
$\chi_y = 0.936$ [-]	$\chi_z = 0.767$ [-]	$f_{mod} = 0.904$ [-]																			
<p><b>EN 1993-1-1, 6.3.3</b></p>																					
Uniform member in bending and axial compression		Global interaction factors																			
Eq. (6.61): $U = 0.512 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$k_{yy} = 0.548$		$k_{yz} = 0.495$																		
Eq. (6.62): $U = 0.676 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$k_{zy} = 0.888$		$k_{zz} = 0.824$																		
Cross-section check at each end of the member																					
Left end: $U = 0.360 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$UF = 0.387$		$UF = 0.517$																		
Right end: $U = 0.360 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>																					
<p><b>Additional member checks</b></p>																					
<b>EN 1993-1-1, 6.3.1</b>																					
Strong axis flexural buckling check																					
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.385 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>																					
Weak axis flexural buckling check																					
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.470 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>																					
<b>EN 1993-1-1, 6.3.2</b>																					
Lateral torsional buckling																					
Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.177 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>																					

Figura 4.12 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 396

c) **Procedimento 3 – Com base em Ábacos de dimensionamento em "Excel"**

Este procedimento foi realizado a partir de Ábacos que em função dos esforços de cálculo de compressão e dos comprimentos críticos de encurvadura permitiram a escolha dos perfis mais económicos.

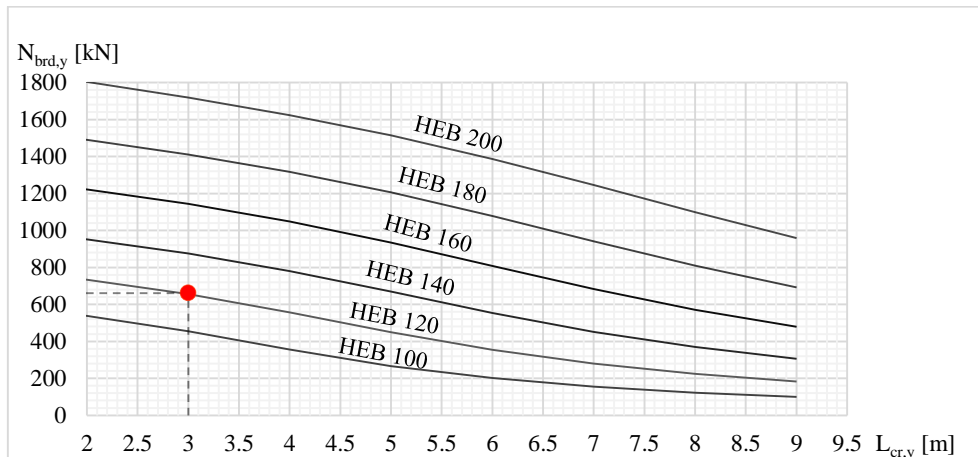


Figura 4.13 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo y

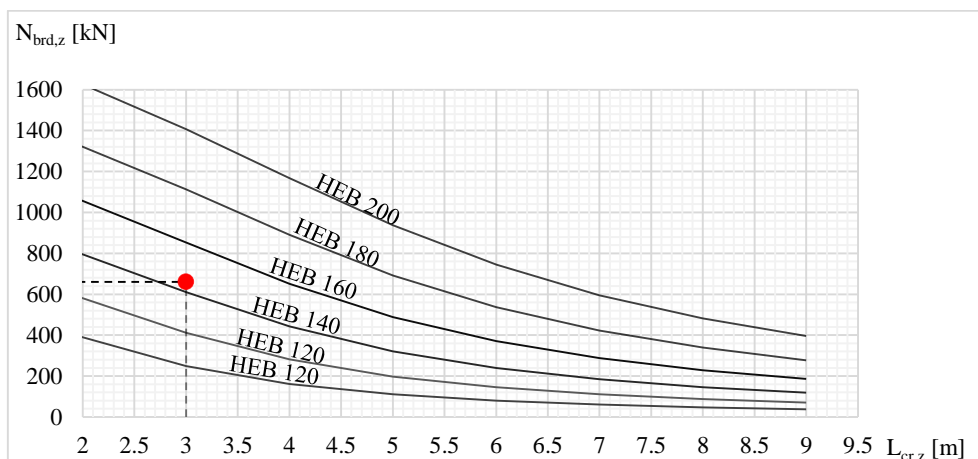


Figura 4.14 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo z

Na Tabela 4.1 indicam-se os resultados dos perfis escolhidos dimensionados a partir dos ábacos anteriores.

Tabela 4.1 – Resultados do Dimensionamento da barra n° 396

Perfil	$L_{cr,z} = L_{cr,y}$ [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{bRd,y}$ [kN]	Rácio	$N_{bRd,z}$ [kN]	Rácio
HEB 200	3	78.08	661	1717.9	0.385	1407.4	0.470

**Nota:** Verifica-se que os rácios calculados através deste procedimento são da mesma ordem de grandeza dos do "SAP2000" e do software "SemiComp".

Nas Tabelas 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5 indicam-se os resultados e faz-se a comparação dos valores obtidos nos diferentes *softwares*.

Tabela 4.2 – Encurvadura por Compressão (Varejamento)

<b>Encurvadura por Compressão – Colunas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$L_{cr,y}$ [m]	3.0	3.0	-
$L_{cr,z}$ [m]	3.0	3.0	-
$N_{b,Rd,y}$ [kN/m]	1718	1717	1.0
$N_{b,Rd,z}$ [kN/m]	1406	1406	1.0

Tabela 4.3 – Encurvadura Lateral (Bambeamento)

<b>Encurvadura Lateral – Vigas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$M_{cr}$ [kN.m]	1221	1240	0.98
$C_1$	1.92	-	-
$M_{b,Rd}$ [kN.m]	145	151	0.96

Tabela 4.4 – Flexão Composta com Compressão

<b>Flexão Composta com Compressão – Colunas-Viga</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$K_{yy}$	0.480	0.548	0.88
$K_{yz}$	0.498	0.495	1.01
$K_{zy}$	0.888	0.888	1.00
$K_{zz}$	0.829	0.824	1.01

Tabela 4.5 – Rácios

<b>Rácios das Secções Transversais e dos Elementos</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0.360	0.360	1.0
$M_{Ed,y}/M_{Rd,y}$	0.177	0.177	1.0
$M_{Ed,z}/M_{Rd,z}$	0.060	0.060	1.0
$V_{Ed,y}/V_{Rd,y}$	0.006	0.006	1.0
$V_{Ed,z}/V_{Rd,z}$	0.033	0.033	1.0
$N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$	0.385	0.385	1.0
$N_{Ed}/N_{b,Rd,z}$	0.470	0.470	1.0
$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.184	0.177	1.04

Pode concluir-se que o perfil HEB 200 cumpre as condições de segurança.

- **Dimensionamento da Barra n° 202 do Cordão Superior**

Os procedimentos que foram utilizados na verificação desta barra são idênticos aos da barra n° 396.

*a) Procedimento 1 - Resultado a partir do "SAP2000"*

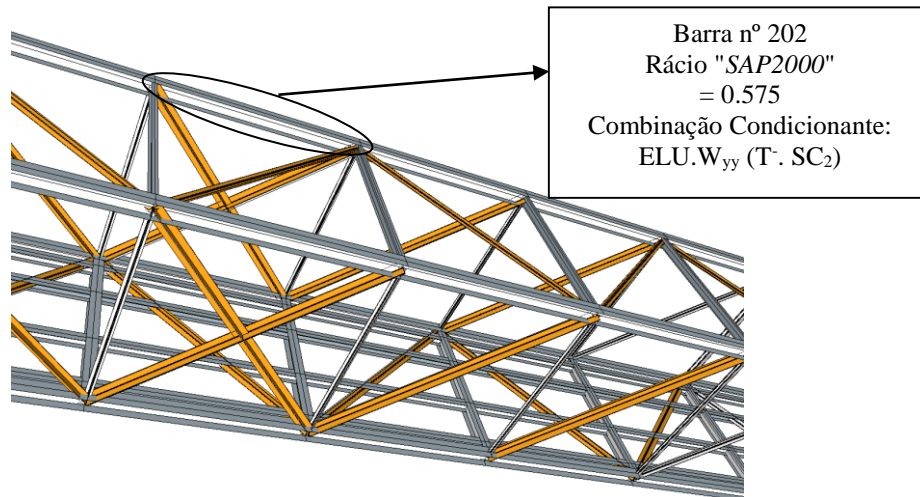


Figura 4.15 – Identificação da barra n° 202 do Cordão Superior

Os diagramas dos esforços de cálculo condicionantes para a barra n° 202 estão indicados na Figura 4.16.

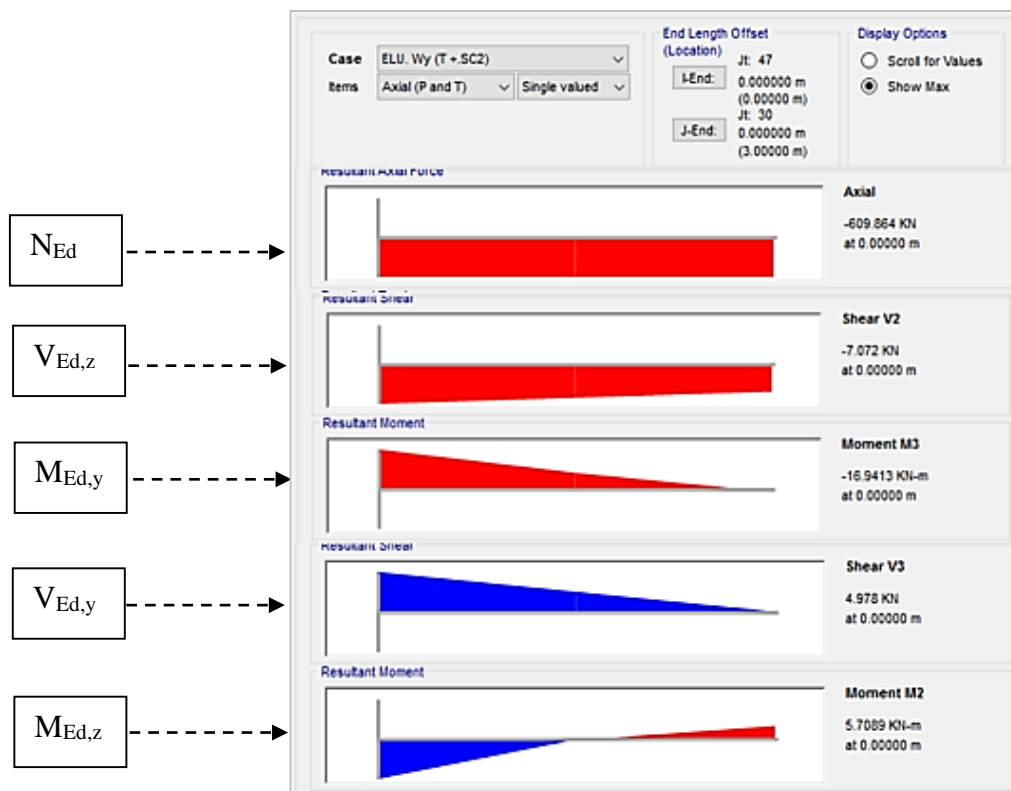


Figura 4.16 – Esforços de Cálculo na barra n° 202

• Ficheiro de resultados da barra nº 202 do "SAP2000"

**Caraterísticas Gerais**

1

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C
Frame : 202      X Mid: 51.762      Combo: ELU. Wyy (T -.SC2Design Type: Brace
Length: 3.000   Y Mid: 2.800      Shape: HE200B      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 3.000     Z Mid: 6.724      Class: Class 1     Rolled : Yes
    
```

**Coefficientes Parciais da Resistência da Secção e do Elemento**

2

```

GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=1.000
    
```

**Caraterísticas Elásticas do Perfil e do Aço**

3

```

Aeff=0.008      eNy=0.000      eNz=0.000
A=0.008         Iyy=5.696E-05  iyy=0.085      Wel,yy=5.696E-04  Weff,yy=5.696E-04
It=0.000       Izz=2.003E-05  izz=0.051      Wel,zz=2.003E-04  Weff,zz=2.003E-04
Iw=0.000       Iyz=0.000      h=0.200        Wpl,yy=6.430E-04  Av,z=0.006
E=2100000000.0 fy=235000.000 fu=360000.000 Wpl,zz=3.060E-04  Av,y=0.002
    
```

**Esforços de Cálculo na Secção mais Esforçada**

4

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
3.000         -704.289  6.729      -3.554      0.212      3.630      0.034
    
```

**Dimensionamento da Secção Transversal e da Barra à Encurvadura**

5

```

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force  Capacity  Capacity
Axial  -704.289  1835.350  1835.350

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      1835.350    2024.352    8895.107    8895.107    1.000

      Curve  Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)  b  0.340    13117.362    0.374      0.600    0.936    1718.332
MajorB(y-y)  b  0.340    13117.362    0.374      0.600    0.936    1718.332
Minor (z-z)  c  0.490    4612.724    0.631      0.804    0.767    1407.698
MinorB(z-z)  c  0.490    4612.724    0.631      0.804    0.767    1407.698
Torsional TF  c  0.490    8895.107    0.454      0.665    0.868    1593.511

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment  Moment      Capacity  Capacity  Capacity  Capacity
Major (y-y)  6.729      6.729      151.105    151.105    105.325    141.288
Minor (z-z)  -3.554     -3.554     71.910     71.910     69.096
    
```

Figura 4.17 – Ficheiro de resultados na barra nº 202

SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
5	Major (z)	0.212	337.158	0.001	OK	0.034
	Minor (y)	3.630	852.053	0.004	OK	0.034
	Vp1,Rd	Eta	LambdaBarW			
	Reduction	337.158	1.200	0.219		

**Dimensionamento do Troço mais desfavorável à Encurvadura Lateral por Flexão**

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
6	LTB	a	0.210	0.464	0.635	0.935	1.103
							701.256

**Fatores de Interação**

	kyy	kzy	kzy	kzz	
7	Factors	1.004	0.319	0.954	0.532

Figura 4.17 – Ficheiro de resultados na barra nº 202 (cont.)

**b) Procedimento 2 - Dimensionamento através do software "SemiComp"**

b1) Características do Perfil, Esforços de Cálculo, Tipo de Aço e Classe da Secção

<b>SEMICOMP Member Design</b>							
<b>Cross-section type</b> I- or H-Section		<b>Finishing</b> Rolled		<b>Partial factors <math>\gamma_M</math></b>			
<b>Select from library (optional)</b> HEB 200				$\gamma_{M0} =$ 1.00		$\gamma_{M1} =$ 1.00	
<b>Cross-section data</b>				<b>Material</b>			
H =	200.0	[mm]	Steel grade	S235			
B =	200.0	[mm]	$f_y =$	235.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>w</sub> =	9.0	[mm]	E =	210000.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>f</sub> =	15.0	[mm]					
R =	18.0	[mm]					
A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>yy</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>zz</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	
78.08	5696.18	2003.37	569.62	200.34	642.55	305.81	
<b>Boundary conditions</b>				<b>I<sub>t</sub> [cm<sup>4</sup>]</b>		<b>I<sub>w</sub> [cm<sup>6</sup>]</b>	
L <sub>Beam</sub> =	3.000	m	<input type="checkbox"/> Torsion restrained		59.69	171412.76	
n <sub>fork</sub> =	0	[-]	<input type="checkbox"/> strong Axis buckling restrained				
			<input type="checkbox"/> weak Axis Buckling restrained				
<b>Loading in z-x-plane</b>				<b>Loading in y-x-plane</b>			
N <sub>Ed</sub> =	-704.29 kN			q <sub>y,Ed</sub> (*) =	1.21 kN/m		
q <sub>z,Ed</sub> (*) =	0.75 kN/m			M <sub>z,left,Ed</sub> =	2.07 kNm		
M <sub>y,left,Ed</sub> =	3.98 kNm			M <sub>z,right,Ed</sub> =	-3.55 kNm		
M <sub>y,right,Ed</sub> =	6.73 kNm			P <sub>y,Ed</sub> (*) =	0.00 kN		
P <sub>z,Ed</sub> (*) =	0.00 kN			(*)			
Distance of Loading to shear center				<input type="button" value="Calculate Forces!"/>			
z <sub>Si</sub> =	-100.00 mm						
M <sub>cr</sub> =	1422.00 kNm		<input checked="" type="radio"/> Enter M <sub>cr</sub> manually				
M <sub>cr,0</sub> =	0.00 kNm		<input type="radio"/> Use LTBeam				
Specify path of LTB <sub>eam</sub> .exe file:				Note: LTB <sub>eam</sub> is a tool developed by CTICM to calculate the lateral torsional buckling moment of beams. You can download it for free at <a href="http://www.cticm.com">www.cticm.com</a> .			
C:\Program Files (x86)\LTBeam_v1010\LTBeam.exe							

Figura 4.18 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202

b2) Verificação da Secção mais esforçada para Esforços de Cálculo Simples e Combinados

<b>SEMICOMP Cross-Section Check</b>			
Choose method <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</span>			
$N_{Ed} = 704.289$ kN	$M_{y,Ed} = 6.729$ kNm	$V_{z,Ed} = 0.212$ kN	<span style="border: 1px solid black; padding: 5px;">Perform cross-section checks</span>
$M_{z,Ed} = 3.554$ kNm	$V_{y,Ed} = 3.630$ kN		
<b>Reference values for classification</b>			
$c/t_w = 14.889$	$\alpha_{web} = 0.000$	$\psi_{web} = 1.192$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 5.167$	$\alpha_{flange} = -3.682$	$\psi_{flange} = 1.227$	$\varepsilon_{mod,c/3/4} = NaN$
<b>Boundaries</b>	<b>Class 1</b>	<b>Class 2</b>	<b>Class 3</b>
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	NaN	NaN	39.493
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	NaN	NaN	13.573
Cross section class = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px; background-color: #f08080;">3</span>			
Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.			
$M_{pl,y,Rd} = 151.00$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 71.87$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 336.90$ kN	
$M_{el,y,Rd} = 133.86$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 47.08$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 814.06$ kN	
$N_{Rd} = 1834.91$ kN			
<b>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</b>			
<i>Tension or compression</i>			
$U_{(6.5)(6.9)} = 0.384 \leq 1,0$	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.5</b>			
<i>Bending moment</i>			
$U_{strong A.} = 0.050 \leq 1,0$	ok		
$U_{weak A.} = 0.075 \leq 1,0$	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.6</b>			
<i>Shear</i>			
$U_{z-plastic} = 0.001 \leq 1,0$	ok	$U_{y-plastic} = 0.004 \leq 1,0$	ok
$U_{z-elastic} = 0.001 \leq 1,0$	ok	$U_{y-elastic} = 0.007 \leq 1,0$	ok
$h_w/t_w = 20.222 \leq 72\varepsilon/\eta = 60.000$	ok		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.9</b>			
<i>Bending and axial force</i>			
$U_{(6.41)(6.42)} = 0.510 \leq 1,0$	ok	$UF = 0.510$	
Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher that 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.			

Figura 4.19 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202

b3) Verificação da Barra à Flexão Composta com Compressão

### SEMICOMP Member Check

Choose method for member check

Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B) ▾

Choose method for cross-section resistance

EN 1993-1-1:2010-12 ▾

Perform member design check

---

**Section classification for member design check** (based on 1. order cross-section forces)

Reference values for classification in the worst section along the member

$c/t_w =$ 14.889	$\alpha_{web} =$ 1.000	$\psi_{web} =$ 0.839	$\varepsilon =$ 1.000
$c/t_f =$ 5.167	$\alpha_{flange} =$ 1.000	$\psi_{flange} =$ 0.885	

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	33.000	38.000	44.362
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.913

Member class = 1

Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. The user should check if parts of member are Class 4 in the "Additional info"-sheet.

---

**Member Check**

$N_{Rd} =$ 1834.909 kN	$M_{pl,y,Rd} =$ 150.999 kNm	$N_{Ed} =$ -704.289 kN
$M_{y,Rd} =$ 150.999 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 71.866 kNm	$M_{y,Ed,max} =$ 6.758 kNm
$M_{z,Rd} =$ 71.866 kNm	$M_{el,y,Rd} =$ 133.860 kNm	$M_{z,Ed,max} =$ 3.554 kNm
	$M_{el,z,Rd} =$ 47.079 kNm	

<b>Strong axis buckling</b>	<b>Weak axis buckling</b>	<b>Lateral torsional buckling</b>
$L_{cr,y} =$ 3.000 m	$L_{cr,z} =$ 3.000 m	$M_{cr} =$ 1422.000 kNm
$N_{cr,y} =$ 13117.768 kN	$N_{cr,z} =$ 4613.573 kN	$\alpha_{LT} =$ 0.34 [-]
$\alpha_y =$ 0.34 [-]	$\alpha_z =$ 0.49 [-]	$\lambda_{LT} =$ 0.326 [-]
$\lambda_y =$ 0.374 [-]	$\lambda_z =$ 0.631 [-]	$\chi_{LT,mod} =$ 1.000 [-]
$\chi_y =$ 0.936 [-]	$\chi_z =$ 0.767 [-]	$f_{mod} =$ 0.988 [-]

---

**EN 1993-1-1, 6.3.3**

Uniform member in bending and axial compression

Eq. (6.61): $U =$ 0.471 $\leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	<b>Global interaction factors</b>
Eq. (6.62): $U =$ 0.569 $\leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	

$k_{yy} =$ 1.004
$k_{yz} =$ 0.319
$k_{zy} =$ 0.954
$k_{zz} =$ 0.532

Cross-section check at each end of the member

Left end: $U =$ 0.384 $\leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$UF =$ 0.408
Right end: $U =$ 0.384 $\leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$UF =$ 0.424

---

**Additional member checks**

**EN 1993-1-1, 6.3.1**

**Strong axis flexural buckling check**

Eq. (6.46):  $N_{Ed}/N_{b,Rd} =$  0.410  $\leq 1,0$  ok

**Weak axis flexural buckling check**

Eq. (6.46):  $N_{Ed}/N_{b,Rd} =$  0.500  $\leq 1,0$  ok

**EN 1993-1-1, 6.3.2**

**Lateral torsional buckling**

Eq. (6.54):  $M_{Ed}/M_{b,Rd} =$  0.045  $\leq 1,0$  ok

Figura 4.20 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 202

c) **Procedimento 3 – A partir de ábacos de dimensionamento em "Excel"**

Nas Figuras 4.21 e 4.22 estão representados os ábacos utilizados.

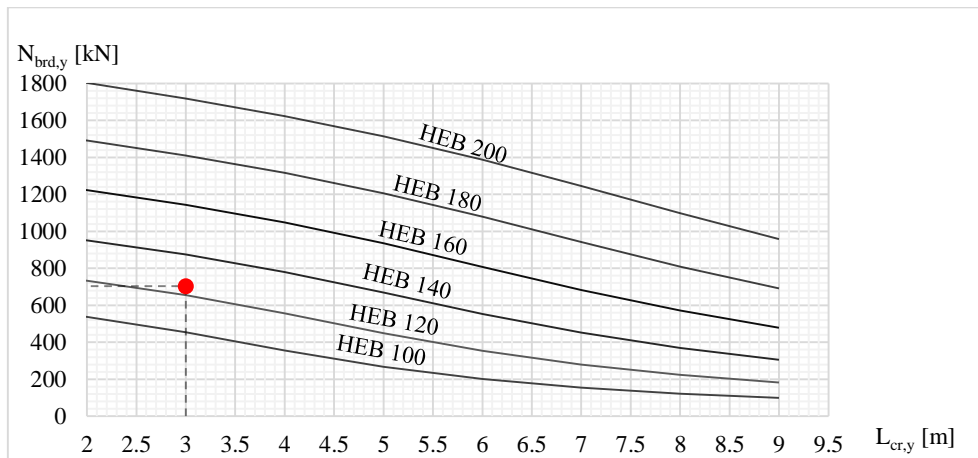


Figura 4.21 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo y

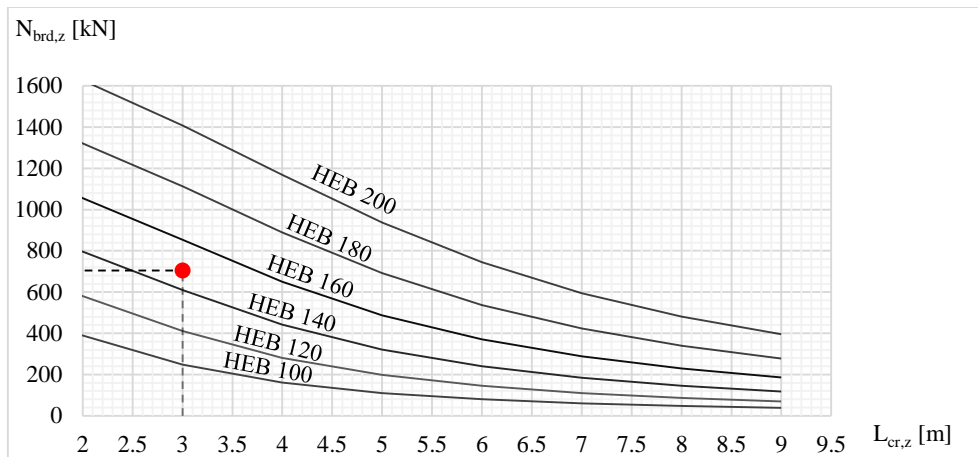


Figura 4.22 – Ábaco de dimensionamento à Encurvadura em relação ao eixo z

E na Tabela 4.6 o perfil escolhido.

Tabela 4.6 – Resultado do dimensionamento das barras n° 202

Perfil	$L_{cr,y} = L_{cr,z}$ [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{bRd,y}$ [kN]	Rácio	$N_{bRd,z}$ [kN]	Rácio
HEB 200	3	78.08	704.3	1717.9	0.410	1407.4	0.500

**Nota:** Os rácios obtidos neste procedimento são similares aos do "SAP2000" e do software "SemiComp".

Nas Tabelas 4.7 a 4.10 é feita a comparação dos resultados obtidos nos diferentes procedimentos.

Tabela 4.7 – Encurvadura por Compressão (Varejamento)

<b>Encurvadura por Compressão – Colunas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$L_{cr,y}$ [m]	3.0	3.0	-
$L_{cr,z}$ [m]	3.0	3.0	-
$N_{b,Rd,y}$ [kN/m]	1718	1717	1.0
$N_{b,Rd,z}$ [kN/m]	1407	1407	1.0

Tabela 4.8 – Encurvadura Lateral (Bambeamento)

<b>Encurvadura Lateral – Vigas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	SAP2000/SemiComp
$M_{cr}$ [kN.m]	701	1422	0.49
$C_1$	1.81	-	-
$M_{b,Rd}$ [kN.m]	141	151	0.96

Tabela 4.9 – Flexão Composta com Compressão

<b>Flexão Composta com Compressão – Colunas-Viga</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	SAP2000/SemiComp
$K_{yy}$	1.004	1.004	1.0
$K_{yz}$	0.319	0.319	1.0
$K_{zy}$	0.954	0.954	1.0
$K_{zz}$	0.535	0.535	1.0

Tabela 4.10 – Rácios

<b>Rácios das Secções Transversais e dos Elementos</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0.384	0.384	1.0
$M_{Ed,y}/M_{Rd,y}$	0.045	0.050	0.90
$M_{Ed,z}/M_{Rd,z}$	0.049	0.049	1.0
$V_{Ed,y}/V_{Rd,y}$	0.004	0.004	1.0
$V_{Ed,z}/V_{Rd,z}$	0.001	0.001	1.0
$N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$	0.410	0.410	1.0
$N_{Ed}/N_{b,Rd,z}$	0.500	0.500	1.0
$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.048	0.045	1.07

Os resultados dos diferentes procedimentos são da mesma ordem de grandeza, verificando-se apenas uma diferença em relação ao momento crítico do "SAP" e do software "SemiComp".

De referir, porém, que o "SAP2000" calcula o momento crítico para alguns casos particulares de um modo incorreto.

Porém, neste caso particular, este momento tem pouco significado, razão pela qual o perfil HEB 200 cumpre as condições de segurança para os três procedimentos utilizados.

#### 4.1.2. Dimensionamento das Diagonais e Prumos das barras dos Painéis Verticais

As diagonais e os prumos das barras dos painéis verticais estão sujeitas fundamentalmente a esforços axiais e foram analisadas para as combinações mais desfavoráveis dos estados limites últimos.

Considerou-se para os prumos das barras verticais comprimentos críticos de 3 m nos dois planos de inércia, tendo-se adotado secções duplas constituídas por cantoneiras dispostas em cruz.

Em relação às diagonais destes painéis os comprimentos críticos nos dois planos principais de inércia variam entre 3.2 m e 4.4 m, tendo-se também escolhido secções do mesmo tipo dos prumos.

Na Figura 4.23 estão indicadas as diagonais e os prumos dos painéis verticais.

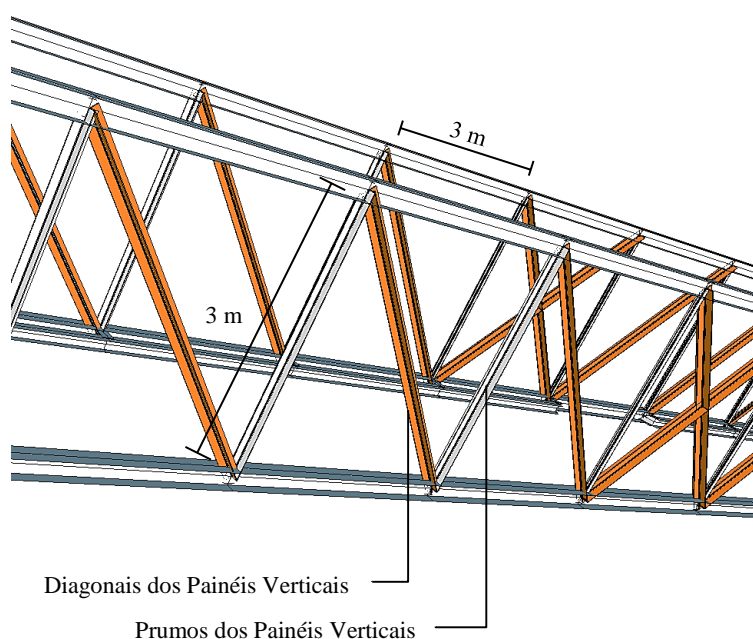


Figura 4.23 – Identificação das Diagonais e dos Prumos dos Painel Verticais

O dimensionamento destas barras foi realizado a partir de tabelas em "Excel" organizadas do seguinte modo:

- 1 – Identificação do perfil;
- 2 – Número da barra;
- 3 – Área da secção;
- 4 – Comprimento da barra;
- 5 – Comprimento crítico de encurvadura em relação ao eixo z-z;
- 6 – Comprimento crítico de encurvadura em relação ao eixo y-y;
- 7 – Identificação da combinação condicionante 1 que conduz ao maior esforço axial de tração;
- 8 – Identificação da combinação condicionante 2 que conduz ao maior esforço axial de compressão;
- 9 – Valores de cálculo dos esforços normais resistentes;
- 10 – Esforço normal resistente à encurvadura em relação ao eixo z-z;
- 11 – Esforço normal resistente à encurvadura em relação ao eixo y-y;
- 12 – Rácio do valor do esforço axial de tração e o valor de cálculo do esforço normal resistente da secção transversal;
- 13 – Rácio do valor do esforço axial de compressão e o esforço normal resistente à encurvadura da barra;

Nas tabelas seguintes estão indicados os resultados do cálculo realizado para as diagonais e prumos mais esforçados, encontrando-se no Anexo III o dimensionamento das restantes barras.

- Dimensionamento das Diagonais dos Painéis Verticais da Ponte

Tabela 4.11 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

1	2	3	4	5	6	7		8							
						Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>erz</sub> [m]	L <sub>ery</sub> [m]	Esforços de Cálculo			
												Combinação Condicionantes 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinação Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
HEB200	22	78.08	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	107.1	-	-						
HEB200	36	78.08	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	120.3	-	-						
2L50x6	137	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	75.6	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-8.4						
2L50x6	138	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	137.0	-	-						
2L50x6	139	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	193.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-						
2L50x6	140	11.38	3.3	3.3	3.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	116.3	-	-						
2L50x6	141	11.38	3.4	3.4	3.4	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-39.3						
2L50x6	144	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	69.4	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-11.6						
2L50x6	145	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	123.1	-	-						
2L50x6	146	11.38	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	175.6	-	-						
2L50x6	147	11.38	3.3	3.3	3.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	150.8	-	-						
2L50x6	148	11.38	3.4	3.4	3.4	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-34.3						
2L75x7	78	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	439.1	-	-						
2L75x7	79	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	424.9	-	-						
2L75x7	80	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	358.5	-	-						
2L75x7	81	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	301.3	-	-						
2L75x7	82	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	232.9	-	-						
2L75x7	92	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-111.8						
2L75x7	93	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	402.5	-	-						
2L75x7	94	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	391.6	-	-						
2L75x7	95	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	330.1	-	-						
2L75x7	96	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	280.3	-	-						
2L75x7	97	20.20	4.2	4.2	4.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	216.7	-	-						
2L75x7	142	20.20	3.8	3.8	3.8	-	-	ELU. W <sub>x</sub> + W <sub>z</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-268.4						
2L75x7	149	20.20	3.8	3.8	3.8	-	-	ELU. W <sub>x</sub> + W <sub>z</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-265.8						

Tabela 4.12 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barras</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
HEB200	22	78.08	4.2	4.2	4.2	1835	1110	1599	0.058	ok	-	-
HEB200	36	78.08	4.2	4.2	4.2	1835	1110	1599	0.066	ok	-	-
2L50x6	137	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.283	ok	0.207	ok
2L50x6	138	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.512	ok	-	-
2L50x6	139	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.725	ok	-	-
2L50x6	140	11.38	3.3	3.3	3.3	267	62	116	0.435	ok	-	-
2L50x6	141	11.38	3.4	3.4	3.4	267	60	113	-	-	0.653	ok
2L50x6	144	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.260	ok	0.286	ok
2L50x6	145	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.460	ok	-	-
2L50x6	146	11.38	4.2	4.2	4.2	267	41	80	0.657	ok	-	-
2L50x6	147	11.38	3.3	3.3	3.3	267	62	116	0.564	ok	-	-
2L50x6	148	11.38	3.4	3.4	3.4	267	60	113	-	-	0.571	ok
2L75x7	78	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.925	ok	-	-
2L75x7	79	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.895	ok	-	-
2L75x7	80	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.755	ok	-	-
2L75x7	81	20.20	«4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.635	ok	-	-
2L75x7	82	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.491	ok	-	-
2L75x7	92	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.445	ok
2L75x7	93	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.848	ok	-	-
2L75x7	94	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.825	ok	-	-
2L75x7	95	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.695	ok	-	-
2L75x7	96	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.591	ok	-	-
2L75x7	97	20.20	4.2	4.2	4.2	475	151	230	0.457	ok	-	-
2L75x7	142	20.20	3.8	3.8	3.8	267	179	263	-	-	0.991	ok
2L75x7	149	20.20	3.8	3.8	3.8	267	179	263	-	-	0.948	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{b,Rd,z}; N_{b,Rd,y}\}}$ .

• **Dimensionamento dos Prumos dos Painéis Verticais da Ponte**

Nas Tabelas 4.13 e 4.14 resumem-se os resultados que foram feitas para os prumos mais esforçados.

Tabela 4.13 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento dos Prumos

1	2	3	4	5	6	7		8	
Perfil	Nº da Barra	A [cm²]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Esforços de Cálculo			
						Combinação Condicionante 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinação Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
HEB200	13	78.08	3.1	3.1	3.1	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-117
HEB200	20	78.08	3.1	3.1	3.1	-	-	ELU. ET1 <sub>x</sub> (SC <sub>1</sub> )	-103
2L40x4	135	8.96	1.6	1.6	1.6	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	36.	ELU. ET2 <sub>x</sub> (SC <sub>2</sub> )	-
2L40x4	136	8.96	1.6	1.6	1.6	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	31	-	-
2L40x6	183	8.96	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-67
2L40x6	184	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	51	-	-
2L40x6	185	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	79	-	-
2L40x6	186	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	38	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-20
2L40x6	187	8.96	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-65
2L40x6	188	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	47	-	-
2L40x6	189	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	75	-	-
2L40x6	190	8.96	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	40	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-19
2L75x7	72	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-258
2L75x7	73	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-215
2L75x7	74	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-172
2L75x7	75	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	4.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-57
2L75x7	76	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-101
2L75x7	77	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-123
2L75x7	83	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. T <sup>+</sup> (W <sub>y</sub> .SC <sub>2</sub> )	52	-	-
2L75x7	84	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	76	-	-
2L75x7	85	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	241	-	-
2L75x7	86	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>xx</sub> + W <sub>zz</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-85
2L75x7	87	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-237
2L75x7	88	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-200
2L75x7	89	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-160
2L75x7	90	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	6	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-53
2L75x7	91	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-91
2L75x7	92	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-112
2L75x7	98	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. T <sup>+</sup> (W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> .SC <sub>2</sub> )	47	-	-
2L75x7	99	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	70	-	-
2L75x7	100	20.20	3.0	3.0	3.0	ELU. W <sub>x</sub> +W <sub>z</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	234	-	-
2L75x7	101	20.20	3.0	3.0	3.0	-	-	ELU. W <sub>xx</sub> + W <sub>zz</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-76

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{bRd,z}; N_{bRd,y}\}}$

Tabela 4.14 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento dos Prumos

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>crv</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios Tração		Rácios Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
HE200B	13	78.08	3.1	3.1	3.1	1835	838	1137	-	-	0.139	ok
HE200B	20	78.08	3.1	3.1	3.1	1835	838	1137	-	-	0.123	ok
2L40x4	135	8.96	1.6	1.6	1.6	211	162	143	0.171	ok	-	-
2L40x4	136	8.96	1.6	1.6	1.6	211	162	143	0.148	ok	-	-
2L40x6	183	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	-	-	0.969	ok
2L40x6	184	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.241	ok	-	-
2L40x6	185	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.371	ok	-	-
2L40X6	186	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.181	ok	0.302	ok
2L40x6	187	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	-	-	1.000	ok
2L40x6	188	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.225	ok	-	-
2L40x6	189	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.357	ok	-	-
2L40x6	190	8.96	3.0	3.0	3.0	211	86	65	0.189	ok	0.289	ok
2L75x7	72	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.999	ok
2L75x7	73	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.856	ok
2L75x7	74	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.686	ok
2L75x7	75	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.010	ok	0.227	ok
2L75x7	76	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.403	ok
2L75x7	77	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.488	ok
2L75x7	83	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.109	ok	-	-
2L75x7	84	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.160	ok	-	-
2L75x7	85	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.508	ok	-	-
2L75x7	86	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.337	ok
2L75x7	87	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.945	ok
2L75x7	88	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.797	ok
2L75x7	89	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.639	ok
2L75x7	90	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.013	ok	0.210	ok
2L75x7	91	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.364	ok
2L75x7	92	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.445	ok
2L75x7	98	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.099	ok	-	-
2L75x7	99	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.147	ok	-	-
2L75x7	100	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	0.493	ok	-	-
2L75x7	101	20.20	3.0	3.0	3.0	475	251	332	-	-	0.301	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{bRd,z}; N_{bRd,y}\}}$ .

#### 4.1.3. Dimensionamento das Diagonais e Travessas das barras do Painel Superior

O dimensionamento destas barras foi realizado a partir dos mesmos critérios das barras interiores dos painéis verticais.

As travessas do painel horizontal superior têm comprimentos críticos de 2.8 m nos dois planos principais de inércia, e o seu dimensionamento conduziu a perfis IPE 140.

Em relação às diagonais os comprimentos de encurvadura variam entre 3.2 m e 4.4 m tendo-se escolhido secções constituídas por cantoneiras compostas.

Nas Figuras seguintes representa-se o painel horizontal superior e algumas diagonais e travessas.

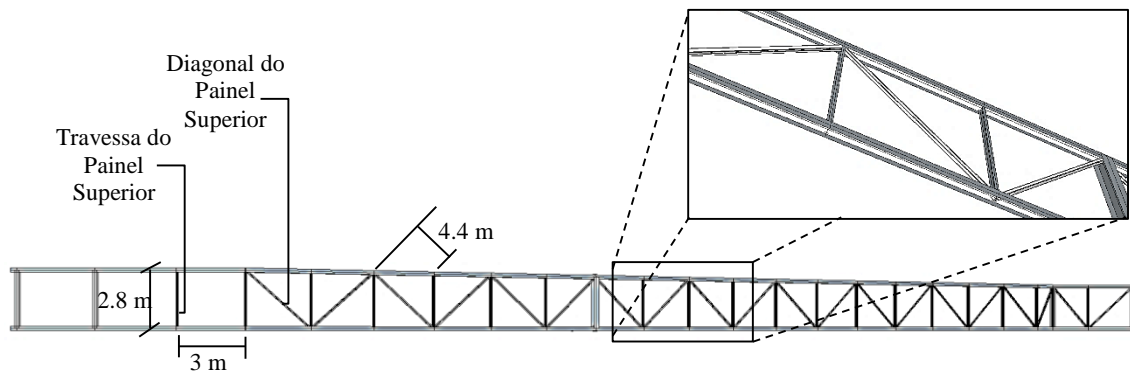


Figura 4.24 – Diagonais e Travessas do Painel Horizontal Superior - Planta

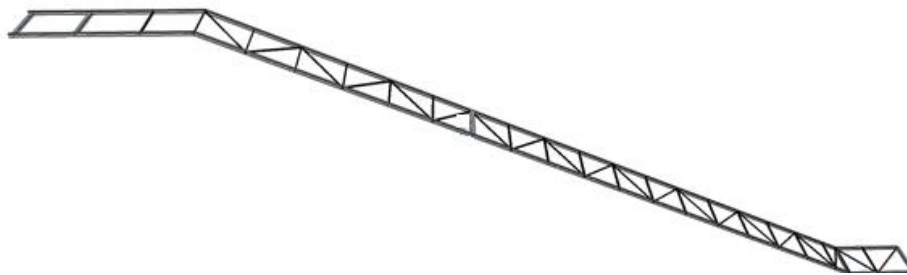
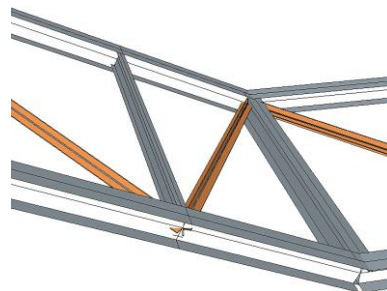


Figura 4.25 – Diagonais e Travessas do Painel Horizontal Superior - Planta



• **Dimensionamento das Diagonais do Painel Horizontal Superior da Ponte**

Nas Tabelas 4.15 e 4.16 indica-se o dimensionamento efetuado para estas barras.

Tabela 4.15 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

1	2	3	4	5	6	7		8				
						Esforços de Cálculo				N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinção Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
						Combinção Condicionante 1						
2L45x5	125	8.60	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	5.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-5.5			
2L45x5	197	8.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	21.9	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-30.2			
2L45x5	198	8.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	15.4	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-20.3			
2L45x5	199	8.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	9.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-16.4			
2L45x5	200	8.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	5.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-10.8			
2L45x5	201	8.60	4.1	4.1	4.1	ELU. ET <sub>2y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.10	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-5.7			
2L55x6	126	12.62	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	14.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-15.2			
2L55x6	127	12.62	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	22.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-22.0			
2L55x6	128	12.62	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	31.5	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-35.3			
2L55x6	129	12.62	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	26.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-30.5			
2L55x6	130	12.62	4.1	4.1	4.1	ELU. ET <sub>2y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.70	ELU. ET <sub>2y</sub> (SC <sub>1</sub> )	-3.3			
2L55x6	131	12.62	3.2	3.2	3.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	36.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-41.4			
2L55x6	132	12.62	3.7	3.7	3.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	28.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-29.0			
2L55x6	133	12.62	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	1.7	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-2.2			
2L60x8	191	18.06	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	31.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-30.3			
2L60x8	192	18.06	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	40.44	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-37.8			
2L60x8	193	18.06	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	46.0	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-40.9			
2L60x8	194	18.06	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	52.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-49.0			
2L60x8	195	18.06	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	45.5	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-45.4			
2L60x8	196	18.06	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	38.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-39.2			

Tabela 4.16 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
2L45x5	125	8.60	4.3	4.3	4.3	202	25	51	0.025	ok	0.107	ok
2L45x5	197	8.60	4.1	4.1	4.1	202	27	55	0.108	ok	0.742	ok
2L45x5	198	8.60	4.1	4.1	4.1	202	27	55	0.076	ok	0.372	ok
2L45x5	199	8.60	4.1	4.1	4.1	202	27	55	0.048	ok	0.299	ok
2L45x5	200	8.60	4.1	4.1	4.1	202	27	55	0.026	ok	0.198	ok
2L45x5	201	8.60	4.1	4.1	4.1	202	27	55	0.001	ok	0.104	ok
2L55x6	126	12.62	4.3	4.3	4.3	297	54	99	0.050	ok	0.153	ok
2L55x6	127	12.62	4.3	4.3	4.3	297	54	99	0.075	ok	0.222	ok
2L55x6	128	12.62	4.1	4.1	4.1	297	57	105	0.106	ok	0.336	ok
2L55x6	129	12.62	4.1	4.1	4.1	297	57	105	0.090	ok	0.290	ok

Tabela 4.16 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais (cont.)

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
2L55x6	130	12.62	4.1	4.1	4.1	297	57	105	0.002	ok	0.032	ok
2L55x6	131	12.62	3.2	3.2	3.2	297	90	153	0.123	ok	0.271	ok
2L55x6	132	12.62	3.7	3.7	3.7	297	70	125	0.096	ok	0.231	ok
2L55x6	133	12.62	4.1	4.1	4.1	297	57	105	0.006	ok	0.021	ok
2L60x8	191	18.06	4.3	4.3	4.3	424	89	165	0.074	ok	0.183	ok
2L60x8	192	18.06	4.3	4.3	4.3	424	89	165	0.095	ok	0.229	ok
2L60x8	193	18.06	4.1	4.1	4.1	424	94	174	0.108	ok	0.235	ok
2L60x8	194	18.06	4.1	4.1	4.1	424	94	174	0.123	ok	0.281	ok
2L60x8	195	18.06	4.1	4.1	4.1	424	94	174	0.107	ok	0.260	ok
2L60x8	196	18.06	4.1	4.1	4.1	424	94	174	0.091	ok	0.225	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{bRd,z}; N_{bRd,y}\}}$

#### • Dimensionamento das Travessas do Painel Horizontal Superior

Nas Tabelas 4.17 e 4.18 estão indicadas todas as verificações respeitantes ao cálculo destas barras.

Tabela 4.17 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas

1	2	3	4	5	6	7		8	
Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Esforços de Cálculo			
						Combinação Condicionante 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinação Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
HE200	31	78.08	2.8	2.8	2.8	ELU. ET <sub>2y</sub> (SC <sub>1</sub> )	0.40	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-1.2
HE200	28	78.08	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	28.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-27.8
IPE140	27	16.4	2.8	2.8	2.8	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-5.9
IPE140	53	16.4	2.8	2.8	2.8	ELUET <sub>2y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.60	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-3.4
IPE140	54	16.4	2.8	2.8	2.8	ELUET <sub>2y</sub> (SC <sub>1</sub> )	0.80	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-5.9
IPE140	55	16.4	2.8	2.8	2.8	ELUET <sub>2y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.40	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-4.9
IPE140	56	16.4	2.8	2.8	2.8	ELUET <sub>2y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.30	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-5.7
IPE140	57	16.4	2.8	2.8	2.8	-	-	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-6.1
IPE140	59	16.4	2.8	2.8	2.8	-	-	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-4.9
IPE140	60	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. ET <sub>1y</sub> (SC <sub>1</sub> )	0.40	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-4.3
IPE140	61	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	1.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-2.9
IPE140	62	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup>	1.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-2.2

Tabela 4.17 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas (cont.)

1	2	3	4	5	6	7		8				
						Esforços de Cálculo				N <sup>Ed</sup> (Tração) [kN]	Combinção Condicionante 2	N <sup>Ed</sup> (Compressão) [kN]
						Combinção Condicionante 1						
IPE140	63	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )		2.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-2.5		
IPE140	64	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup> .W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> )		2.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-1.4		
IPE140	65	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup> .W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> )		2.2	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-1.5		
IPE140	66	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup> .W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> )		2.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-1.4		
IPE140	67	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup> .W <sub>y</sub> )		2.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-1.6		
IPE140	68	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. SC <sub>1</sub> (T <sup>-</sup> .W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> )		2.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-0.50		
IPE140	69	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )		14.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-12.2		
IPE140	71	16.4	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )		9.8	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-12.7		

Tabela 4.18 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
HEB200	31	78.08	2.8	2.8	2.8	1835	1453	1736	0.000	ok	0.001	ok
HEB200	28	78.08	2.8	2.8	2.8	1835	1453	1736	0.016	ok	0.016	ok
IPE140	27	16.4	2.8	2.8	2.8	385	1453	1736	0.000	ok	0.003	ok
IPE140	53	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.001	ok	0.068	ok
IPE140	54	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.002	ok	0.117	ok
IPE140	55	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.001	ok	0.097	ok
IPE140	56	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.001	ok	0.114	ok
IPE140	57	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.000	ok	0.121	ok
IPE140	59	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.000	ok	0.098	ok
IPE140	60	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.001	ok	0.086	ok
IPE140	61	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.003	ok	0.057	ok
IPE140	62	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.004	ok	0.043	ok
IPE140	63	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.006	ok	0.049	ok
IPE140	64	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.005	ok	0.027	ok
IPE140	65	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.006	ok	0.029	ok
IPE140	66	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.006	ok	0.028	ok
IPE140	67	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.006	ok	0.031	ok
IPE140	68	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.006	ok	0.011	ok
IPE140	69	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.035	ok	0.244	ok
IPE140	71	16.4	2.8	2.8	2.8	385	48	50	0.025	ok	0.253	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{b,Rd,z}; N_{b,Rd,y}\}}$

#### 4.1.4. Dimensionamento das Diagonais das barras do Painel Inferior

As diagonais do painel horizontal inferior estão submetidas a esforços de tração e de compressão e os seus comprimentos de encurvadura variam entre 3.2 m e 4.4 m, tendo-se escolhido secções constituídas por cantoneiras compostas.

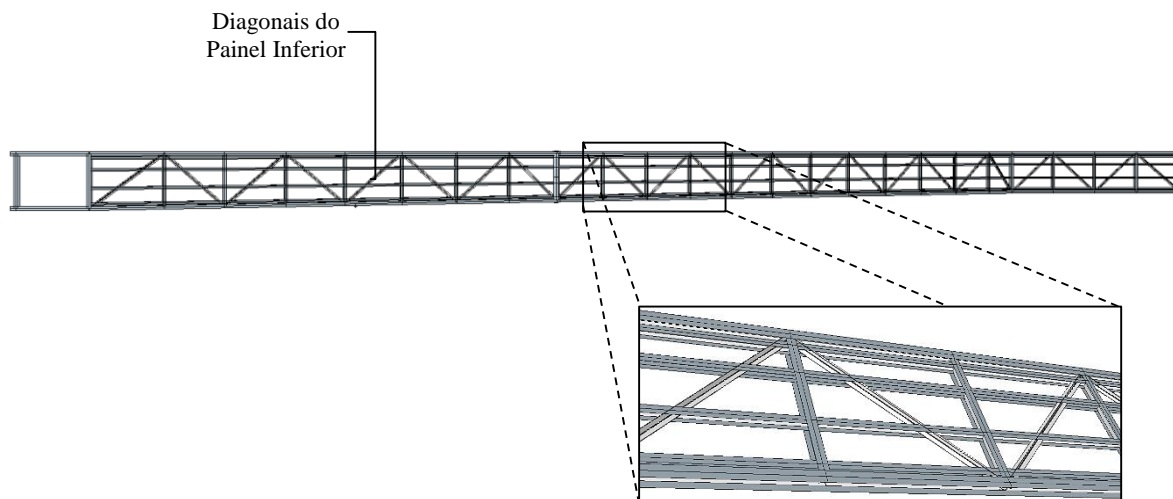


Figura 4.27 – Identificação das Diagonais do Painel Horizontal Inferior

As Tabela 4.19 e 4.20 estão indicados todos os passos utilizados no dimensionamento destas barras.

Tabela 4.19 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

1	2	3	4	5	6	7		8				
						Esforços de Cálculo				N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinção Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
						Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]			
2L75x7	595	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	134.7	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-125.7			
2L75x7	600	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	139.6	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-135.1			
2L75x7	605	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	145.2	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-136.3			
2L75x7	610	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	79.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-70.0			
2L75x7	113	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	6.0	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-5.9			
2L75x7	114	20.20	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	2.4	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-2.5			
2L75x7	520	20.20	4.5	4.5	4.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	154.8	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-153.9			
2L75x7	525	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	135.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-134.3			
2L75x7	530	20.20	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	134.4	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-133.2			
2L75x7	535	20.20	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	125.6	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-125.6			
2L75x7	540	20.20	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	116.5	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-117.3			
2L75x7	545	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	116.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-116.7			
2L75x7	550	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	124.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-118.4			
2L75x7	555	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	128.6	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-125.2			
2L75x7	560	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	152.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-145.0			
2L75x7	565	20.20	3.5	3.5	3.5	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	158.46	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-157.1			
2L75x7	8	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	184.4	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-184.8			

Tabela 4.19 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais (cont.)

1	2	3	4	5	6	7		8					
						Esforços de Cálculo				Combinação Condicionante 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinação Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
						Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]				
2L75X7	134	20.20	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T -	157.1	ELU. W <sub>y</sub> (T +.SC1)	-153.4				
2L80X8	118	24.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T	94.0	ELU. W <sub>y</sub> (T -.SC1)	-96.0				
2L80X8	570	24.60	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T -	108.1	ELU. W <sub>y</sub> (T +.SC1)	-111.7				
2L80X8	575	24.60	4.3	4.3	4.3	ELU. W <sub>y</sub> (T -.SC1)	99.5	ELU. W <sub>yy</sub> (T +.SC2)	-104.1				
2L80X8	580	24.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T	87.2	ELU. W <sub>y</sub> (T -.SC1)	-92.7				
2L80X8	585	24.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>y</sub> (T -.SC1)	104.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T +.SC2)	-108.8				
2L80X8	590	24.60	4.1	4.1	4.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T -	113.2	ELU. W <sub>y</sub> (T +.SC1)	-110.9				

Tabela 4.20 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

1	2	3	4	5	6	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácio de Tração		Rácio de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	(*)	Obs.	(**)	Obs.
2L75x7	595	20.20	4.1	4.1	4.1	297	159	240	0.454	ok	0.523	ok
2L75x7	600	20.20	4.1	4.1	4.1	297	159	240	0.471	ok	0.562	ok
2L75x7	605	20.20	4.1	4.1	4.1	297	159	240	0.490	ok	0.567	ok
2L75x7	610	20.20	4.1	4.1	4.1	297	159	240	0.266	ok	0.291	ok
2L75x7	113	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.013	ok	0.025	ok
2L75x7	114	20.20	4.3	4.3	4.3	475	149	228	0.005	ok	0.011	ok
2L75x7	520	20.20	4.5	4.5	4.5	475	134	209	0.326	ok	0.738	ok
2L75x7	525	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.285	ok	0.559	ok
2L75x7	530	20.20	4.3	4.3	4.3	475	149	228	0.283	ok	0.585	ok
2L75x7	535	20.20	4.3	4.3	4.3	475	149	228	0.265	ok	0.551	ok
2L75x7	540	20.20	4.3	4.3	4.3	475	149	228	0.245	ok	0.515	ok
2L75x7	545	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.246	ok	0.486	ok
2L75x7	550	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.263	ok	0.493	ok
2L75x7	555	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.271	ok	0.521	ok
2L75x7	560	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.320	ok	0.603	ok
2L75x7	565	20.20	3.5	3.5	3.5	475	202	288	0.334	ok	0.546	ok
2L75x7	8	20.20	4.1	4.1	4.1	475	159	240	0.388	ok	0.769	ok
2L75x9	134	20.20	4.1	4.1	4.1	-	-	-	-	-	-	-
2L80x8	118	24.60	4.1	4.1	4.1	578	214	319	0.163	ok	0.301	ok
2L80x8	570	24.60	4.3	4.3	4.3	578	202	306	0.187	ok	0.366	ok
2L80x8	575	24.60	4.3	4.3	4.3	578	202	305	0.172	ok	0.341	ok
2L80x8	580	24.60	4.1	4.1	4.1	578	214	319	0.151	ok	0.291	ok
2L80x8	585	24.60	4.1	4.1	4.1	578	214	319	0.180	ok	0.341	ok
2L80x8	590	24.60	4.1	4.1	4.1	578	214	319	0.196	ok	0.348	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$  ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{b,Rd,z}; N_{b,Rd,y}\}}$

#### 4.1.5. Dimensionamento das Carlingas

Considerou-se para as carlingas perfis HEB 160 com vãos iguais a 2.8 m.

No dimensionamento destas barras procedeu-se à verificação das secções mais esforçadas, tendo-se feito não só a análise à encurvadura por flexão (bambeamento) com recurso ao "SAP2000" e ao software "A3C v2.34" mas também a uma Tabela de Cálculo em "Excel".

De notar que estas barras encontram-se travadas no plano de menor inércia pelas longarinas, conforme se mostra na Figura 4.28

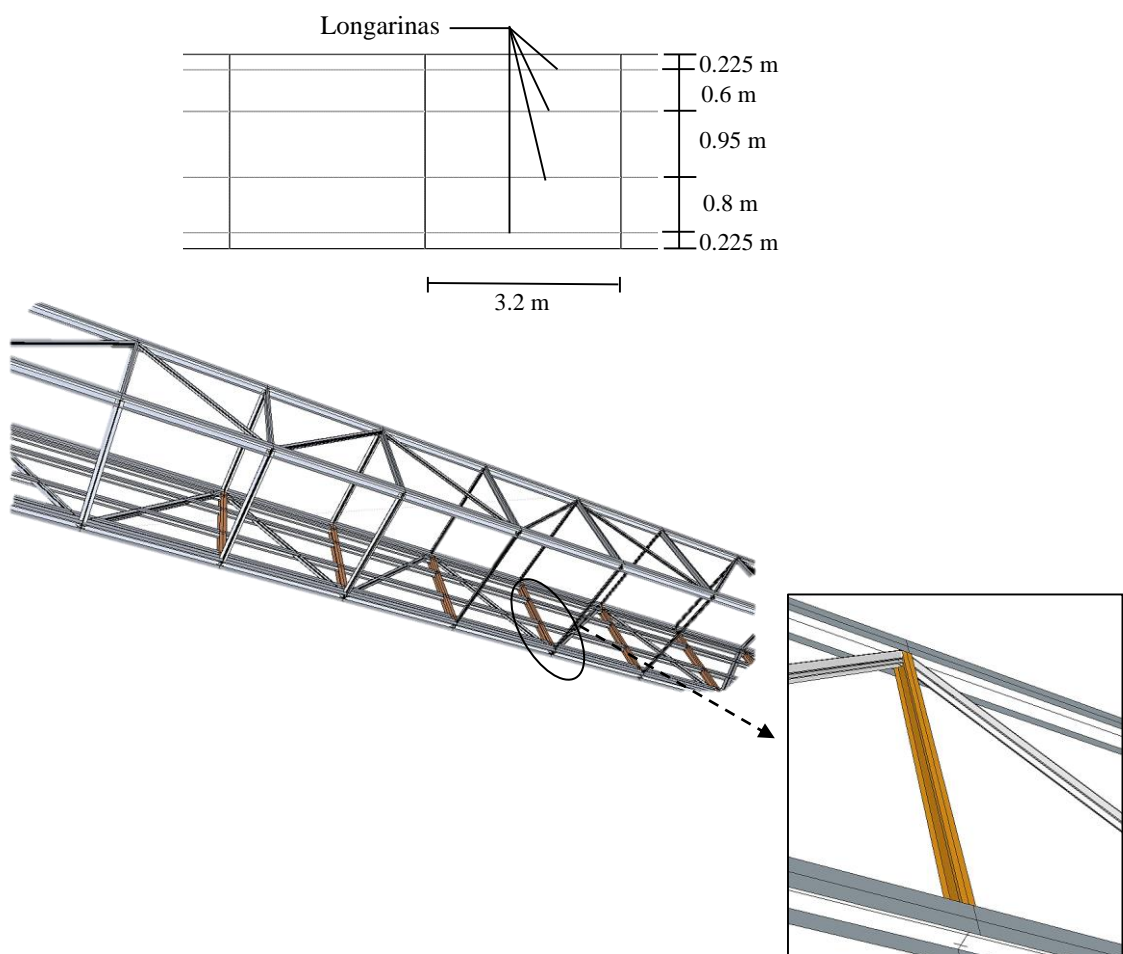


Figura 4.28 – Planta e Pormenores de um troço da Ponte com a posição das Carlingas e das Longarinas

Junta-se o dimensionamento de uma das carlingas calculada para o troço mais desfavorável, através de três procedimentos:

- a) Software "A3C v2.34";
- b) "SAP2000";
- c) Tabelas de dimensionamento em "Excel."

**a) Procedimento 1 – Dimensionamento com recurso ao software "A3C v2.34"**

O dimensionamento neste programa inclui as seguintes verificações:

- 1 – Vão, tipo de secção e condições de ligação da viga ao exterior;
- 2 – Restrições da barra no plano de menor inércia;
- 3 – Esforços da Combinação Condicionante;
- 4 – Outros parâmetros de Cálculo;
- 5 – Dimensionamento.

Nos pontos seguintes indicam-se as etapas realizadas para o dimensionamento.

1 – Vão, tipo de secção e condições de ligação da viga ao exterior

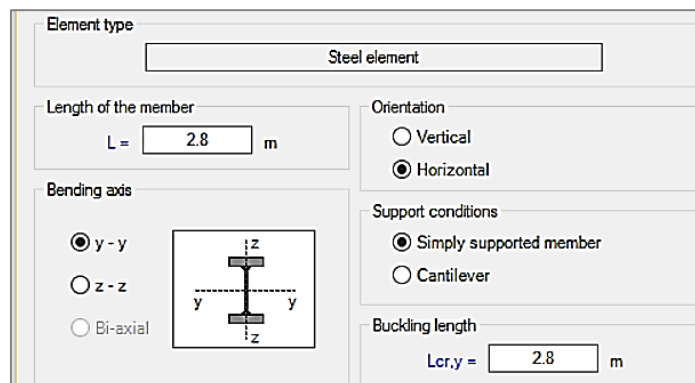


Figura 4.29 – Vão e Comprimento crítico em y

2 – Restrições laterais da barra no plano de menor inércia

Como referido anteriormente as carlingas encontram-se travadas pelas longarinas conforme a Figura 4.30.

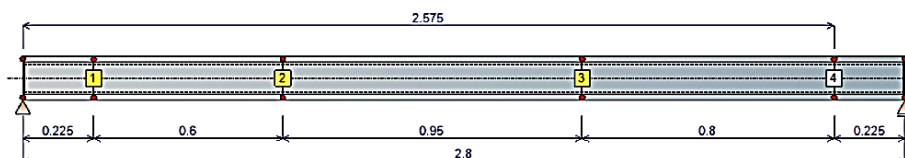


Figura 4.30 – Travamentos laterais da Carlinga

## 3 – Esforços da Combinação Condicionante

Todos os esforços foram retirados do "SAP2000" para a combinação de maior rácio e constam da Figura 4.31.

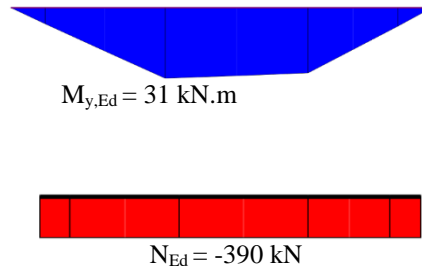


Figura 4.31 – Diagramas dos Momentos Fletores  $M_{y,Ed}$  e dos Esforços Axiais  $N_{Ed}$

Estes diagramas foram "aplicados" no software "A3C v2.34" de acordo com o indicado na Figura 4.32.

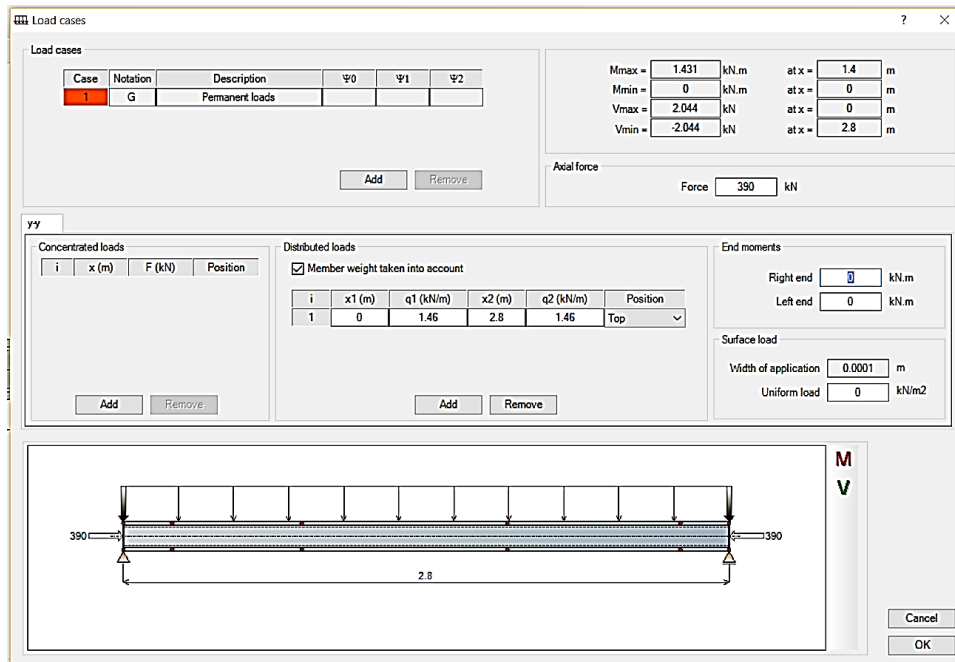


Figura 4.32 – Esforços de Cálculo

4 – Outros parâmetros de Cálculo

Para o dimensionamento o *software* utilizou o método Austro-Alemão de acordo com o Anexo B do EC3.

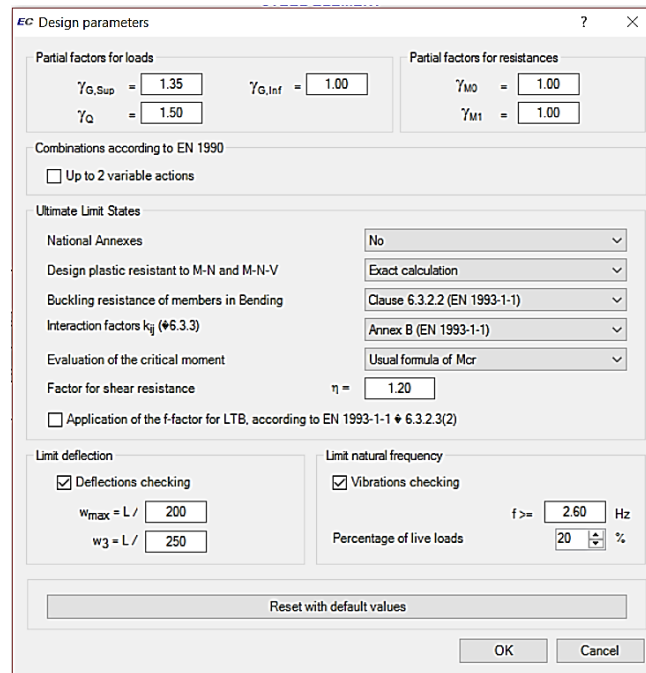


Figura 4.33 – Elementos de Dimensionamento

5 – Dimensionamento.

Por fim foi feito o dimensionamento com base no tipo de aço, nas expressões 4.1 e 4.2 e num conjunto de secções do tipo HEB atribuídas às carlingas.

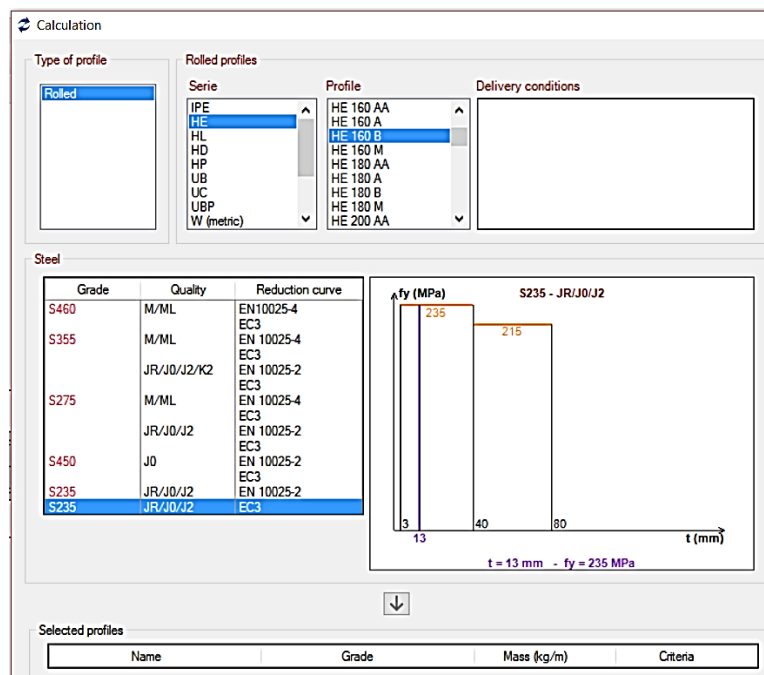


Figura 4.34 – Perfis e Aço

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. 4.1})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Na Figura 4.35 indicam-se todos os resultados obtidos no *software* "A3C v2.34" da barra em estudo.

- **Ficheiro resultado do *software* "A3C v2.34"**

### Verificação da Resistência da Secção Transversal

**IV - ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)**

**IV.1 - ULS Verifications**

- COMBINATION: ULS02 (Auto) = G

- Resistance of cross-sections

Section class: 1

Resistance of the cross-section to axial force :  $\Gamma_{N,max} = 0.306 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to shear force (at x = 0 m) :  $\Gamma_{V,max} = 0.011 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to bending moment (at x = 1.4 m) :  $\Gamma_{M,max} = 0.022 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N (at x = 1.4 m) :  $\Gamma_{MN,max} = 0.028 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V (at x = 1.4 m) :  $\Gamma_{MV,max} = 0.022 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V (at x = 1.4 m) :  $\Gamma_{MNV,max} = 0.028 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

### Verificação da Barra à Encurvadura por Compressão – Eixo y

- Member resistance - Flexural buckling about the major axis

Axial force:  $N_{Ed} = 390 \text{ kN}$

Buckling curve about the major axis: b

Imperfection factor  $\alpha_y = 0.34$

Buckling length:  $L_{cr,y} = 2.8 \text{ m}$

Elastic flexural buckling force about the y-y axis:  $N_{cr,y} = 6587.966 \text{ kN}$

Non-dimensional slenderness:  $\lambda_y = 0.44 > 0.2$

Reduction factor:  $\chi_y = 0.91$

Buckling resistance:  $N_{by,Rd} = 1160.06 \text{ kN}$

Figura 4.35 – Ficheiro de resultados do "A3C v 3.24"

## Verificação da Barra à Encurvadura por Compressão – Eixo z

<b>- Member resistance - Flexural buckling about the minor axis</b>	
Axial force:	$N_{Ed} = 390 \text{ kN}$
Buckling curve about the minor axis:	$c = 0.49$
Imperfection factor	$\alpha_z = 0.49$
Criterion (Segment 3):	$\Gamma_{bz,max} = 0.314 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
<b>Segment 1 (Between restraints No. 1 &amp; 2)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.225 \text{ m}$
Elastic flexural buckling force about the z-z axis:	$N_{cr,z} = 364057.994 \text{ kN}$
Non-dimensional slenderness:	$\lambda_z = 0.059 < 0.2$ $\Rightarrow \text{No verification required}$
<b>Segment 2 (Between restraints No. 2 &amp; 3)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.6 \text{ m}$
Elastic flexural buckling force about the z-z axis:	$N_{cr,z} = 51195.655 \text{ kN}$
Non-dimensional slenderness:	$\lambda_z = 0.158 < 0.2$ $\Rightarrow \text{No verification required}$
<b>Segment 3 (Between restraints No. 3 &amp; 4)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.95 \text{ m}$
Elastic flexural buckling force about the z-z axis:	$N_{cr,z} = 20421.536 \text{ kN}$
Non-dimensional slenderness:	$\lambda_z = 0.25 > 0.2$
Reduction factor:	$\chi_z = 0.975$
Buckling resistance:	$N_{bz,Rd} = 1242.584 \text{ kN}$
Criterion:	$\Gamma_{bz} = 0.314 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
<b>Segment 4 (Between restraints No. 4 &amp; 5)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.8 \text{ m}$
Elastic flexural buckling force about the z-z axis:	$N_{cr,z} = 28797.556 \text{ kN}$
Non-dimensional slenderness:	$\lambda_z = 0.21 > 0.2$
Reduction factor:	$\chi_z = 0.995$
Buckling resistance:	$N_{bz,Rd} = 1268.143 \text{ kN}$
Criterion:	$\Gamma_{bz} = 0.308 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
<b>Segment 5 (Between restraints No. 5 &amp; 6)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.225 \text{ m}$
Elastic flexural buckling force about the z-z axis:	$N_{cr,z} = 364057.994 \text{ kN}$
Non-dimensional slenderness:	$\lambda_z = 0.059 < 0.2$ $\Rightarrow \text{No verification required}$

Figura 4.35 – Ficheiro de resultados do "A3C v 3.24" (cont.)

### Verificação da Resistência da Barra à Encurvadura Lateral nos diferentes Troços

<b>- Member resistance - Lateral torsional buckling</b>	
LTB is calculated by using:	EN 1993-1-1 § 6.3.2.2
LT buckling curve:	a
Imperfection factor	$\alpha_{LT} = 0.21$
Limit relative slenderness:	$\lambda_{LT,0} = 0.4$
No verification required	
<b>Segment 1 (Between restraints No. 1 &amp; 2)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.225 \text{ m}$
Factors $C_1$	$C_1 = 1.725$
	$C_2 = 0.014$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of $M_{cr}$	
Non-dimensional slenderness	
	$M_{cr} = 45850.563 \text{ kNm}$
	$\lambda_{LT} = 0.043 < \lambda_{LT,0}$
	$\Rightarrow$ No verification required
<b>Segment 2 (Between restraints No. 2 &amp; 3)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.6 \text{ m}$
Factors $C_1$	$C_1 = 1.34$
	$C_2 = 0.029$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of $M_{cr}$	
	$M_{cr} = 5141.446 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	
	$\lambda_{LT} = 0.127 < \lambda_{LT,0}$
	$\Rightarrow$ No verification required
5	
<b>Segment 3 (Between restraints No. 3 &amp; 4)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.95 \text{ m}$
Factors $C_1$	$C_1 = 1.02$
	$C_2 = 0.047$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of $M_{cr}$	
	$M_{cr} = 1636.936 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	
	$\lambda_{LT} = 0.225 < \lambda_{LT,0}$
	$\Rightarrow$ No verification required
<b>Segment 4 (Between restraints No. 4 &amp; 5)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.8 \text{ m}$
Factors $C_1$	$C_1 = 1.319$
	$C_2 = 0.046$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of $M_{cr}$	
	$M_{cr} = 2901.669 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	
	$\lambda_{LT} = 0.169 < \lambda_{LT,0}$
	$\Rightarrow$ No verification required
<b>Segment 5 (Between restraints No. 5 &amp; 6)</b>	
Buckling length:	$L_{cr,z} = 0.225 \text{ m}$
Factors $C_1$	$C_1 = 1.725$
	$C_2 = 0.014$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of $M_{cr}$	
	$M_{cr} = 45850.563 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	
	$\lambda_{LT} = 0.043 < \lambda_{LT,0}$
	$\Rightarrow$ No verification required

Figura 4.35 – Ficheiro de resultados do "A3C v 3.24" (cont.)

**Verificação à Flexão Composta com Compressão**

<b>- Member resistance - M-N buckling interaction</b>	
Element resistance to combined actions M-N is calculated by using:	
Criterion 6.61 (Segment 3):	$\Gamma_{bMN1,max} = 0.36 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 (Segment 3):	$\Gamma_{bMN2,max} = 0.333 < 1 \Rightarrow Satisfied$
<b>Segment 1 (Between restraints No. 1 &amp; 2)</b>	
Equivalent uniform moment factors:	$C_{my} = 1$ $C_{mLT} = 0.616$
Interaction factors:	$k_{yy} = 1.081$ $k_{zy} = 0.659$
Criterion 6.61 :	$\Gamma_{bMN1} = 0.343 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 :	$\Gamma_{bMN2} = 0.31 < 1 \Rightarrow Satisfied$
<b>Segment 2 (Between restraints No. 2 &amp; 3)</b>	
Equivalent uniform moment factors:	$C_{my} = 1$ $C_{mLT} = 0.768$
Interaction factors:	$k_{yy} = 1.081$ $k_{zy} = 0.758$
Criterion 6.61 :	$\Gamma_{bMN1} = 0.356 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 :	$\Gamma_{bMN2} = 0.32 < 1 \Rightarrow Satisfied$
<b>Segment 3 (Between restraints No. 3 &amp; 4)</b>	
Equivalent uniform moment factors:	$C_{my} = 1$ $C_{mLT} = 0.997$
Interaction factors:	$k_{yy} = 1.081$ $k_{zy} = 0.85$
Criterion 6.61 :	$\Gamma_{bMN1} = 0.36 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 :	$\Gamma_{bMN2} = 0.333 < 1 \Rightarrow Satisfied$
<b>Segment 4 (Between restraints No. 4 &amp; 5)</b>	
Equivalent uniform moment factors:	$C_{my} = 1$ $C_{mLT} = 0.792$
Interaction factors:	$k_{yy} = 1.081$ $k_{zy} = 0.81$
Criterion 6.61 :	$\Gamma_{bMN1} = 0.358 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 :	$\Gamma_{bMN2} = 0.324 < 1 \Rightarrow Satisfied$
<b>Segment 5 (Between restraints No. 5 &amp; 6)</b>	
Equivalent uniform moment factors:	$C_{my} = 1$ $C_{mLT} = 0.616$
Interaction factors:	$k_{yy} = 1.081$ $k_{zy} = 0.659$
Criterion 6.61 :	$\Gamma_{bMN1} = 0.343 < 1 \Rightarrow Satisfied$
Criterion 6.62 :	$\Gamma_{bMN2} = 0.31 < 1 \Rightarrow Satisfied$

6

Figura 4.35 – Ficheiro de resultados do "A3C v 3.24"(cont.)

### b) Procedimento 2 – Com base nos ficheiros do "SAP2000"

De referir que o "SAP" faz o dimensionamento não da barra completa, mas sim de cada um dos troços entre os travamentos, pelo que se escolheu o troço mais desfavorável.

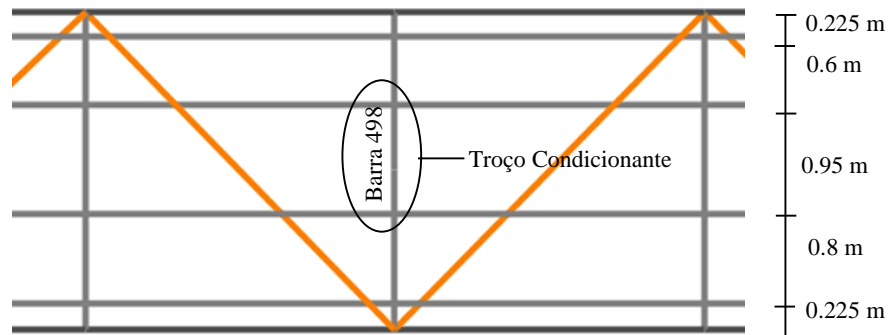


Figura 4.36 – Carlingas - Barra nº 498

Na figura 4.37 apresentam-se os diagramas do "SAP2000" para a combinação mais condicionante.

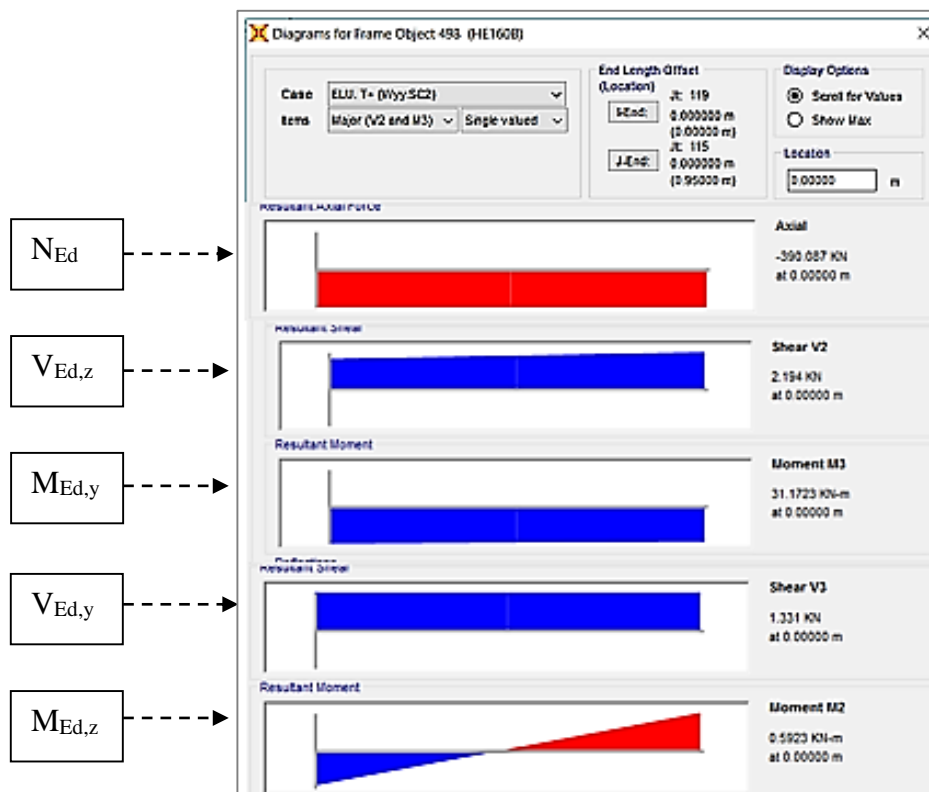


Figura 4.37 – Esforços de cálculo na barra nº 498

• Ficheiro de resultados da Barra nº 498 do "SAP2000"

**Caraterísticas Gerais**

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						1
Units : KN, m, C						
Frame : 498	X Mid: 65.283	Combo: ELU. T+ (Wyy.SC2)	Design Type: Beam			
Length: 0.950	Y Mid: 1.500	Shape: HE160B	Frame Type: DCL-MRF			
Loc : 0.950	Z Mid: -6.417E-05	Class: Class 1	Rolled : Yes			

**Coefficientes Parciais da Resistência da Secção e do Elemento**

GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25				2
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			

**Caraterísticas Elásticas do Perfil e do Aço**

Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000				3
A=0.005	Iyy=2.492E-05	iyy=0.068	Wel,yy=3.115E-04	Weff,yy=3.115E-04		
It=0.000	Izz=8.890E-06	izz=0.040	Wel,zz=1.111E-04	Weff,zz=1.111E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.160	Wpl,yy=3.540E-04	Av,z=0.004		
E=210000000.0	fy=235000.000	fu=360000.000	Wpl,zz=1.700E-04	Av,y=0.002		

**Esforços de Cálculo na Secção mais esforçada**

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							4
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.950	-390.087	28.828	-0.672	2.741	1.331	4.181E-04	

**Dimensionamento da Secção Transversal e da Barra à Encurvadura**

AXIAL FORCE DESIGN							5
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-390.087	1276.050	1276.050				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1276.050	1407.456	21773.617	21773.617	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	6804.933	0.433	0.633	0.913	1164.712
MajorB(y-y)	b	0.340	6804.933	0.433	0.633	0.913	1164.712
Minor (z-z)	c	0.490	20416.138	0.250	0.544	0.975	1243.603
MinorB(z-z)	c	0.490	20416.138	0.250	0.544	0.975	1243.603
Torsional TF	c	0.490	21773.617	0.242	0.540	0.979	1248.732
MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	28.828	31.172	83.190	83.190	65.408	82.818	
Minor (z-z)	-0.672	-0.672	39.950	39.950	39.599		
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	2.741	239.335	0.011	OK	0.000		
Minor (y)	1.331	591.281	0.002	OK	0.000		
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	239.335	1.200	0.194				

Figura 4.38 – Ficheiro de resultados na barra nº 498

**Dimensionamento do Troço mais desfavorável à Encurvadura Lateral por Flexão**

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	a	0.210	0.220	0.526	0.996	1.030	1713.626

**Fatores de Interação**

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	1.078	0.232	0.850	0.387

Figura 4.38 – Ficheiro de resultados na barra nº 498 (cont.)

**c) Procedimento 3 – Dimensionamento pelas Tabelas realizadas em "Excel"**

O dimensionamento realizado em Tabelas em "Excel" conduziu aos resultados indicados nas Tabelas 4.21, 4.22 e 4.23.

Tabela 4.21 – Tabela de Dimensionamento 1/3 da barra nº 498

Perfil	Nº da Barra	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Esforços de Cálculo			
					Combinação Condicionante	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>y,Ed</sub> (M <sub>3</sub> ) kN.m	V <sub>z,Ed</sub> [kN]
HEB 160	498	0.95	0.95	2.8	ELU. T+ (W <sub>yy</sub> .SC <sub>2</sub> )	-390	28.8	2.7

Tabela 4.22 – Tabela de Dimensionamento 2/3 da barra nº 498

Perfil	L <sub>barras</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Esforços Resistentes					
				N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	M <sub>y,Rd</sub> [kN.m]	M <sub>b,Rd</sub> [kN.m]	V <sub>z,Rd</sub> [kN]
HEB 160	0.95	0.95	2.8	1275	1243	1164	83	82	239

Tabela 4.23 – Tabela de Dimensionamento 3/3 da barra nº 498

Perfil	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Rácios					Σ	Obs.
				$\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{b,Rd,z}; N_{b,Rd,y}\}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{\max\{M_{Rd,y}; M_{b,Rd,y}\}}$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}}$				
HEB 160	0.95	0.95	2.8	0.336	0.348	0.011			0.695	ok

Na Tabela 4.24 indicam-se a comparação dos rácios dos três procedimentos.

Tabela 4.24 – Comparação dos Rácios

Rácio	"SAP2000"	"SemiComp"	Tabela "Excel"
ELU	0.694	0.695	0.695

**Conclusão:** O perfil HEB 160 verifica a segurança em relação aos estados limites últimos, uma vez que os rácios obtidos pelos 3 procedimentos conduzem a valores da mesma ordem de grandeza.

#### 4.1.6. Dimensionamento das Longarinas das Passerelles

As longarinas são constituídas por perfis IPE 140 e funcionam como vigas contínuas.

Foram dimensionadas à encurvadura por flexão e analisadas também as secções mais esforçadas para os esforços de cálculo condicionantes.

Na Figura 4.39 estão representadas as Longarinas da Ponte.

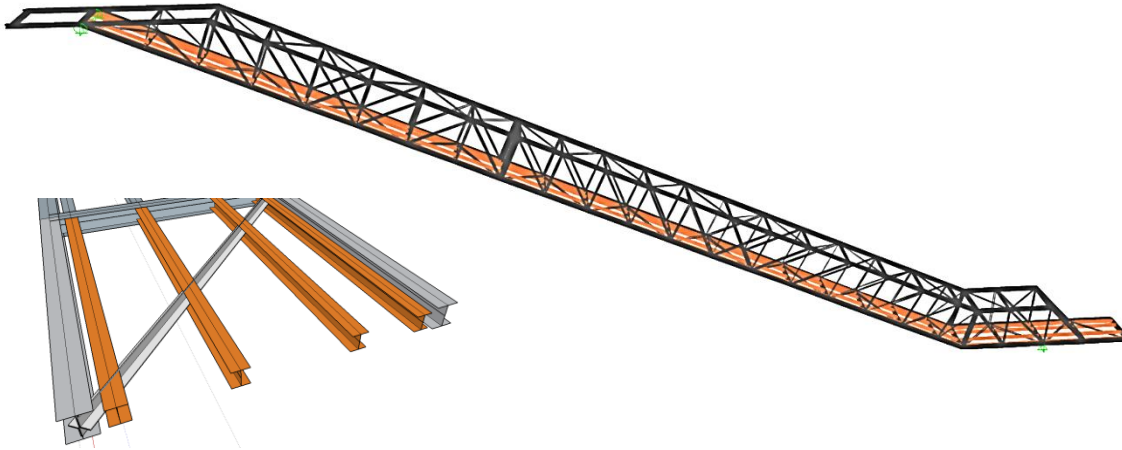


Figura 4.39 – Longarinas

As longarinas foram dimensionadas a partir dos três procedimentos já explicados anteriormente.

##### a) Procedimento 1 – Resultado com base no "SAP2000"

Neste dimensionamento verifica-se que todas as barras das longarinas apresentam rácios inferiores à unidade. Escolheu-se como exemplo uma das barras mais esforçadas que está indicada na Figura 4.40.

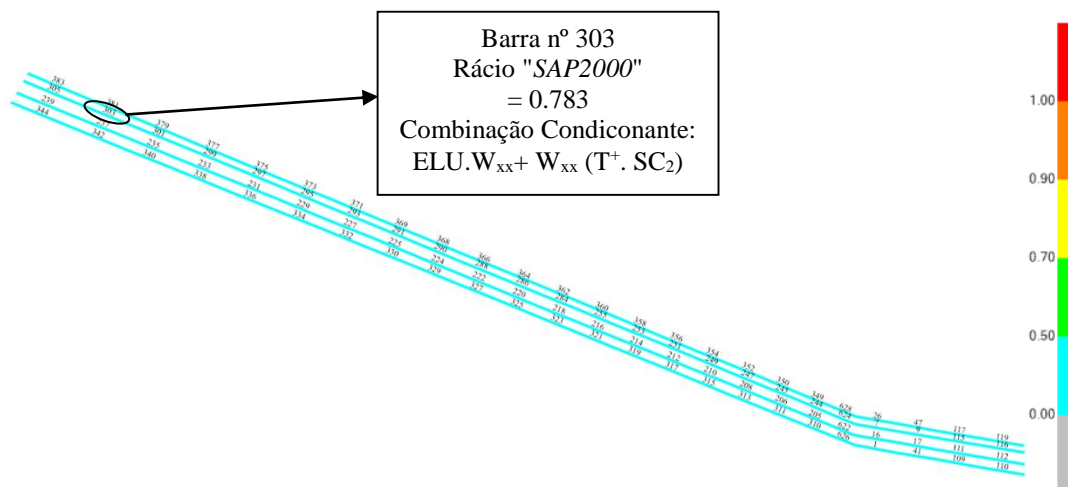


Figura 4.40 – Rácios do "SAP2000"

• Ficheiro de resultados da barra nº 303 do "SAP2000"

**Caraterísticas Gerais**

```

Frame : 303      X Mid: 8.659      Combo: ELU. Wyy (T +.SC2Design Type: Brace
Length: 3.000   Y Mid: 1.975      Shape: IPE140      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 3.000     Z Mid: 23.071     Class: Class 1     Rolled : Yes
    
```

**Coefficientes Parciais da Resistência da Secção e do Elemento**

```

GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00      RLLF=1.000      PLLF=0.750      D/C Lim=1.000
    
```

**Caraterísticas Elásticas do Perfil e do Aço**

```

Aeff=0.002      eNy=0.000      eNz=0.000
A=0.002      Iyy=5.410E-06      iyy=0.057      Wel,yy=7.729E-05      Weff,yy=7.729E-05
It=0.000      Izz=0.000      izz=0.017      Wel,zz=1.230E-05      Weff,zz=1.230E-05
Iw=0.000      Iyz=0.000      h=0.140      Wpl,yy=8.830E-05      Av,z=0.001
E=210000000.0      fy=235000.000      fu=360000.000      Wpl,zz=1.920E-05      Av,y=7.616E-04
    
```

**Esforços de Cálculo na Secção mais esforçada**

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
3.000      -13.811      -7.591      -0.655      14.160      0.454      -3.057E-04
    
```

**Dimensionamento da Secção transversal e da Barra à Encurvadura**

```

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -13.811      385.400      385.400

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      385.400      425.088      670.783      670.783      1.000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      a      0.210      1245.873      0.556      0.692      0.906      349.120
MajorB(y-y)      a      0.210      1245.873      0.556      0.692      0.906      349.120
Minor (z-z)      b      0.340      103.401      1.931      2.658      0.223      85.940
MinorB(z-z)      b      0.340      103.401      1.931      2.658      0.223      85.940
Torsional TF      b      0.340      670.783      0.758      0.882      0.750      289.043

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      -7.591      -10.570      20.751      20.751      20.751      17.109
Minor (z-z)      -0.655      -0.655      4.512      4.512      4.512

SHEAR DESIGN
      Ved      Vc,Rd      Stress      Status      Ted
      Force      Capacity      Ratio      Check      Torsion
Major (z)      14.160      103.336      0.137      OK      0.000
Minor (y)      0.454      142.035      0.003      OK      0.000

      Vpl,Rd      Eta      LambdabarW
Reduction      103.336      1.200      0.311
    
```

Figura 4.41 – Ficheiro de resultados na barra nº 303

**Dimensionamento do Troço mais desfavorável à Encurvadura Lateral por Flexão**

LTB	Curve a	AlphaLT 0.210	LambdaBarLT 0.747	PhiLT 0.837	ChiLT 0.824	C1 2.361	Mcr 37.172
-----	------------	------------------	----------------------	----------------	----------------	-------------	---------------

6

**Fatores de Interação**

Factors	kyy 0.406	kyz 0.294	kzy 0.893	kzz 0.490
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

7

Figura 4.41 – Ficheiro de resultados na barra nº 303 (cont.)

**b) Procedimento 2 - Dimensionamento com recurso ao "SemiComp"**

b1) Características do Perfil, Esforços de Cálculo, Tipo de Aço e Classe da Secção

<b>SEMICOMP Member Design</b>							
<b>Cross-section type</b> I or H-Section		<b>Partial factors <math>\gamma_M</math></b>					
<b>Finishing</b> Rolled		$\gamma_{M0} =$ 1.00					
<b>Select from library (optional)</b> IPE 140		$\gamma_{M1} =$ 1.00					
<b>Cross-section data</b>				<b>Material</b>			
H =	140.0 [mm]	Steel grade		S235			
B =	73.0 [mm]	$f_y =$		235.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>w</sub> =	4.7 [mm]	$E =$		210000.0 N/mm <sup>2</sup>			
T <sub>f</sub> =	6.9 [mm]						
R =	7.0 [mm]						
A [cm <sup>2</sup> ]	$I_{yy}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{zz}$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{el,y}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,y}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$ [cm <sup>3</sup> ]	
16.43	541.22	44.92	77.32	12.31	88.34	19.25	
<b>Boundary conditions</b>						$I_t$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_w$ [cm <sup>6</sup> ]
$L_{Beam} =$	3.000 [m]	<input type="checkbox"/> Torsion restrained		2.44		1989.33	
$n_{fork} =$	0 [-]	<input type="checkbox"/> strong Axis buckling restrained					
		<input type="checkbox"/> weak Axis Buckling restrained					
<b>Loading in z-x-plane</b>				<b>Loading in y-x-plane</b>			
$N_{Ed} =$	-13.80 [kN]	$q_{y,Ed}^{(1)} =$		-0.10 [kN/m]			
$q_{z,Ed}^{(1)} =$	9.00 [kN/m]	$M_{z,left,Ed} =$		0.70 [kNm]			
$M_{y,left,Ed} =$	-10.60 [kNm]	$M_{z,right,Ed} =$		-0.70 [kNm]			
$M_{y,right,Ed} =$	-7.60 [kNm]	$P_{y,Ed}^{(1)} =$		0.00 [kN]			
$P_{z,Ed}^{(1)} =$	0.00 [kN]						
$M_{cr} =$	37.50 [kNm]	<input checked="" type="radio"/> Enter M <sub>cr</sub> manually		Note: LTBeam is a tool developed by CTICM to calculate the lateral torsional buckling moment of beams. You can download it for free at <a href="http://www.cticm.com">www.cticm.com</a> .			
$M_{cr,0} =$	0.00 [kNm]	<input type="radio"/> Use LTBeam					
Specify path of LTBeam.exe file:							
C:\Program Files (x86)\LTBeam_v1010\LTBeam.exe							

Figura 4.42 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303

b2) Verificação da Secção mais Esforçada para Esforços de Cálculo Simples e Combinados.

<b>SEMICOMP Cross-Section Check</b>			
Choose method <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</span>			
$N_{Ed} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="-13.600"/> kN	$V_{z,Ed} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="14.700"/> kN
$M_{y,Ed} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="-7.600"/> kNm	$V_{y,Ed} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.500"/> kN
$M_{z,Ed} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="-0.700"/> kNm	<input type="button" value="Perform cross-section checks"/>	
<b>Reference values for classification</b>			
$c/t_w =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="23.872"/>	$\alpha_{web} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.553"/>
$c/t_f =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="3.935"/>	$\alpha_{flange} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="1.000"/>
		$\psi_{web} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="-0.810"/>
		$\psi_{flange} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="-0.741"/>
		$\epsilon =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="1.000"/>
		$\epsilon_{mod,cl3/4} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="NaN"/>
<b>Boundaries</b>			
		<b>Class 1</b>	<b>Class 2</b>
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="63.919"/>	<input style="width: 80%;" type="text" value="73.604"/>	<input style="width: 80%;" type="text" value="104.278"/>
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="9.000"/>	<input style="width: 80%;" type="text" value="10.000"/>	<input style="width: 80%;" type="text" value="14.131"/>
Cross section class = <input style="width: 50px; border: 2px solid black;" type="text" value="1"/>			
Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.			
$M_{pl,y,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="20.76"/> kNm	$M_{pl,z,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="4.52"/> kNm
$M_{el,y,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="18.17"/> kNm	$M_{el,z,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="2.89"/> kNm
		$V_{pl,z,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="103.69"/> kN
		$V_{pl,y,Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="136.68"/> kN
$N_{Rd} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="386.01"/> kN		
<b>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</b>			
<i>Tension or compression</i>			
$U_{(6.5)(6.9)} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.035"/> $\leq 1,0$	ok	
<b>EN 1993-1-1, 6.2.5</b>			
<i>Shear</i>			
$U_{z-plastic} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.142"/> $\leq 1,0$	ok	$U_{y-plastic} =$
$U_{z-elastic} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.188"/> $\leq 1,0$	ok	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.004"/> $\leq 1,0$
		ok	ok
$U_{y-elastic} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.005"/> $\leq 1,0$	ok	
$h_w/t_w =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="27.787"/> $\leq 72\epsilon/\eta =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="60.000"/>	ok
<b>EN 1993-1-1, 6.2.9</b>			
<i>Bending and axial force</i>			
$U_{(6.41)(6.42)} =$	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.289"/> $\leq 1,0$	ok	$UF =$
			<input style="width: 80%;" type="text" value="0.452"/>
<i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i>			

Figura 4.43 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303

b3) Verificação da Barra à Flexão Composta com Compressão

<b>SEMICOMP Member Check</b>			
Choose method for member check	Choose method for cross-section resistance	<b>Perform member design check</b>	
Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B) ▾	EN 1993-1-1:2010-12 ▾		
<b>Section classification for member design check</b> <small>(based on 1. order cross-section forces)</small>			
<i>Reference values for classification in the worst section along the member</i>			
$c/t_w = 23.872$	$\alpha_{web} = 0.539$	$\psi_{web} = -0.858$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 3.935$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.791$	
<b>Boundaries</b>	<b>Class 1</b>	<b>Class 2</b>	<b>Class 3</b>
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	65.863	75.842	108.560
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	14.051
Member class =	<b>1</b>		
Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. The user should check if parts of member are Class 4 in the "Additional info"-sheet.			
<b>Member Check</b>			
$N_{Rd} = 386.011$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 20.761$ kNm	$N_{Ed} = -13.800$ kN	
$M_{y,Rd} = 20.761$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 4.523$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 10.600$ kNm	
$M_{z,Rd} = 4.523$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 18.170$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.700$ kNm	
$M_{el,z,Rd} = 2.892$ kNm			
<b>Strong axis buckling</b>	<b>Weak axis buckling</b>	<b>Lateral torsional buckling</b>	
$L_{cr,y} = 3.000$ m	$L_{cr,z} = 3.000$ m	$M_{cr} = 37.500$ kNm	
$N_{cr,y} = 1246.389$ kN	$N_{cr,z} = 103.442$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]	
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.34$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.744$ [-]	
$\lambda_y = 0.557$ [-]	$\lambda_z = 1.932$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]	
$\chi_y = 0.906$ [-]	$\chi_z = 0.223$ [-]	$f_{mod} = 0.744$ [-]	
<b>EN 1993-1-1, 6.3.3</b>			
<i>Uniform member in bending and axial compression</i>		<i>Global interaction factors</i>	
Eq. (6.61): $U = 0.292 \leq 1,0$	ok	$k_{yy} = 0.406$	
Eq. (6.62): $U = 0.692 \leq 1,0$	ok	$k_{yz} = 0.294$	
		$k_{zy} = 0.893$	
		$k_{zz} = 0.490$	
<i>Cross-section check at each end of the member</i>			
Left end: $U = 0.511 \leq 1,0$	ok	$UF = 0.594$	
Right end: $U = 0.366 \leq 1,0$	ok	$UF = 0.452$	
<b>Additional member checks</b>			
<b>EN 1993-1-1, 6.3.1</b>			
<i>Strong axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.039 \leq 1,0$		ok	
<i>Weak axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.160 \leq 1,0$		ok	
<b>EN 1993-1-1, 6.3.2</b>			
<i>Lateral torsional buckling</i>			
Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.511 \leq 1,0$		ok	

Figura 4.44 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 303

## c) Procedimento 3 – Resultado da Tabela de Cálculo em "Excel"

Tabela 4.25 – Folha 1/3 – Dimensionamento em "Excel"

Caraterísticas Gerais e Esforços de Cálculo					
Barra nº	303 Longarina		Fatores de Segurança		
Combinação:	W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> ,SC <sub>2</sub> )		Y <sub>M0</sub> =	1.00	
Perfil	IPE 140		Y <sub>M1</sub> =	1.00	
L=	3 m		Y <sub>M2</sub> =	1.25	
Material					
Classe Aço	S235	F <sub>y</sub> = 235	N/mm <sup>2</sup>	E = 210.00	Gpa
Caraterísticas da Secção transversal					
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	r [mm]
140	73	112.2	4.7	6.9	7
A [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>vz</sub> [cm <sup>2</sup> ]	i <sub>y</sub> [mm]	i <sub>z</sub> [mm]	I <sub>yy</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>zz</sub> [cm <sup>4</sup> ]
16.43	7.64	5.74	1.65	541.2	44.92
W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]
77.32	12.31	88.34	19.25	2.45	1.98
Classificação da Secção transversal					
c/t <sub>w</sub> = 23.8		ε = 1		Ψ <sub>web</sub> = -0.81	
c/t <sub>f</sub> = 3.9		α <sub>web</sub> = 0.55		Ψ <sub>flange</sub> = 0.741	
		α <sub>flange</sub> = 1			
Solicitado à flexão e à compressão			Solicitado à compressão		
			Classe		
Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	2	Classe 3
63.9	73.8	104.3	9	10	14
Classe da Secção 1					
Esforços Atuantes de Cálculo					
N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Ed,z</sub> [kN]	V <sub>Ed,y</sub> [kN]	M <sub>z,Ed</sub> [kN.m]	M <sub>y,Ed</sub> [kN.m]	
-13.6	14.7	0.5	-0.5	-7.6	
Esforços Resistentes de Cálculo					
N <sub>pl,Rd</sub> =	386.1 kN	V <sub>pl,z,Rd</sub> =	103.7 kN	M <sub>pl,z,Rd</sub> = 4.5 kN	
N <sub>c,Rd</sub> =	386.1 kN	V <sub>pl,y,Rd</sub> =	122.6 kN	M <sub>pl,y,Rd</sub> = 20.8 kN	
N <sub>t,Rd</sub> =	386.1 kN			M <sub>b,Rd</sub> = 17.1 kN	
N <sub>b,y,Rd</sub> =	349.1 kN				
N <sub>b,z,Rd</sub> =	86 kN				

Tabela 4.26 – Folha 2/3 – Dimensionamento em "Excel"

<b>Resistência da Secção Transversal</b>			
<b>EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4</b>			
<i>Tração</i>			
	$N_{Ed}/N_{t,Rd} =$	-	
<i>Compressão</i>			
	$N_{Ed}/N_{c,Rd} =$	0.04	$\leq 1$ ok!
<b>EN 1993-1-1, 6.2.5</b>			
<i>Momento Fletor</i>			
	$M_{z,Ed}/M_{c,Rd} =$	0.11	$\leq 1$ ok!
	$M_{y,Ed}/M_{c,Rd} =$	0.37	$\leq 1$ ok!
<b>EN 1993-1-1, 6.2.6</b>			
<i>Esforço Transverso</i>			
	$V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd} =$	0.14	$\leq 1$ ok!
	$V_{y,Ed}/V_{pl,y,Rd} =$	s/sign	$\leq 1$ ok!
	Encurvadura da Alma $h_w/t_w =$	16.3	$\leq 72\varepsilon/\eta = 72$ ok!
<b>EN 1993-1-1, 6.2.8</b>			
<i>Flexão com Esforço Transverso</i>			
	$V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd} =$	0.12	$\leq 0.5$ ok! desp. $V_{z,Ed}$ em $M_{z,vRd}$
	$V_{y,Ed}/V_{pl,y,Rd} =$	s/sign	$\leq 0.5$ ok! desp. $V_{y,Ed}$ em $M_{y,vRd}$
<b>EN 1993-1-1, 6.2.9</b>			
<i>Flexão Composta <math>N+M_z</math></i>			
	$n =$	-0.035	$a = 0.387$
	$N_{Ed} =$	-13.6	$< h_w t_w f_y / \gamma_{M0} = 123.9$ ok!
	$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$	-	desp. $N_{Ed}$ em $M_{z,Rd}$
<i>Flexão Composta <math>N+M_y</math></i>			
	$N_{Ed} =$	-13.6	$\leq 0.25N_{pl,Rd} = 96.5$ ok!
	$N_{Ed} =$	-13.6	$\leq 0.5h_w t_w f_y / \gamma_{M0} = 62.0$ ok!
			desp. $N_{Ed}$ em $M_{z,Rd}$
<i>Flexão Composta <math>N+M_z+M_y</math></i>			
	$\alpha =$	2	$\beta = 1.00$
	$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$	0.24	$\leq 1$ ok!

Tabela 4.27 – Folha 3/3 – Dimensionamento em "Excel"

<b>Resistência à Encurvadura</b>			
<b>EN 1993 - 1 - 1, 6.3.1</b>			
<b>Elementos Uniformes Comprimidos - Encurvadura por Compressão - Colunas</b>			
$L_{cr,y} = 3$ m		$L_{cr,z} = 3.0$ m	
$N_{cr,y} = 1246$ kN		$N_{cr,z} = 103$ kN	
$\lambda_y = 0.6$		$\lambda_z = 1.9$	
$\phi_y = 0.7$		$\phi_z = 2.7$	
$\chi_y = 0.9$		$\chi_z = 0.2$	
$N_{bRd,y} = 349$ kN		$N_{bRd,z} = 86$	
$N_{Ed}/N_{bRd,y} = 0.04$	$\leq 1$ ok!	$N_{Ed}/N_{bRd,z} = 0.16$	$\leq 1$ ok!
<b>EN 1993 - 1 - 1, 6.3.2</b>			
<b>Elementos Uniformes em Flexão - Encurvadura lateral ou "Bambeamento" - Vigas</b>			
$L_{cr,y} = 3$ m			
$M_{cr,y} = 37$ kN.m			
$\alpha_{LT} = 0.21$			
$\lambda_{LT} = 0.74$			
$\phi_{LT} = 0.83$			
$\chi_{LT} = 0.83$			
$M_{bRd} = 17.1$ kN.m			
$M_{Ed}/M_{bRd} = 0.443$	$\leq 1$ ok!		
<b>EN 1993 - 1 - 1, 6.3.3</b>			
<b>Elementos Uniformes em flexão Composta com Compressão (Método 2 - Anexo B)</b>			
Fatores de interação		Coeficientes de momento uniforme $C_m$	
$k_{yy} = 0.406$		$c_{my} = 0.4$	$\alpha_{sy} = -0.227$
$k_{yz} = 0.293$		$c_{mz} = 0.4$	$\psi_y = 0.778$
$k_{zy} = 0.895$		$c_{mLT} = 0.4$	$\psi_z = 1$
$k_{zz} = 0.489$			
$N_{Ed}/N_{bRd,y}$	$k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{bRd})$	$k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{zRd})$	
0.039	+ 0.180	+ 0.03	= 0.249 ok!
$N_{Ed}/N_{bRd,z}$	$k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{bRd})$	$k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{zRd})$	
0.159	+ 0.397	+ 0.05	= 0.660 ok!

Nas Tabelas 4.28 a 4.31, faz-se a comparação dos valores obtidos nos 3 procedimentos.

Tabela 4.28 – Encurvadura por Compressão (Varejamento)

<b>Encurvadura por Compressão – Colunas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	Tabela "Excel"
$L_{cr,y}$ [m]	3	3	3
$L_{cr,z}$ [m]	3	3	3
$N_{b,Rd,y}$ [kN/m]	349	349	349
$N_{b,Rd,z}$ [kN/m]	86	86	86

Tabela 4.29 – Encurvadura Lateral (Bambeamento)

<b>Encurvadura Lateral – Vigas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	Tabela "Excel"
$M_{cr}$ [kN.m]	37	89	37
$C_1$	2.3	-	2.3
$M_{b,Rd}$ [kN.m]	17.0	20.7	17.1

Tabela 4.30 – Flexão Composta com Compressão

<b>Flexão Composta com Compressão – Colunas-Viga</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	Tabela "Excel"
$K_{yy}$	0.41	0.40	0.40
$K_{yz}$	0.29	0.29	0.29
$K_{zy}$	0.89	0.89	0.89
$K_{zz}$	0.49	0.49	0.49

Tabela 4.31 – Rácios

<b>Rácios das Secções Transversais e dos Elementos</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	Tabela "Excel"
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0.04	0.04	0.04
$M_{Ed,y}/M_{Rd,y}$	0.37	0.37	0.37
$M_{Ed,z}/M_{Rd,z}$	0.16	0.16	0.16
$V_{Ed,y}/V_{Rd,y}$	s/sign	s/sign	s/sign
$V_{Ed,z}/V_{Rd,z}$	0.14	0.14	0.14
$N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$	0.04	0.04	0.04
$N_{Ed}/N_{b,Rd,z}$	0.16	0.16	0.16
$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.44	0.51	0.44

**Conclusão:** O perfil HEB 140 cumpre todas as condições de segurança, verificando-se que os rácios determinados pelos três procedimentos conduzem a valores da mesma ordem de grandeza.

#### 4.1.7. Dimensionamento dos Cordões Exteriores do Pilar

Os cordões exteriores do pilar são constituídos por perfis HEB 450 e têm 26.27 m de comprimento.

Estão travados no plano de menor inércia por travessas afastadas de 5.25 m constituídas por cantoneiras compostas.

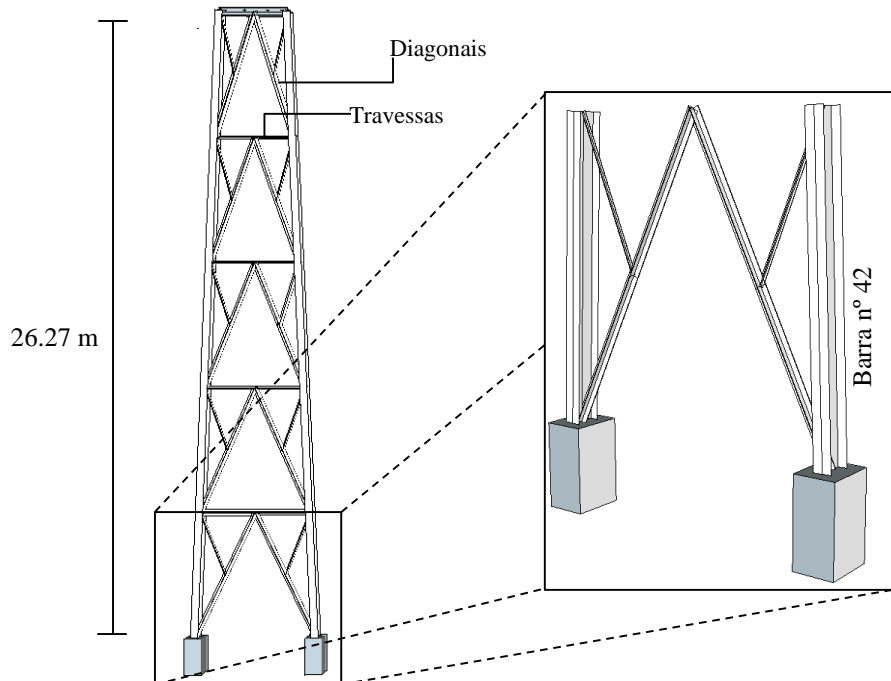


Figura 4.45 – Cordões Exteriores do Pilar e da Barra n.º 42

Os cordões foram dimensionados com base nos esforços de cálculo determinados a partir do ficheiro de resultados do "SAP2000" (Procedimento 1), tendo-se considerado também os momentos secundários  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$ .

Recorreu-se ao *software* "SemiComp" (Procedimento 2), na análise das secções mais solicitadas sujeitas a esforços simples e combinados.

Foi efetuado também o dimensionamento à flexão composta com compressão destas barras funcionando como colunas-viga.

Na Tabela 4.32 desenvolvida em "Excel" e na Figura 4.46 estão indicados os cálculos referentes ao dimensionamento da secção transversal e da encurvadura da barra.

Tabela 4.32 – Dimensionamento dos Cordões do Pilar

HEB 450										
$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$X_y$	$X_z$	$N_{b,Rd,Y}$ [kN]	$N_{b,Rd,Z}$ [kN]	$N_{tR,d}$ [kN]
20.0	4	1.112	0.581	1.215	0.73	0.588	0.847	3009.8	4336.8	28.8
24	5	1.335	0.726	1.510	0.85	0.451	0.769	2311.4	3938.3	
26.8	5.3	1.491	0.763	1.747	0.89	0.376	0.747	1928.2	3826.5	
28	7	1.557	1.017	1.855	1.16	0.349	0.587	1789.0	3004.9	

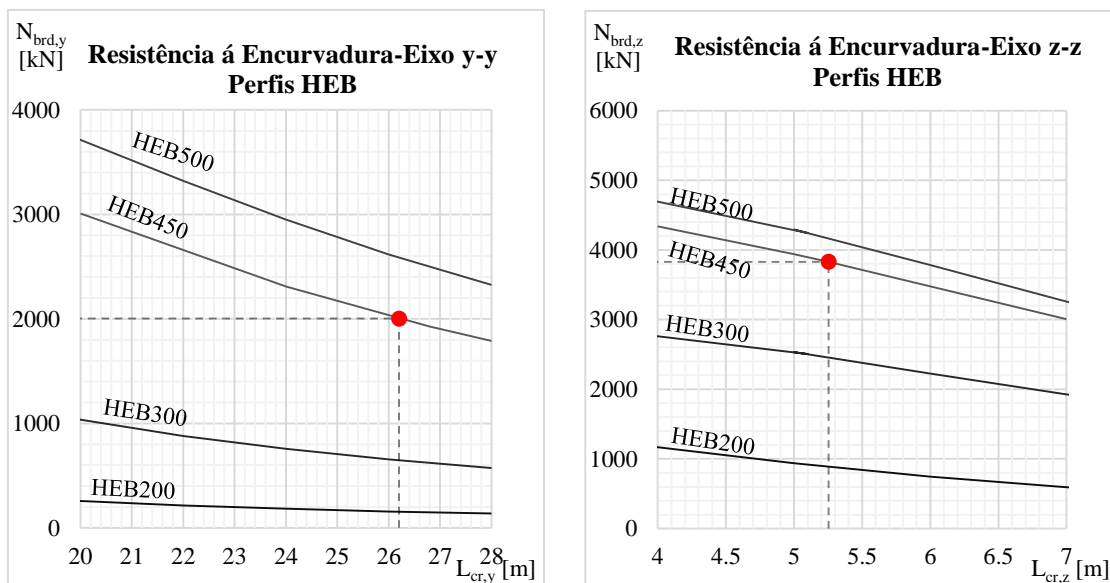


Figura 4.46 – Ábacos de dimensionamento das barras dos Cordões do Pilar

## a) Resultado com base no ficheiro do "SAP2000" - Procedimento 1

- Ficheiro de resultados da barra nº 42 do "SAP2000"

## Caraterísticas Gerais

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)					
Units : KN, m, C					
1	Frame : 42	X Mid: 27.314	Combo: ELU. Wx +Wz(T +.S	Design Type: Column	
	Length: 5.248	Y Mid: 3.790	Shape: HE450B	Frame Type: DCL-MRF	
	Loc : 0.000	Z Mid: -9.053	Class: Class 1	Rolled : Yes	

## Coeficientes Parciais da Resistência da Secção e do Elemento

2	GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25	
	An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000

## Caraterísticas Elásticas do Perfil e do Aço

3	Aeff=0.022	eNy=0.000	eNz=0.000		
	A=0.022	Iyy=7.989E-04	iyy=0.191	Wel, yy=0.004	Weff, yy=0.004
	It=4.480E-06	Izz=1.172E-04	izz=0.073	Wel, zz=7.813E-04	Weff, zz=7.813E-04
	Iw=5.267E-06	Iyz=0.000	h=0.450	Wpl, yy=0.004	Av, z=0.016
	E=210000000.0	fy=235000.000	fu=360000.000	Wpl, zz=0.001	Av, y=0.008

## Esforços de Cálculo na Secção mais esforçada

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
4	0.000	-720.594	-349.292	-0.636	-71.501	-0.047	-0.858

## Dimensionamento da Secção Transversal e da Barra à Encurvadura

AXIAL FORCE DESIGN								
		Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
		Force	Capacity	Capacity				
	Axial	-720.594	5123.000	5123.000				
		Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
		5123.000	5650.560	18044.988	18044.988	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
	Major (y-y)	a	0.210	2348.488	1.477	1.725	0.382	1958.669
	MajorB (y-y)	a	0.210	2348.488	1.477	1.725	0.382	1958.669
	Minor (z-z)	b	0.340	8821.137	0.762	0.886	0.748	3829.624
	MinorB (z-z)	b	0.340	8821.137	0.762	0.886	0.748	3829.624
	Torsional TF	b	0.340	18044.988	0.533	0.699	0.869	4453.842
MOMENT DESIGN								
		Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
	Major (y-y)	-349.292	-349.292	935.770	935.770	935.770	872.827	
	Minor (z-z)	-0.636	-0.636	281.530	281.530	281.530		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
	LTB	a	0.210	0.472	0.640	0.933	1.624	4199.792
		kyy	kyz	kzy	kzz			
	Factors	1.294	0.282	0.960	0.470			
SHEAR DESIGN								
		Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted		
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
	Major (z)	71.501	1081.076	0.066	OK	0.858		
	Minor (y)	0.047	2201.770	2.122E-05	OK	0.858		

Figura 4.47 – Ficheiro de resultados na barra nº 42

**Dimensionamento do Troço mais desfavorável à Encurvadura Lateral por Flexão**

6	LTB	Curve a	AlphaLT 0.210	LambdaBarLT 0.472	PhiLT 0.640	ChiLT 0.933	C1 1.624	Mcr 4199.792
---	-----	------------	------------------	----------------------	----------------	----------------	-------------	-----------------

**Fatores de Interação**

7	Factors	kyy 1.294	kyz 0.282	kzy 0.960	kzz 0.470
---	---------	--------------	--------------	--------------	--------------

Figura 4.47 – Ficheiro de resultados na barra n° 42 (cont.)

## b) Dimensionamento com recurso ao "SemiComp" - Procedimento 2

b1) Características do Perfil, Esforços de Cálculo, Tipo de Aço e Classe da Secção

SEMICOMP Member Design						
Cross-section type		I- or H-Section		Partial factors $\gamma_M$		
Finishing		Rolled		$\gamma_{M0} = 1.00$		
Select from library (optional)		HEB 450		$\gamma_{M1} = 1.00$		
Cross-section data			Material			
H =	450.0	[mm]	Steel grade	S235		
B =	300.0	[mm]	$f_y =$	235.0 N/mm <sup>2</sup>		
T <sub>w</sub> =	14.0	[mm]	E =	210000.0 N/mm <sup>2</sup>		
T <sub>f</sub> =	26.0	[mm]				
R =	27.0	[mm]				
A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>yy</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>zz</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
217.98	79887.57	11721.33	3550.56	781.42	3982.37	1197.66
Boundary conditions			L <sub>Beam</sub> =		I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	
L <sub>Beam</sub> =			26.300 m		447.48	
n <sub>fork</sub> =			4 [-]		I <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	
					5268017.51	
			<input type="checkbox"/> Torsion restrained			
			<input type="checkbox"/> strong Axis buckling restrained			
			<input type="checkbox"/> weak Axis Buckling restrained			
Loading in z-x-plane			Loading in y-x-plane			
N <sub>Ed</sub> =	-720.00 kN		q <sub>y,Ed</sub> (*) =	0.00 kN/m		
q <sub>z,Ed</sub> (*) =	4.40 kN/m		M <sub>z,left,Ed</sub> =	0.63 kNm		
M <sub>y,left,Ed</sub> =	-349.00 kNm		M <sub>z,right,Ed</sub> =	0.00 kNm		
M <sub>y,right,Ed</sub> =	0.00 kNm		P <sub>y,Ed</sub> (*) =	0.00 kN		
P <sub>z,Ed</sub> (*) =	0.00 kN					
Distance of Loading to shear center						
Z <sub>Si</sub> =	-225.00 mm					
			(*)			
M <sub>cr</sub> =			2936.00 kNm		<input checked="" type="radio"/> Enter M <sub>cr</sub> manually	
M <sub>cr,0</sub> =			0.00 kNm		<input type="radio"/> Use LTBeam	
Specify path of LTBeam.exe file:						
C:\Program Files (x86)\LTBeam_v1010\LTBeam.exe						
Note: LTBeam is a tool developed by CTICM to calculate the lateral torsional buckling moment of beams. You can download it for free at <a href="http://www.cticm.com">www.cticm.com</a> .						

Figura 4.48 – Folha 1/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42

b2) Verificação da Secção mais Esforçada para Esforços de Cálculo Simples e Combinados

### SEMICOMP Cross-Section Check

Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)

$N_{Ed} = -720.000$ kN	$V_{z,Ed} = 71.500$ kN	<span style="border: 1px solid gray; padding: 5px;">Perform cross-section checks</span>
$M_{y,Ed} = 349.000$ kNm	$V_{y,Ed} = 0.050$ kN	
$M_{z,Ed} = 0.600$ kNm		

---

*Reference values for classification*

$c/t_w = 24.571$	$\alpha_{web} = 0.913$	$\psi_{web} = -0.389$	$\epsilon = 1.000$
$c/t_f = 4.462$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.996$	$\epsilon_{mod,c/3/4} = NaN$

*Boundaries*

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	36.423	41.942	77.557
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.776

Cross section class = 1

Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.

---

$M_{pl,y,Rd} = 935.86$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 281.45$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 1080.78$ kN
$M_{el,y,Rd} = 834.38$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 183.63$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 2116.57$ kN
$N_{Rd} = 5122.48$ kN		

---

**EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4**

*Tension or compression*

$U_{(6.5)(6.9)} = 0.141 \leq 1,0$  ok

**EN 1993-1-1, 6.2.5**

*Bending moment*

$U_{strong A} = 0.373 \leq 1,0$  ok

$U_{weak A} = 0.002 \leq 1,0$  ok

**EN 1993-1-1, 6.2.6**

*Shear*

$U_{z-plastic} = 0.066 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>
$U_{z-elastic} = 0.094 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	$U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1,0$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>
$h_w/t_w = 30.143 \leq 72\epsilon/\eta = 60.000$ <span style="background-color: #d4edda; padding: 2px;">ok</span>	

**EN 1993-1-1, 6.2.9**

*Bending and axial force*

$U_{(6.41)(6.42)} = 0.141 \leq 1,0$  ok       $UF = 0.461$

*Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher that 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.*

Figura 4.49 – Folha 2/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42

b3) Verificação da Barra à Flexão Composta com Compressão

### SEMICOMP Member Check

Choose method for member check

Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B) ▾

Choose method for cross-section resistance

EN 1993-1-1:2010-12 ▾

Perform member design check

---

**Section classification for member design check** (based on 1. order cross-section forces)

Reference values for classification in the worst section along the member

$c/t_w =$ 24.571	$\alpha_{web} =$ 0.000	$\psi_{web} =$ 1.000	$\varepsilon =$ 1.000
$c/t_f =$ 4.462	$\alpha_{flange} =$ 0.000	$\psi_{flange} =$ 1.000	

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	NaN	NaN	42.000
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	NaN	NaN	13.771

Member class = 1

Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. The user should check if parts of member are Class 4 in the "Additional info"-sheet.

---

#### Member Check

$N_{Rd} =$ 5122.478 kN	$M_{pl,y,Rd} =$ 935.857 kNm	$N_{Ed} =$ 713.000 kN
$M_{y,Rd} =$ 935.857 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 281.449 kNm	$M_{y,Ed,max} =$ 426.246 kNm
$M_{z,Rd} =$ 281.449 kNm	$M_{el,y,Rd} =$ 834.381 kNm	$M_{z,Ed,max} =$ 32.500 kNm
$M_{el,z,Rd} =$ 183.634 kNm		

<b>Strong axis buckling</b>	<b>Weak axis buckling</b>	<b>Lateral torsional buckling</b>
$L_{cr,y} =$ 26.300 m	$L_{cr,z} =$ 5.260 m	$M_{cr} =$ 2936.000 kNm
$N_{cr,y} =$ 2393.794 kN	$N_{cr,z} =$ 8780.606 kN	$\alpha_{LT} =$ 0.34 [-]
$\alpha_y =$ 0.21 [-]	$\alpha_z =$ 0.34 [-]	$\lambda_{LT} =$ 0.565 [-]
$\lambda_y =$ 1.463 [-]	$\lambda_z =$ 0.764 [-]	$\chi_{LT,mod} =$ 0.944 [-]
$\chi_y =$ 0.389 [-]	$\chi_z =$ 0.747 [-]	$f_{mod} =$ 0.988 [-]

---

#### EN 1993-1-1, 6.3.3

Uniform member in bending and axial compression

Eq. (6.61):	$U =$ 0.654 $\leq$ 1,0	ok
Eq. (6.62):	$U =$ 0.577 $\leq$ 1,0	ok

Global interaction factors

$k_{yy} =$ 0.738
$k_{yz} =$ 0.423
$k_{zy} =$ 0.981
$k_{zz} =$ 0.705

---

Cross-section check at each end of the member

Left end:	$U =$ 0.373 $\leq$ 1,0	ok
Right end:	$U =$ 0.141 $\leq$ 1,0	ok

$UF =$  0.461

$UF =$  inf.

---

#### Additional member checks

##### EN 1993-1-1, 6.3.1

**Strong axis flexural buckling check**

Eq. (6.46):  $N_{Ed}/N_{b,Rd} =$  0.362  $\leq$  1,0 ok

**Weak axis flexural buckling check**

Eq. (6.46):  $N_{Ed}/N_{b,Rd} =$  0.188  $\leq$  1,0 ok

##### EN 1993-1-1, 6.3.2

**Lateral torsional buckling**

Eq. (6.54):  $M_{Ed}/M_{b,Rd} =$  0.395  $\leq$  1,0 ok

Figura 4.50 – Folha 3/3 da Tabela de cálculo na barra nº 42

**Nota:** O momento crítico utilizado no cálculo do momento resistente à encurvadura, depende das condições de ligação ao exterior, do tipo de carregamento e varia nos diferentes troços dos cordões, tendo sido determinado no programa "LTbeamN" a partir dos dados a seguir indicados.

1 - Características Elásticas do Perfil e Aço

Definition of the beam

Projected total length L = 26.3 m

Initial discretization of the beam Nel = 100 elements

---

Material

Open Materials database

Name Steel

Young's modulus E = 210000 MPa

Shear modulus G = 80769 MPa

Poisson factor  $\nu$  = 0.3

Density  $\rho$  = 7850 kg/m3

Sections and Profile in long

No.	Type	x (m)	Designation	Reversed	$J_0$ (cm)	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$\beta_z$ (cm)	$z_G$ (cm)	$z_S$ (cm)	$K\theta$ (kN.m/rd)	$K_v$ (kN.m)	$K\theta'$ (kN.m <sup>3</sup> /rd)	$K_w$ (daN.cm)
1	CAT	0	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...
2	CAT	5.2	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...
3	CAT	10.4	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...
4	CAT	15.6	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...
5	CAT	20.8	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...
6	CAT	26.3	HEB 450	<input type="checkbox"/>	20.5	11721	447.48	5.26...	0	22.5	0	Continuous	Contin...	Continuous	Contin...

2 – Condições de ligação da barra ao exterior

Lateral restraints

No.	Type	$x_1$ (m) / O	$x_2$ (m) / O	$z_1$ (m) / S	$z_2$ (m) / S	$K_v$ (kN/m)	$K\theta$ (kN.m/rd)	$K_v'$ (kN.m)	$K\theta'$ (kN.m <sup>3</sup> /rd)
1	Punctual	0	0	0	0	Fixed	Fixed	Free	Free
2	Punctual	5.3	5.3	0	0	Fixed	Free	Free	Free
3	Punctual	10.6	10.6	0	0	Fixed	Free	Free	Free
4	Punctual	15.9	15.9	0	0	Fixed	Free	Free	Free
5	Punctual	21.2	21.2	0	0	Fixed	Free	Free	Free
6	Punctual	26.3	26.3	0	0	Fixed	Fixed	Free	Free

## 3 – Esforços de Cálculo

External loading Internal loading

Active Axial force diagram

x (m)	N (kN)
0	-720
26.3	-720

Active Moment diagram and Eccentric loads

x (m)	M (kN.m)
0	-349
26.3	0

Eccen

No.	x1 (m)	z1 (m)	qx1 (kN/m)	qz1 (kN/m)	x2 (m)	z2 (m)	qx2 (kN/m)	qz2 (kN/m)	Active
1	0	0	0	4.44	26.3	0	0	4.44	<input checked="" type="checkbox"/>

## 4 – Determinação do Momento Crítico

Results

LTB Modes

Number of modes

Block a diagram

M Blocked  N Blocked

Calculate

Mode	$\mu_{cr}$	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	$N_{max,cr}$ [kN] (*)	x (Nmax) [m]
1	7.648	-2935.8	13.26	0	13.26

Figura 4.51 – Determinação do Momento Crítico no software "LTbeamN"

Nas Tabelas 4.33 a 4.36 apresenta-se a comparação dos valores calculados nos três procedimentos utilizados.

Tabela 4.33 – Encurvadura por Compressão (Varejamento)

<b>Encurvadura por Compressão – Colunas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$L_{cr,y}$ [m]	3	3	-
$L_{cr,z}$ [m]	3	3	-
$N_{b,Rd,y}$ [kN/m]	1958	1957	1.00
$N_{b,Rd,z}$ [kN/m]	3829	3827	1.00

Tabela 4.34 – Encurvadura Lateral (Bambeamento)

<b>Encurvadura Lateral – Vigas</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$M_{cr}$ [kN.m]	4073	4601	0.89
$C_1$	1.575	-	-
$M_{b,Rd}$ [kN.m]	871	918	0.95

Tabela 4.35 – Flexão Composta com Compressão

<b>Flexão Composta com Compressão – Colunas-Viga</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$K_{yy}$	1.294	0.738	1.70
$K_{yz}$	0.282	0.423	0.67
$K_{zy}$	0.960	0.981	0.97
$K_{zz}$	0.470	0.705	0.67

Tabela 4.36 – Rácios

<b>Rácios das Secções Transversais e dos Elementos</b>			
	"SAP2000"	"SemiComp"	"SAP2000"/"SemiComp"
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0.138	0.138	1.0
$M_{Ed,y}/M_{Rd,y}$	0.262	0.262	1.0
$M_{Ed,z}/M_{Rd,z}$	0.003	0.003	1.0
$V_{Ed,y}/V_{Rd,y}$	s/sig	s/sig	s/sig
$V_{Ed,z}/V_{Rd,z}$	0.043	0.043	1.0
$N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$	0.362	0.356	1.01
$N_{Ed}/N_{b,Rd,z}$	0.185	0.185	1.0
$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.281	0.306	0.92

**Conclusão:** O perfil HEB 450 resiste aos esforços verificando-se assim a segurança aos estados limites últimos.

#### 4.1.8. Dimensionamento das Diagonais e Travessas do Pilar

Nas diagonais e travessas do pilar consideraram-se apenas os esforços axiais uma vez que os momentos fletores são pouco significativos.

O dimensionamento foi realizado para as combinações mais desfavoráveis e foram analisadas as secções transversais e a encurvadura por compressão destas barras.

As diagonais têm comprimentos críticos de encurvadura iguais a 2.8 m nos dois planos principais de inércia.

Por sua vez as travessas têm comprimentos de encurvadura no plano do pórtico iguais a metade dos comprimentos totais, sendo que no plano perpendicular os comprimentos de encurvadura são iguais aos comprimentos das barras.

Tanto os perfis que constituem as diagonais como as travessas são secções compostas em cantoneiras duplas.

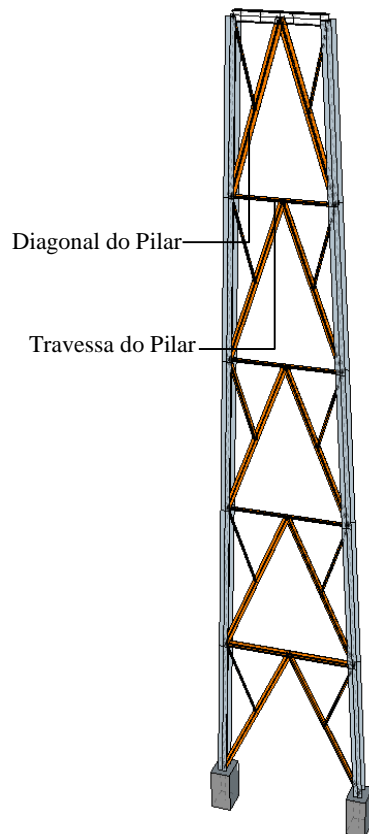


Figura 4.52 – Diagonais e Travessas do Pilar

As Tabelas utilizadas para o dimensionamento destas barras são idênticas às que foram consideradas no cálculo das barras interiores dos painéis verticais da Ponte.

• **Dimensionamento das Diagonais do Pilar**

Nas Tabelas 4.37 e 4.38 indica-se o dimensionamento das diagonais.

Tabela 4.37 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

1	2	3	4	5	6	7		8	
						Esforços de Cálculo			
Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>ery</sub> [m]	Combinção Condicionante 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinção Condicionante 2	N <sub>Ed</sub> (Compressão) [kN]
2L40x6	262	8.96	2.8	2.8	2.8	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.70	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>1</sub> )	-
2L40x6	264	8.96	2.8	2.8	2.8	ELU. W <sub>x</sub> +W <sub>z</sub> (T.SC <sub>1</sub> )	0.70	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	-
2L40x6	269	8.96	2.8	2.8	2.8	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.70	ELU. ET1 <sub>y</sub> (SC <sub>1</sub> )	-
2L40x6	270	8.96	2.8	2.8	2.8	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.70	ELU. ET1 <sub>y</sub> (SC <sub>1</sub> )	s/sig
2L40x6	272	8.96	2.7	2.7	2.7	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	98	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-99.6
2L80x8	273	24.60	2.7	2.7	2.7	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.70	ELU. W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-0.70
2L40x6	277	8.96	2.7	2.7	2.7	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.50	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-0.40
2L40x6	278	8.96	2.7	2.7	2.7	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.40	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-0.50
2L40x6	280	8.96	2.7	2.7	2.7	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.40	ELU. W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-0.70
2L40x6	281	8.96	2.7	2.7	2.7	ELU. ET2 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	0.30	ELU. W <sub>xx</sub> +W <sub>zz</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-1
2L100x10	12	38.40	2.9	5.7	2.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	78	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-85
2L100x10	14	38.40	2.9	5.7	2.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	79	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-84
2L100x10	18	38.40	2.9	5.7	2.9	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	81	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-82
2L100x10	19	38.40	2.9	5.7	2.9	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	82	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-81
2L100x10	102	38.40	2.9	5.8	2.9	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	158	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-160
2L100x10	103	38.40	2.9	5.8	2.9	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	158	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-159
2L100x10	154	38.40	2.9	5.8	2.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	155	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-162
2L100x10	155	38.40	2.9	5.8	2.9	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	155	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-161
2L100x10	232	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	83	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-91
2L100x10	256	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	84	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-90
2L100x10	257	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	87	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-87
2L100x10	258	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	89	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-86
2L100x10	259	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	93	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-101
2L100x10	260	38.40	2.8	5.6	2.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	94	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-100
2L120x11	271	50.80	2.7	5.5	2.7	ELUET1 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	43	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-142
2L120x11	274	50.80	2.7	5.5	2.7	ELUET1 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	44	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-141
2L120x11	275	50.80	2.7	5.5	2.7	ELUET1 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	46	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-135
2L120x11	294	50.80	2.7	5.5	2.7	ELUET1 <sub>y</sub> (SC <sub>2</sub> )	46	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-135

Tabela 4.38 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Diagonais

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,z</sub> [kN]	N <sub>b,Rd,y</sub> [kN]	*	Obs.	**	Obs.
2L40x6	262	8.96	2.8	2.8	2.8	211	95	72	0.003	ok	-	-
2L40x6	264	8.96	2.8	2.8	2.8	211	95	72	0.003	ok	-	-
2L40x6	269	8.96	2.8	2.8	2.8	211	95	72	0.003	ok	-	-
2L40x6	270	8.96	2.8	2.8	2.8	211	95	72	0.003	ok	s/sig	-
2L40x6	272	8.96	2.7	2.7	2.7	211	98	75	0.464	ok	0.8	ok
2L80x8	273	24.60	2.7	2.7	2.7	578	361	447	0.001	ok	0.002	ok
2L40x6	277	8.96	2.7	2.7	2.7	211	98	75	0.002	ok	0.005	ok
2L40x6	278	8.96	2.7	2.7	2.7	211	98	75	0.002	ok	0.006	ok
2L40X6	280	8.96	2.7	2.7	2.7	211	98	75	0.002	ok	0.009	ok
2L40x6	281	8.96	2.7	2.7	2.7	211	98	75	0.002	ok	0.013	ok
2L100x10	12	38.40	2.9	5.7	2.9	902	279	749	0.087	ok	0.304	ok
2L100x10	14	38.40	2.9	5.7	2.9	902	279	749	0.088	ok	0.301	ok
2L100x10	18	38.40	2.9	5.7	2.9	902	279	749	0.090	ok	0.294	ok
2L100x10	19	38.40	2.9	5.7	2.9	902	279	749	0.091	ok	0.290	ok
2L100x10	102	38.40	2.9	5.8	2.9	902	272	744	0.174	ok	0.587	ok
2L100x10	103	38.40	2.9	5.8	2.9	902	272	744	0.175	ok	0.583	ok
2L100x10	154	38.40	2.9	5.8	2.9	902	272	744	0.171	ok	0.595	ok
2L100x10	155	38.40	2.9	5.8	2.9	902	272	744	0.172	ok	0.592	ok
2L100x10	232	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.092	ok	0.313	ok
2L100x10	256	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.093	ok	0.309	ok
2L100x10	257	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.096	ok	0.298	ok
2L100x10	258	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.098	ok	0.294	ok
2L100x10	259	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.103	ok	0.344	ok
2L100x10	260	38.40	2.8	5.6	2.8	902	292	757	0.104	ok	0.341	ok
2L120x11	271	50.80	2.7	5.5	2.7	1194	529	1054	0.036	ok	0.269	ok
2L120x11	274	50.80	2.7	5.5	2.7	1194	529	1054	0.037	ok	0.266	ok
2L120x11	275	50.80	2.7	5.5	2.7	1194	529	1054	0.039	ok	0.255	ok
2L120x11	294	50.80	2.7	5.5	2.7	1194	529	1054	0.039	ok	0.255	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{bRd,z}; N_{bRd,y}\}}$

• **Dimensionamento das Travessas do Pilar**

Nas Tabela 4.39 e 4.40 estão indicados os resultados do dimensionamento realizado para estas barras.

Tabela 4.39 – Folha 1/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas

1	2	3	4	5	6	7		8					
						Perfil				Esforços de Cálculo			
						Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	Combinação Condicionante 1	N <sub>Ed</sub> (Tração) [kN]	Combinação Condicionante 2
2L120x11	170	50.08	2.3	4.6	2.3	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	68	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-70				
2L90x9	171	31.00	2.3	4.6	2.3	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	69	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-69				
2L55x8	265	16.46	2.1	4.1	2.1	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	21	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-44				
2L55x8	266	16.46	2.1	4.1	2.1	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	22	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	-42				
2L55x6	267	12.62	1.8	3.7	1.8	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	27	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	-43				
2L55x6	268	12.62	1.8	3.7	1.8	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	29	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-42				
2L55x6	298	12.62	1.6	3.2	1.6	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>2</sub> )	32	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>1</sub> )	-28				
2L55x6	316	12.62	1.6	3.2	1.6	ELU. W <sub>yy</sub> (T <sup>-</sup> .SC <sub>2</sub> )	34	ELU. W <sub>y</sub> (T <sup>+</sup> .SC <sub>1</sub> )	-27				

Tabela 4.40 – Folha 2/2 – Tabela de Dimensionamento das Travessas

Perfil	Nº da Barra	A [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>barra</sub> [m]	L <sub>crz</sub> [m]	L <sub>cry</sub> [m]	9	10	11	12		13	
						Esforços Resistentes			Rácios de Tração		Rácios de Compressão	
						N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b,Rd,z</sub>	N <sub>b,Rd,y</sub>	*	Obs.	**	Obs.
						[kN]	[kN]	[kN]				
2L120x11	170	50.08	2.3	4.6	2.3	729	275	632	0.093	ok	0.254	ok
2L90x9	171	31.00	2.3	4.6	2.3	1194	674	1097	0.058	ok	0.103	ok
2L55x8	265	16.46	2.1	4.1	2.1	387	85	387	0.055	ok	0.519	ok
2L55x8	266	16.46	2.1	4.1	2.1	387	85	387	0.056	ok	0.499	ok
2L55x6	267	12.62	1.8	3.7	1.8	297	69	239	0.090	ok	0.624	ok
2L55x6	268	12.62	1.8	3.7	1.8	297	69	239	0.096	ok	0.608	ok
2L55x6	298	12.62	1.6	3.2	1.6	297	86	251	0.109	ok	0.326	ok
2L55x6	316	12.62	1.6	3.2	1.6	297	86	251	0.115	ok	0.314	ok

Notas: (\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$ ; (\*\*) – Rácio =  $\frac{N_{Ed}}{\max\{N_{bRd,z}; N_{bRd,y}\}}$

## 4.2. Estados Limites de Utilização

A verificação das flechas na Ponte e no Pilar foi realizada a partir dos resultados dos deslocamentos obtidos no "SAP2000" referentes às combinações de ações dos estados limites de deformação.

### ➤ Flechas Máximas da Ponte

#### • Vigas Verticais

Nas Figuras 4.53 e 4.54 e na Tabela 4.41 indicam-se as flechas máximas para os 2 vãos da Ponte.

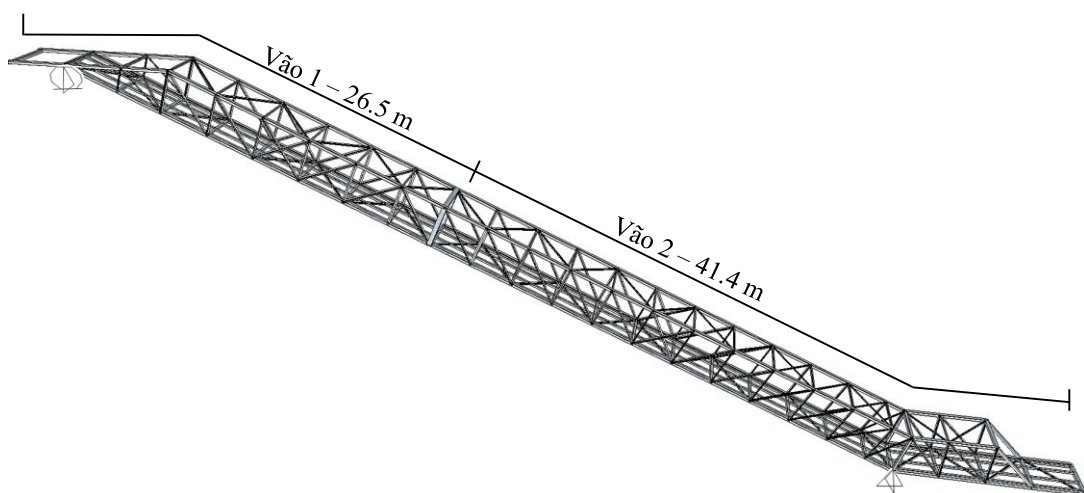


Figura 4.53 – Geometria da Ponte

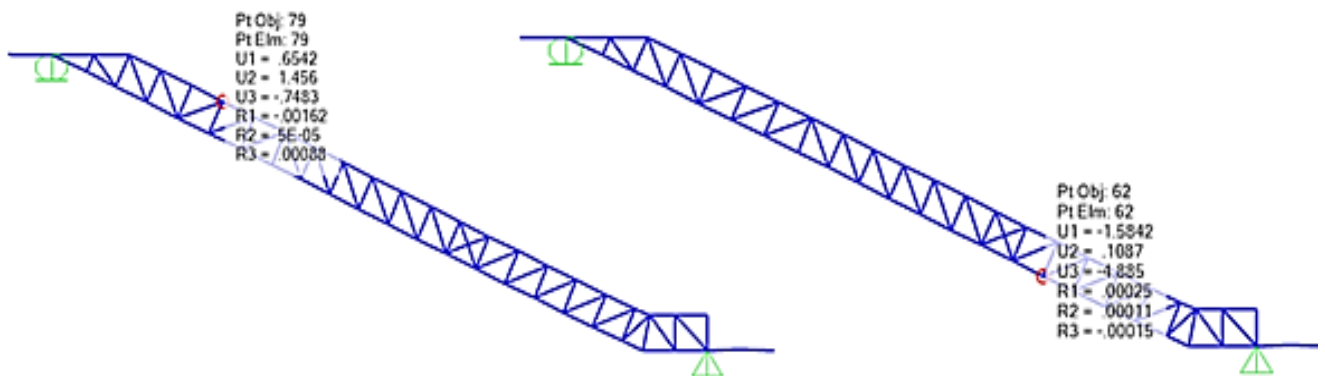


Figura 4.54 – Flechas Verticais Máximas no 1º e no 2º Vãos

Tabela 4.41 – Flechas Verticais Máximas

Vãos [m]	Flecha do "Sap" $\delta_v$ [cm]	Flecha máxima admissível $\delta_{v,máx}$ [cm]	Observ.
1º Vão L = 25.6	0.8	$L/400 = 2560 \text{ cm}/400 = 6.4$	OK
2º Vão L = 41.4	4.9	$L/400 = 4140 \text{ cm}/400 = 10.3$	OK

**Observação:** Verifica-se que os deslocamentos verticais na Ponte são inferiores aos valores máximos admissíveis.

• **Viga Horizontal Superior**

Nas Figuras 4.55 e 4.56 e na Tabela 4.42 indicam-se as flechas máximas calculadas a partir do "SAP" referentes ao estado limite de serviço, bem como os valores limites máximos indicados no EC3.

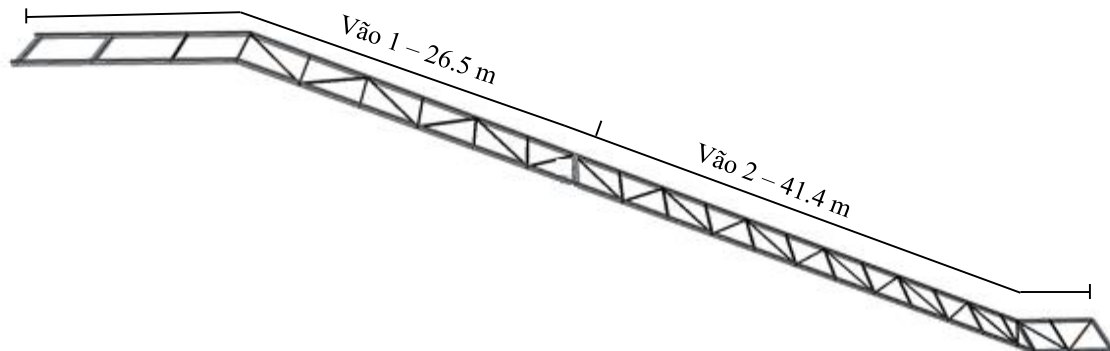


Figura 4.55 – Geometria da Viga Treliçada Superior

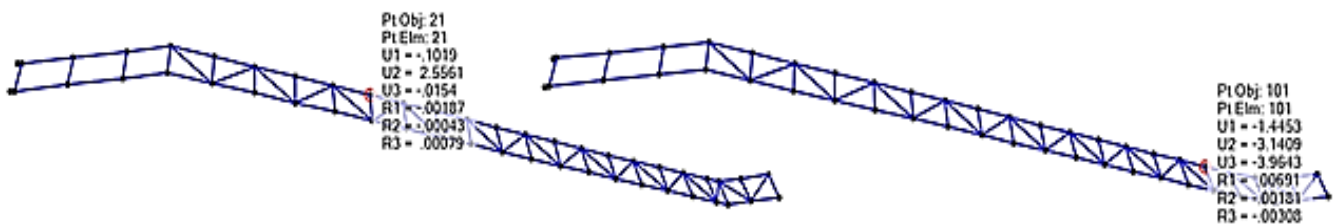


Figura 4.56 – Flechas Horizontais Máximas no 1º e no 2º Vão

Tabela 4.42 – Flechas Horizontais Máximas

Vãos [m]	Flecha do "Sap" $\delta_H$ [cm]	Flecha máxima admissível $\delta_{H,máx}$ [cm]	Observ.
1º Vão L = 25.6	2.5	$L/400 = 2560 \text{ cm}/400 = 6.4$	OK
2º Vão L = 41.4	-3.9	$L/400 = 4140 \text{ cm}/400 = 10.3$	OK

**Observação:** Os deslocamentos horizontais na Ponte são inferiores aos valores máximos admissíveis regulamentares.

- **Carlingas**

A verificação dos deslocamentos máximos nas carlingas está resumida nos elementos a seguir indicados.

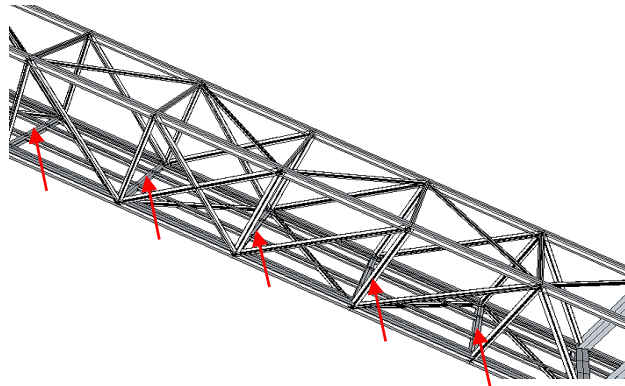


Figura 4.57 – Carlingas

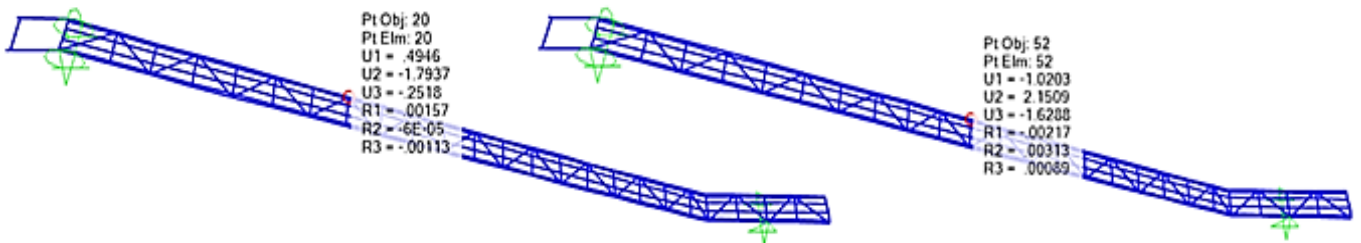


Figura 4.58 – Flechas Máximas

Tabela 4.43 – Deformações nas Carlingas

Vão [m]	Flecha do "Sap" $\delta_H$ [cm]	Flecha máxima admissível $\delta_{H,máx}$ [cm]	Observ.
1º Vão L = 25.6	1.8	$L/400 = 2560 \text{ cm}/400 = 6.4$	<b>OK</b>
1º Vão L = 41.4	2.2	$L/400 = 4140 \text{ cm}/400 = 10.3$	<b>OK</b>

**Conclusão:** As flechas máximas nas carlingas são inferiores aos valores máximos recomendados para este tipo de elementos.

- **Longarinas**

A verificação das flechas consta da Tabela 4.44.

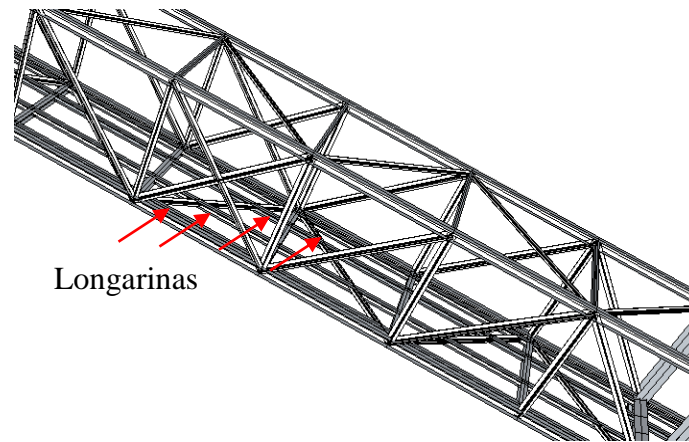


Figura 4.59 – Longarinas

Tabela 4.44 – Verificação da Deformação nas Longarinas

<i>Nós (*)</i>	<i>Combinações Condicionantes</i>	<i>Flecha Vertical retirada do "Sap" <math>\delta_v</math> [cm]</i>	<i><math>\delta_{v,máx}</math> [cm] / <math>L/300</math></i>	<i>Observ.</i>
118	ENV.ELS	0.30	360 cm / 300 = 1.2 cm	<b>OK</b>
118	ENV.ELS	0.12		<b>OK</b>
2	ENV.ELS	0.84		<b>OK</b>

(\*) – Nós em que os deslocamentos verticais são máximos.

**Conclusão:** As flechas máximas nas longarinas são inferiores aos valores máximos recomendados.

### ➤ Flechas Máximas no Pilar

Os deslocamentos máximos do Pilar estão localizados nos nós da travessa superior.

Os resultados e as verificações que foram realizadas estão resumidos na Tabela 4.45.

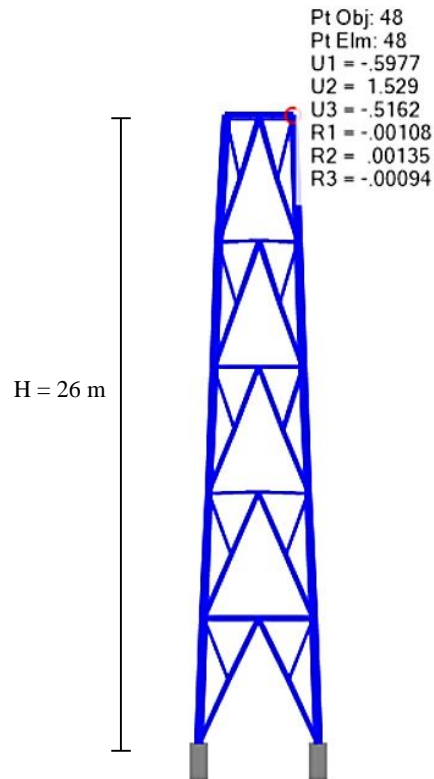


Figura 4.60 – Flecha Horizontal Máxima

Tabela 4.45 – Flecha Horizontal Máxima no Pilar

Altura [m]	Flecha retirada do "Sap" $\delta_h$ [cm]	Flecha máxima admissível $\delta_{h,máx}$ [cm]	Observ.
26.3	1.5	$H/300 = 2600 \text{ cm} / 300 = 8.7$	<b>OK</b>

**Conclusão:** Uma vez que a flecha horizontal máxima é inferior a  $H/300$ , pode concluir-se que o estado limite de utilização para a deformação é verificado.

### 4.3. Ligações Metálicas

#### 4.3.1. Ligações Soldadas

As ligações soldadas foram dimensionadas a partir da expressão simplificada definida na NP EN 1993-1-8 já referenciada na Memória Descritiva.

Com base na expressão 4.3 foi feito o dimensionamento de algumas das soldaduras dos *goussets* aos cordões da Ponte.

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \sqrt{3} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Nas Tabelas 4.46 e 4.47 estão indicados os resultados do dimensionamento das soldaduras dos *goussets* aos cordões da Ponte.

Tabela 4.46 – Dimensionamento das Soldaduras dos Goussets aos Cordões da Ponte

Nº Barra (*)	Esforço Máximo de Cálculo [kN]	Dimensionamento					Rácio $\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}}$	
		$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	L [mm]	a [mm]	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$		$F_{w,Rd}$ [kN]
125	6.4	360	60x2	4	0.8	1.25	99.8	S/Sign
126	15.4		60x2	4			99.8	0.154
127	22.6		60x2	4			99.8	0.227
128	38.7		60x2	4			99.8	0.388
129	34.0		60x2	4			99.8	0.341
130	6.3		60x2	4			99.8	S/Sign
131	31.3		60x2	4			99.8	0.314
132	24.1		60x2	4			99.8	0.241
133	1.9		60x2	4			99.8	S/Sign
191	31.7		60x2	4			99.8	0.318
192	40.9		60x2	4			99.8	0.410
193	46.2		60x2	4			99.8	0.463
194	55.5		60x2	4			99.8	0.556
195	49.0		60x2	4			99.8	0.491
196	42.7		60x2	4			99.8	0.428
197	28.7		60x2	4			99.8	0.287
198	23.9		60x2	4			99.8	0.287
199	19.8		60x2	4			99.8	0.239
200	14.2		60x2	4			99.8	0.142
201	9.2		60x2	4			99.8	S/Sign

Tabela 4.47 – Dimensionamento das Soldaduras das dos Goussets aos Cordões s da Ponte

Nº Barra (*)	Esforço Máximo de Cálculo [kN]	Dimensionamento						Rácio $\frac{F_{W,Ed}}{F_{W,Rd}}$
		$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	L [m]	a [mm]	$\beta_w$	$\gamma_{MW}$	$F_{w,Rd}$ [kN]	
8	108.8	360	50x2	4	0.8	1.25	166.3	0.998
113	6.9		50x2	4			166.3	S/Sign
114	2.4		50x2	4			166.3	S/Sign
118	26.4		50x2	4			166.3	0.318
134	86.3		50x2	4			166.3	0.901
520	71.4		100x2	4			166.3	0.429
525	58.9		100x2	4			166.3	0.354
530	56.4		100x2	4			166.3	0.339
535	47.3		100x2	4			166.3	0.284
540	38.8		100x2	4			166.3	0.443
545	45.8		100x2	4			166.3	0.492
550	53.0		100x2	4			166.3	0.775
555	57.0		100x2	4			166.3	0.828
560	81.2		100x2	4			166.3	0.897
565	91.6		100x2	4			166.3	0.899
570	33.3		100x2	4			166.3	0.401
575	25.0		100x2	4			166.3	0.301
580	19.4		100x2	4			166.3	0.233
585	36.8		100x2	4			166.3	0.443
590	40.9		100x2	4			166.3	0.492
595	64.4	100x2	4	166.3	0.775			
600	68.8	100x2	4	166.3	0.828			
605	74.7	100x2	4	166.3	0.899			
610	79.0	100x2	4	166.3	0.951			

(\*) – Nº da Barra onde está inserido o *gousset* de ligação aos cordões.

**Nota:** No Anexo IV junta-se o dimensionamento das restantes soldaduras dos *goussets* aos cordões exteriores da Ponte e do Pilar.

#### 4.3.2. Ligações Aparafusadas

Para o dimensionamento das ligações dos plintos de betão de suporte do pilar da Ponte recorreu-se ao *software "Robot Structural Analysis Professional"*.

Foram consideradas as duas combinações mais desfavoráveis:

Combinação 1 –  $CP_1 + CP_2 + SC_2 + W_y$ ;

Combinação 2 –  $CP_1 + CP_2 + SC_2 + W_x + W_z$ .

- **Ligação do Pilar Metálico ao Plinto de Betão Armado para a Combinação 1**

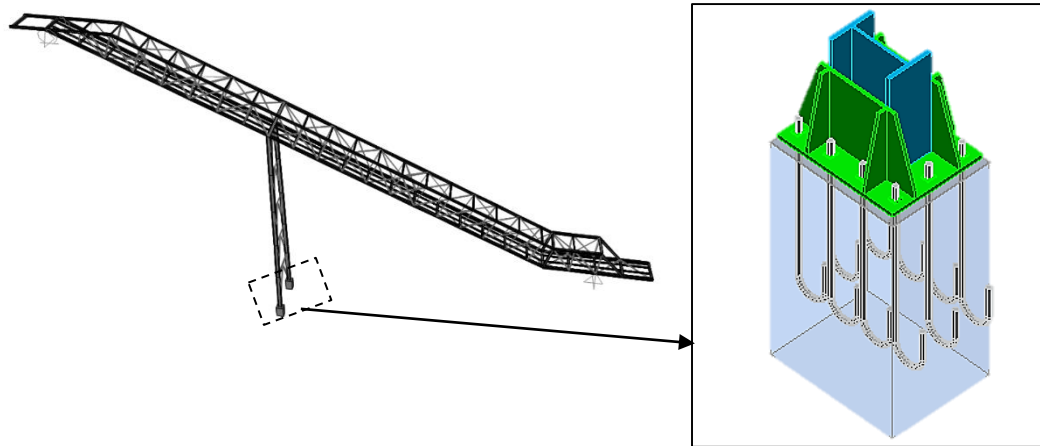


Figura 4.61 – Pormenor da Ligação do Pilar ao Plinto para a combinação 1

[Fonte: "Robot Structural Analysis Professional"]

### General

Connection name:

Base da coluna encastrada

### Geometry

#### Column

Section: HEB 450

Material: S235

#### Column base

$l_{pd} =$	850	[mm]	Length
$b_{pd} =$	650	[mm]	Width
$t_{pd} =$	30	[mm]	Thickness
Material:	S235		
$f_{ypd} =$	235.00	[MP]	Resistance
$f_{upd} =$	235.00	[MPa]	Yield strength of a material

#### AnchoragE

The shear plane passes through the unthreaded portion of the bolt.

$f_{yb} =$	900.00	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	1000.00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d =$	36	[mm]	Bolt diameter
$n_H =$	4		Number of bolt columns
$n_V =$	3		Number of bolt rows
Horizontal spacing $e_{Hi} =$	240;240 [mm]		
Vertical spacing $e_{Vi} =$	240 [mm]		

**Stiffener**

$l_s =$	850	[mm]	Length
$w_s =$	650	[mm]	Width
$h_s =$	500	[mm]	Height
$t_s =$	20	[mm]	Thickness
$d_1 =$	50	[mm]	Cut
$d_2 =$	50	[mm]	Cut

**Material factors**

$\gamma_{M0} =$	1.00	Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1.25	Partial safety factor
$\gamma_C =$	1.50	Partial safety factor

**Spread footing**

$L =$	900	[mm]	Spread footing length
$B =$	700	[mm]	Spread footing width
$H =$	1500	[mm]	Spread footing height

**Concrete**

Class	C30/37	
$f_{ck} =$	382.50	[MPa] Characteristic resistance for compression

**Grout layer**

$t_g =$	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g} =$	12.00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0.30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

**Welds**

$a_p =$	12	[mm]	Footing plate of the column base
$a_s =$	6	[mm]	Stiffeners

**Loads**

Case:	Manual calculations.
$N_{j,Ed} =$	-31.00 [kN] Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	34.00 [kN] Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	2.00 [kN*m] Bending moment
$M_{j,Ed,z} =$	-58.00 [kN*m] Bending moment

**Results****Compression zone****Compression of concrete**

$c =$	20	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone
$f_{jd} =$	422.86	[MPa]	Design bearing resistance
$F_{c,Rd,n} =$	78821.37	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression

$F_{c,Rd,y} = 26251.40$  [kN] Bearing resistance of concrete for bending  $M_y$

$F_{c,Rd,z} = 28153.10$  [kN] Bearing resistance of concrete for bending  $M_z$

#### Column flange and web in compression

$M_{c,Rd,y} = 3260.29$  [kN\*m] Design resistance of the section for bending  
 $h_{f,y} = 509$  [mm] Distance between the centroids of flanges  
 $F_{c,fc,Rd,y} = 6404.89$  [kN] Resistance of the compressed flange and web

$M_{c,Rd,z} = 2222.79$  [kN\*m] Design resistance of the section for bending  
 $h_{f,z} = 367$  [mm] Distance between the centroids of flanges  
 $F_{c,fc,Rd,z} = 6056.38$  [kN] Resistance of the compressed flange and web

#### Resistances of spread footing in the compression zone

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 78821.37$  [kN] Resistance of a spread footing for axial compression

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{c,Rd,y} = 6404.89$  [kN] Resistance of spread footing in the compression zone

$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{c,Rd,z} = 6056.38$  [kN] Resistance of spread footing in the compression zone

#### Tension zone

##### Steel failure

$F_{t,Rd,s1} = 500.00$  [kN] Anchor resistance to steel failure

$F_{t,Rd,s2} = 612.75$  [kN] Anchor resistance to steel failure

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 500.00$  [kN] Anchor resistance to steel failure

##### Pull-out failure

$F_{t,Rd,p} = 1802.14$  [kN] Design uplift capacity

##### Concrete cone failure

$N_{Rk,c}^0 = 92.11$  [kN] Design uplift capacity

$F_{t,Rd,c} = 36.65$  [kN] Design anchor resistance to concrete cone failure

##### Splitting failure

$N_{Rk,c}^0 = 4638.49$  [kN] Design uplift capacity

$F_{t,Rd,sp} = 120.36$  [kN] Design anchor resistance to splitting of concrete

##### Tensile Resistance of na anchor

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 36.65$  [kN] Tensile resistance of an anchor

##### Bending of the base plate

$F_{t,pl,Rd,y} = 109.96$  [kN] Tension resistance of a plate

$F_{t,pl,Rd,z} = 146.62$  [kN] Tension resistance of a plate

**Resistances of spread footing in the tension zone**

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 109.96 \text{ [kN]} \text{ Resistance of a column base in the tension zone}$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 146.62 \text{ [kN]} \text{ Resistance of a column base in the tension zone}$$

**Connection capacity check**

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0.00 < 1.00$$

$$M_{j,Rd,y} = 659.31 \text{ [kN*m]} \text{ Connection resistance for bending}$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.00 < 1.00$$

$$M_{j,Rd,z} = 68.85 \text{ [kN*m]} \text{ Connection resistance for bending}$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.84 < 1.00$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.85 < 1.00$$

**Shear****Bearing pressure of na anchor bolt on to the base plate**

$$F_{1,vb,Rd,y} = 378.47 \text{ [kN]} \text{ Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate}$$

**Shear of na anchor bolt**

$$F_{2,vb,Rd} = 201.95 \text{ [kN]} \text{ Shear resistance of a bolt - without lever arm}$$

$$F_{v,Rd,sm} = 156.17 \text{ [kN]} \text{ Shear resistance of a bolt - with lever arm}$$

**Concrete pry-out failure**

$$F_{v,Rd,cp} = 73.31 \text{ [kN]} \text{ Concrete resistance for pry-out failure}$$

**Concrete edje failure**

$$F_{v,Rd,c,y} = 111.93 \text{ [kN]} \text{ Concrete resistance for edge failure}$$

**Splitting resistance**

$$F_{f,Rd} = 9.30 \text{ [kN]} \text{ Slip resistance}$$

**Shear check**

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min (F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 742.38 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.05 < 1.00 \quad \text{verified}$$

**Stiffenercheck****Trapezoid plate parallel to the column web**

$$\sigma_d = 0.63 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress on the contact surface between stiffener and plate}$$

$$\sigma_g = 2.01 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in upper fibers}$$

$$\tau = 2.93 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress in a stiffener}$$

$$\sigma_z = 5.12 \text{ [MPa]} \text{ Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate}$$

$$\max (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0.02 < 1.00 \quad \text{verified}$$

**Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)**

$$\sigma_d = 0.73 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress on the contact surface between stiffener and plate}$$

$$\sigma_g = 2.86 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in upper fibers}$$

$$\tau = 6.18 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress in a stiffener}$$

$\sigma_z = 10.72$  [MPa] Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate  
 $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0.05 < 1.00$  verified

#### **Welds between the column and the base plate**

$\sigma_{\perp} = 11.36$  [MPa] Normal stress in a weld  
 $\tau_{\perp} = 11.36$  [MPa] Perpendicular tangent stress  
 $\tau_{yII} = 1.51$  [MPa] Tangent stress parallel to  $V_{j,Ed,y}$   
 $\tau_{zII} = 0.00$  [MPa] Tangent stress parallel to  $V_{j,Ed,z}$   
 $\beta_W = 0.80$  Resistance-dependent coefficient  
 $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0.07 < 1.00$  verified  
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0.10 < 1.00$  verified  
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0.00 < 1.00$  verified

#### **Vertical welds of stiffeners**

##### **Trapezoid plate parallel to the column web**

$\sigma_{\perp} = 0.00$  [MPa] Normal stress in a weld  
 $\tau_{\perp} = 0.00$  [MPa] Perpendicular tangent stress  
 $\tau_{II} = 10.38$  [MPa] Parallel tangent stress  
 $\sigma_z = 0.00$  [MPa] Total equivalent stress  
 $\beta_W = 0.80$  Resistance-dependent coefficient  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0.08 < 1.00$  verified

##### **Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)**

$\sigma_{\perp} = 6.11$  [MPa] Normal stress in a weld  
 $\tau_{\perp} = 6.11$  [MPa] Perpendicular tangent stress  
 $\tau_{II} = 10.29$  [MPa] Parallel tangent stress  
 $\sigma_z = 21.62$  [MPa] Total equivalent stress  
 $\beta_W = 0.80$  Resistance-dependent coefficient  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0.09 < 1.00$  verified

#### **Transversal welds of stiffeners**

##### **Trapezoid plate parallel to the column web**

$\sigma_{\perp} = 8.64$  [MPa] Normal stress in a weld  
 $\tau_{\perp} = 8.64$  [MPa] Perpendicular tangent stress  
 $\tau_{II} = 7.27$  [MPa] Parallel tangent stress  
 $\sigma_z = 21.37$  [MPa] Total equivalent stress  
 $\beta_W = 0.80$  Resistance-dependent coefficient  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0.09 < 1.00$  verified

##### **Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)**

$\sigma_{\perp} = 23.48$  [MPa] Normal stress in a weld  
 $\tau_{\perp} = 23.48$  [MPa] Perpendicular tangent stress  
 $\tau_{II} = 12.68$  [MPa] Parallel tangent stress

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 51.84 \text{ [MPa]} && \text{Total equivalent stress} \\ \beta_W &= 0.80 && \text{Resistance-dependent coefficient} \\ \max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) &\leq 1.0 \text{ (4.1)} && 0.22 < 1.00 \quad \text{verified} \end{aligned}$$

**Connection stiffness****Bending moment Mj,Ed,y**

$$\begin{aligned} k_{13,y} &= 117 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of compressed concrete} \\ k_{15,y} &= 5 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension} \\ k_{16,y} &= 3 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{0,y} &= 0.28 && \text{Column slenderness} \\ S_{j,ini,y} &= 3179566.00 \text{ [kN*m]} && \text{Initial rotational stiffness} \\ S_{j,rig,y} &= 1006583.76 \text{ [kN*m]} && \text{Stiffness of a rigid connection} \\ S_{j,ini,y} &> S_{j,rig,y} && \text{RIGID} \end{aligned}$$

**Bending moment Mj,Ed,z**

$$\begin{aligned} k_{13,z} &= 202 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of compressed concrete} \\ k_{15,z} &= 13 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension} \\ k_{16,z} &= 3 \text{ [mm]} && \text{Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{0,z} &= 0.73 && \text{Column slenderness} \\ S_{j,ini,z} &= 59674.61 \text{ [kN*m]} && \text{Initial rotational stiffness} \\ S_{j,rig,z} &= 147688.38 \text{ [kN*m]} && \text{Stiffness of a rigid connection} \\ S_{j,ini,z} &< S_{j,rig,z} && \text{SEMI-RIGID} \end{aligned}$$

**Connection conforms to the code**

Ratio 0.85

- **Ligação do Pilar Metálico ao Plinto de Betão Armado para a Combinação 2**

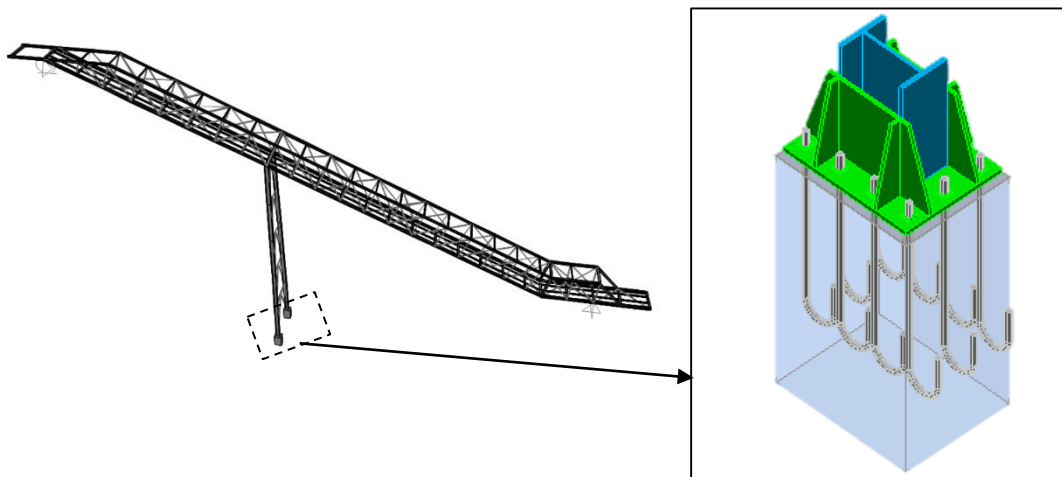


Figura 4.62 – Pormenor da Ligação do Pilar ao Plinto para a combinação 2

[Fonte: "Robot Structural Analysis Professional"]

**Nota:** Esta ligação foi efetuada também no "Robot Structural Analyses" e a sua verificação encontra-se no Anexo V deste documento.

## 5. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO

Os plintos e a sapata de fundação foram dimensionados de acordo com a NP EN 1992-1-1 e a NP EN 1997-1.

### 5.1. Plintos

Os materiais que constituem os plintos são:

- Betão Armado da Classe C30/37

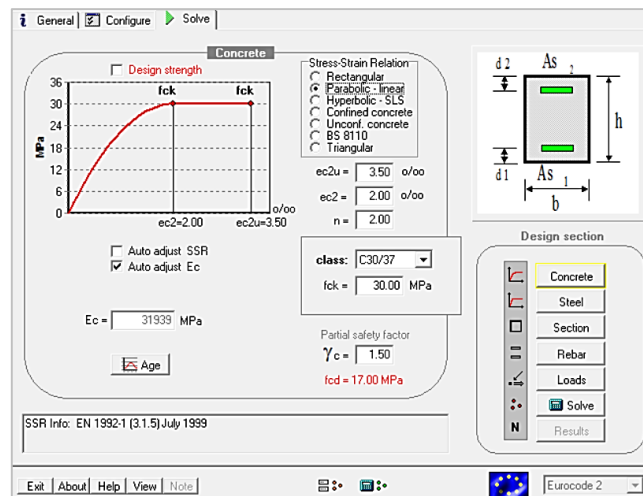


Figura 5.1 – Características do Betão Armado

- Aço das Armaduras Ordinárias A500 NR

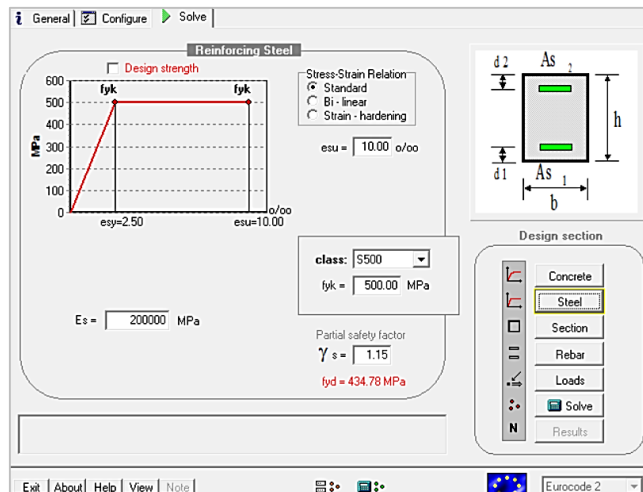


Figura 5.2 – Características do Aço das Armaduras Ordinárias

O dimensionamento para os dois plintos foi realizado a partir da geometria das chapas base de suporte dos pilares e do número e posição dos chumbadouros necessários para garantir o encastramento dos plintos ao betão armado.

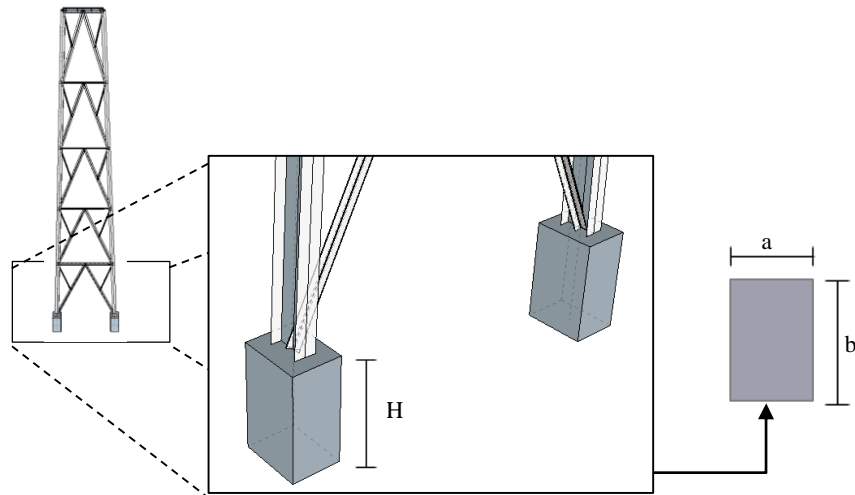


Figura 5.3 – Geometria dos Plintos  $P_1$  e  $P_2$

As dimensões que foram consideradas para os Plintos são as indicadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Dimensões dos Plintos

<i>Plintos</i>	<i>a [m]</i>	<i>b [m]</i>	<i>H [m]</i>
$P_1$	0.7	0.9	1.5
$P_2$	0.7	0.9	1.5

### 5.1.1. Estados Limites Últimos

#### • Armaduras Longitudinais

A verificação foi realizada à flexão composta com compressão/tração com base nos esforços da superestrutura que constam da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Esforços nos Plintos

Plintos P <sub>1</sub> e P <sub>2</sub>												
Esforços		PP	CP <sub>1</sub>	CP <sub>2</sub>	SC <sub>1</sub>	SC <sub>2</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>x+W<sub>z</sub></sub>	ET <sub>1x</sub>	ET <sub>2x</sub>	ET <sub>1y</sub>	ET <sub>2y</sub>
V <sub>3</sub> [kN]	P <sub>1</sub>	204	15.6	140	92	100	-430	-52	102	89	329	260
	P <sub>2</sub>	203	14	153	84	109	428	-51	102	89	330	260
H <sub>1</sub> [kN]	P <sub>1</sub>	-	-	-	-	-	-	-24	4	6	2	2
	P <sub>2</sub>	-	-	-	-	-	-	-24	4	6	1	2
H <sub>2</sub> [kN]	P <sub>1</sub>	8	-	6	4	4	-53	-2	9	7	30	24
	P <sub>2</sub>	-8	-	-6	-4	-4	-47	2	9	7	30	24
M <sub>1</sub> [kN.m]	P <sub>1</sub>	-	-1.0	-9	-6	-6.4	86	3	14	11	46	36
	P <sub>2</sub>	11	1.0	2	5	6	74	-3	13	11	46	37
M <sub>2</sub> [kN.m]	P <sub>1</sub>	-0.4	-	-	-	-	-	-153	29	43	9	13
	P <sub>2</sub>	0	-	-	-	-	-	-153	30	43	9	13

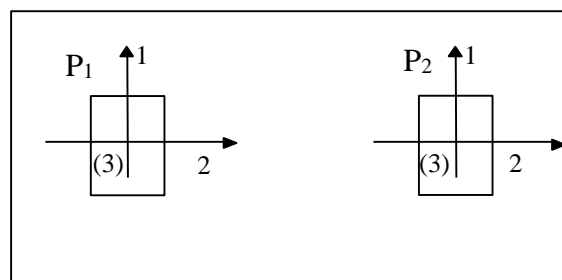


Figura 5.4 – Eixos Locais – Plintos

A partir dos esforços indicados na Tabela 5.2 determinaram-se os esforços de cálculo correspondentes às combinações mais desfavoráveis para os estados limites últimos.

Estes esforços foram retirados dos ficheiros de resultados do "SAP".

As armaduras de flexão composta  $N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$  foram calculadas no *software* "GaLa Reinforcement".

Na determinação das armaduras foi necessário respeitar os diâmetros mínimos recomendados pelo EC2 bem como as armaduras mínimas e máximas estipuladas pela mesma Norma.

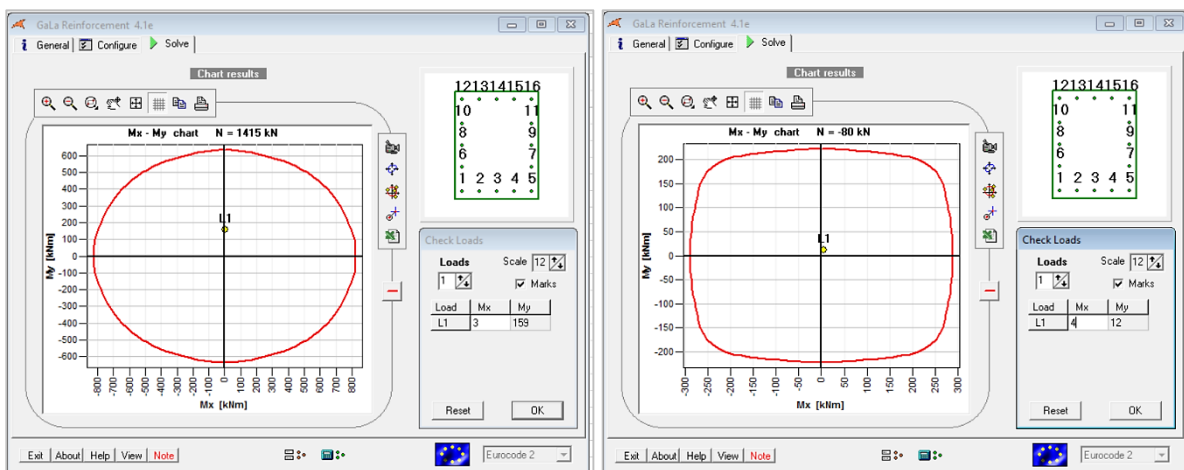
A secção de betão armado dos plintos foi previamente arbitrada (dimensões de 0.90 m x 0.70 m e com 16Ø12 (armaduras longitudinais)), tendo-se comparado os esforços

resistentes desta secção com os esforços de cálculo mais desfavoráveis indicados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Esforços nos Plintos para as Combinações Condicionantes

Plintos	Combinações Condicionantes	$N_{Ed}$ kN	$V_{z,Ed}$ kN	$V_{y,Ed}$ kN	$M_{z,Ed}$ kN.m	$M_{y,Ed}$ kN.m
P <sub>1</sub>	ELU. $W_y (T^+.SC_2)$	-1415	0	103	-159	-3
P <sub>2</sub>	ELU. $W_y (T^-.SC_1)$	80	0	55	-12	4
P <sub>2</sub>	ELU. $W_x + W_z (T^+.SC_2)$	-697	-72	-30	24	404
P <sub>2</sub>	ELU. $W_{yy} (T^+.SC_2)$	-1374	0	-102	158	-3
P <sub>2</sub>	ELU. $W_x + W_z (T^+.SC_2)$	-713	-72	-30	46	457
P <sub>1</sub>	ELU. $W_{yy} (T^-.SC_1)$	44	0	-56	95	4

Os esforços nas secções resistentes foram calculados no "GaLa Reinforcement" e estão indicados nas Figuras 5.5 a 5.7.

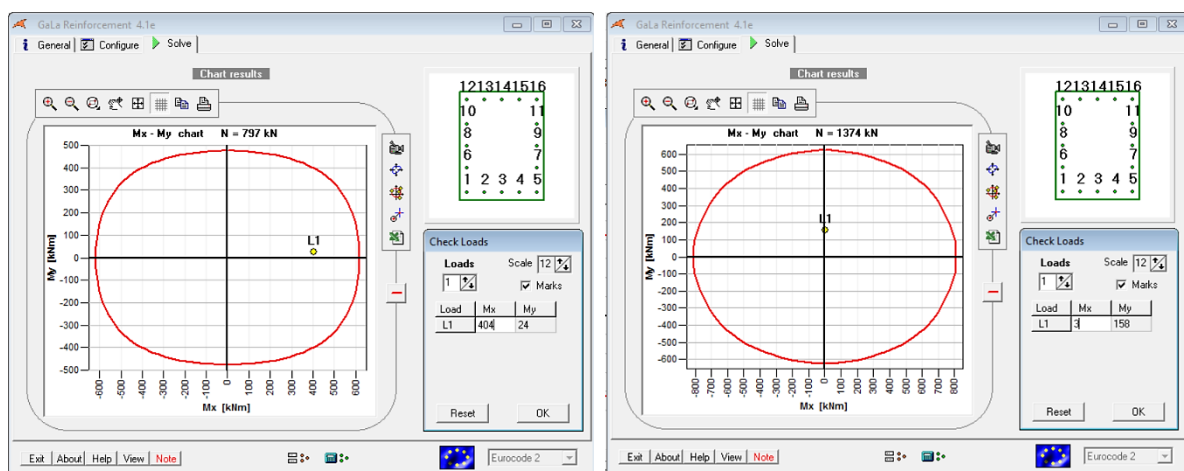


a)

b)

Figura 5.5 – Ábaco de Flexão Composta -  $N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$

a) Combinação ELU.  $W_y (T^+.SC_2)$  - Plinto P<sub>1</sub>; b) Combinação ELU.  $W_y (T^-.SC_1)$  - Plinto P<sub>2</sub>

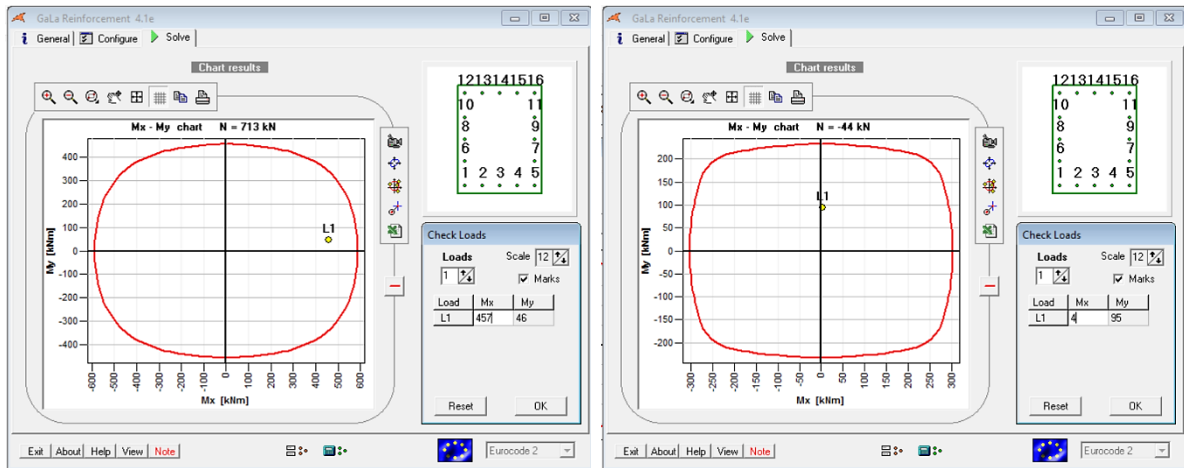


a)

b)

Figura 5.6 – Ábaco de Flexão Composta -  $N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$

a) Combinação ELU.  $W_x + W_z (T^+.SC_2)$  - Plinto P<sub>2</sub>; b) Combinação ELU.  $W_{yy} (T^+.SC_2)$  - Plinto P<sub>2</sub>



a)

b)

Figura 5.7 – Ábaco de Flexão Composta -  $N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$

a) Combinação ELU.  $W_x + W_z (T^+.SC_2)$  - Plinto P<sub>2</sub>; b) Combinação ELU.  $W_{yy} (T^+.SC_1)$  - Plinto P<sub>2</sub>

Na Tabela 5.4 resumem-se os resultados das verificações.

Tabela 5.4 – Resumo do Dimensionamento dos Plintos P<sub>1</sub> e P<sub>2</sub>

Plintos P <sub>1</sub> e P <sub>2</sub> – Secção (0.7 m x 0.9 m)							
Plintos	A <sub>c</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Φ <sub>min</sub> [mm]	Φ <sub>adotado</sub> [mm]	A <sub>s,max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,adotado</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Armaduras
P <sub>1</sub> e P <sub>2</sub>	6300	8	12	252	12.6	18.10	16φ12

Em que:

A<sub>c</sub> área da secção de betão;

A<sub>s,máx</sub> área da armadura máxima;

A<sub>s,min</sub> área da armadura mínima;

A<sub>s,adotada</sub> área da armadura adotada.

**Nota:** Relativamente aos espaçamentos longitudinais mínimos entre varões teve-se em consideração as seguintes disposições:

$$s_{l,min} \leq \max \begin{cases} K_1 \cdot \phi_{\text{varão}} \\ d_g + K_2 \text{ mm em que } k_1 = 1 \text{ mm e } K_2 = 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{l,min} \leq \max \begin{cases} 1 \times 12 \text{ mm} \\ 22 + 5 \text{ mm} = 27 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

De referir que o espaçamento considerado para as armaduras longitudinais é de 145 mm que cumpre as condições regulamentares.

### • Armaduras Transversais

O dimensionamento destas armaduras foi feito com base nos esforços transversos máximos  $V_{z,Ed,max}$  e  $V_{y,Ed,max}$  para as combinações mais desfavoráveis dos estados limites últimos.

Nas secções onde o esforço transversal de cálculo é inferior a  $V_{Rd,C}$  não são necessárias armaduras de esforço transversal tendo-se adotado as armaduras mínimas.

Os cálculos realizados constam das Tabelas 5.5 e 5.6.

Tabela 5.5 – Cálculo do Valor do Esforço Transverso Resistente  $V_{Rd,c}$

$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$k$	$C_{rd,c}$	$f_{ck}$ [Mpa]	$k_1$	$\sigma_{cp}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\rho_l$	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Observ.
103	72	1.58	0.12	30	0.15	- 2170	0.004	0.7	0.6	139	OK

Uma vez que os esforços transversos de cálculo são inferiores ao esforço transversal resistido pelo betão não são necessárias armaduras. Foi porém considerada a armadura mínima regulamentar definida pelas expressões 5.1 e 5.2.

$$\left( \frac{A_{sw,min}}{s} \right) \leq \rho_{w,min} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) \quad (\text{Eq. 5.1})$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Tabela 5.6 – Dimensionamento das Armaduras Transversais dos Plintos  $P_1$  e  $P_2$

$f_{ck}$ [Mpa]	$f_{yk}$ [Mpa]	$\rho_{w,min}$	$b_w$ [m]	$(A_{sw/s})_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Nº de Ramos (n)	$(A_{sw/s})/n$ [cm <sup>2</sup> /m]	$(A_{sw/s})_{adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Cintas
30	500	0.000876	0.7	6.13	4	2.3	2.07	Ø8/0.15

**Nota:** O espaçamento longitudinal máximo entre as cintas respeitou as seguintes condições:

$$s_{cl,max} \leq \text{mín} \begin{cases} 20 \cdot \phi_{min} = 160 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão do plinto} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{cl,min} \leq \text{mín} \begin{cases} 20 \times 8 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

O espaçamento adotado foi de 150 mm que cumpre as condições anteriores.

Na Figura 5.8 está representado um corte transversal com a indicação das armaduras longitudinais e transversais calculadas para os Plintos P<sub>1</sub> e P<sub>2</sub>.

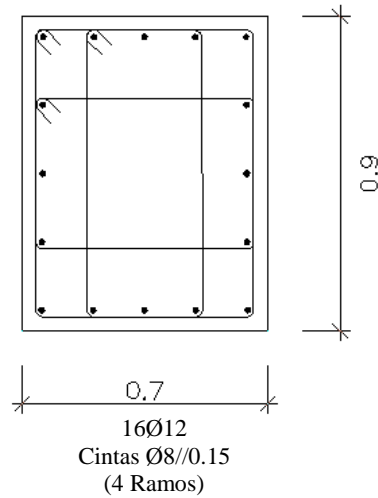


Figura 5.8 – Armaduras dos Plintos

### 5.1.2. Estados Limites de Utilização

Nas verificações para os estados limite de utilização considerou-se que o betão utilizado é da classe de exposição XC2 com um valor limite máximo de aberturas de fendas  $w_{k,máx} = 0.3$  mm.

- **Controlo de Fendilhação**

O método utilizado para a verificação da fendilhação foi o Método Indireto.

#### *Armaduras Mínimas de Fendilhação*

Tabela 5.7 – Dimensionamento da Armadura Mínima de Fendilhação

<i>Secção</i>	$\sigma_s$ [Mpa]	$k_c$	$k$	$f_{ct,eff}$ [Mpa]	$A_{ct}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	<i>Observ.</i>
0.70 m x 0.90 m	240	0.4	0.65	2.9	0.32	18.10	9.8	OK

***Diâmetros e Espaçamentos Máximos dos Varões para o controlo da Fendilhação***

Tabela 5.8 – Diâmetros e Espaçamentos Máximos

Tensão no aço [Mpa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]			Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100
280	16	12	8	200	150	50
320	12	10	6	150	100	-
360	10	8	5	100	50	-
400	8	6	4	50	-	-
450	6	5	-	-	-	-

**Conclusão:** As condições anteriores encontram-se verificadas para as tensões calculadas nas armaduras dos Plintos.

**5.2. Fundações Diretas – Sapatas**

Foram utilizados os procedimentos referidos na Memória Descritiva para o dimensionamento da sapata de suporte do Pilar metálico da Ponte, tendo-se recorrido a dois processos que são apresentados nesta Nota Justificativa.

**1º Processo – Com base nas Tensões de segurança do Terreno de Fundação e num Modelo de Flexão**

A verificação da sapata com base neste processo teve em consideração os seguintes dados:

**Geometria**

Considerou-se uma sapata com uma geometria de 7 m x 3 m x 1.6 m.

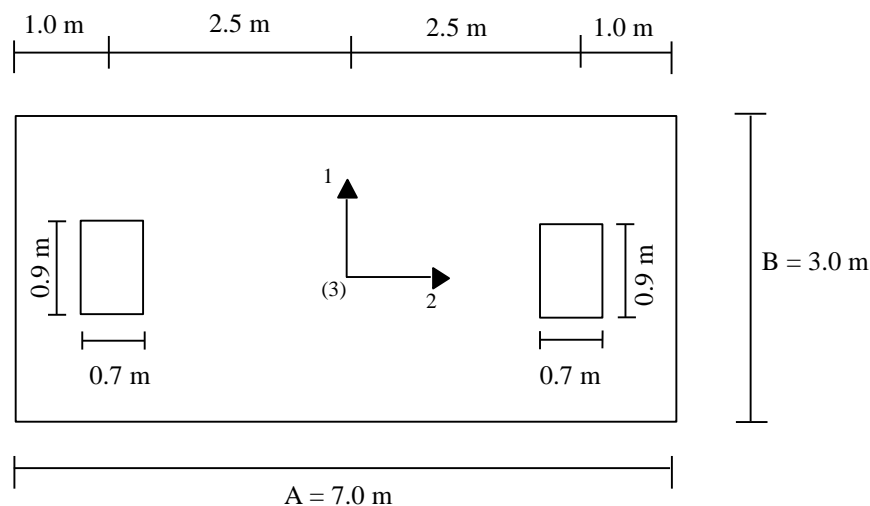


Figura 5.9 – Geometria da Sapata e dos Plintos

### Ações

- Peso da sapata –  $7.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 840 \text{ kN}$ ;
- Peso da terra sobre a sapata –  $[(7.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}) - 2 \times (0.7 \text{ m} \times 0.9 \text{ m})] \times 1.3 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 462 \text{ kN}$ ;
- Esforços na base dos Plintos – ver Tabela 5.2.

### Combinações de Ações

As combinações de ações consideradas foram as seguintes:

Combinação 1 -  $PP + CP_1 + CP_2 + PP_{\text{sapata}} + P_{\text{peso terra sobre sapata}} + SC_2 + W_y$ ;

Combinação 2 -  $PP + CP_1 + CP_2 + SC_2 + PP_{\text{sapata}} + P_{\text{peso terra sobre sapata}} + (W_x + W_y)$ ;

Combinação 3 -  $PP + CP_1 + CP_2 + PP_{\text{sapata}} + P_{\text{peso terra sobre sapata}} + SC_2 + ET_{2X}$ .

### Notas:

De referir que em cada uma das combinações as ações permanentes foram quantificados pelos seus valores médios  $G_m$ .

A sobrecarga  $SC_2$  é uma ação praticamente permanente uma vez que corresponde ao peso do material transportado pela tela que funciona 24 h x 365 dias sem interrupção.

As restantes ações  $W_y$ ,  $(W_x + W_y)$  e  $ET_{2X}$  foram consideradas como ações de base respetivamente para as combinações 1, 2 e 3 quantificadas pelo seu valor raro e identificado nestes casos como o seu valor característico.

Na Tabela 5.9 estão indicados os esforços da superestrutura aplicados no centro de gravidade da sapata para as três combinações de ações consideradas anteriormente.

Tabela 5.9 – Esforços na base da Sapata

Combinações	H <sub>1</sub> [kN]	H <sub>2</sub> [kN]	V <sub>3</sub> [kN]	M <sub>1</sub> [kN.m]	M <sub>2</sub> [kN.m]	M <sub>3</sub> [kN.m]
Combinação 1	-	-100	2241	2510	-3	-
Combinação 2	-48	-	2139	52	-386	-
Combinação 3	-12	-14	2329	485	-109	-

**Determinação das Tensões no Solo da Fundação**

Na Tabela 5.10 resume-se os cálculos realizados para a determinação das tensões no solo de fundação.

Tabela 5.10 – Tensões no Solo de fundação

Combinações	A [m]	B [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Esforços		$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{B^2 \cdot A}$		Combinação Rara		
				N [kN]	M [kN.m]	$\sigma_{máx}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$	Rácio	
Combinação 1	7	3	21	2241	2510	209	4	Verifica	0.8	<b>ok</b>
Combinação 2				2139	386	139	65	Verifica	0.5	<b>ok</b>
Combinação 3				2329	485	157	91	Verifica	0.6	<b>ok</b>

**Nota:** De referir que a resultante da carga vertical, para todas as combinações, está no interior do núcleo central da sapata, razão pela qual a determinação das tensões foi

realizada com recurso à expressão  $\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{B^2 \cdot A}$ .

**Verificação da Segurança ao Derrubamento e ao Deslizamento**

Como referido na Memória Descritiva o fator de segurança ao derrubamento para as ações frequentes terá de ser superior a 1.5 e para a combinação sísmica superior a 1.2.

Para a verificação da segurança ao deslizamento considerou-se um coeficiente de atrito de 0.4 entre a base da fundação e o terreno de fundação.

Na Tabela 5.11 estão indicadas as verificações da segurança da sapata ao derrubamento e ao deslizamento.

Tabela 5.11 – Verificação ao Derrubamento e Deslizamento

Fatores de Segurança	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Verificação
$(FS)_{derrub,x} = \frac{M_{Estab}}{M_{Derrub}}$	$\frac{2241 \times 3.5}{2510} = 3.1$	–	$\frac{2329 \times 3.5}{485} = 2.4$	<b>ok</b>
$(FS)_{derrub,y} = \frac{M_{Estab}}{M_{Derrub}}$	–	$\frac{2139 \times 1.5}{386} = 8.3$	$\frac{2329 \times 1.5}{109} = 32$	<b>ok</b>
$(FS)_{desl,x} = \frac{H_{Estab}}{H_{Desli}}$	–	$\frac{0.4 \times 2139}{48} = 18$	$\frac{0.4 \times 2329}{12} = 78$	<b>ok</b>
$(FS)_{desliz,y} = \frac{H_{Estab}}{H_{Desli}}$	$\frac{0.4 \times 2241}{100} = 8.9$	–	$\frac{0.4 \times 2329}{14} = 67$	<b>ok</b>

Em que:

$$M_{\text{Est.}} = V \cdot \frac{L}{2};$$

$$H_{\text{Est.}} = \mu \cdot V;$$

e V representa a soma de todas as cargas verticais.

### ***Dimensionamento orgânico***

O dimensionamento orgânico foi feito recorrendo a um modelo de flexão já explicado na memória Descritiva para as combinações 1 e 2 mais desfavoráveis.

### **Dimensionamento para a Combinação 1 – Segundo a Direção y**

- Peso da sapata e da terra sobre a sapata por  $m^2$  –  $(840 \text{ kN} + 462 \text{ kN}) / (7 \text{ m} \times 3 \text{ m}) = 62 \text{ kN}/m^2$

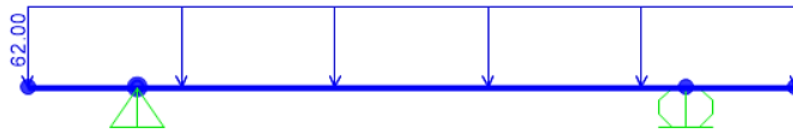


Figura 5.10 – Ação do peso da Sapata + Peso da Terra sobre a sapata por  $m^2$

- Esforços da Estrutura Metálica (Ponte + Pilar)

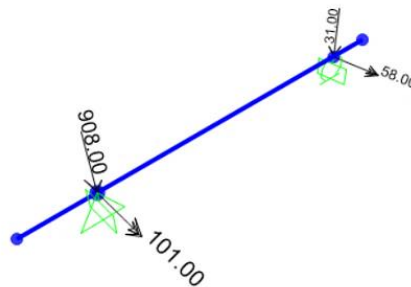


Figura 5.11 – Esforços da Estrutura metálica sobre a sapata

- Tensões do Terreno de Fundação

As tensões no terreno de fundação devidas à combinação 1 originam o diagrama de tensões no terreno de fundação representado na Figura 5.12.

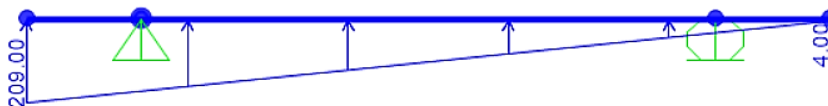


Figura 5.12 – Tensões no Terreno

- Esforços

Considerou-se a sapata como uma peça linear e com base no modelo anterior procedeu-se à determinação do diagrama de momentos fletores.

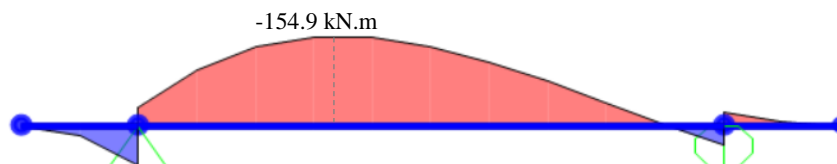


Figura 5.13 – Diagrama de Momentos Fletores

- Armaduras de Flexão

Determinaram-se as armaduras de flexão para o momento  $M_{Ed} = 155 \text{ kN.m} \times 1.5 = 233 \text{ kN.m}$ , a partir das dimensões consideradas para a secção  $1.0 \text{ m} \times 1.6 \text{ m}$ , obtendo-se uma armadura de  $10 \text{ cm}^2/\text{m}$  inferior à armadura mínima regulamentar de

$$A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 23.6 \text{ cm}^2.$$

### Dimensionamento para a Combinação 1 – Segundo a Direção x

A determinação das armaduras foi feita a partir do modelo indicado na Figura 5.14.

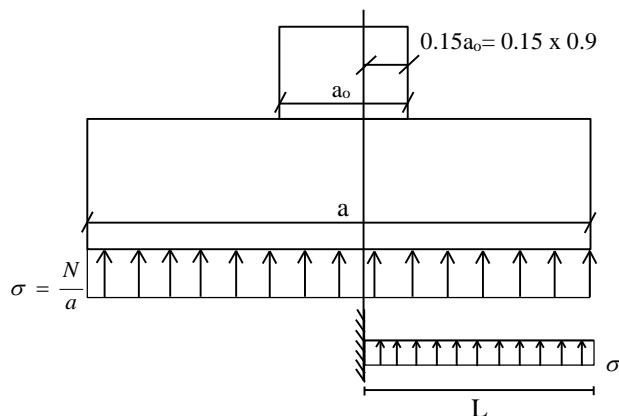


Figura 5.14 – Dimensionamento da Sapata na direção x

- Peso da sapata e da terra sobre a sapata

$$420 \text{ kN} + 230 \text{ kN} = 651 \text{ kN}.$$

- Determinação da Excentricidade

Nesta direção para esta combinação o momento  $M_y$  não tem significado.

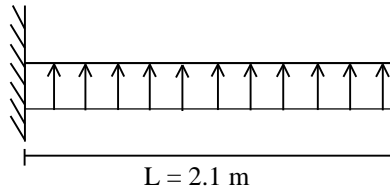
- Determinação da Área ativa em contato com o terreno de fundação

$$\text{Área ativa da sapata} = 3 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 10.5 \text{ m}^2.$$

- Tensão no Solo

$$\sigma_{solo} = \frac{N}{A} = \frac{908 \text{ kN} + 651 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m}} = 148 \text{ kN/m}^2.$$

Com base na tensão do solo calculou-se o momento máximo:



$$M = \sigma_{solo} \frac{2.1 \times 2.1}{2} = 104 \text{ kN.m/m}$$

A armadura de flexão foi determinada no "GaLa" para o momento  $M_{Ed} = 104 \text{ kN} \times 1.5 = 156 \text{ kN.m}$ , e conduziu a uma área de armadura sem significado, tendo-se adotado a

armadura mínima regulamentar  $A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 23.6 \text{ cm}^2$ .

### Dimensionamento para a Combinação 2 – Segundo a Direção y

- Peso da sapata e da terra sobre a sapata por  $m^2 - (840 \text{ kN} + 462 \text{ kN}) / (7 \text{ m} \times 3 \text{ m}) = 62 \text{ kN/m}^2$

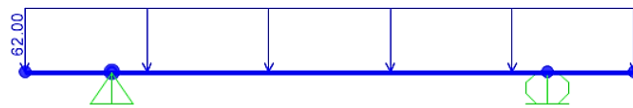


Figura 5.15 – Ação do peso da Sapata + Peso da Terra sobre a sapata por  $m^2$

- Esforços da Estrutura Metálica (Ponte + Pilar)

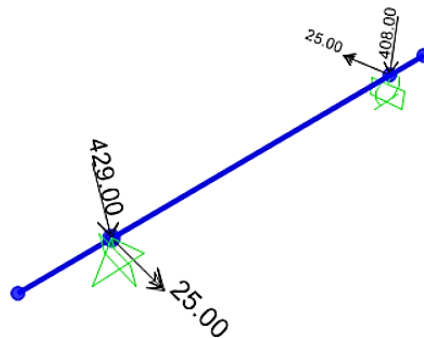


Figura 5.16 – Esforços da Estrutura Metálica sobre a sapata

- Tensões do Terreno de Fundação

As tensões no terreno de fundação devidas a esta combinação dão origem ao diagrama de tensões no terreno representado na Figura 5.17.



Figura 5.17 – Tensões no Terreno

- Esforços

Considerou-se para a sapata um modelo idêntico ao considerado para a combinação 1.

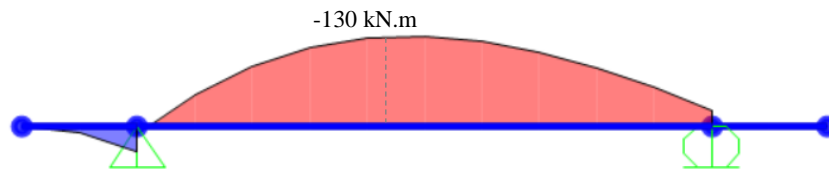


Figura 5.18 – Diagrama de Momentos Fletores

- Armaduras de Flexão

Determinaram-se as armaduras de flexão para o momento  $M_{Ed} = 130 \text{ kN.m} \times 1.5 = 195 \text{ kN.m}$  e obteve-se uma armadura de  $10 \text{ cm}^2/\text{m}$  que é inferior à armadura mínima regulamentar de

$$A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 23.6 \text{ cm}^2.$$

### Dimensionamento para a Combinação 2 – Segundo a Direção x

A determinação das armaduras foi feita de acordo com o modelo indicado na Figura 5.19.

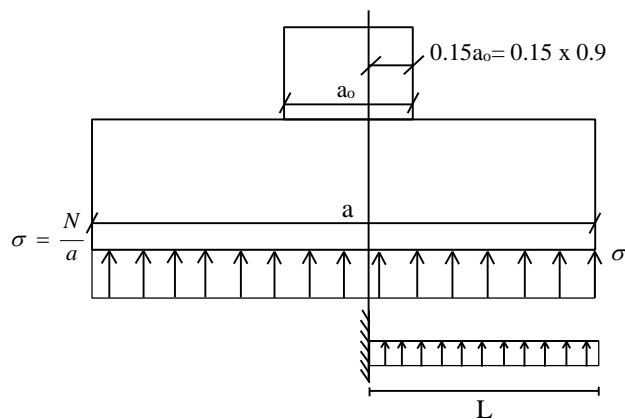


Figura 5.19 – Dimensionamento da Sapata na direção x

- Peso da sapata e da terra sobre a sapata

$$420 \text{ kN} + 230 \text{ kN} = 651 \text{ kN}.$$

- Determinação da Excentricidade.

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{155}{429 + 651} = 0.14 \text{ m}.$$

- Determinação da Área Ativa em contato com o terreno de fundação

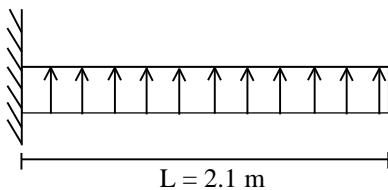
$$a = 2 \left( \frac{A}{2} - e_x \right) = 2 \left( \frac{3 \text{ m}}{2} - 0.14 \right) = 2.71 \text{ m}.$$

$$\text{Área ativa da sapata} = 2.71 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 9.25 \text{ m}^2.$$

- Tensão no Solo

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N}{A} = \frac{429 \text{ kN} + 651 \text{ kN}}{9.25 \text{ m}^2} = 114 \text{ kN/m}^2.$$

Com base na tensão do solo calculou-se o momento máximo:



$$M = \sigma_{\text{solo}} \cdot \frac{2.1 \times 2.1}{2} = 80 \text{ kN.m/m}$$

A armadura de flexão foi determinada a partir do "GaLa" para o momento  $M_{\text{Ed}} = 80 \text{ kN.m}$   $\times 1.5 = 120 \text{ kN.m}$  tendo-se obtido uma armadura sem significado. Considerou-se a

armadura mínima regulamentar  $A_{s,\text{min}} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 23.6 \text{ cm}^2$ .

**Conclusão:** Consideraram-se para as armaduras da sapata nos dois sentidos as armaduras mínimas regulamentares conforme se indica nas peças desenhadas deste Projeto.

## 2º Processo – Com recurso ao "Robot"

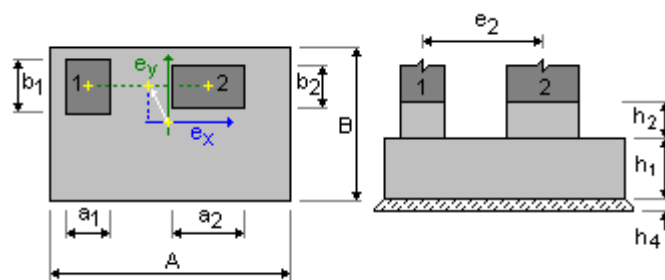
### Combinação 1

#### 1.1 Elementos do dimensionamento

##### 1.1.1 Regulamentação

- Cálculos geotécnicos de acordo com a EN 1997-1:2008
- Cálculos de betão de acordo com a EN 1992-1-1:2004 AC:2008

##### 1.1.2 Geometria da Fundação



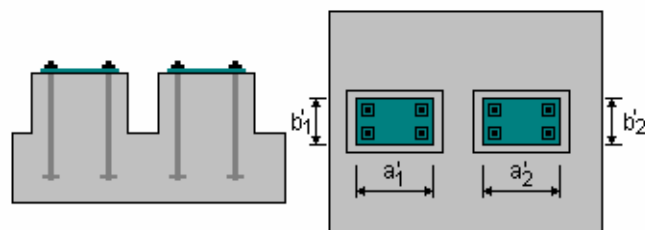
$$A = 7.00 \text{ m} \quad a_1 = 0.70 \text{ m} \quad a_2 = 0.70 \text{ m}$$

$$B = 3.00 \text{ m} \quad b_1 = 0.90 \text{ m} \quad b_2 = 0.90 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.60 \text{ m} \quad e_2 = 5.00 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.50 \text{ m} \quad e_x = 0.00 \text{ m} \quad e_y = 0.00 \text{ m}$$

$$h_4 = 0.05 \text{ m}$$



$$a_1' = 60.0 \text{ cm} \quad a_2' = 60.0 \text{ cm}$$

$$b_1' = 80.0 \text{ cm} \quad b_2' = 80.0 \text{ cm}$$

$$c_{nom1} = 6.0 \text{ cm}$$

$$c_{nom2} = 6.0 \text{ cm}$$

##### 1.1.3 Materiais

- Betão: Classe de Resistência – C30/37  
Peso unitário = 2501.36 kG/m<sup>3</sup>

- Armaduras longitudinais – A500 NR
- Armaduras transversais – A500 NR
- Armaduras complementares – A500 NR

### 1.1.4 Ações

#### Superestrutura

Esforços	Pilar	N	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Combinação	1	908.0	-67.0	0.0	0.0	-101.0
	2	31.0	-34.0	0.0	0.0	-58.0

### 1.1.5 Combinações de Ações

1/ ULS: Combinação 1 N = 939.0 M<sub>y</sub> = -2351.5 F<sub>x</sub> = -101.0

2/\* ULS: Combinação 1 N = 939.0 M<sub>y</sub> = -2351.5 F<sub>x</sub> = -101.0

## 1.2 Dados Geotécnicos

### 1.2.1 Valores

- Coeficiente de coesão: 0.06 Mpa
- Elementos geotécnicos

A1 + M1 + R1	A2 + M2 + R1
$\gamma_{\phi}' = 1.00$	$\gamma_{\phi}' = 1.25$
$\gamma_c' = 1.00$	$\gamma_c' = 1.25$
$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
$\gamma_{qu} = 1.00$	$\gamma_{qu} = 1.40$
$\gamma\gamma = 1.00$	$\gamma\gamma = 1.00$
$\gamma_{R,v} = 1.00$	$\gamma_{R,v} = 1.00$
$\gamma_{R,h} = 1.00$	$\gamma_{R,h} = 1.00$

### 1.2.2 Cotas do Terreno de Fundação

Nível do solo: N<sub>1</sub> = -0.20 m

Nível do pilar da coluna: N<sub>a</sub> = 0.00 m

Nível mínimo de referência: N<sub>f</sub> = -5.00 m

### Caraterísticas do Terreno de Fundação

- Nível do solo: -0.20 m
- Peso unitário: 2243.38 kG/m<sup>3</sup>
- Peso da unidade de sólido: 2753.23 kG/m<sup>3</sup>
- Ângulo de atrito interno: 25.0 Deg
- Coesão: 0.06 Mpa

### 1.2.3 Estados Limites

#### Determinação das Tensões

Combinação ao ELS

Combinação 1 N = 939.0     $M_y = -2351.5$      $F_x = -101.0$

Coefficientes de segurança: 1.35 x Peso da fundação

1.35 x Peso do solo

Resultados do cálculo ao nível da fundação

Peso da fundação e do terreno sobre a sapata:  $G_r = 1937.43$  kN

Ações:

$N_r = 2876.4$  kN     $M_x = -0.0$  kN.m     $M_y = -2664.6$  kN.m

Excentricidades:

$e_B = 0.00$  m     $e_L = -0.93$  m

Dimensões da Fundação equivalente:

$B' = B - 2|e_B| = 7.00$  m

$L' = L - 2|e_L| = 3.00$  m

Profundidade da fundação:  $D_{min} = 2.90$  m

#### Método de cálculo da Tensão Tolerável: "Semi-Empírico - Limite de Tensão"

$q_u = 0.75$  Mpa

$p_{le}^* = 0.50$  Mpa

$D_e = D_{min} - d = 2.90$  m

$k_p = 0.95$

$q'_0 = 0.06$  Mpa

$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_0 = 0.54$  Mpa

Tensão no solo:  $q_{ref} = 0.25$  Mpa

Rácio:  $q_{lim} / q_{ref} = 2.18 > 1$

**Levantamento**

Levantamento ao ELU

Combinação do projeto

Combinação 1  $N = 939.00$   $M_y = -2351.50$   $F_x = -101.00$ 

Coeficientes de segurança: 1.00 x Peso da fundação

1.00 x Peso do solo

Área de contato:  $s = 0.16$  $s_{lim} = 0.17$ **Deslizamento**

Combinação ao ELS

Combinação 1  $N = 939.00$   $M_y = -2351.50$   $F_x = -101.00$ 

Coeficientes de segurança: 1.00 x Peso da fundação

1.00 x Peso do solo

Peso da fundação e do terreno sobre a sapata:  $G_r = 1435.13$  kN

Ações:

 $N_r = 2374.1$  kN  $M_x = -0.0$  kN.m  $M_y = -2664.6$  kN.mDimensões da fundação equivalente:  $A = 7.00$  m  $B = 3.00$  mÁrea de deslizamento:  $21.00$  m<sup>2</sup>Coeficiente de atrito do solo/fundação:  $\tan \delta_d = 0.30$ Coesão:  $c_u = 0.06$  Mpa

Tensão no solo considerada:

 $H_x = -101.00$  kN  $H_y = 0.00$  kN $P_{px} = 546.40$  kN  $P_{py} = 0.00$  kN $P_{ax} = -90.00$  kN  $P_{ay} = 0.00$  kNForça de deslizamento  $H_d = 0.00$  kN

Força que impede o deslizamento da fundação

Ao nível da fundação:  $R_d = 710.77$  kNFator de segurança ao deslizamento:  $\infty$ **Derrubamento****Em torno do Eixo OX**

Combinação ao ELS

Combinação  $N = 939.0$   $M_y = -2351.5$   $F_x = -101.0$

Coefficientes de segurança:  $1.00$  x Peso da fundação

$1.00$  x Peso do solo

Peso da fundação e do terreno sobre a sapata:  $G_r = 1435.13$  kN

Ações:

$N_r = 2374.1$  kN  $M_x = -0.0$  kN.m  $M_y = -2664.6$  kN.m

Momento de estabilidade:  $M_{stab} = 3561.20$  kN.m

Momento de derrubante:  $M_{derr} = 0.00$  kN.m

Fator de segurança ao derrubamento:  $\infty$

### Em torno do Eixo OY

Combinação do projeto **ELS**

Combinação  $N = 939.0$   $M_y = -2351.5$   $F_x = -101.0$

Coefficientes de segurança:  $1.00$  x Peso da fundação

$1.00$  x Peso do solo

Peso da fundação e do solo sobre a sapata:  $G_r = 1435.13$  kN

Ações:

$N_r = 2374.1$  kN  $M_x = -0.0$  kN.m  $M_y = -2664.6$  kN.m

Momento de estabilidade:  $M_{stab} = 8309.47$  kN.m

Momento derrubante:  $M_{derr} = 2664.60$  kN.m

Fator de segurança ao derrubamento:  $3.118 > 1.5$

## 1.3 Outras Verificações

- Exposição: X0
- Classe da estrutura: S1

### 1.3.1 Verificação do Punçoamento e Corte

Combinação ao **ELU**

Combinação 1  $N = 939.0$   $M_y = -2351.5$   $F_x = -101.0$

Coefficientes de segurança:  $1.35$  x Peso da fundação

$1.35$  x Peso do solo

Ações:

$N_r = 2876.4$  kN  $M_x = -0.0$  kN.m  $M_y = -2664.6$  kN.m

Comprimento da circunferência crítica:  $7.05$  m

Força de punção:	448.80 kN
Altura de seção efetiva	$h_{\text{eff}} = 1.53 \text{ m}$
Taxa de armadura:	$\rho = 0.15 \%$
Tensão de corte:	0.10 Mpa
Tensão de corte admissível:	1.52 Mpa
Fator de segurança ao punção:	$15.88 > 1.5$

### 1.3.2 Armaduras

#### Sapata

##### Inferiores

ULS : Combinação 1 N = 939.0  $M_y = -2351.5$   $F_x = -101.0$

$$M_y = 201.9 \text{ kN.m} \quad A_{sx} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ULS: Combinação 1 N = 939.0  $M_y = -2351.50$   $F_x = -101.0$

$$M_{ix} = 224.2 \text{ kN.m} \quad A_{sy} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

##### Superiores

ULS: Combinação 1 N = 939.0  $M_y = -2351.5$   $F_x = -101.0$

$$M_y = -432.9 \text{ kN.m} \quad A'_{sx} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A'_{sy} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Armaduras dos Plintos

##### Plinto P1

Armaduras longitudinalis  $A = 12.60 \text{ cm}^2$   $A_{\text{mín.}} = 12.60 \text{ cm}^2$

$$A = 2 * (A_{sx1} + A_{sy1})$$

$$A_{sx1} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad A_{sy1} = 3.94 \text{ cm}^2$$

##### Plinto P2

Armaduras longitudinalis  $A = 14.01 \text{ cm}^2$   $A_{\text{mín.}} = 12.60 \text{ cm}^2$

$$A = 2 * (A_{sx2} + A_{sy2})$$

$$A_{sx2} = 6.72 \text{ cm}^2 \quad A_{sy2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**Combinação 2**

**Nota:** A verificação do dimensionamento da sapata foi efetuada também no "*Robot*" e encontra-se no Anexo VI deste documento

**Conclusões Finais**

Verifica-se que os resultados obtidos quer pelo Método 1 e pelo Método 2 (Anexo VI) conduzem a áreas de armaduras idênticas que estão indicadas nas Peças Desenhadas deste trabalho.

## 6. COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE

Apresentam-se algumas breves reflexões relativas ao comportamento dinâmico desta Ponte com base nos dados da análise modal realizada.

### Conclusões:

- Dos 100 modos de vibração analisados nas direções y e z necessárias ao estudo sísmico verificou-se que as frequências naturais tinham valores de 1.6 Hz a 21.9 Hz;
- Verificou-se também que a maioria dos modos principais têm características de vibração predominantemente transversais, seguindo-se os modos com características de vibração verticais e apenas um modo com características de torção;
- Os equipamentos mecânicos, motores existentes na Ponte, necessários à movimentação da tela, apresentam frequências da ordem dos 30 e 50 Hz, longe dos intervalos dos 100 modos de vibração analisados, razão pela qual nestas condições não há que prever fenómenos de ressonância;
- Relativamente à circulação dos técnicos nas operações de vistoria e manutenção a estrutura apresenta para os 10 primeiros modos de vibração frequências naturais entre 1.63 Hz a 4.6 Hz;
- De referir que o modo de maior participação é o 1º modo com cerca de 68% e com uma frequência de 1.6 Hz correspondente a uma translação perpendicular ao eixo da Ponte;
- Os outros modos mais participativos são o modo 3, correspondente a um deslocamento vertical da Ponte com uma participação de 25 % e uma frequência de 2.75 Hz, o modo 13 com uma participação de 18 % e uma frequência de 5.62 Hz na direção vertical, bem como o modo 9 cuja participação é de 52 % e que tem uma frequência de 4.73 Hz referente a um deslocamento segundo o eixo da Ponte.
- Pode concluir-se que a Ponte em relação ao desempenho dinâmico não apresenta problemas devido aos equipamentos mecânicos instalados.
- Relativamente à sua utilização como ponte pedonal, constata-se que a mesma apresenta problemas em virtude das frequências para determinados modos de

vibração, serem idênticos às frequências quando utilizada por peões. De referir, porém, que esta Ponte só é utilizada por um máximo de 2 a 3 técnicos nas operações de manutenção e vistoria e em períodos de tempo muito curtos.

No Anexo VII encontram-se as frequências consideradas para os 100 modos analisados.