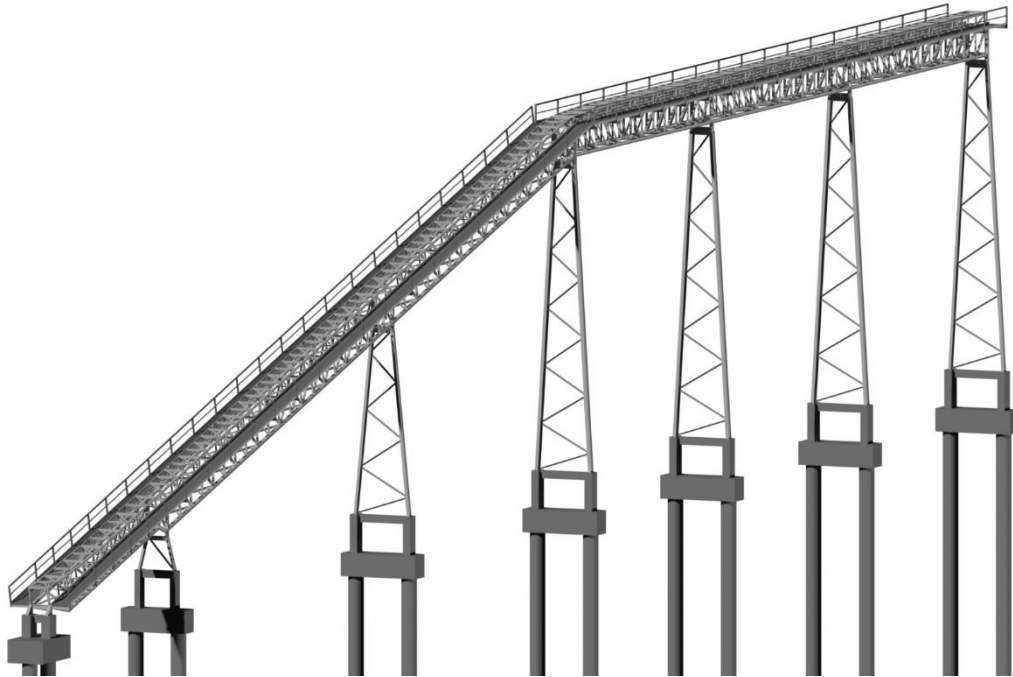




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de uma Estrutura Metálica para Transporte de Inertes

ANDRÉ FREIRE NORBERTO DIAS
(Licenciado em Engenharia civil)

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

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Fevereiro de 2017



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dimensionamento de uma Estrutura Metálica para Transporte de Inertes

ANDRÉ FREIRE NORBERTO DIAS
(Licenciado em Engenharia civil)

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

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Fevereiro de 2017

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pela educação, princípios, valores e exemplo transmitidos ao longo da minha vida.

À Inês e ao Bruno, meus irmãos, obrigado por estarem presentes em todas as etapas e à minha sobrinha Clara, por tornar ainda mais especiais os momentos passados em família.

Aos meus avós presentes e aos que já partiram, pelo carinho, amor e pela lição de vida.

À Cristina, por todo o apoio e compreensão prestados ao longo da nossa relação.

Aos meus amigos, pelo companheirismo e pelas experiências partilhadas que tanto contribuíram para o meu crescimento como pessoa.

Aos professores do ISEL, e nesta fase do meu percurso académico em particular ao Engenheiro Santos Viseu, pela partilha de conhecimentos, pelo rigor e pela certeza de que poderia alcançar a meta que sempre sonhei.

Bem hajam!

RESUMO

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

Tem como objetivo o dimensionamento de uma Estrutura Metálica com fundações em betão armado de suporte de uma Tela Transportadora de Inertes.

A Estrutura é formada por um conjunto de vigas treliçadas em caixão que apoiam em pilares metálicos.

As fundações são indiretas e compreendem um conjunto de estacas ligadas a maciços de encabeçamento de betão armado.

Foram utilizados os Eurocódigos Estruturais como documentos regulamentares de referência, nomeadamente a NP EN 1990 na classificação e combinação de ações, a NP EN 1991 para a quantificação de ações, a NP EN 1992 no dimensionamento dos elementos de betão armado, a NP EN 1993 para o dimensionamento dos elementos metálicos e ligações, a NP EN 1997 no cálculo geotécnico e a NP EN 1998 no estudo das ações sísmicas.

A Estrutura foi modelada no *software* de cálculo automático “SAP2000” a partir de modelos que refletissem com precisão adequada o comportamento real.

O dimensionamento resultou da comparação entre os estudos realizados nos *softwares* de cálculo e o efetuado através de folhas de cálculo em “Excel”, elaboradas com base nos critérios das Normas anteriores.

Na Memória Descritiva descreve-se o Projeto, indicam-se os métodos e os documentos consultados necessários ao dimensionamento da estrutura.

A Memória Justificativa inclui todos os cálculos que permitem fundamentar as decisões utilizadas.

Este Projeto inclui também todos os elementos desenhados necessários à realização da Obra.

PALAVRAS-CHAVE

Dimensionamento; Estruturas Metálicas; Vigas Treliçadas; Encurvadura; Estacas; Eurocódigos Estruturais.

ABSTRACT

The present document is the Final Work of the Master's degree in Civil Engineering in the specialization of Structures.

The purpose is to design a steel structure with reinforced concrete foundation that will support a conveyor belt to carry inert materials.

The Structure is formed by spatial truss beams supported by steel columns. The foundations are deep, and comprise a set of piles and cap piles.

Structural Eurocodes were used as reference documents, namely the NP EN 1990 to classify and combine the actions, the NP EN 1991 to quantify the actions, the NP EN 1992 to design the concrete elements, the NP EN 1993 to design the steel elements and connections, the NP EN 1997 to geotechnical design and the NP EN 1998 to study the seismic action.

The Structure was modeled in the Structural Software for Analysis and Design "SAP2000", based on models that reflected with adequate precision the actual behavior. The Design is the result of the comparison of studies made by the softwares and made by work sheets in "Excel" prepared based on criteria recommended in the Guidelines.

The Descriptive Document describes the case study and indicates the used methods and the documents consulted that were necessary to the design of the structure.

The Technical Document includes all the necessary calculations that allow to base the decisions that were used.

This Project also includes all the elements designed necessary to make the the building.

KEYWORDS

Design; Steel Structure; Truss Beams; Buckling; Foundation Piles; Eurocodes.

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJETO

A – PEÇAS ESCRITAS

- I. MEMÓRIA DESCRITIVA
- II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA
- III. CONCLUSÕES

B – PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

A-PEÇAS ESCRITAS

A – PEÇAS ESCRITAS

I. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	I-1
1.1.	Telas Transportadoras.....	I-1
1.1.1.	Elementos das Telas Transportadoras	I-2
1.2.	Estruturas Metálicas de Suporte de Telas Transportadoras.....	I-5
2.	CONTEXTUALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROJETO	I-7
2.1.	Localização.....	I-7
2.2.	Objetivo e Funcionamento da Instalação	I-8
2.3.	Geologia e Geotecnia.....	I-10
2.4.	Geometria da Superestrutura	I-11
2.5.	Elementos da Superestrutura	I-12
2.5.1.	Estrutura Secundária.....	I-13
2.5.2.	Passerelles de Manutenção	I-14
2.5.3.	Estrutura Principal	I-14
2.6.	Elementos da Infraestrutura.....	I-19
2.6.1.	Plintos e Vigas	I-20
2.6.2.	Estacas e Maciços de Encabeçamento.....	I-20
3.	MATERIAIS	I-21
3.1.	Estruturas Metálicas	I-21
3.2.	Estruturas de Betão Armado.....	I-22
4.	QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES	I-23
4.1.	Pesos Próprios	I-23
4.2.	Restantes Cargas Permanentes	I-23
4.2.1.	Pavimentos Metálicos.....	I-24
4.2.2.	Guarda-corpos	I-24
4.2.3.	Tela Transportadora.....	I-25

4.3.	Sobrecargas.....	I-25
4.3.1.	Sobrecarga nas Passerelles	I-26
4.3.2.	Sobrecarga na Tela	I-26
4.4.	Ação Sísmica	I-28
4.4.1.	Zonamento Sísmico	I-29
4.4.2.	Classe e Coeficiente de Importância	I-30
4.4.3.	Tipo de Terreno	I-31
4.4.4.	Coeficiente de Comportamento	I-32
4.4.5.	Espectros de Resposta de Cálculo	I-33
4.5.	Ação do Vento	I-35
4.5.1.	Pressão Dinâmica de Pico.....	I-35
4.5.2.	Coeficiente Estrutural	I-38
4.5.3.	Coeficiente Aerodinâmico.....	I-42
4.5.4.	Área de Referência	I-48
4.5.5.	Força Exercida pelo Vento	I-49
4.6.	Ações Térmicas	I-50
4.7.	Combinação de Ações	I-51
4.7.1.	Estados Limites Últimos.....	I-51
4.7.2.	Estados Limites de Utilização	I-53
5.	ANÁLISE ESTRUTURAL	I-55
5.1.	Modelação da Estrutura	I-55
5.1.1.	Elementos Metálicos	I-55
5.1.2.	Elementos de Betão Armado	I-56
6.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	I-59
6.1.	Elementos Metálicos	I-59
6.1.1.	Estados Limites Últimos.....	I-59
6.1.2.	Estados Limites de Utilização	I-74

6.2.	Ligações Metálicas	I-76
6.2.1.	Ligações Soldadas	I-76
6.2.2.	Ligações Aparafusadas	I-76
6.3.	Elementos de Betão Armado	I-77
6.3.1.	Vigas	I-77
6.3.2.	Plintos	I-79
6.3.3.	Maciços de Encabeçamento das Estacas	I-81
6.3.4.	Estacas	I-81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Elementos de uma Tela Transportadora (1).....	I-1
Figura 1.2 Constituição de uma Tela (1).....	I-2
Figura 1.3 Telas: (a) Lisa/Nervurada (13); (b) Nervurada (13).....	I-2
Figura 1.4 Rolos de Apoio.....	I-3
Figura 1.5 Tambores de uma Tela (8).....	I-3
Figura 1.6 Tremonhas (11).....	I-4
Figura 1.7 Sistemas de Descarga (11).....	I-4
Figura 1.8 Tensores: (a) Gravidade; (b) Parafuso.....	I-4
Figura 1.9 Estruturas de Suporte: (a) Horizontal (9); (b) Inclinada (10).....	I-5
Figura 1.10 Viga Treliçada [22].....	I-5
Figura 2.1 Localização da Construção (2).....	I-7
Figura 2.2 Alçado Longitudinal.....	I-7
Figura 2.3 Operações de carga na Tela.....	I-8
Figura 2.4 Tela e Estrutura Metálica de suporte – Troço Inicial.....	I-9
Figura 2.5 Pormenor da Ligação.....	I-9
Figura 2.6 Corte Estratigráfico.....	I-10
Figura 2.7 Troço Inclinado.....	I-11
Figura 2.8 Troço Horizontal.....	I-11
Figura 2.9 Estrutura Secundária: (a) Perspetiva; (b) Nomenclatura.....	I-13
Figura 2.10 Passerelles de Manutenção.....	I-14
Figura 2.11 Conjunto das Estruturas Principal e Secundária.....	I-14
Figura 2.12 Caixão Treliçado: (a) Perspetiva; (b) Nomenclatura.....	I-15
Figura 2.13 Geometria dos Quadros Rígidos.....	I-16
Figura 2.14 Pilar de arranque da Estrutura.....	I-17
Figura 2.15 Pilar P1.....	I-17
Figura 2.16 Pilares: (a) Pilar P2; (b) Pilar P3, P4, P5 e P6.....	I-18
Figura 2.17 Infraestrutura.....	I-19
Figura 4.1 Peso dos Pavimentos Metálicos.....	I-24
Figura 4.2 Peso do Guarda-corpos.....	I-24
Figura 4.3 Cargas da Tela e dos Rolos.....	I-25
Figura 4.4 Corte Transversal Tipo.....	I-26
Figura 4.5 Zonamento Sísmico em Portugal Continental.....	I-29

Figura 4.6 Níveis Altimétricos	I-35
Figura 4.7 Dimensões da Construção	I-40
Figura 4.8 Estrutura Treliçada	I-44
Figura 4.9 Coeficiente de Força $c_{f,0}$ para Estruturas Treliçadas Planas (constituída por perfis de secção angular) em função do Índice de Cheios ϕ	I-45
Figura 4.10 Coeficiente de Força $c_{f,0}$ para Estruturas Treliçadas Espaciais (constituída por perfis de secção angular)	I-45
Figura 4.11 Secções com Arestas Vivas.....	I-46
Figura 4.12 Coeficiente de força para Secções Retangulares com arestas vivas e sem live escoamento em torno das extremidades	I-46
Figura 4.13 Coeficiente de Efeitos de Extremidade ψ_λ em função do Índice de Cheios e da Esbelteza	I-47
Figura 4.14 Coeficiente de Força $c_{f,z}$ para Tabuleiros com Inclinação Transversal e com um Vento inclinado	I-48
Figura 5.1 Exemplos de Barras interiores dos Painéis: (a) Barras bi-articuladas Painéis Horizontais Tipo; (b) Barras bi-articulados Painel Vertical Tipo	I-56
Figura 5.2 Molas horizontais – Modelo de “Winkler”	I-57
Figura 5.3 Mola Vertical	I-58
Figura 6.1 Curva de Dimensionamento de uma cantoneira L50x5 (aço S235).....	I-69
Figura 6.2 Fluxograma Simplificado para o estudo de Colunas-Viga	I-73
Figura 6.3 Deslocamentos verticais.....	I-75

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Barras da Estrutura Secundária.....	I-13
Tabela 2.2 Barras dos Caixões	I-15
Tabela 2.3 Barras dos Pilares Treliçados.....	I-17
Tabela 2.4 Geometria dos Plintos.....	I-20
Tabela 2.5 Geometria dos Maciços	I-20
Tabela 3.1 Aço.....	I-21
Tabela 3.2 Características principais do aço utilizado em perfis laminados e chapas ...	I-21
Tabela 3.3 Aços em Parafusos.....	I-21
Tabela 3.4 Betão	I-22
Tabela 3.5 Características principais do betão	I-22
Tabela 3.6 Características principais do aço das armaduras ordinárias	I-22
Tabela 4.1 Normas Europeias.....	I-23
Tabela 4.2 Características dos Materiais	I-26
Tabela 4.3 Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²)	I-29
Tabela 4.4 Coeficientes de importância γ_I	I-30
Tabela 4.5 Tipos de Terreno.....	I-31
Tabela 4.6 Valores dos parâmetros do Espectro de Resposta Elástica para a Ação Sísmica do Tipo 1.....	I-32
Tabela 4.7 Valores dos parâmetros do Espectro de Resposta Elástica para a ação sísmica do Tipo 2.....	I-32
Tabela 4.8 Alturas de Referência z_e	I-35
Tabela 4.9 Valor básico da Velocidade de Referência do Vento	I-36
Tabela 4.10 Categorias de Terreno e Respetivos parâmetros.....	I-37
Tabela 4.11 Tipologia dos Elementos do Projeto no estudo do Vento	I-43
Tabela 4.12 – Esbelteza Efetiva λ	I-47
Tabela 4.13 Valores Reduzidos.....	I-51
Tabela 6.1 Coeficientes Parciais de Segurança	I-59
Tabela 6.2 Tipos de Elementos Metálicos.....	I-60
Tabela 6.3 Fluxograma do Dimensionamento dos Elementos Metálicos	I-61
Tabela 6.4 Tração	I-64
Tabela 6.5 Compressão.....	I-64
Tabela 6.6 Flexão Simples.....	I-64

Tabela 6.7 Esforço Transverso	I-64
Tabela 6.8 Flexão com Esforço Transverso	I-65
Tabela 6.9 Flexão Composta (eixo yy).....	I-65
Tabela 6.10 Flexão Composta (eixo zz).....	I-65
Tabela 6.11 Colunas (Varejamento).....	I-67
Tabela 6.12 Fatores de Imperfeição para as Curvas de encurvadura	I-68
Tabela 6.13 Vigas (Bambeamento)	I-70
Tabela 6.14 Fatores de Imperfeição para as Curvas de Encurvadura Lateral	I-71
Tabela 6.15 Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente	I-73
Tabela 6.16 Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais.....	I-74
Tabela 6.17 Coeficientes Parciais de Segurança de Resistência	I-77
Tabela 6.18 Área das Armaduras Longitudinais	I-77
Tabela 6.19 Área das Armaduras Transversais	I-78
Tabela 6.20 Coeficientes Parciais das Ações	I-81
Tabela 6.21 Coeficientes Parciais dos Parâmetros do Solo.....	I-82
Tabela 6.22 Coeficientes Parciais da Capacidade Resistente das Estacas construídas a partir da Extração do Terreno.....	I-82
Tabela 6.23 Áreas Mínimas de Armaduras Longitudinais recomendadas em Estacas Moldadas	I-83

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho consiste no Projeto de uma Ponte Metálica com tabuleiro em caixão treliçado, apoiado num conjunto de pilares metálicos e fundações em estacas de betão armado.

A estrutura servirá de suporte a uma Tela de Transporte de Inertes incluída num circuito de um complexo fabril.

Para o dimensionamento desta Estrutura foi necessário compreender o funcionamento dos órgãos mecânicos de movimentação da tela, tendo-se incluído neste capítulo algumas noções gerais sobre Telas Transportadoras.

1.1. Telas Transportadoras

As telas transportadoras são utilizadas em instalações industriais na movimentação de diversos materiais, permitindo um transporte contínuo e rápido a longas distâncias.

Estes equipamentos apresentam vantagens em relação a outros como o transporte pneumático, elevadores de alcatruzes, entre outros.

As telas transportadoras são formadas pelos órgãos mecânicos indicados na Figura 1.1.

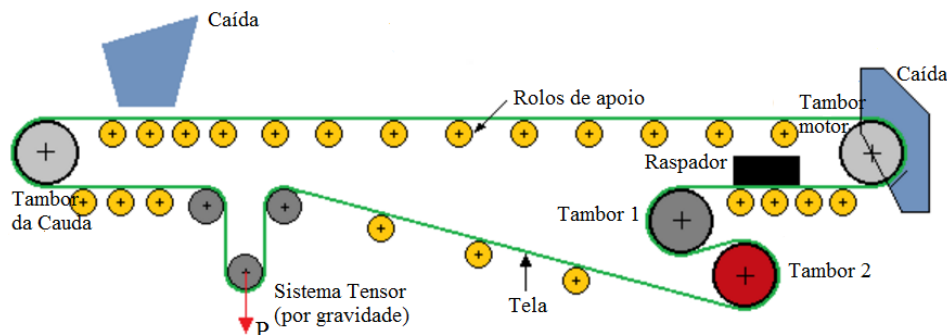


Figura 1.1 Elementos de uma Tela Transportadora (1)

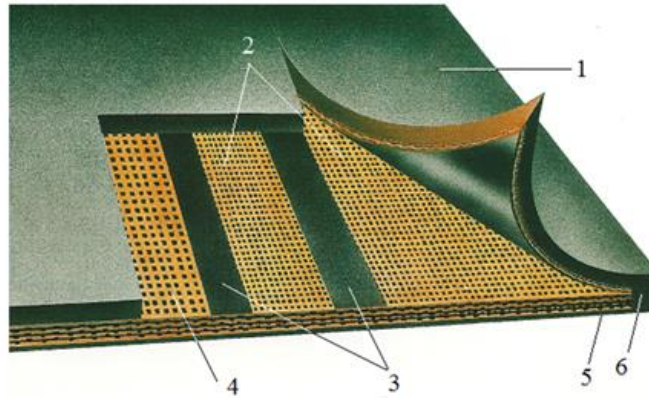
Os principais elementos que constituem estes sistemas são:

- Tela ou correia transportadora;
- Rolos de apoio (superiores e inferiores) e de impacto;
- Tambores;
- Tensor (de parafuso ou gravítico);
- Caídas.

1.1.1. Elementos das Telas Transportadoras

1.1.1.1. Telas

Na Figura 1.2 apresenta-se a constituição de uma Tela.

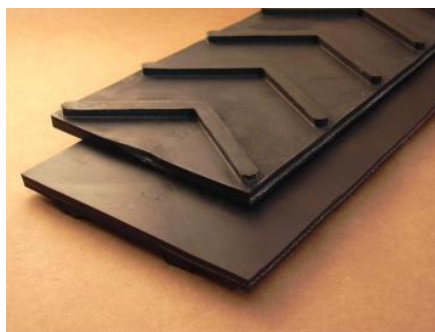


- | | |
|--------------------------------|---------------------|
| 1- Revestimento da face | 2- Telas de reforço |
| 3- Borracha de ligação | 4- Tela de proteção |
| 5- Revestimento da contra face | 6- Orla |

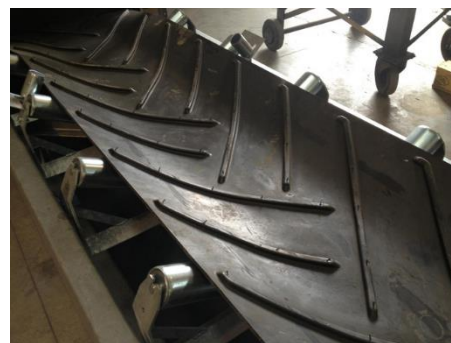
Figura 1.2 Constituição de uma Tela (1)

O tipo de material a aplicar no revestimento das telas, materiais têxteis, aço ou de origem mineral, depende das características do material transportado: granulometria, densidade, coesão, abrasão, etc.

Quanto à textura as faces das telas podem ser lisas ou nervuradas conforme se mostra na Figura 1.3.



(a)



(b)

Figura 1.3 Telas: (a) Lisa/Nervurada (13); (b) Nervurada (13)

1.1.1.2. Rolos de apoio

Os rolos superiores são os órgãos mecânicos que suportam a tela, permitem o movimento e fazem a transferência da carga para as estruturas de suporte.

Os rolos inferiores servem para manter o alinhamento da tela em circuito fechado.

A distância entre as estações de rolos depende da largura da tela e do peso do material transportado.

O sistema de apoio da tela deste Projeto é constituído por 3 rolos superiores conforme se indica na Figura 1.4.

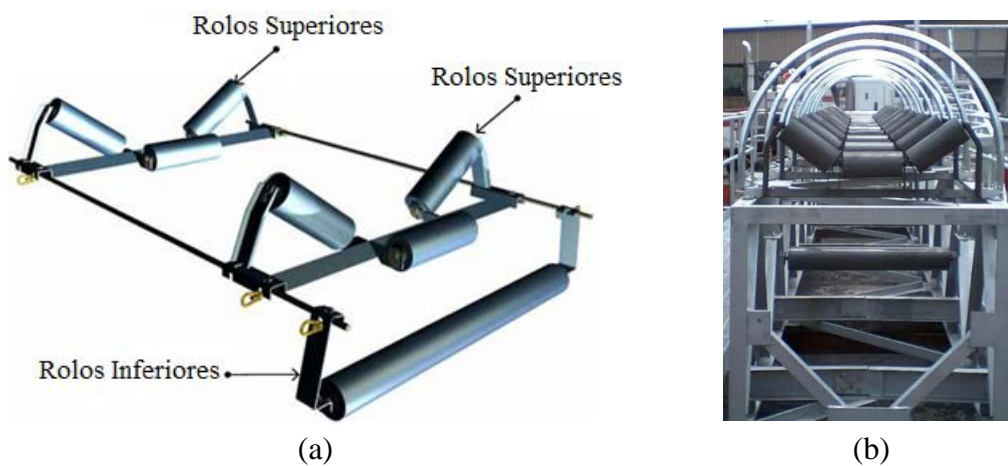


Figura 1.4 Rolos de Apoio: (a) Superiores e Inferiores (12); (b) Conjunto de Rolos (12)

1.1.1.3. Tambores

Na Figura 1.5 apresenta-se um exemplo simplificado de dois tambores integrados num sistema mecânico de acionamento de uma tela.

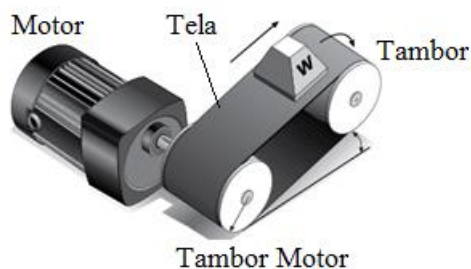


Figura 1.5 Tambores de uma Tela (8)

1.1.1.4. Dispositivos de Descarga

Estes sistemas permitem a stockagem do material transportado pelas telas e posteriormente a descarga para outras telas ou outras zonas de armazenagem.

As operações de carga e de descarga podem ser feitas com recurso a tremonhas simples ou compostas, consoante o material transportado e o tipo de instalação (ver Figuras 1.6 e 1.7).



Figura 1.6 Tremonhas (11)



Figura 1.7 Sistemas de Descarga (11)

1.1.1.5. Tensor

É o elemento mecânico destinado a manter a correia em tensão.

Dentro dos diversos tipos de tensores há a considerar os de gravidade e os de parafuso esticador, conforme se mostra na Figura 1.8.

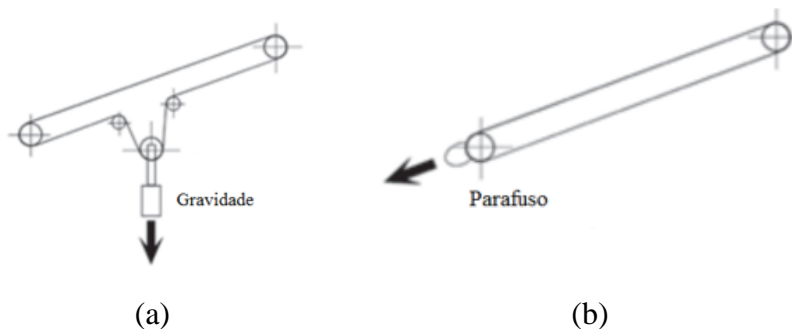


Figura 1.8 Tensores: (a) Gravidade; (b) Parafuso

1.2. Estruturas Metálicas de Suporte de Telas Transportadoras

Estas estruturas permitem suportar a tela, os restantes órgãos mecânicos e as passerelles de manutenção.

São constituídas por um conjunto de vigas simples ou treliçadas espaciais em função das dimensões dos vãos a vencer. Na Figura 1.9 mostra-se duas telas, uma com desenvolvimento horizontal, Figura 1.9(a), e a outra inclinada constituída por um caixão treliçado espacial, Figura 1.9 (b).

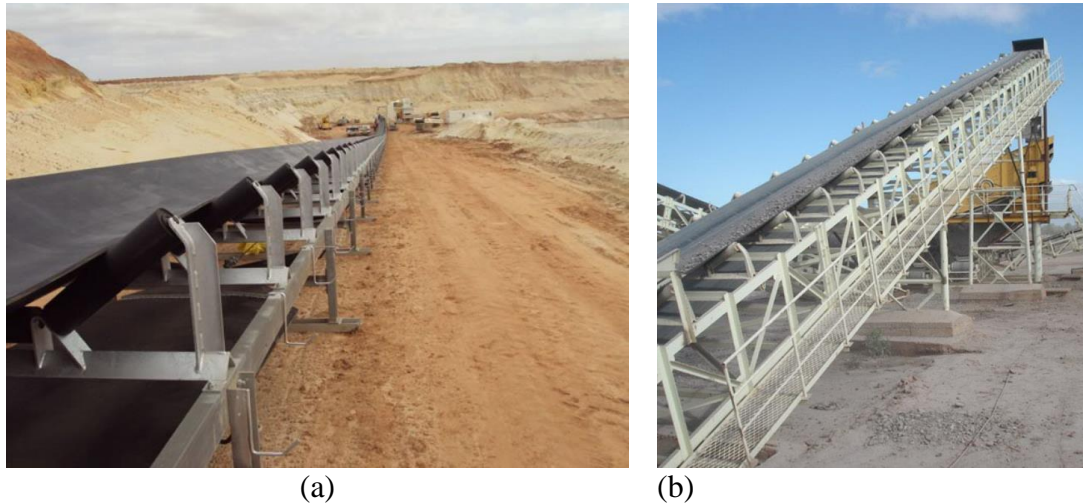


Figura 1.9 Estruturas de Suporte: (a) Horizontal (9); (b) Inclinada (10)

Neste Projeto a estrutura de suporte da tela é constituída por quatro vigas planas treliçadas:

- 2 Vigas Verticais que constituem os painéis verticais e resistem às ações gravíticas (pesos próprios, sobrecargas, etc.);
- 2 Vigas Horizontais, designadas por painéis horizontais e que recebem as restantes ações (vento, sismo).

Na Figura 1.10 representa-se uma viga plana triangulada onde se indica a nomenclatura das diferentes barras.

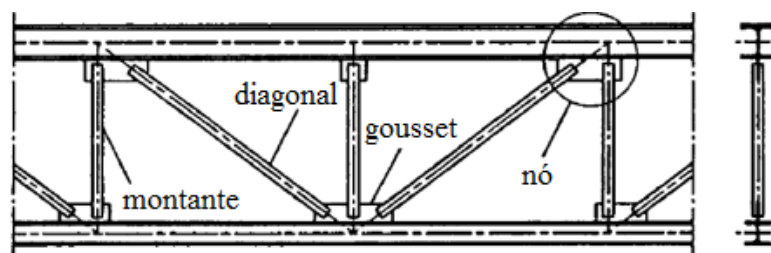


Figura 1.10 Viga Treliçada [22]

As vigas podem apresentar diferentes geometrias interiores, com modos de funcionamento estrutural diferentes.

Na Figura 1.10 representa-se uma Treliça tipo “Pratt”, cuja configuração das barras interiores é em “N”.

Estas treliças são utilizadas quando as cargas gravíticas são predominantes, visto que nestes casos os montantes estão sujeitos a esforços axiais de compressão (comprimentos de encurvadura menores), comparativamente com as diagonais tracionadas (com comprimentos maiores).

Existem múltiplas vantagens na utilização destas estruturas, sobretudo em edifícios industriais uma vez que são estruturas:

- aligeiradas em comparação com vigas de alma cheia;
- económicas;
- com a possibilidade de vencerem maiores vãos tendo em conta a relação peso/vão.

A principal diferença entre as vigas treliçadas e as de alma cheia prende-se com o modo de funcionamento estrutural.

As vigas de alma cheia resistem a cargas gravíticas através de esforços de flexão e corte, ao passo que as barras das vigas treliçadas funcionam à tração e à compressão.

Nas vigas treliçadas quando as cargas são aplicadas nos nós, os momentos fletores devido ao peso próprio das barras ou motivados por pequenas excentricidades apresentam valores pouco significativos.

No pré-dimensionamento destas estruturas são feitas algumas simplificações, tais como:

- os nós funcionando como rótulas;
- eixos das diferentes barras convergindo nos nós;
- cargas aplicadas nos nós.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROJETO

2.1. Localização

Este Projeto será realizado numa unidade fabril existente em Moçambique na cidade do Dondo.



Figura 2.1 Localização da Construção (2)

Na Figura 2.2 indica-se o alçado longitudinal da Estrutura a construir.

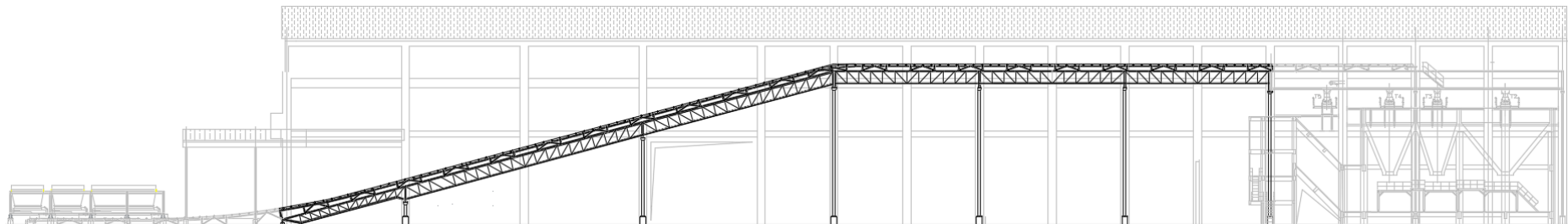


Figura 2.2 Alçado Longitudinal

2.2. Objetivo e Funcionamento da Instalação

Como já foi referido, este Projeto faz parte de uma nova instalação incluída num complexo industrial existente em Moçambique, incluído num circuito de transporte de inertes (calcário, clínquer e gesso), que serão descarregados em três tremonhas, e posteriormente transportados por uma tela comum para diversas unidades de stockagem.

Descreve-se nas figuras seguintes o funcionamento desta instalação de modo a tornar mais fácil a compreensão do Projeto.

Assim, os materiais são colocados inicialmente em tremonhas por meio de pás carregadoras.

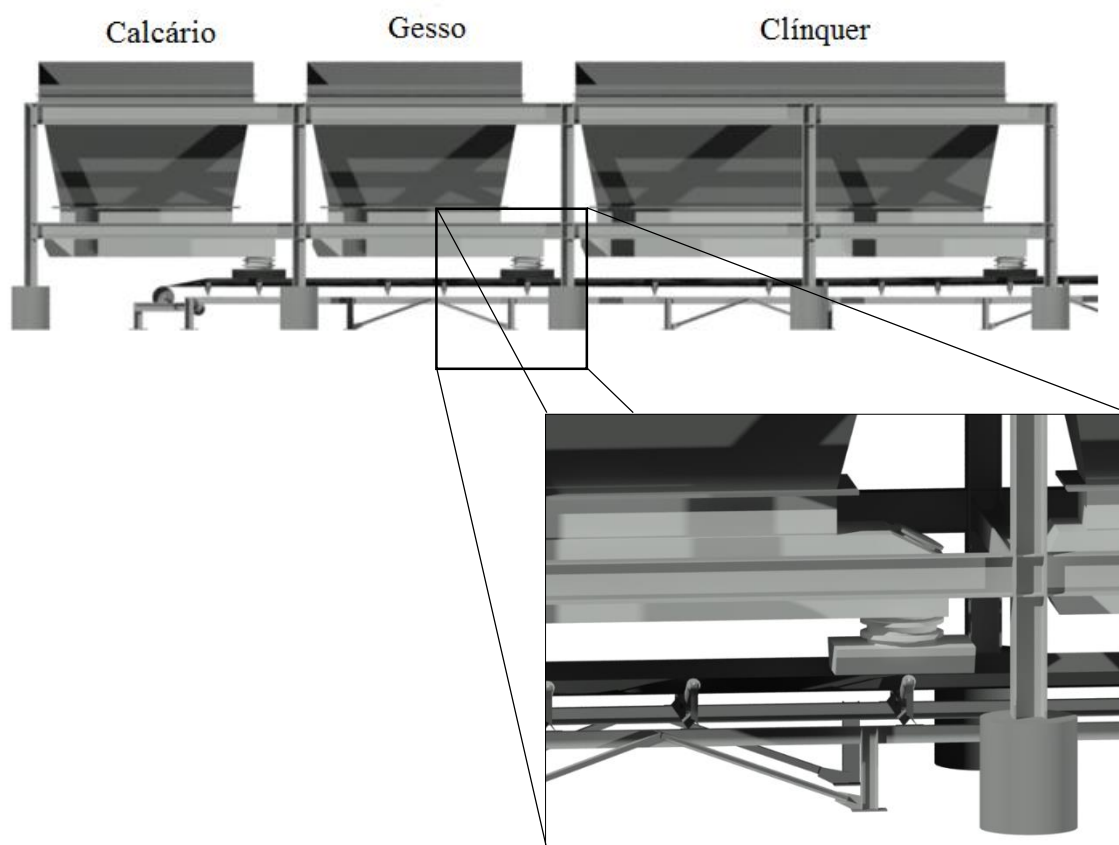


Figura 2.3 Operações de carga na Tela

Procede-se depois à descarga destas tremonhas a partir de dispositivos que permitem controlar as quantidades dos materiais a transportar pela tela.

Na Figura 2.4 mostra-se o troço inicial de arranque, com a indicação de alguns dos componentes mecânicos, bem como a estrutura metálica de suporte.

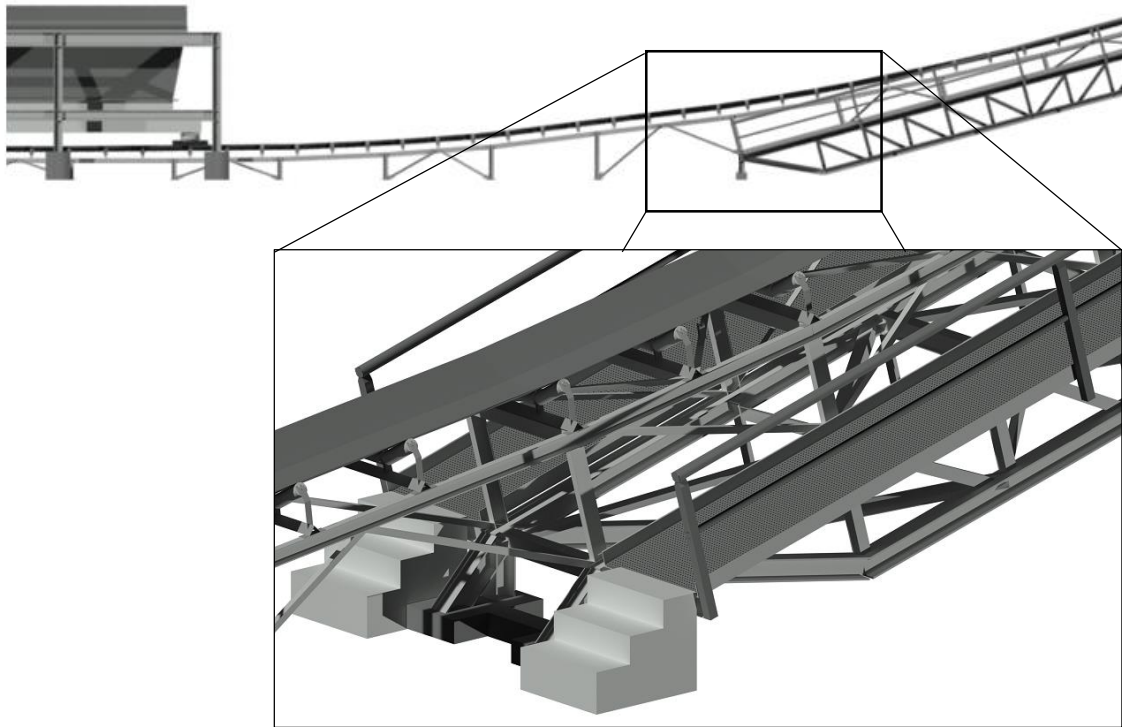


Figura 2.4 Tela e Estrutura Metálica de suporte – Troço Inicial

Na Figura 2.5 mostra-se o conjunto da Estrutura e o pormenor da ligação do Troço Inclinado com o Troço Horizontal.

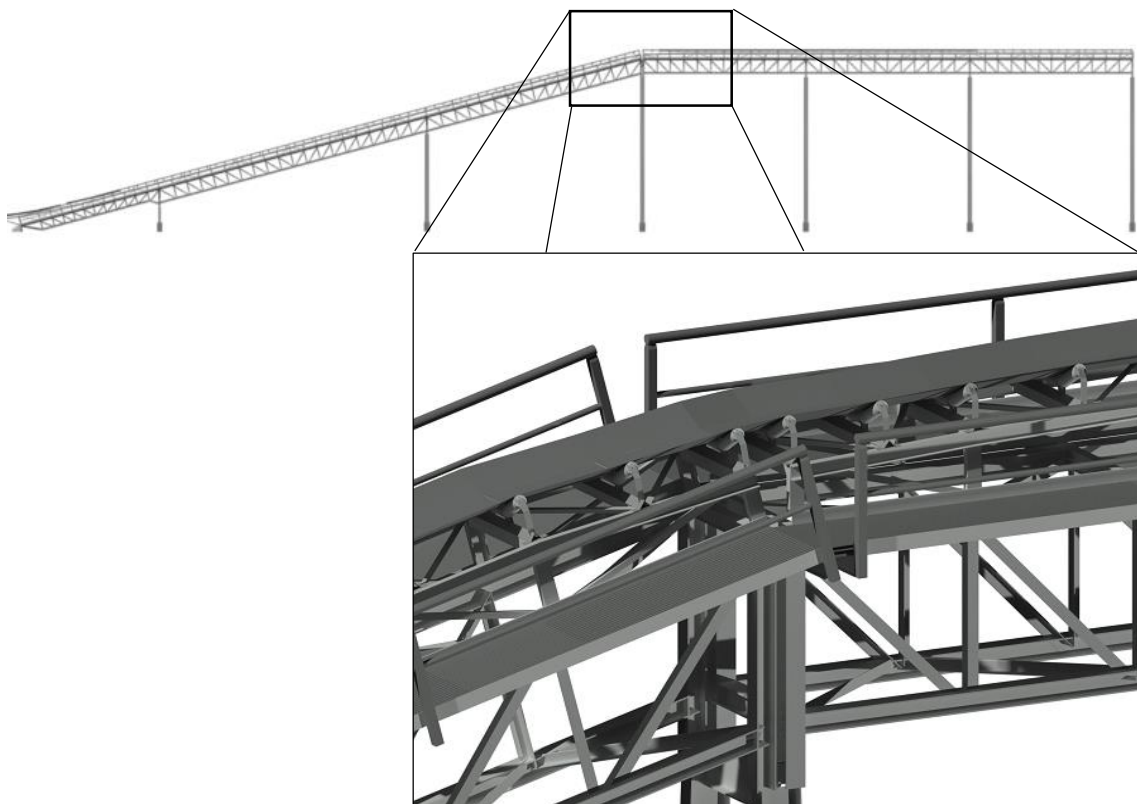


Figura 2.5 Pormenor da Ligação

No final do percurso os materiais são transferidos por meio de outros equipamentos mecânicos para as unidades de stockagem já acima mencionadas.

2.3. Geologia e Geotecnia

A informação geotécnica é fundamental na quantificação das ações sísmicas, na definição do tipo de fundações e na metodologia de execução.

A caracterização do terreno foi realizada a partir de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) com base em diversas sondagens.

Na Figura 2.6 apresenta-se a estratigrafia do subsolo obtido através de uma sondagem tipo, com a indicação do número de pancadas (N_{SPT}) de cada um dos estratos.

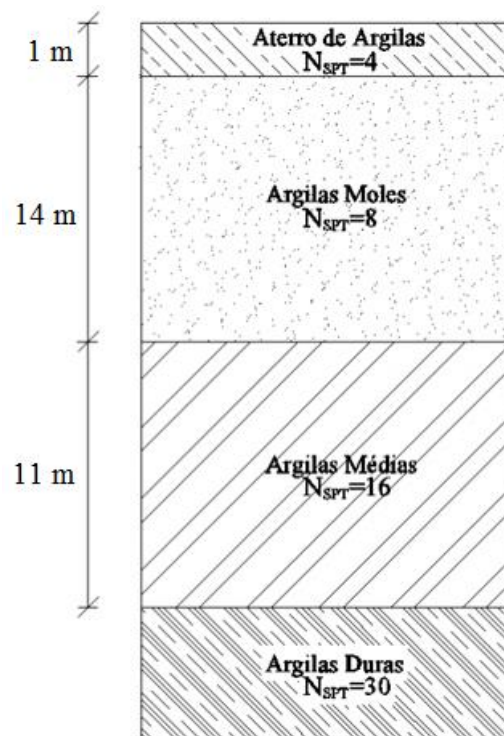


Figura 2.6 Corte Estratigráfico

Constata-se que os estratos superficiais não apresentam características geotécnicas favoráveis à realização de fundações diretas, tendo por isso sido utilizadas estacas em betão armado, ligadas à superestrutura por meio de maciços em betão armado.

2.4. Geometria da Superestrutura

A estrutura metálica de suporte da tela é constituída por 2 Troços:

- O 1º Troço com um comprimento de 69 metros e uma inclinação de 15° constituído por 3 tramos;
- O 2º Troço tem um comprimento de 54 metros, é horizontal e compreende também 3 tramos.

Todos os tramos descarregam em pilares metálicos.

Nas Figuras 2.7 e 2.8 apresenta-se um desenho com a geometria das estruturas.

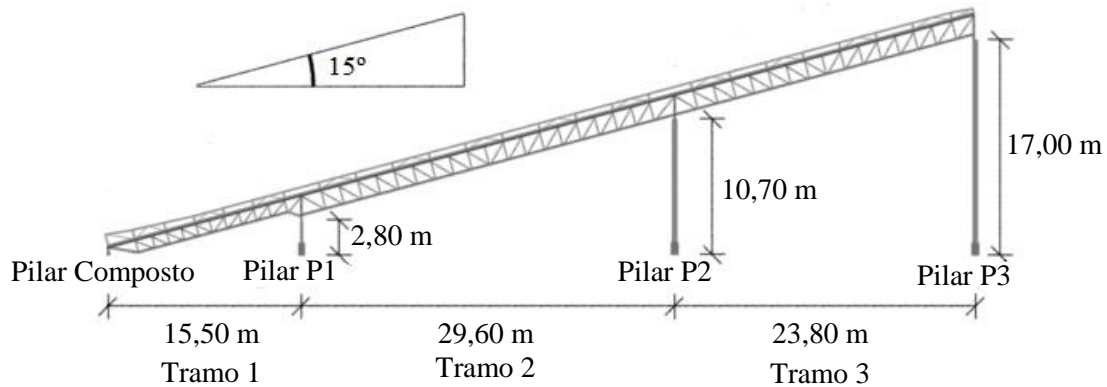


Figura 2.7 Troço Inclinado

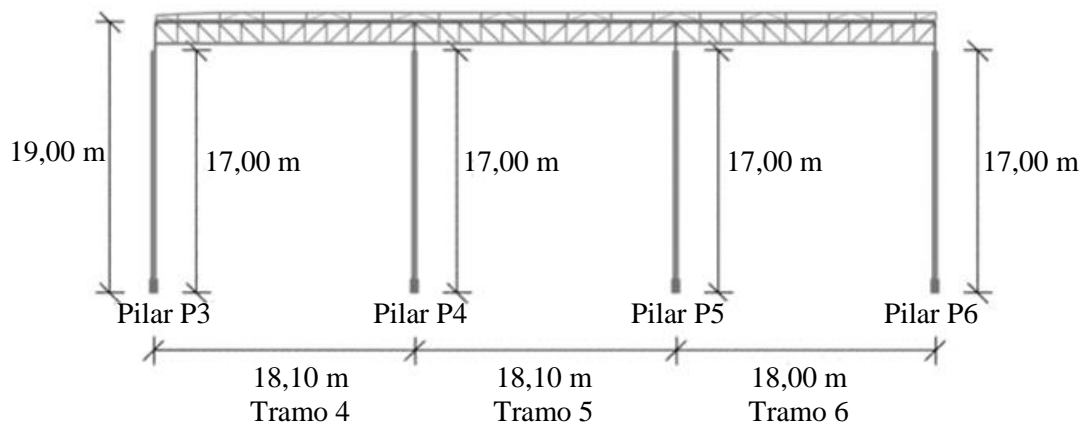


Figura 2.8 Troço Horizontal

2.5. Elementos da Superestrutura

Na superestrutura foram tidos em consideração os seguintes fatores:

- ações;
- disposições construtivas;
- critérios económicos.

Para o dimensionamento da superestrutura consideraram-se os seguintes grupos de elementos:

- Estrutura Secundária;
- Passerelles de Manutenção;
- Caixões Treliçados;
- Quadros Rígidos;
- Pilares.

2.5.1. Estrutura Secundária

A estrutura secundária compreende todos os elementos de suporte da tela que fazem a transferência das cargas do material, do peso da tela e dos componentes mecânicos para as vigas metálicas dos caixões treliçados.

Na Figura 2.9 mostra-se um módulo tipo da estrutura secundária.

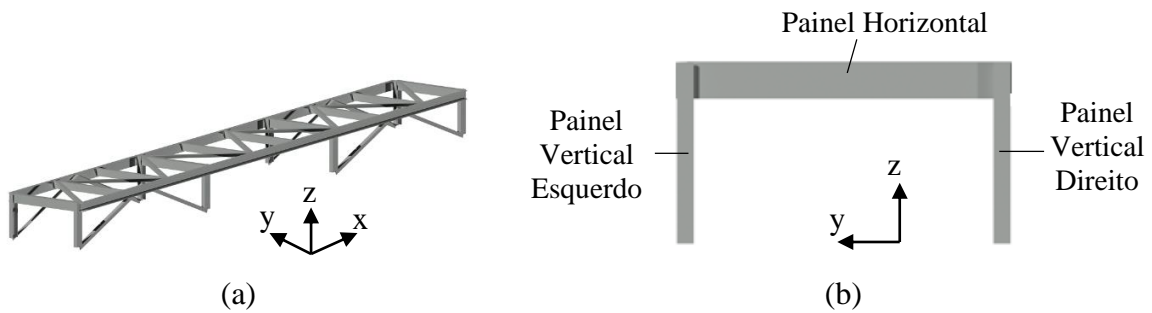


Figura 2.9 Estrutura Secundária: (a) Perspetiva; (b) Nomenclatura

Na Tabela 2.1 estão referenciadas as barras que compõem a estrutura secundária.

Tabela 2.1 Barras da Estrutura Secundária

Painéis Verticais (Plano xz)	Elementos	Perfis
	Diagonais	Tubular quadrado
	Prumos	Tubular quadrado
	Cordões	Tubular retangular

The diagram shows a vertical panel with a total length of 6.00 m, divided into two 3.00 m segments. The height is 0.60 m. It features vertical posts (Prumos) at the ends and a top chord (Cordões). Diagonal bracing (Diagonais) is shown in the second 3.00 m segment.

Painel Horizontal (Plano xy)	Elementos	Perfis
	Cordões	Tubular retangular
	Travessas Secundárias	Tubular retangular
	Travessas Principais	Tubular retangular
Diagonais	Cantoneira	

The diagram shows a horizontal panel with a total length of 6.00 m, divided into two 3.00 m segments. The height is 1.10 m. It features a top chord (Cordões) and diagonal bracing (Diagonais). Vertical cross-bracing (Travessas) is shown, with three secondary cross-braces (1.00 m spacing) and two main cross-braces (1.00 m spacing).

2.5.2. Passerelles de Manutenção

Estas estruturas permitem a circulação do pessoal técnico de vistoria e manutenção, desenvolvem-se ao longo de toda a tela, e são constituídas por um conjunto de consolas em perfis IPE onde apoiam as longarinas.

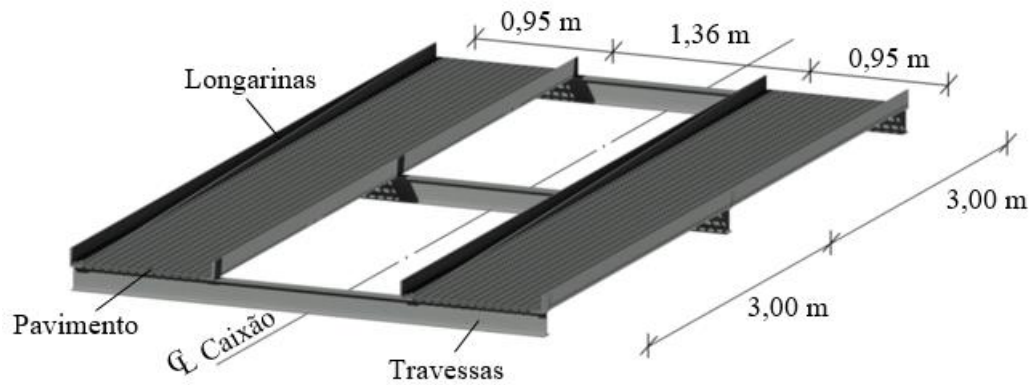


Figura 2.10 Passerelles de Manutenção

Os pavimentos das passerelles são em chapa reticulada do tipo “mini-quadrícula 400”.

2.5.3. Estrutura Principal

A estrutura principal compreende os caixões treliçados espaciais que formam os diferentes tramos da Ponte metálica, os quadros rígidos e os pilares de suporte.

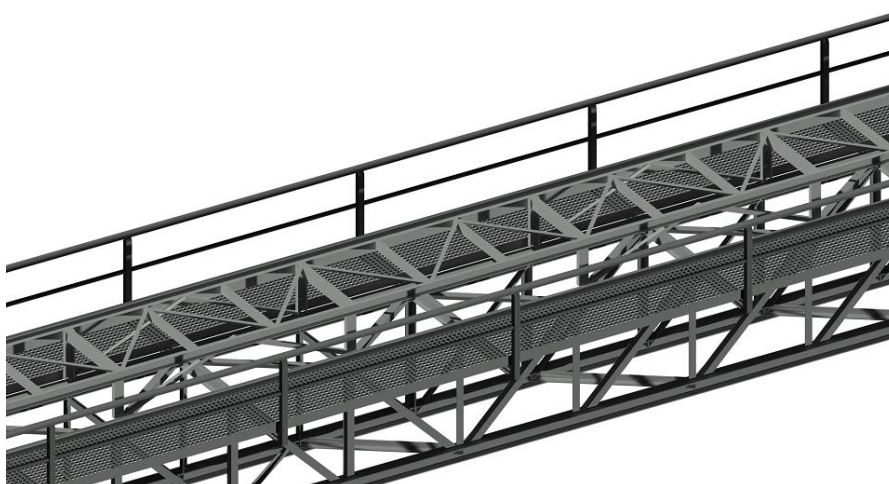


Figura 2.11 Conjunto das Estruturas Principal e Secundária

2.5.3.1. Caixões Treliçados

Os caixões treliçados são constituídos por vigas planas que trabalham em quatro planos distintos. Na Figura 2.12 mostra-se parte de um dos caixões em perspetiva bem como um corte transversal tipo.

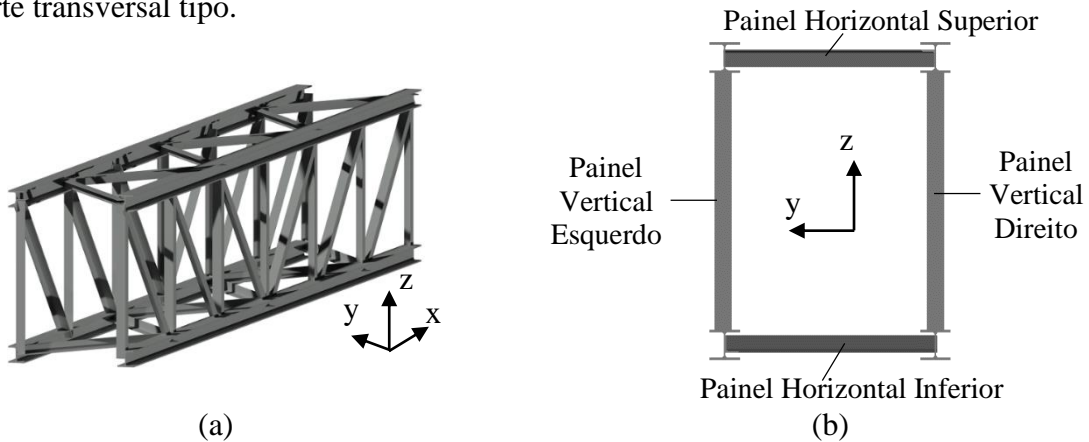


Figura 2.12 Caixaão Treliçado: (a) Perspetiva; (b) Nomenclatura

Na Tabela 2.2 estão indicadas as barras que constituem os painéis dos caixões treliçados assim como a geometria dos mesmos.

Tabela 2.2 Barras dos Caixaões

Painéis Verticais (Plano xz)	Elementos	Perfis
	Diagonais	Cantoneiras
	Montantes	Cantoneira
	Cordões	HEB
Painéis Horizontais (Plano xy)	Elementos	Perfis
	Diagonais	Cantoneira
	Cordões	HEB
<p>Nota: As dimensões da malha tipo são iguais em todos os tramos da Ponte, excetuando o tramo 1 conforme se mostra nas peças desenhadas deste Projeto.</p>		

2.5.3.2. Quadros Rígidos

Os esforços dos diferentes tramos que formam as vigas espaciais são transferidos para os pilares através destes elementos estruturais.

Estes quadros rígidos, em perfis HEB, têm como função rigidificar a estrutura no sentido perpendicular ao desenvolvimento da tela, limitando também os deslocamentos horizontais do vento e do sismo.

Na Figura 2.13 mostra-se a geometria destes elementos estruturais.

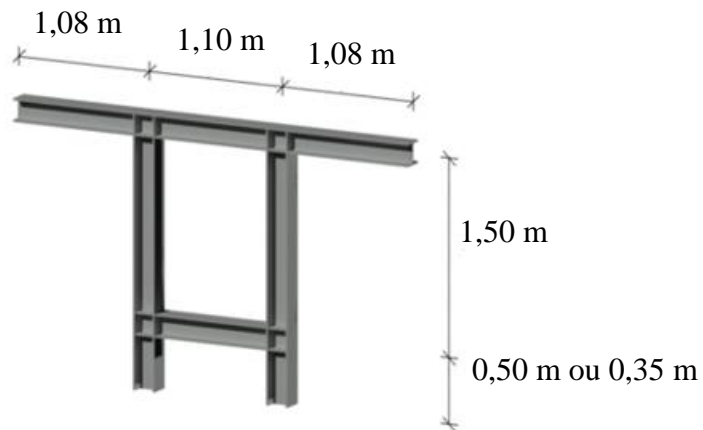


Figura 2.13 Geometria dos Quadros Rígidos

Observação: As dimensões de 0,50 m e de 0,35 m correspondem respectivamente aos Quadros Rígidos dos Troços horizontal e inclinado.

2.5.3.3. Pilares

A estrutura é constituída por um pilar composto em HEB na zona de arranque da estrutura e por mais 6 pilares treliçados.

Na Tabela 2.3 refere-se a nomenclatura e perfis das barras que constituem os pilares.

Tabela 2.3 Barras dos Pilares Treliçados

Barras	Perfis
Diagonais	Cantoneiras compostas de abas iguais
Cordões	IPE
Travessas	IPE

Nas Figuras 2.14, 2.15 e 2.16 está indicada a geometria e nomenclatura utilizada nas diferentes barras.

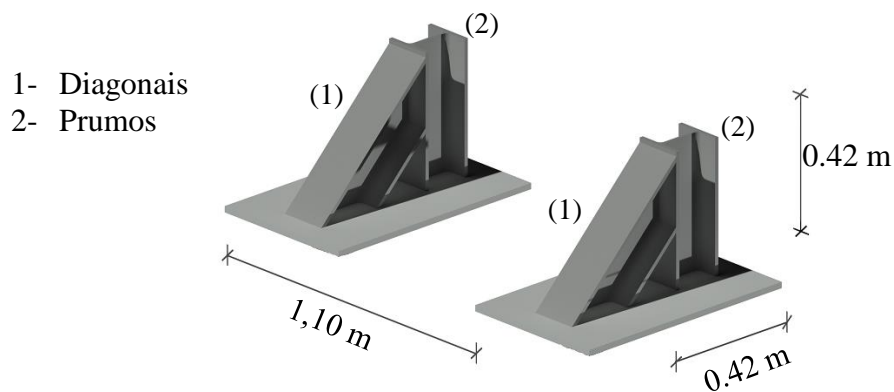


Figura 2.14 Pilar de arranque da Estrutura

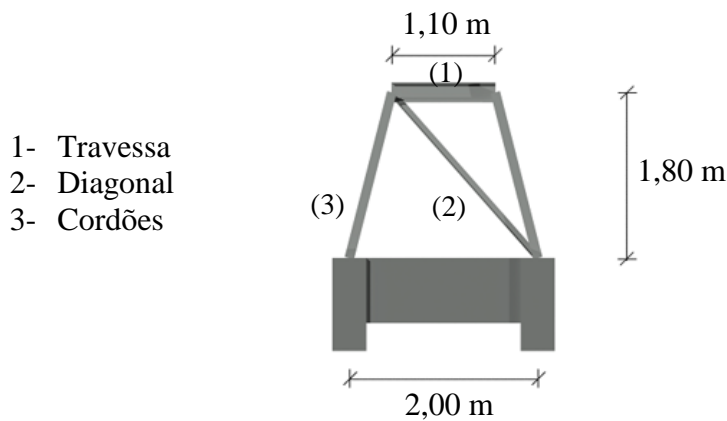


Figura 2.15 Pilar P1

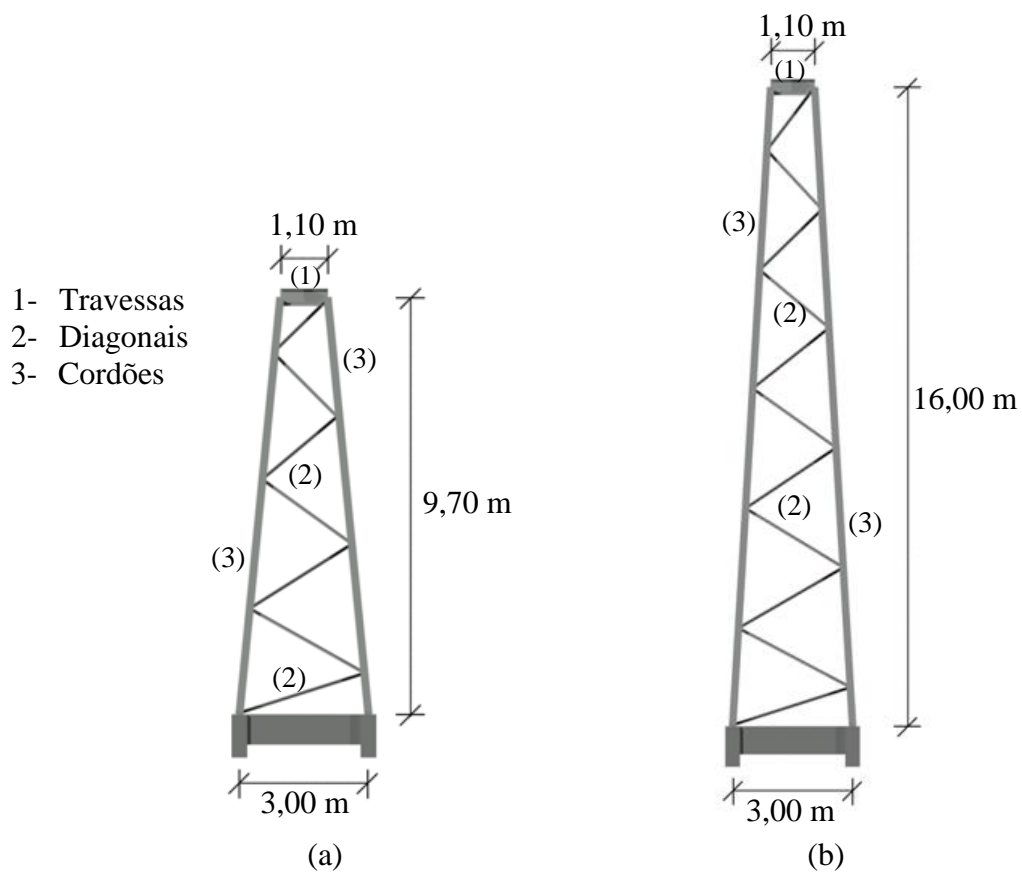


Figura 2.16 Pilares: (a) Pilar P2; (b) Pilar P3, P4, P5 e P6

2.6. Elementos da Infraestrutura

Estes elementos foram estudados com base nas informações do relatório geotécnico e do Dono de Obra, informações estas que limitaram em grande parte a escolha da solução estrutural, nomeadamente na parte respeitante à geometria dos pilares.

A existência de estruturas muito próximas desta nova instalação obrigou a que as distâncias entre os eixos de todos os pilares treliçados fossem muito pequenas (braço do binário reduzido), resultando assim esforços axiais significativos nestes elementos devido às ações horizontais (vento e sismo).

O mesmo se passa com as estacas que estão sujeitas a esforços axiais (compressão/tração) significativos.

Na Figura 2.17 mostra-se a infraestrutura de betão armado que serve de suporte à Estrutura metálica constituída por plintos, vigas, maciços de encabeçamento de estacas e estacas.

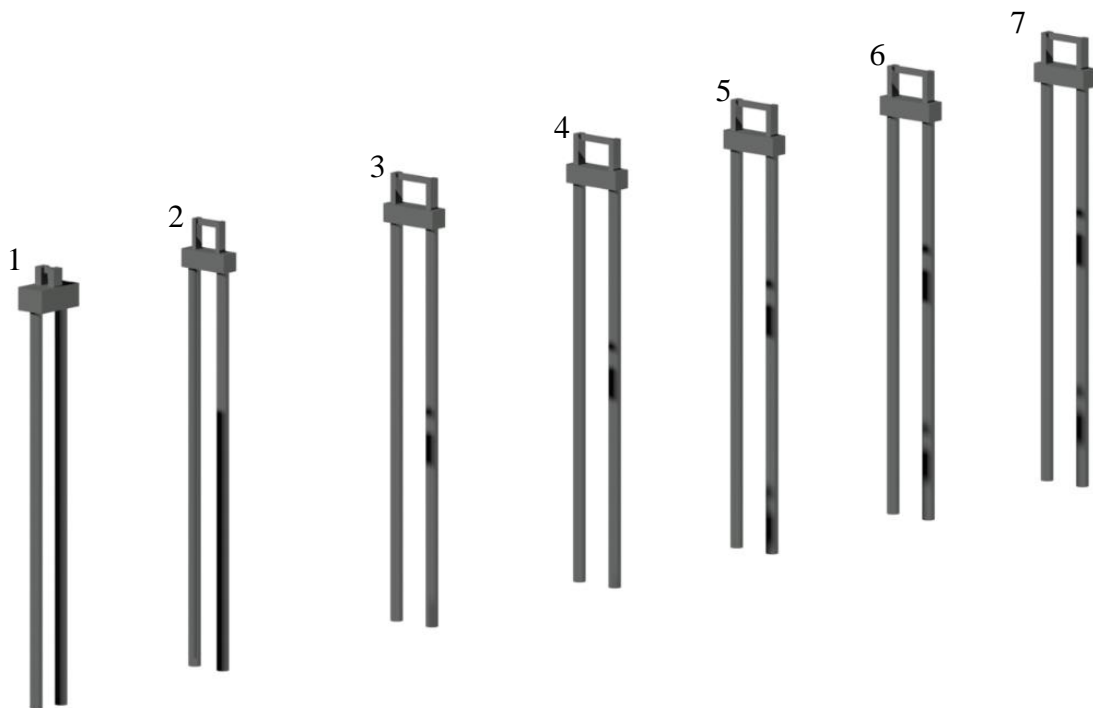


Figura 2.17 Infraestrutura

2.6.1. Plintos e Vigas

Os plintos asseguram a ligação entre as bases dos pilares metálicos e maciços de fundação e estão travados na parte superior por vigas de betão armado de 0,2 m x 0,4 m.

A geometria dos plintos está indicada na Tabela 2.4 e foi definida em função das dimensões das chapas base e da posição dos chumbadouros dos pilares.

Tabela 2.4 Geometria dos Plintos

Plintos	Secção	Altura (m)
PL1	0,8 m x 0,5 m	1.17
PL2	0,6 m x 0,3 m	2
PL3, PL4, PL5, PL6 e PL7	0,8 m x 0,4 m	2

2.6.2. Estacas e Maciços de Encabeçamento

Da informação geotécnica constata-se que as fundações terão de ser realizadas recorrendo a estacas moldadas no terreno.

A ligação entre os plintos dos pilares metálicos com as estacas é feita recorrendo a maciços de fundação. As dimensões destes elementos constam da tabela seguinte.

Tabela 2.5 Geometria dos Maciços

Maciços	b (m)	h (m)	H(m)
M1	2	3.6	1.2
M2	1.2	3.6	1.2
M3, M4, M5, M6 e M7	1.2	4.2	1.2

As estacas em betão armado, com diâmetros de 0,80 m, serão moldadas no terreno com comprimentos da ordem dos 26 m e funcionam por atrito e por ponta.

3. MATERIAIS

Para efeito da caracterização dos materiais utilizados nas estruturas deste projeto subdividiu-se a estrutura em duas partes:

- A superestrutura que inclui todas as estruturas metálicas;
- A infraestrutura em betão armado que compreende os plintos, as vigas, os muros de encabeçamento das estacas e as estacas.

3.1. Estruturas Metálicas

O aço utilizado é o que consta nas tabelas 3.1 e 3.3, segundo as especificações das NP EN 1993-1-1 e NP EN 1993-1-8.

Tabela 3.1 Aço

Perfis e Chapas	S235 JR
Ligações Soldadas	S235

Tabela 3.2 Características principais do aço utilizado em perfis laminados e chapas

Aço S235 JR	
f_y (MPa)	235
f_u (MPa)	360
E (GPa)	210
ν	0.3
α (C ⁻¹)	12×10^6

Tabela 3.3 Aços em Parafusos

Classes dos parafusos	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

3.2. Estruturas de Betão Armado

O betão dos elementos deste projeto é da classe C25/30 cujas características constam das Tabelas 3.4 e 3.5.

Tabela 3.4 Betão

Elementos Estruturais	Classe de exposição	Classe de resistência	Máxima razão A/C	Dosagem mínima de cimento (kg/m ³)	Índice de cloretos	D _{max}	Rec. (cm)
Vigas	XC2	C25/30	0,65	260	C1 0,4	20 mm	3
Maçãos de encabeçamento, Plintos	XC2	C25/30	0,65	260	C1 0,4	20 mm	5
Estacas	XC2	C25/30	0,6	280	C1 0,4	20 mm	5

Tabela 3.5 Características principais do betão

Betão C25/30	
f _{ck} (MPa)	25
f _{cd} (MPa)	16,7
f _{ctm} (MPa)	2,6
E _{cm} (GPa)	31
ν _c	0.2

Para as armaduras ordinárias o aço utilizado foi o A500NR e as características estão indicadas na tabela seguinte.

Tabela 3.6 Características principais do aço das armaduras ordinárias

A500 NR	
f _{yk} (MPa)	500
f _{yd} (MPa)	435
f _u (MPa)	550
E _s (GPa)	200
ε _{yd}	0,00218

4. QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A quantificação e combinação das ações foi feita com base nas Normas Europeias de acordo com o indicado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Normas Europeias

Classificação de Ações		NP EN 1990
Quantificação de Ações	Pesos Próprios	NP EN 1991-1-1
	Restantes Cargas Permanentes	NP EN 1991-1-1
	Sobrecargas	NP EN 1991-1-1
	Ação do Vento	NP EN 1991-1-4
	Ação Térmica	NP EN 1991-1-5
	Ação Sísmica	NP EN 1998-1
Combinação de Ações		NP EN 1990

Apresentam-se nos pontos seguintes todos os procedimentos utilizados para a determinação dos valores das diferentes ações.

4.1. Pesos Próprios

Estas ações foram contabilizadas automaticamente pelo programa de cálculo de elementos finitos a partir da definição dos pesos volúmicos dos materiais utilizados.

- Estruturas Metálicas: $\gamma_s=77 \text{ kN/m}^3$
- Estruturas de Betão armado: $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$

4.2. Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes incluem os pesos dos pavimentos metálicos, dos guarda-corpos e dos elementos mecânicos que constituem o sistema de transporte.

4.2.1. Pavimentos Metálicos

Os pavimentos metálicos são em “mini-quadrícula 400” que tem um peso de $0,4 \text{ kN/m}^2$.

De referir que estes pavimentos formam uma grelha em que as barras principais estão orientadas segundo o menor vão, de modo a distribuírem as cargas às longarinas das passerelles.

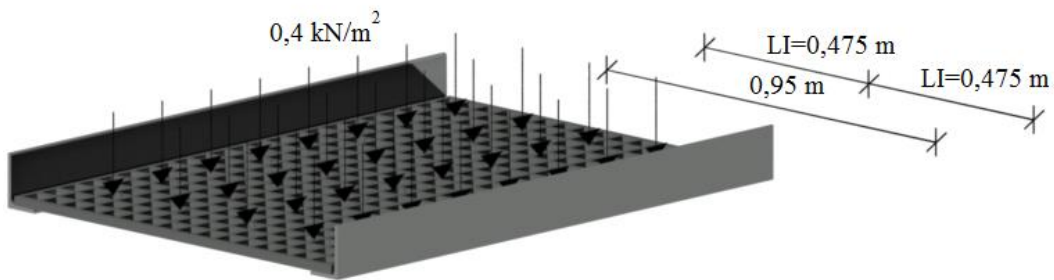


Figura 4.1 Peso dos Pavimentos Metálicos

Carga em cada longarina: $g_k = 0,4 \times LI \text{ (kN / m)}$

4.2.2. Guarda-corpos

O guarda-corpos tem um peso de $0,15 \text{ kN/m}$.

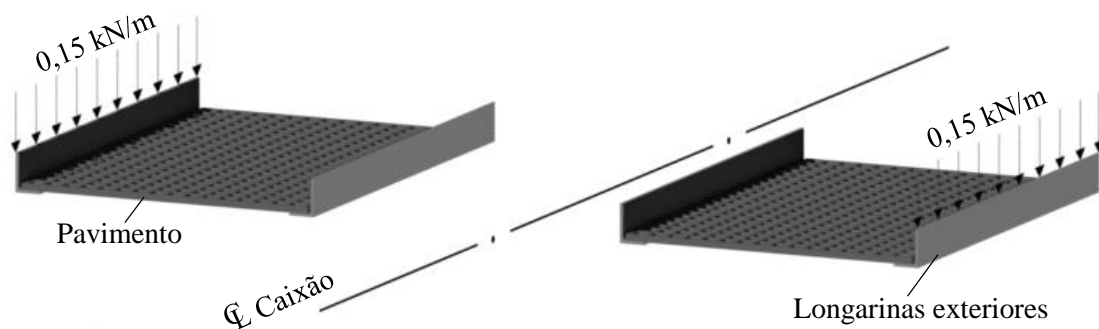


Figura 4.2 Peso do Guarda-corpos

4.2.3. Tela Transportadora

As cargas do peso da tela e dos restantes componentes mecânicos foram consideradas iguais a 3 kN/m.

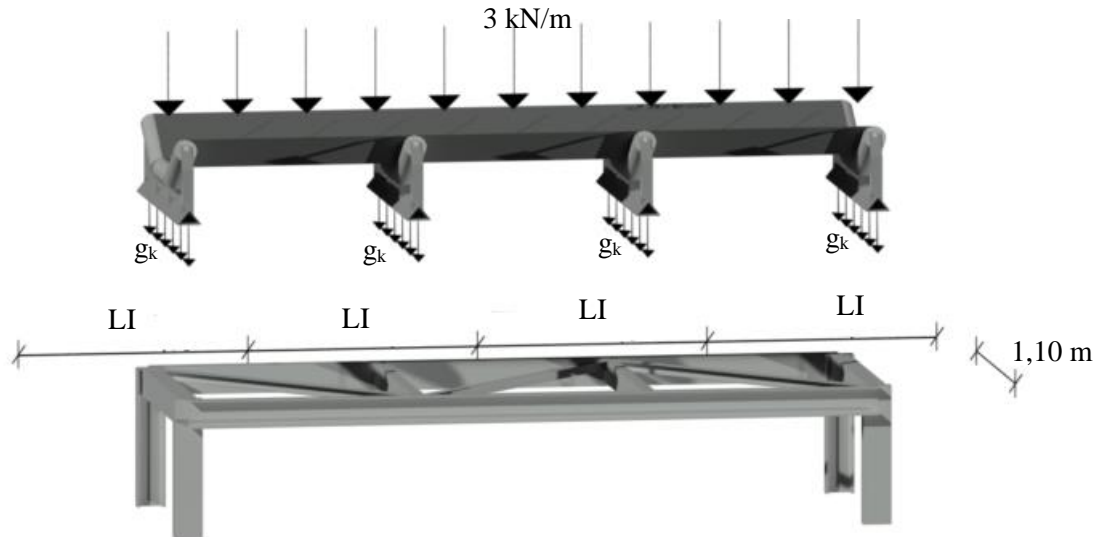


Figura 4.3 Cargas da Tela e dos Rolos

As cargas nas travessas foram determinadas com base nas diferentes larguras de influência (LI), a partir da seguinte expressão:

$$g_k = \frac{3 \times LI}{1,10} \text{ (kN / m)} \quad (4.1)$$

4.3. Sobrecargas

Foram considerados dois tipos de sobrecargas:

- nas passerelles;
- na tela.

4.3.1. Sobrecarga nas Passerelles

Considerou-se no máximo a presença de 2 a 3 técnicos nas operações de manutenção e vistoria.

Uma vez que esta sobrecarga não se enquadra em nenhuma das categorias definidas no quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1, considerou-se por imposição do Dono de Obra um valor de 2 kN/m^2 .

Estas cargas foram aplicadas nas longarinas das passerelles com o valor de:

$$q_k = 2 \times LI \text{ (kN / m)} \quad (4.2)$$

4.3.2. Sobrecarga na Tela

O peso dos inertes que circulam na tela é uma ação variável importante.

O peso volúmico γ e o ângulo de talude natural β indicados na Tabela 4.2 foram os parâmetros que serviram para o cálculo desta ação.

Tabela 4.2 Características dos Materiais

Materiais	γ (kN/m ³)	β (°)
Calcário	15	25
Gesso	13	20
Clínquer	15	25

As telas transportadoras com três rolos de apoio e uma largura de 1,0 m utilizadas neste projeto apresentam as dimensões indicadas na Figura 4.4. Com base nesta informação foram calculados os volumes de materiais por metro linear transportados pela tela.

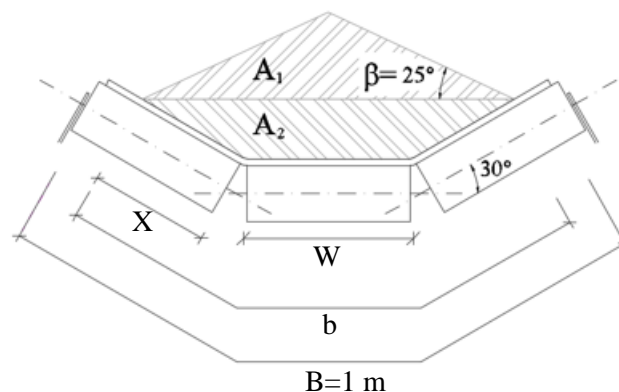


Figura 4.4 Corte Transversal Tipo

Para telas com 3 rolos de apoio e com larguras inferiores a 2 metros a relação entre as larguras totais tela/material é a seguinte:

$$b = 0,9B - 0,05 = 0,9 \times 1 - 0,05 = 0,85 \text{ m}$$

A dimensão W corresponde ao comprimento de um rolo e é igual a 0,36 metros.

O parâmetro X é calculado pela expressão:

$$b = W + 2X \quad (\Rightarrow) \quad X = \frac{b - W}{2} = \frac{0,85 - 0,36}{2} = 0,245 \text{ m}$$

Com os valores atrás definidos e com os ângulos de talude do material e da tela calcularam-se os volumes por metro de material transportado.

$$X_h = X \times \cos(30^\circ) = 0,245 \times \cos(30^\circ) = 0,212 \text{ m}$$

$$X_v = X \times \sin(30^\circ) = 0,245 \times \sin(30^\circ) = 0,123 \text{ m}$$

A altura máxima corresponde à altura de A_1 e é calculada a partir das expressões:

$$h = \text{tg}(25^\circ) \times \left(\frac{2 \times X_h + W}{2} \right) = \text{tg}(25^\circ) \times \left(\frac{2 \times 0,212 + 0,36}{2} \right) = 0,183 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{((2 \times X_h + W) \times h)}{2} = \frac{((2 \times 0,212 + 0,36) \times 0,183)}{2} = 0,07 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{((2 \times X_h + W) + W)}{2} \times X_v = \frac{((2 \times 0,212 + 0,36) + 0,36)}{2} \times 0,123 = 0,07 \text{ m}^2$$

$$A_T = A_1 + A_2 = 0,07 + 0,07 = 0,14 \text{ m}^2$$

O valor da carga do peso do material transportado é igual a:

$$q_k = A_T \times \gamma_{\text{calcário}} = 0,14 \times 15 = 2,10 \text{ kN/m}$$

4.4. Ação Sísmica

A quantificação das ações sísmicas foi feita segundo a NP EN 1998-1.

Neste projeto procedeu-se a uma análise por espectros de resposta.

De acordo com a cláusula 4.3.3.5.2 a componente vertical da ação sísmica pode ser desprezada no cálculo das estruturas deste Projeto.

Consideraram-se dois tipos de sismo:

- Sismo do tipo 1 (sismo de magnitude moderada e pequena distância focal);
- Sismo do tipo 2 (sismo de magnitude elevada e grande distância focal).

Os espectros de resposta da ação sísmica dependem de vários fatores, a saber:

- Localização da estrutura;
- Tipo de solo;
- Classe de importância;
- Coeficiente de comportamento.

Foi criada uma folha de cálculo em “Excel” para a determinação dos espectros de resposta.

Indicam-se a seguir todos os passos utilizados na determinação dos espectros de resposta sísmica.

4.4.1. Zonamento Sísmico

Foi necessário neste Projeto definir por analogia um local do território nacional semelhante ao do Dondo em Moçambique, tendo-se optado pela zona de Setúbal.

Deste modo, a partir da zona sísmica considerada, foi possível calcular o valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno para os dois tipos de ações sísmicas.

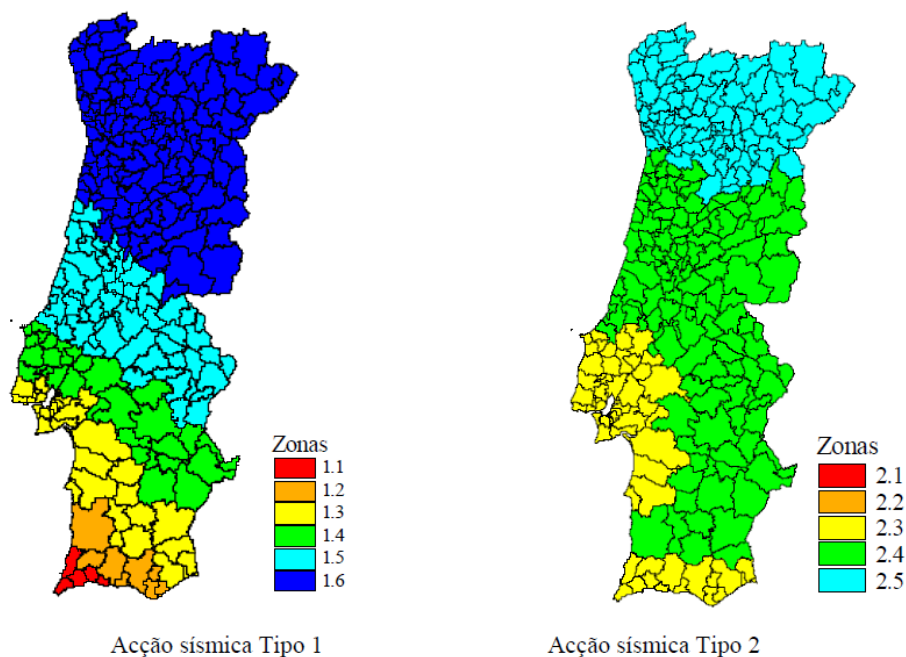


Figura 4.5 Zonamento Sísmico em Portugal Continental

De referir que Setúbal encontra-se na Zona 1.3 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e Zona 2.3 para a Ação Sísmica do Tipo 2.

Tabela 4.3 Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

4.4.2. Classe e Coeficiente de Importância

A classe de importância é definida em função das consequências do colapso das estruturas em termos de vidas humanas, da segurança pública, proteção civil e impacto económico.

A cada uma das classes de importância corresponde um coeficiente de importância de acordo com o definido na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Coeficientes de importância γ_I

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

Considerou-se que a estrutura deste Projeto se enquadra na classe de importância II.

O valor de cálculo da aceleração à superfície é obtido pela expressão:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.3)$$

4.4.3. Tipo de Terreno

Segundo o EC8-1 os terrenos são classificados por A, B, C, D e E no território continental, e a sua classificação depende de 3 parâmetros:

- velocidade média das ondas de corte;
- número de pancadas no ensaio SPT (N_{SPT});
- resistência ao corte não drenado do solo.

Tabela 4.5 Tipos de Terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S ₁			

O terreno da estrutura enquadra-se na descrição do Tipo D com base na informação geotécnica atrás definida

Com a definição do tipo de terreno determinaram-se os valores dos parâmetros dos espectros de resposta elástica, a partir do Anexo Nacional.

Tabela 4.6 Valores dos parâmetros do Espectro de Resposta Elástica para a Ação Sísmica do Tipo 1

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

Tabela 4.7 Valores dos parâmetros do Espectro de Resposta Elástica para a ação sísmica do Tipo 2

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

Com o valor de S_{\max} definiu-se o coeficiente de solo, S , necessário para o cálculo dos espectros com base nas expressões:

$$\begin{cases} a_g \leq 1\text{m/s}^2 & S = S_{\max} \\ 1\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 4\text{m/s}^2 & S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \\ a_g \geq 4\text{m/s}^2 & S = 1,0 \end{cases} \quad (4.4)$$

4.4.4. Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento relaciona as grandezas resultantes das análises linear e não linear.

O EC8 define três classes de ductilidade, baixa, média e alta (DCL, DCM, DCH), correspondendo a cada uma destas classes um intervalo de valores para o coeficiente de comportamento q .

Considerou-se que a Estrutura tem um “Comportamento estrutural de baixa dissipação” resultando uma classe de ductilidade estrutural baixa (DCL) com um coeficiente de comportamento q igual a 1,5 para um amortecimento viscoso de 5%.

4.4.5. Espectros de Resposta de Cálculo

No EC8 definem-se as expressões para os espectros de cálculo que caracterizam as ações sísmicas a seguir indicadas:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.8)$$

Em que:

$S_d(T)$ espectro de cálculo para análise elástica;

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno;

S coeficiente de solo;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B, T_C, T_D períodos de transição dos vários troços do espectro;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Nota: Na análise dinâmica deste Projeto consideraram-se as massas das cargas permanentes, e as ações variáveis foram minoradas pelo coeficiente determinado com base na expressão:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (4.9)$$

Considerou-se o valor de φ igual a 1.

Segundo a NP EN 1998-1 considerou-se que as “componentes” horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente.

Para a contabilização deste efeito utilizaram-se as seguintes expressões:

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (4.10)$$

$$E_{Edy} + 0,30 E_{Edx} \quad (4.11)$$

Em que:

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura.

4.5. Ação do Vento

A ação do vento nas construções exerce-se sob a forma de forças ou pressões, e embora seja uma ação dinâmica pode ser quantificada por meio de forças estáticas.

A metodologia utilizada no seu estudo está definida na NP EN 1991-1-4 Ações do Vento.

A quantificação desta ação depende fundamentalmente de quatro parâmetros:

- Pressão dinâmica de pico;
- Coeficiente estrutural;
- Coeficiente aerodinâmico;
- Área de referência da construção ou dos elementos.

Neste Projeto foi desenvolvida uma folha de cálculo, que permitiu quantificar as forças do vento consideradas no modelo de elementos finitos, que serviu para os estudos realizados.

4.5.1. Pressão Dinâmica de Pico

A pressão dinâmica de pico é um parâmetro fundamental no cálculo da ação do vento e depende da altura, da localização e da forma das construções.

As estruturas deste Projeto foram estudadas considerando três níveis altimétricos, a que correspondem três alturas de referência z_e , conforme se indica na Figura 4.6.

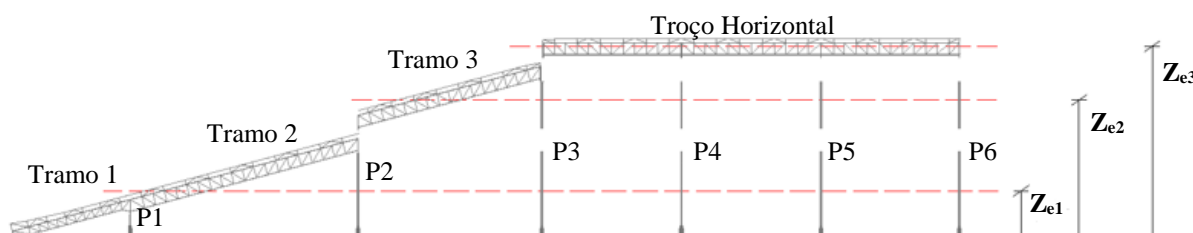


Figura 4.6 Níveis Altimétricos

Tabela 4.8 Alturas de Referência z_e

Níveis Altimétricos	Elementos	Altura de referência z_e (m)
1	Tramos 1 e 2 Pilares P1 e P2 Pilares P3, P4, P5 e P6	5,83
2	Tramo 3 Pilares P3, P4, P5 e P6	14,78
3	Troço Horizontal (Tramos 4, 5 e 6)	18,57

A expressão para o cálculo da pressão dinâmica de pico é a seguinte:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.12)$$

Em que:

ρ massa volúmica do ar cujo valor recomendado é 1,25 kg/m³.

As restantes siglas que compõem esta expressão são explicadas nos pontos seguintes.

4.5.1.1. Valor de Referência da Velocidade do Vento

O valor de referência da velocidade do vento é calculado pela expressão (4.13).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.13)$$

Em que:

c_{dir} coeficiente de direção cujo valor recomendado é 1,0;

c_{season} coeficiente de sazão com um valor recomendado de 1,0;

$v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento cujos valores são dados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 Valor básico da Velocidade de Referência do Vento

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

A zona A corresponde à generalidade do território, excetuando-se as regiões pertencentes à zona B, que são os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600m.

Neste Projeto considerou-se a região do Dondo como pertencente à zona A

4.5.1.2. Coeficiente de Rugosidade

As expressões que permitem determinar o coeficiente de rugosidade são:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) & \text{para } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Em que:

- z altura de referência da construção ou de um elemento;
- z_0 comprimento de rugosidade que depende da categoria do terreno, e é definido na Tabela 4.10;
- z_{\min} altura mínima, indicada na Tabela 4.10;
- z_{\max} altura máxima (o valor a considerar deve ser igual a 200 m);
- k_r coeficiente de terreno que é função do comprimento de rugosidade z_0 .

Tabela 4.10 Categorias de Terreno e Respetivos parâmetros

Categorias de terreno	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

O terreno envolvente do complexo industrial onde será construída a Estrutura apresenta características semelhantes às do terreno do tipo II.

O coeficiente de terreno k_r é calculado pela expressão (4.15).

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (4.15)$$

Sendo:

- $z_{0,II}$ comprimento de rugosidade para um terreno de categoria II.

4.5.1.3. Velocidade Média do Vento

A velocidade média do vento relaciona a velocidade de referência com as características do terreno e a altura de referência, e é calculada pela expressão (4.16):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.16)$$

Em que:

$c_o(z)$ coeficiente de orografia, foi considerado igual a 1,0;

4.5.1.4. Intensidade de Turbulência

Na NP EN 1991-1-4 define-se a intensidade de turbulência à altura z como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, a saber:

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (4.17)$$

O desvio padrão da turbulência pode ser calculado pela expressão (4.18).

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (4.18)$$

Sendo:

k_I coeficiente de turbulência cujo valor recomendado é 1,0.

4.5.2. Coeficiente Estrutural

O coeficiente estrutural tem em conta o facto de as ações do vento não atuarem simultaneamente durante a ocorrência das pressões de pico sobre as superfícies.

Este comportamento é considerado através do coeficiente de dimensão (c_s) que minora a força global.

Os efeitos das vibrações da estrutura devidas à turbulência são quantificados através do coeficiente dinâmico (c_d).

O cálculo do coeficiente estrutural deve ser realizado segundo a secção 6 da NP EN 1991-1-4 em conjunto com os anexos B e C e o Anexo Nacional.

Pela tipologia das estruturas deste Projeto constatou-se que as mesmas não se enquadram em nenhuma das disposições padrão indicadas no ponto 6.2(1) da NP EN 1991-1-4, tendo-se recorrido porem ao procedimento do item 6.3.1 da mesma Norma, bem como aos Anexos B e C.

Com base nas considerações anteriores utilizou-se para o cálculo do coeficiente a expressão a seguir indicada:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.19)$$

As siglas que compõem esta expressão são explicadas nos pontos seguintes.

Nota: De referir que este coeficiente depende de vários parâmetros que variaram ao longo de todo o processo de dimensionamento.

Procedeu-se ao seu cálculo para os Troços Horizontal e Inclinado tendo-se constatado que os seus valores eram muito próximos de 1.

4.5.2.1. Escala de Turbulência $L(z)$

A escala de turbulência $L(z)$ representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural. O anexo B da NP EN 1991-1-4 define as expressões que permitem o cálculo deste parâmetro:

$$\begin{aligned} L(z) &= L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha & \text{para } z \geq z_{\min} \\ L(z) &= L(z_{\min}) & \text{para } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (4.20)$$

Em que:

L_t escala de referência, igual a 300 m;

z_t altura de referência, igual a 200 m;

α parâmetro que depende do comprimento de rugosidade, e é calculado por:

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) \quad (4.21)$$

A altura z para uma construção do tipo “oscilador paralelo” obtém-se a partir de:

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min} \quad (4.22)$$

As dimensões h e h_1 são as que constam da Figura 4.7.

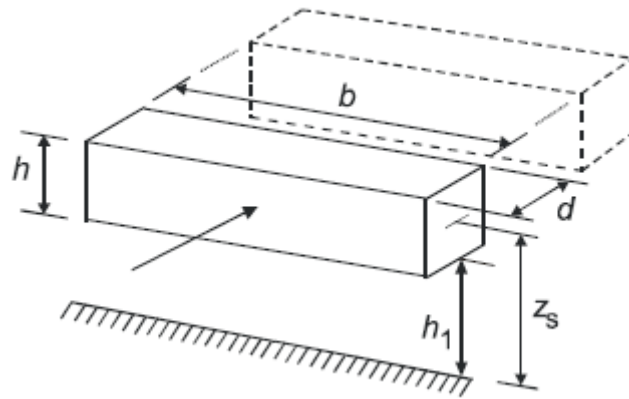


Figura 4.7 Dimensões da Construção

4.5.2.2. Distribuição da Energia do Vento em Frequência $S_L(z,n)$

Na NP EN 1991-1-4 define-se a expressão que permite o cálculo da função de densidade espectral de potência adimensional:

$$S_L(z,n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z,n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z,n))^{5/3}} \quad (4.23)$$

Ainda na mesma Norma obtém-se a frequência adimensional $f_L(z,n)$ através da expressão:

$$f_L(z,n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.24)$$

Em que:

N frequência própria da estrutura em Hz ($n_{1,x}$);

$v_m(z)$ velocidade média do vento.

4.5.2.3. Coeficiente de Resposta Quase-Estática B^2

Este coeficiente é calculado pela expressão:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (4.25)$$

Em que:

b, h largura e altura da construção.

4.5.2.4. Funções de Admitância Aerodinâmica R_h e R_b

A NP EN 1991-1-4 indica as expressões para o cálculo das funções de admitância aerodinâmica:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (4.26)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (4.27)$$

As variáveis η_h e η_b são determinadas na mesma secção através de:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.28)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.29)$$

4.5.2.5. Coeficiente de Resposta em Ressonância R^2

O coeficiente de resposta em ressonância é obtido pela expressão:

$$R^2 = \frac{\pi}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.30)$$

Em que:

δ decremento logarítmico total de amortecimento;

O decremento logarítmico total de amortecimento é determinado por:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (4.31)$$

Em que:

δ_s decremento logarítmico de amortecimento estrutural;

δ_a decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental;

δ_d decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais.

4.5.2.6. Freqüência de Passagens Ascendentes v

Este parâmetro é obtido a partir de:

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; v \geq 0,08\text{Hz} \quad (4.32)$$

4.5.2.7. Fator de Pico k_p

O fator de pico é dado por:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (4.33)$$

Em que:

T duração de integração da velocidade média do vento, T=600 s.

4.5.3. Coeficiente Aerodinâmico

Para determinar o coeficiente aerodinâmico numa estrutura é necessário ter em conta os coeficientes de força ou de pressão.



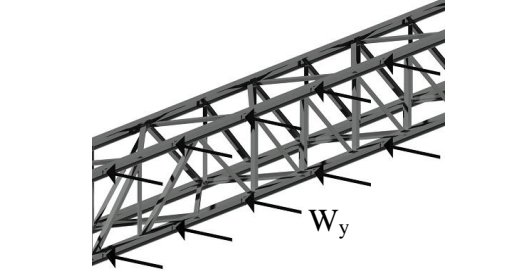
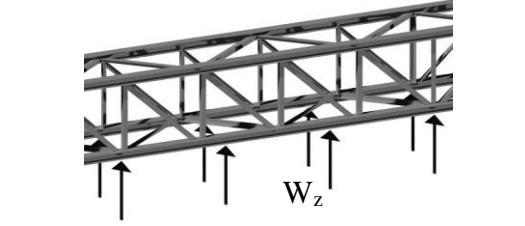
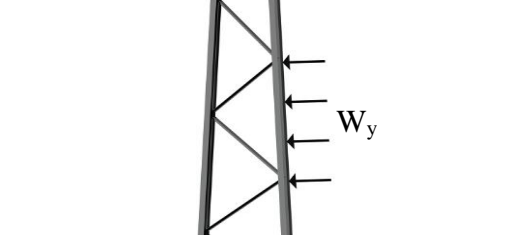
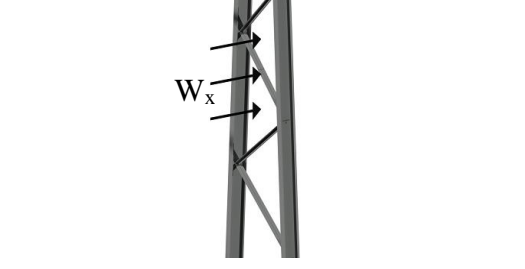
Os tipos de estruturas deste Projeto enquadram-se nas “Estruturas Treliçadas”, nos “Elementos Estruturais de Secção com Arestas Vivas” e nos “Elementos Estruturais de Secção Retangular”.

De referir que neste tipo de elementos os coeficientes a utilizar devem ser os coeficientes de força.

De referir, também, que se recorreu à ação do vento em pontes para os tramos das vigas treliçadas.

Na Tabela 4.11 apresenta-se a correspondência entre os vários elementos analisados, bem como a tipologia definida em função da direção do vento.

Tabela 4.11 Tipologia dos Elementos do Projeto no estudo do Vento

Figuras	Elementos	Direções	Tipologias
	Estrutura Secundária	Y	Elementos Estruturais de Secção Retangular (7.6)
	Estruturas Auxiliares (Efeito sobre a Tela)	Z	Pontes (8.3.3)
	Caixão	Y	Estrutura Treliçada Espacial (7.11)
	Caixão	Z	Pontes (8.3.3)
	Pilares	Y	Elementos Estruturais de Secção com Arestas Vivas (7.7)
	Pilares	X	Estrutura Treliçada Plana (7.11)

Nas figuras indica-se a ação do vento segundo os sentidos positivos do referencial utilizado (W_y , W_z , W_x).

A ação do vento foi considerada também segundo o sentido negativo (W_{yy} , W_{zz} , W_{xx}).

A expressão do coeficiente de força para Estruturas Treliçadas de cordas paralelas, para “Elementos Estruturais de Secção com Arestas Vivas” e para “Elementos Estruturais de Secção Retangular” sem cantos arredondados é a seguinte:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.34)$$

Em que

$c_{f,0}$ coeficiente de força sem efeitos de extremidade;

ψ_λ coeficiente de efeitos de extremidade.

Para o vento segundo z o coeficiente de força foi obtido de um modo direto.

4.5.3.1. Coeficiente de Força sem efeitos de extremidade $c_{f,0}$ em Estruturas Treliçadas

De modo a definir o coeficiente de força sem efeitos de extremidade é necessário calcular-se o índice de cheios das treliças.

A Figura 4.8 indica os parâmetros geométricos a considerar neste tipo de estruturas.

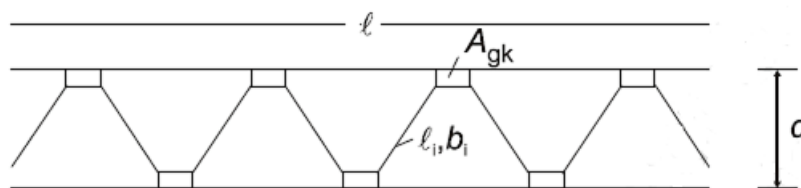


Figura 4.8 Estrutura Treliçada

Determinação do índice de cheios:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (4.35)$$

Em que:

A soma das áreas das projeções no plano da face perpendicularmente a esse plano de todos os elementos e chapas gousset da face: $A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk}$

A_c área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma;

l vão da treliça;

d altura da treliça;

b_i, l_i dimensões do elemento i projetado perpendicularmente à face;

A_{gk} área da chapa de gousset k .

Os ábacos utilizados para a determinação dos coeficientes de força sem efeitos de extremidade estão indicados nas figuras seguintes.

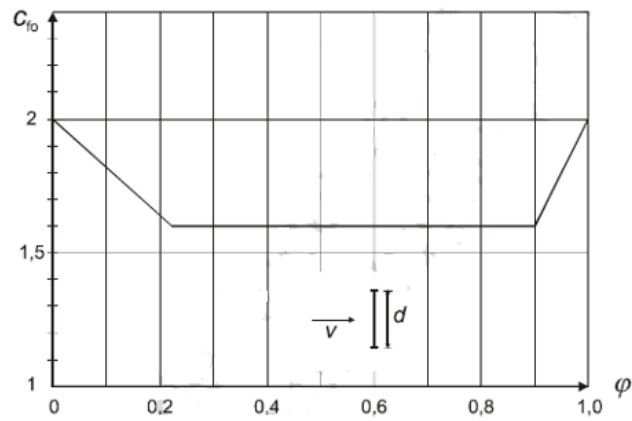


Figura 4.9 Coeficiente de Força $c_{r,0}$ para Estruturas Treliçadas Planas (constituída por perfis de secção angulara) em função do Índice de Cheios ϕ

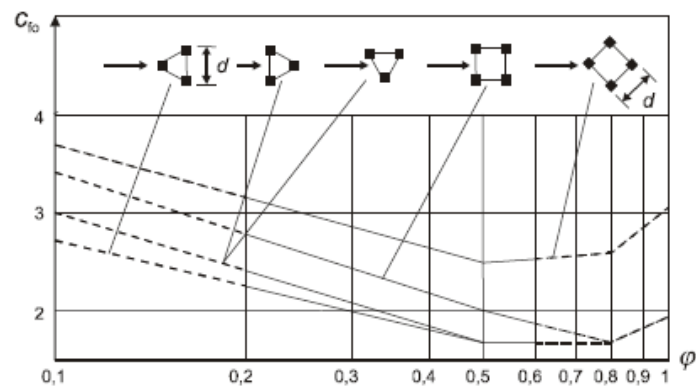


Figura 4.10 Coeficiente de Força $c_{r,0}$ para Estruturas Treliçadas Espaciais (constituída por perfis de secção angulara)

4.5.3.2. Coeficiente de Força sem efeitos de extremidade $c_{f,0}$ em Elementos Estruturais de secção com Arestas Vivas

Na Figura 4.11 representam-se algumas das secções com arestas vivas e os respetivos parâmetros geométricos utilizadas no estudo da ação do vento.

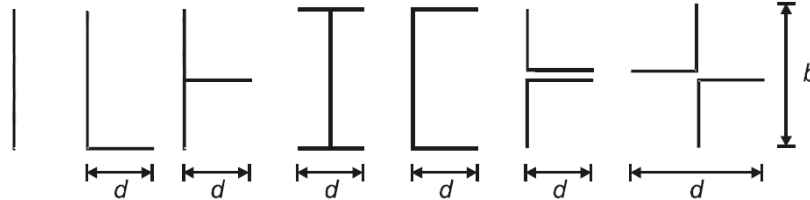


Figura 4.11 Secções com Arestas Vivas

O valor recomendado para os coeficientes de força sem efeitos de extremidade nestes casos particulares é 2 (valor conservativo).

4.5.3.3. Coeficiente de força sem efeitos de extremidade $c_{f,0}$ para Elementos Estruturais de Secção Retangular

Para os elementos com secção retangular em que o vento incide perpendicularmente a uma das faces, o coeficiente de força sem efeitos de extremidade foi calculado pelo ábaco seguinte.

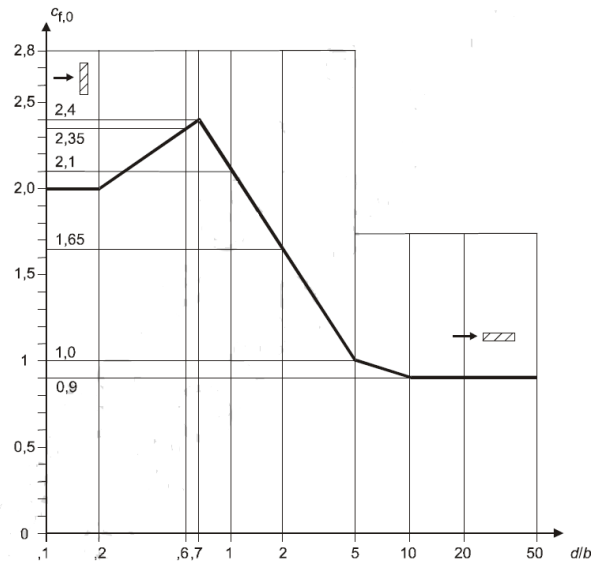


Figura 4.12 Coeficiente de força para Secções Retangulares com arestas vivas e sem live escoamento em torno das extremidades

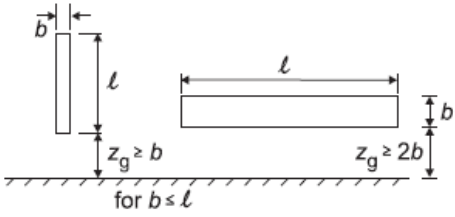
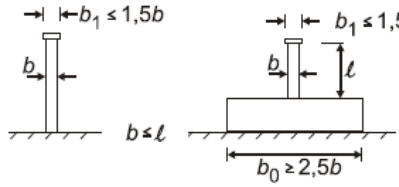
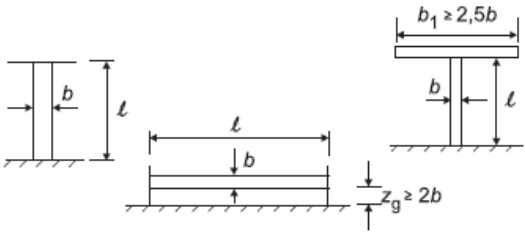
Nota: As secções retangulares neste Projeto não têm os cantos arredondados, não sendo, pois, aplicável o coeficiente de redução ψ_r .

4.5.3.4. Coeficiente de Efeitos de Extremidade ψ_λ

O coeficiente de efeitos de extremidade é determinado em função da esbelteza λ .

No Anexo Nacional, indica-se a determinação da esbelteza em função da posição da estrutura tal como se mostra na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Esbelteza Efetiva λ

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efetiva λ
1		$\lambda = \frac{l}{b}$
2		$\lambda = \frac{2l}{b}$
3		$\lambda = \infty$ $(\psi_\lambda = 1)$

O ábaco da Figura 4.13 relaciona a esbelteza, o índice de cheios e o coeficiente de efeitos de extremidade.

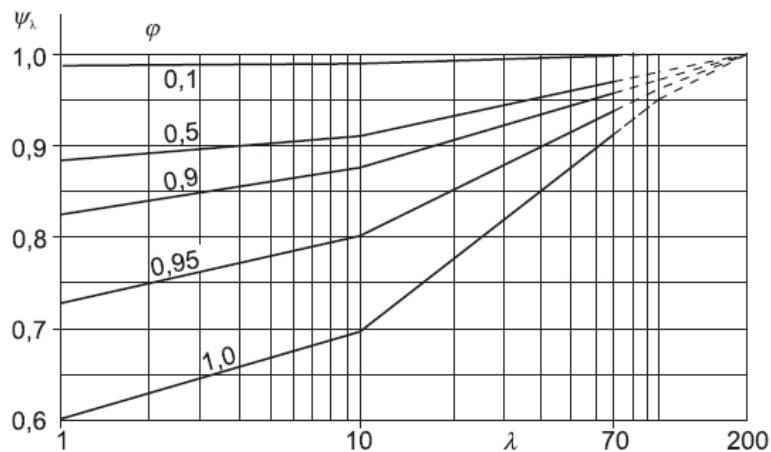


Figura 4.13 Coeficiente de Efeitos de Extremidade ψ_λ em função do Índice de Cheios e da Esbelteza

4.5.3.5. Coeficiente de força na direção z em tabuleiros de pontes

Utilizou-se para a determinação deste coeficiente o ábaco da Figura 4.14.

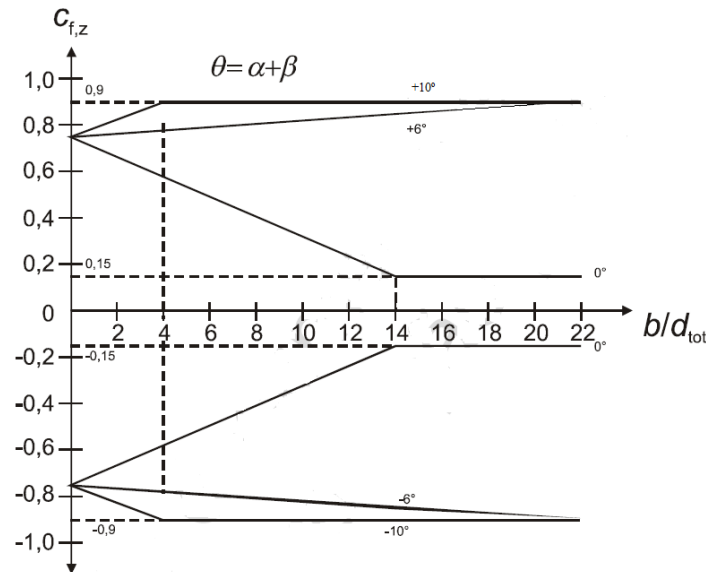


Figura 4.14 Coeficiente de Força $C_{f,z}$ para Tabuleiros com Inclinação Transversal e com um Vento inclinado

Em que:

- α ângulo que o vento faz com a horizontal que pode ser considerado igual a $\pm 5^\circ$ para um terreno plano horizontal devido à turbulência;
- β sobrelevação (no caso de pontes rodoviárias ou ferroviárias)
- b largura do tabuleiro;
- d_{tot} altura da estrutura do tabuleiro ignorando-se porem os equipamentos da ponte.

4.5.4. Área de Referência

No estudo das estruturas treliçadas a área de referência é igual à soma das áreas das projeções no plano da face, perpendicularmente a esse plano, de todos os elementos e chapas dos goussets, ou seja:

$$A = A_{ref} = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk} \quad (4.36)$$

No estudo dos elementos estruturais de secção com arestas vivas e de secção retangular, a área de referência é igual ao produto da largura do elemento perpendicular à direção do vento pela altura do mesmo.

No caso de pontes treliçadas a área de referência é calculada da mesma forma que nas estruturas treliçadas.

4.5.5. Força Exercida pelo Vento

Como os coeficientes aerodinâmicos são coeficientes de força, a força devido à ação do vento é calculada com base na expressão:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{ref}} \quad (4.37)$$

Em que:

- $c_s c_d$ coeficiente estrutural;
- c_f coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento da construção;
- $q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ;
- A_{ref} área de referência da construção ou do elemento da construção.

Em estruturas trianguladas, que é a tipologia onde se inserem todos os elementos das estruturas principais deste Projeto existem outras normas tais como o RSA e a norma francesa NV65, que sugerem a aplicação das forças do vento de um modo diferente.

Estas normas indicam por exemplo que nos elementos de alma rota compostos por duas vigas dispostas paralelamente, se a distância entre estas vigas não é significativa, a ação do vento deve ser considerada simultaneamente nos painéis de barlavento e sotavento.

De referir, porém, que a NP EN 1991-1-4 prescreve a aplicação de uma única força, no painel de barlavento não abordando o efeito de proteção.

Neste Projeto fez-se um estudo de modo a analisar a situação mais desfavorável.

No ANEXO I apresentam-se os resultados da ação do vento no caixão treliçado composto para todos os tramos de suporte da tela com base nos diferentes níveis altimétricos.

4.6. Ações Térmicas

A metodologia utilizada para a quantificação das ações térmicas consta da NP EN 1991-1-5 Acções Térmicas.

Estas ações dependem das dimensões das estruturas, dos materiais que as constituem, bem como das ligações ao exterior.

Considerou-se apenas a ação da variação uniforme de temperatura (ΔT_u), visto que as temperaturas interior e exterior são iguais por se tratar de estruturas treliçadas sem revestimentos.

As temperaturas mínimas (condições de inverno) e máximas (condições de verão) definidas na NP EN 1991-1-5 são válidas apenas no território nacional tendo sido necessário por isso definir as temperaturas mínimas e máximas anuais no território do Dondo, em Moçambique.

Através de documentação fidedigna (14) obtiveram-se as seguintes temperaturas:

- Temperatura mínima no Inverno: $T_{\min} = 15^\circ\text{C}$
- Temperatura máxima no Verão: $T_{\max} = 35^\circ\text{C}$

Não foi necessário proceder à correção das temperaturas devido ao efeito de altitude porque as temperaturas acima referidas são específicas da zona do Dondo.

A temperatura inicial foi calculada com base na temperatura média anual no Dondo:

- Temperatura na fase de construção: $T_0 = 20^\circ\text{C}$

A variação uniforme da temperatura de um elemento estrutural é definida por:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (4.38)$$

As variações uniformes positiva e negativa para as condições de verão e inverno são calculadas por:

$$\Delta T_u^+ = T_{\max} - T_0 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_u^- = T_{\min} - T_0 = 15 - 20 = -5^\circ\text{C}$$

4.7. Combinação de Ações

A NP EN 1990 define a metodologia que tem por base o método dos coeficientes parciais utilizada na verificação dos Estados Limite Últimos e de Serviço.

Na Tabela 4.13 indicam-se os coeficientes das ações variáveis utilizados nas estruturas deste Projeto.

Tabela 4.13 Valores Reduzidos

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga na Passerelle	0,4	0,2	0
Sobrecarga na Tela	1	0,9	0,8
Vento	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,5	0

4.7.1. Estados Limites Últimos

Por definição os estados limites últimos são estados a partir dos quais ocorre o colapso, ou qualquer outra forma de ruína estrutural.

Os estados limites últimos considerados no dimensionamento das estruturas deste Projeto foram:

- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura.

Para os estados limites de rotura ou deformação excessiva de uma secção, de um elemento, de uma ligação ou do terreno (STR/GEO), a condição é a seguinte:

$$E_d \leq R_d \quad (4.39)$$

Em que:

E_d valor de cálculo do efeito das ações;

R_d valor de cálculo da resistência.

Os valores de cálculo dos efeitos das ações (E_d) são obtidos através das seguintes combinações de ações:

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes (Combinação Fundamental):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.40)$$

Em que:

- $\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j;
- γ_P coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço;
- P valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,1}$ valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial relativo à ação variável i;
- $\psi_{0,i}$ coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável relativo à ação variável i;
- $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante i.

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.41)$$

Em que:

- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j;
- P valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- A_{Ed} valor de cálculo de uma ação sísmica;
- $\psi_{2,i}$ coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável relativo à ação variável i;
- $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante i.

4.7.2. Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização ou de serviço são estados a partir dos quais a estrutura induz desconforto aos utilizadores, tais como as deformações excessivas, as vibrações, as fissurações, etc.

A verificação para este estado limite é feita a partir de:

$$E_d \leq C_d \quad (4.42)$$

Em que:

- C_d valor de cálculo correspondente ao valor limite de utilização;
 E_d valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Os efeitos das ações são obtidos com base na Combinação Característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.43)$$

Em que:

- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j ;
 P valor representativo de uma ação de pré-esforço;
 $Q_{k,1}$ valor característico da ação variável de base da combinação 1;
 $\psi_{0,i}$ coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável relativo à ação variável i ;
 $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante i .

No ANEXO II estão identificadas todas as combinações de ações respeitantes aos estados limites últimos e de utilização tidas em consideração neste Projeto.

5. ANÁLISE ESTRUTURAL

O objetivo de uma análise estrutural é proceder à determinação dos esforços, deslocamentos e tensões nos diferentes elementos que compõem as estruturas.

As estruturas podem ser dimensionadas a partir de uma análise global elástica que se baseia no princípio de que a relação tensão-deformação em qualquer ponto da estrutura é linear qualquer que seja o nível das tensões atuantes, ou a partir de uma análise global plástica.

As análises de primeira ordem e de segunda ordem têm em conta a geometria deformada ou indeformada das estruturas.

Neste Projeto foi utilizada uma análise de primeira ordem.

5.1. Modelação da Estrutura

Os *softwares* utilizados neste Projeto foram o “SAP2000” e o “*Robot Structural Analysis Professional*”.

Estes programas utilizam o método dos elementos finitos, com interfaces gráficas 3D, e permitem de uma forma integrada proceder ao dimensionamento das secções e dos elementos das estruturas.

De referir que o “SAP2000” não dispõe de *software* próprio para o dimensionamento das ligações metálicas razão pela qual se utilizou o “Robot” no cálculo das ligações.

5.1.1. Elementos Metálicos

5.1.1.1. Barras bi-articuladas

Neste Trabalho todas as barras interiores dos painéis treliçados funcionam fundamentalmente à tração e à compressão e os momentos fletores têm pouco significado.

As barras interiores da estrutura com este tipo de comportamento são as seguintes:

- Diagonais superiores e inferiores dos painéis horizontais do caixão principal;
- Diagonais e montantes dos painéis verticais do caixão principal;
- Diagonais do painel horizontal da estrutura secundária;
- Diagonais dos painéis verticais da estrutura secundária;
- Diagonais dos pilares.

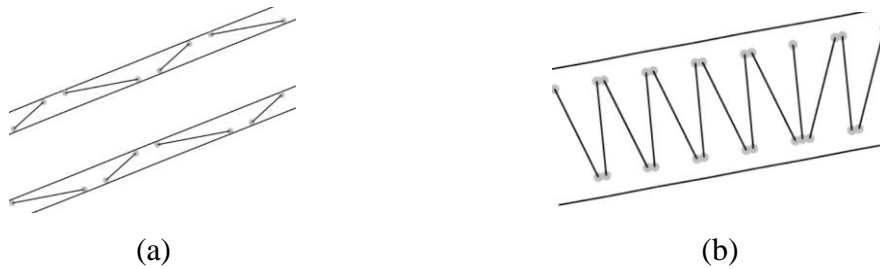


Figura 5.1 Exemplos de Barras interiores dos Painéis: (a) Barras bi-articuladas Painéis Horizontais Tipo; (b) Barras bi-articuladas Painel Vertical Tipo

5.1.1.2. Pilares Treliçados

Nos modelos estudados libertaram-se as extremidades inferiores dos cordões dos pilares treliçados segundo o eixo de maior inércia (M_{33}), porque na fase de montagem os pilares serão ligados provisoriamente a um armazém existente de grande porte (Pré-Homo) já edificado.

5.1.1.3. Restantes Barras da Estrutura

Todas as restantes barras da estrutura funcionam em continuidade garantindo a transmissão de todos os esforços N , V_y , V_z , M_y , M_z , M_x .

5.1.1.4. Ligações

As ligações são de diferentes tipos e incluem as rotuladas e as com encastramentos parciais.

5.1.2. Elementos de Betão Armado

5.1.2.1. Maciços de Encabeçamento

Dadas as condições deficientes dos terrenos de fundação, como já foi anteriormente referido, os pilares principais da superestrutura descarregam em maciços de encabeçamento de estacas, cuja geometria teve em consideração o espaço disponível, existem já outras estruturas construídas, e as distâncias mínimas entre eixos de estacas, de modo a impedir a interferência dos diferentes bolbos de pressão.

5.1.2.2. Estacas

Na modelação das estacas foi necessário atribuir as condições de ligação das estacas aos estratos atravessados.

O modelo de cálculo foi baseado no modelo de “Winkler” que consiste em assimilar as estacas a peças de eixo linear apoiadas num meio elástico.

A resistência horizontal do solo foi simulada através de molas com afastamentos de um metro, cujas rigidezes foram definidas em função dos diferentes coeficientes de reacção horizontal k .

O esquema estrutural das estacas está indicado na Figura 5.2.

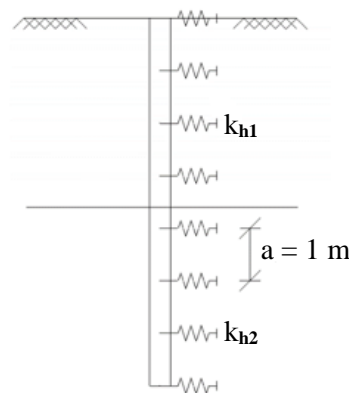


Figura 5.2 Molas horizontais – Modelo de “Winkler”

O parâmetro “a” representa o afastamento entre as molas sendo k_{h1} e k_{h2} as rigidezes dos estratos.

Vesic (1961) chegou à expressão (5.1) para a determinação do coeficiente de reacção horizontal através da comparação de resultados entre os métodos do meio discreto e contínuo [48].

$$k = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_e I_e}} \times \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (5.1)$$

Em que:

- E_s módulo de deformabilidade do solo;
- D diâmetro da estaca;
- E_e módulo de elasticidade da estaca;
- I_e inércia da secção da estaca;
- ν_s coeficiente de poisson do solo.

Nota: Para determinados tipos de terreno a expressão (5.1) deve ser multiplicado por 2 de modo a ter em consideração a influência do solo no taroz das estacas.

A rigidez das molas é igual a:

$$k_h = k \times a \times D \quad (5.2)$$

Sendo:

- a distância entre molas;
- k coeficiente de reação horizontal;
- D diâmetro da estaca.

Para a resistência do solo na extremidade das estacas considerou-se uma mola, ver Figura 5.3, cuja rigidez vertical k_v é determinada com base nas expressões (5.3) e (5.4) [32].

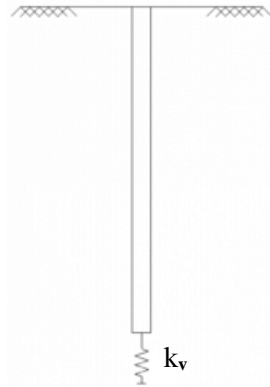


Figura 5.3 Mola Vertical

$$w_1 = \frac{0,35 \times N \times D}{A_e \times E_e} \quad (5.3)$$

$$k_v = \frac{N}{w_1} \quad (5.4)$$

Em que:

- w_1 assentamento vertical devido a uma carga unitária;
- N esforço axial unitário;
- D diâmetro da estaca;
- A_e área da secção;
- E_e módulo de elasticidade do material da estaca;
- k_v rigidez da mola vertical.

6. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Tal como na quantificação e combinação das ações, para efetuar o dimensionamento da estrutura utilizaram-se os Eurocódigos Estruturais.

De acordo com os critérios descritos neste capítulo elaboraram-se um conjunto de folhas de cálculo em “Excel” para o dimensionamento das estruturas.

Com os resultados obtidos em “Excel” e nos programas de cálculo automático procedeu-se ao dimensionamento e posterior pormenorização dos elementos das estruturas.

6.1. Elementos Metálicos

Para o dimensionamento dos elementos metálicos utilizaram-se os critérios presentes na NP EN 1993-1-1 juntamente com outros documentos.

Na Tabela 6.1 indicam-se os coeficientes parciais de segurança.

Tabela 6.1 Coeficientes Parciais de Segurança

Coeficientes Parciais de Segurança	Resistência	Valor
γ_{M0}	Em Secções transversais de qualquer classe	1,00
γ_{M1}	Em Elementos devido a fenómenos de encurvadura	1,00
γ_{M2}	Em Secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação	1,25

6.1.1. Estados Limites Últimos

A escolha dos critérios para a verificação dos Estados Limites Últimos foi feita em função do tipo de elemento e em função dos esforços de cálculo.

Na Tabela 6.2 estão indicados os diferentes tipos de elementos metálicos dimensionados.

Tabela 6.2 Tipos de Elementos Metálicos

Tipo	Esforços de Cálculo	Verificação da Secção	Verificação ao Elemento
Colunas	Compressão	- Compressão	- Encurvadura por Compressão (Varejamento)
Tirantes	Tração	- Tração	-
Vigas	Esforço Transverso + Momento Fletor (uniaxial ou biaxial)	- Esforço Transverso - Flexão - Flexão com Esforço Transverso	- Encurvadura por Flexão (Bambeamento)
Colunas-Viga	Compressão + Esforço Transverso + Momento Fletor (uniaxial ou biaxial)	- Compressão - Esforço Transverso - Flexão - Flexão com Esforço Transverso - Flexão composta com Esforço Transverso	- Encurvadura por Compressão (Varejamento) - Encurvadura por Flexão (Bambeamento) - Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

Nota: A torção apresenta valores pouco significativos nos elementos que compõem as estruturas deste Projeto conforme se constatou nos ficheiros de resultados.

Tabela 6.3 Fluxograma do Dimensionamento dos Elementos Metálicos

Condição a satisfazer: $\frac{E_d}{R_d} \leq 1$		
Etapas de cálculo ↓	Classificação da Secção Transversal	
	Verificação das secções	Esforços de Cálculo Isolados
		Esforços de Cálculo Combinados
	Verificação dos Elementos	Esforços de Cálculo Isolados
Esforços de Cálculo Combinados		

Em que:

- E_d Esforço Atuante de Cálculo;
 R_d Esforço Resistente de Cálculo.

De referir que para a aplicação das expressões de dimensionamento indicadas nos itens seguintes é necessário definir previamente as classes das secções transversais dos perfis. O EC3-1-1 define 4 classes de secções transversais.

A simbologia utilizada nas expressões de dimensionamento para secções e elementos é a seguinte:

- A Área da secção transversal;
 A_{eff} Área efetiva da secção transversal;
 A_{net} Área útil de uma secção transversal;
 A_v Área resistente ao esforço transversal;
 A_w Área da alma ($h_w \times t_w$);
 E Módulo de Elasticidade do aço;
 E_d Esforço atuante de cálculo;
 f_u Tensão Última;
 f_y Tensão de Cedência;
 G Módulo de Distorção;
 h_w Altura da alma;

I	Momento de Inércia da secção transversal;
I_t	Constante de Torção Uniforme ou inércia de torção;
I_w	Constante de empenamento;
I_z	Momento de Inércia da secção em relação ao eixo z;
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente à encurvadura;
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
M_{Ed}	Valor de cálculo do Momento Fletor atuante;
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
$M_{N,y,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente em relação ao eixo yy reduzido pela interação com o esforço normal;
$M_{N,z,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente em relação ao eixo yy reduzido pela interação com o esforço normal;
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
$M_{V,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço transversal;
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do Momento Fletor atuante em relação ao eixo yy;
$M_{y,V,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente em relação ao eixo yy reduzido pela interação com o esforço transversal;
$M_{y,pl,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente plástico em relação ao eixo yy reduzido pela interação com o esforço normal;
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do Momento Fletor atuante em relação ao eixo zz;
$M_{z,pl,Rd}$	Valor de cálculo do Momento Fletor resistente plástico em relação ao eixo yy reduzido pela interação com o esforço normal;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente de compressão;
N_{Ed}	Valor de cálculo do Esforço de Tração atuante;
$N_{net,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente plástico de tração da secção transversal útil;

$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente plástico da secção bruta;
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente de tração;
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;
R_d	Esforço Resistente de Cálculo;
S	Momento Estático em relação ao eixo principal da secção (parte da secção transversal situada entre as fibras consideradas e a fronteira da secção);
t	Espessura da alma ou do banzo da secção nas fibras em análise;
t_w	Espessura da alma;
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Transverso resistente;
V_{Ed}	Valor de cálculo do Esforço Transverso atuante;
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do Esforço Transverso resistente plástico;
$W_{eff,min}$	Módulo de Flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;
$W_{eff,y}$	Módulo de Flexão efetivo de uma secção transversal em relação ao eixo yy;
$W_{el,min}$	Módulo de Flexão elástico mínimo de uma secção transversal;
$W_{el,y}$	Módulo de Flexão elástico de uma secção transversal em relação ao eixo yy;
W_{pl}	Módulo de Flexão plástico de uma secção transversal;
$W_{pl,y}$	Módulo de Flexão plástico de uma secção transversal em relação ao eixo yy;
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura que é avaliada através de verificações individuais de cada elemento;
γ_{M2}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação;
τ_{Ed}	Tensão tangencial atuante.

6.1.1.1. Resistência à Tração

Tabela 6.4 Tração

$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$ em que:	$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções sem furos
	$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$	Secções com furos
	$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções úteis (Ligações de Categoria C)

6.1.1.2. Resistência à Compressão

Tabela 6.5 Compressão

$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$ em que:	$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 1, 2 ou 3
	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 4

6.1.1.3. Resistência à Flexão

Tabela 6.6 Flexão Simples

$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$ em que:	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 1 ou 2
	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 3
	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 4

6.1.1.4. Resistência ao Esforço Transverso

Tabela 6.7 Esforço Transverso

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$ em que:	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / 3)}{\gamma_{M0}}$	Secções Transversais da Classe 1 ou 2
$\frac{\tau_{Ed}}{f_y (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1$ em que:	$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$	Secções Transversais da Classe 3 ou 4

6.1.1.5. Resistência à Flexão com Esforço Transverso

Como se mostra na Tabela 6.8 sempre que o esforço transverso de cálculo for superior a metade do esforço transverso resistente plástico a interação entre o esforço transverso e o momento fletor deve ser tida em consideração.

Tabela 6.8 Flexão com Esforço Transverso

Se $V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$	O efeito da interação entre esforços é desprezável		
Se $V_{Ed} > 0,5 V_{pl,Rd}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{V,Rd}} \leq 1$ em que:	$M_{V,Rd} = \frac{W_{pl}(1-\rho)f_y}{\gamma_{M0}}$	Caso geral
		$M_{V,Rd} = M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$	Secções em I com banzos iguais, com flexão segundo y

$$\text{Em que: } \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

6.1.1.6. Resistência à Flexão Composta

As tabelas seguintes resumem o procedimento válido para as secções transversais das Classes 1 e 2.

Tabela 6.9 Flexão Composta (eixo yy)

Eixo yy		
Se $N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$ $N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	O efeito da interação entre o Esforço Axial e o Momento Fletor não é tido em consideração	
Se $N_{Ed} > 0,25 N_{pl,Rd}$ $N_{Ed} > \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{y,N,Rd}} \leq 1$ em que:	$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$

Tabela 6.10 Flexão Composta (eixo zz)

Eixo zz		
Se $N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	O efeito da interação entre o Esforço Axial e o Momento Fletor é desprezável	
Se $N_{Ed} > \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{z,N,Rd}} \leq 1$ em que:	quando $n \leq a$ $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
		quando $n > a$ $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

Onde:

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

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \text{ mas } a \leq 0,5$$

Nota: Para secções retangulares tubulares de espessura uniforme utilizam-se as seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_w) \quad (6.1)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_f) \quad (6.2)$$

Com:

$$a_w = (A - 2bt) / A \text{ mas } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2ht) / A \text{ mas } a_f \leq 0,5$$

6.1.1.7. Resistência à Flexão Composta Desviada

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Ed}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Ed}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.3)$$

Em que:

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

- Secções em I e H:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1 \text{ com } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} ;$$

- Secções retangulares tubulares:

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

6.1.1.8. Resistência à Flexão Composta com Esforço Transverso

Para o cálculo da resistência das secções transversais à flexão composta com esforço transversal, o procedimento é semelhante ao da “flexão” residindo a diferença na redução da tensão de cedência devido ao valor do esforço transversal e eventualmente também do valor do esforço axial instalado.

6.1.1.9. Resistência à Encurvadura em Elementos Comprimidos -Colunas

Em elementos sujeitos a esforços axiais de compressão para além da verificação das resistências das secções transversais é necessário proceder-se também à verificação à encurvadura.

O processo de cálculo está resumido na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 Colunas (Varejamento)

Se $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $N_{Ed} \leq 0,04$	Os efeitos de encurvadura podem ser ignorados		
Se $\bar{\lambda} > 0,2$ e $N_{Ed} > 0,04$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$ em que:	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$	Secções Transversais das Classes 1, 2 e 3
		$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$	Secções Transversais da Classe 4

Em que:

χ coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado, determinado do seguinte modo:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1 \text{ com } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada que pode tomar os seguintes valores:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ para as Secções das Classes 1, 2 e 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}}}{\lambda_1} \text{ para as Secções da Classe 4;}$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

Sendo:

L_{cr} comprimento de encurvadura;

i raio de giração relativo ao eixo considerado;

N_{cr} valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado;

α fator de imperfeição para a encurvadura relevante de elementos comprimidos.

Notas:

1- As curvas de encurvadura são definidas em função da esbelteza normalizada sendo cada uma das curvas caracterizadas por um fator de imperfeição, α , que toma os valores indicados:

Tabela 6.12 Fatores de Imperfeição para as Curvas de encurvadura

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

2- A escolha da curva de encurvadura e o fator de imperfeição dependem da geometria da secção transversal, da classe do aço e dos eixos principais de inércia.

Outro critério utilizado para o dimensionamento de elementos comprimidos é a “limitação de esbelteza”.

Este critério relaciona as condições geométricas, as condições de fronteira e a classe do aço.

Sabe-se que as tensões limites para o dimensionamento de uma coluna são as seguintes:

$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = f_y$ que é a tensão a partir da qual ocorre a plastificação da secção;

$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL_e} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ que é o valor da tensão em que ocorre a encurvadura do elemento

perfeito (carga crítica);

Sendo:

$$\lambda = \frac{L_e}{i} \tag{6.4}$$

Igualando as expressões para os dois tipos de comportamento obtém-se a esbelteza de referência λ_1 :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_1^2} = f_y (=) \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{6.5}$$

Por outro lado, é possível definir o parâmetro designado por esbelteza normalizada que relaciona as condições geométricas e de fronteira λ , com a classe do aço do elemento λ_1 :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \tag{6.6}$$

Quando a esbelteza normalizada é igual a 1 verifica-se que as tensões de cedência e crítica tomam os mesmos valores.

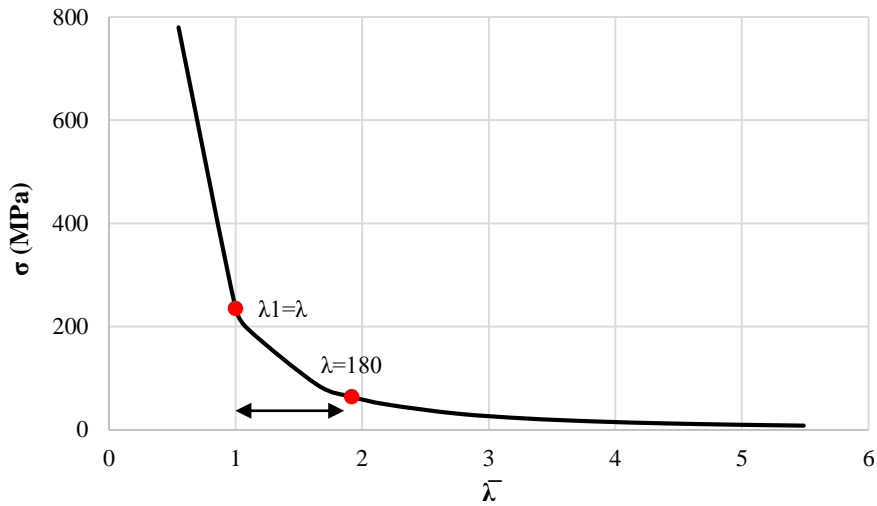


Figura 6.1 Curva de Dimensionamento de uma cantoneira L50x5 (aço S235)

O ponto de equilíbrio entre as duas tensões representa um dos limites para o dimensionamento, uma vez que à esquerda desse ponto as tensões críticas são superiores à tensão de cedência e a secção está condicionado pela plastificação da secção.

À direita deste ponto o dimensionamento é condicionado pela encurvadura.

O segundo limite utilizado para o dimensionamento corresponde ao valor de esbelteza igual a 180. À direita deste ponto (ver gráfico em cima) as tensões críticas são inferiores a 50% da tensão de cedência, estando estes elementos fortemente condicionados pela encurvadura.

6.1.1.10. Resistência à Encurvadura em Elementos à Flexão – Vigas

Os elementos à flexão podem estar sujeitos à ocorrência de encurvadura lateral (bambeamento).

Para a verificação da resistência à Encurvadura por flexão + torção resume-se na tabela seguinte os principais procedimentos de cálculo.

Tabela 6.13 Vigas (Bambeamento)

Se $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ou $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$	Os efeitos de encurvadura podem ser ignorados		
Se $\bar{\lambda}_{LT} > 0,2$ e $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} > 0,04$	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$ em que:	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	Secções transversais das Classes 1 ou 2
		$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	Secções transversais da Classe 3
		$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	Secções transversais da Classe 4

Em que:

χ_{LT} coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral, determinado do seguinte modo:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1 \text{ com } \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Sendo:

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbelteza normalizada para a encurvadura lateral, que pode tomar os seguintes valores:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \text{ para as secções da Classe 1 ou 2;}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} f_y}{M_{cr}}} \text{ para as secções da Classe 3;}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} f_y}{M_{cr}}} \text{ para as secções da Classe 4;}$$

O momento crítico elástico de encurvadura lateral M_{cr} é calculado em função das propriedades da secção transversal, do tipo carregamento, do andamento dos diagramas de momentos fletores, da posição dos travamentos laterais, etc.

O anexo F do EC3-1-1 define a expressão para o cálculo do M_{cr} em vigas com secções transversais em I duplamente simétricas:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_L L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K_L}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_L L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 z_g \right\} \quad (6.7)$$

Em que:

C_1 e C_2 fatores que dependem das condições dos apoios e da forma do diagrama dos momentos fletores;

K_L refere-se à rotação em torno do eixo z, pode variar entre 0,5 (para encastramento completo nas duas extremidades) a 1,0 (para apoio simples nas duas extremidades), sendo igual a 0,7 para uma extremidade encastrada e a outra apoiada;

L comprimento entre travamentos laterais no vão da viga;

K_w refere-se ao empenamento das extremidades devido à torção. Nos casos gerais considera-se $K_w=1$ (valor conservativo);

z_g distância do ponto de aplicação das cargas ao centro de corte;

Nota: Tal como nos elementos comprimidos as curvas de encurvadura lateral são caracterizadas por fatores de imperfeição α_{LT} .

Nas vigas o EC3-1-1 define 4 curvas com os seguintes valores de α_{LT} :

Tabela 6.14 Fatores de Imperfeição para as Curvas de Encurvadura Lateral

Curvas de Encurvadura	a	b	c	d
Fator de Imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

6.1.1.11. Resistência à Encurvadura em Elementos à Flexão Composta com Compressão - Colunas-Viga

Em elementos sujeitos a flexão composta com Compressão as expressões definidas no EC3-1-1 são:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.8)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.9)$$

Em que:

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

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro;

χ_y e χ_z coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

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

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} fatores de interação.

Nota: De referir que nas expressões anteriores para elementos não suscetíveis à deformação por torção, de que são exemplo as secções tubulares, χ_{LT} é igual a 1.

O EC3-1-1 propõe dois Métodos para o cálculo dos coeficientes de interação:

- Método 1 (Anexo A);
- Método 2 (Anexo B).

No estudo das Colunas-Viga deste Projeto foi utilizado o Método 2.

O Anexo B inclui também as expressões necessárias para a determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} .

Estes parâmetros têm em conta o andamento dos diagramas de momentos fletores entre as secções impedidas de encurvar segundo os eixos principais de inércia, de acordo com a Tabela 6.15.

Tabela 6.15 Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente

	Eixo de flexão	Travamento na direção
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

Na figura mostra-se um fluxograma simplificado que serviu de orientação para a determinação dos coeficientes de interação das Colunas-Viga.

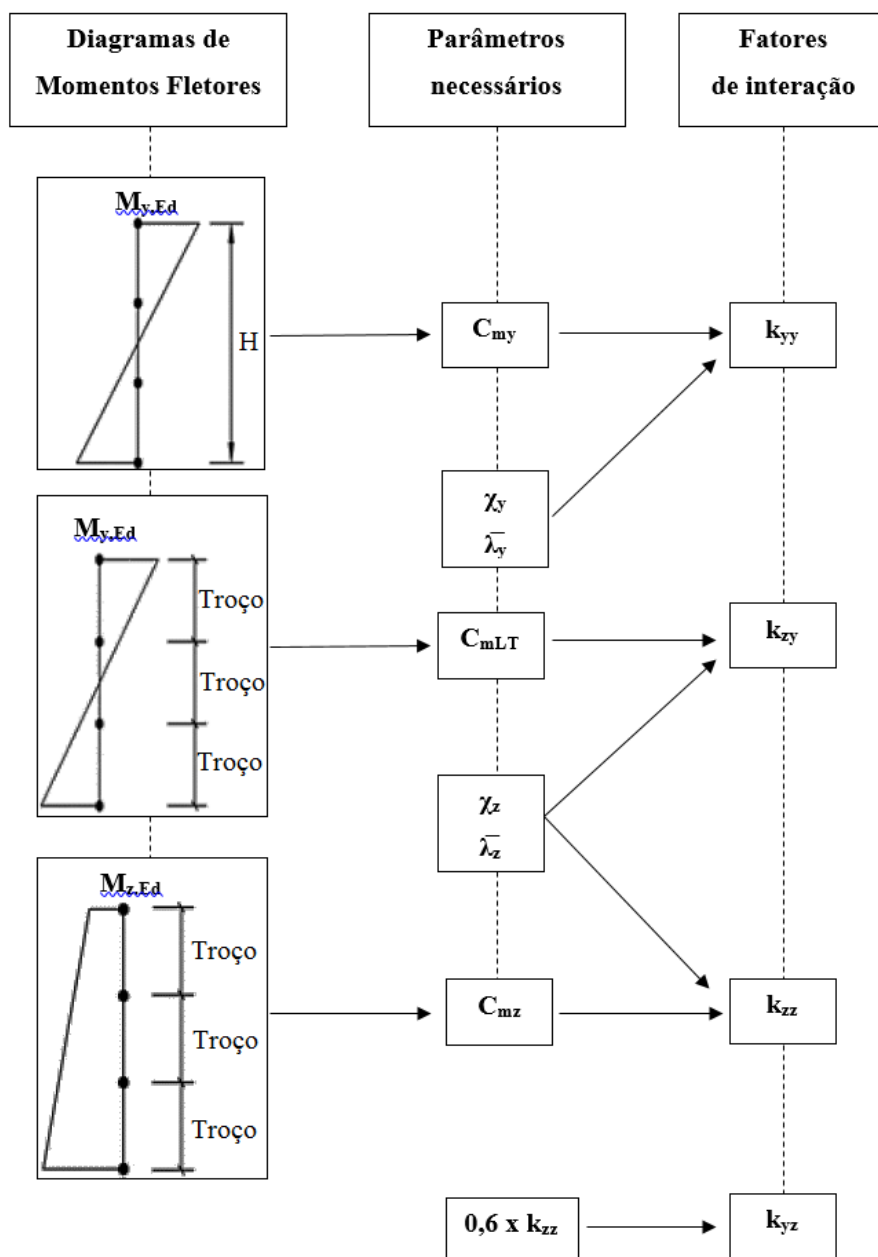


Figura 6.2 Fluxograma Simplificado para o estudo de Colunas-Viga

6.1.2. Estados Limites de Utilização

A verificação dos estados limites de utilização em estruturas metálicas baseia-se no controlo dos deslocamentos e no estudo das vibrações.

No caso de não serem acordados valores com o dono de obra, o Anexo Nacional da NP EN 1993-1-1 define os valores limites para os deslocamentos verticais e horizontais.

6.1.2.1. Deslocamentos Verticais

Os valores máximos a considerar para os deslocamentos verticais são determinados a partir de:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (6.10)$$

Em que:

- δ_{\max} flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;
- δ_1 variação de flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1));
- δ_2 variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado (2));
- δ_0 contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0)).

Os valores limites aconselhados são os que constam da tabela em baixo.

Tabela 6.16 Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais

Condições	Limites	
	δ_{\max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{\max} possa afetar o espectro do edifício	L/250	-
Nota: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.		

Nas estruturas deste Projeto consideraram-se para os valores limites δ_{\max} e $\delta_2 L/250$ e $L/300$, respetivamente.

Na Figura 6.3 representa-se as siglas adotadas na expressão da verificação das flechas.

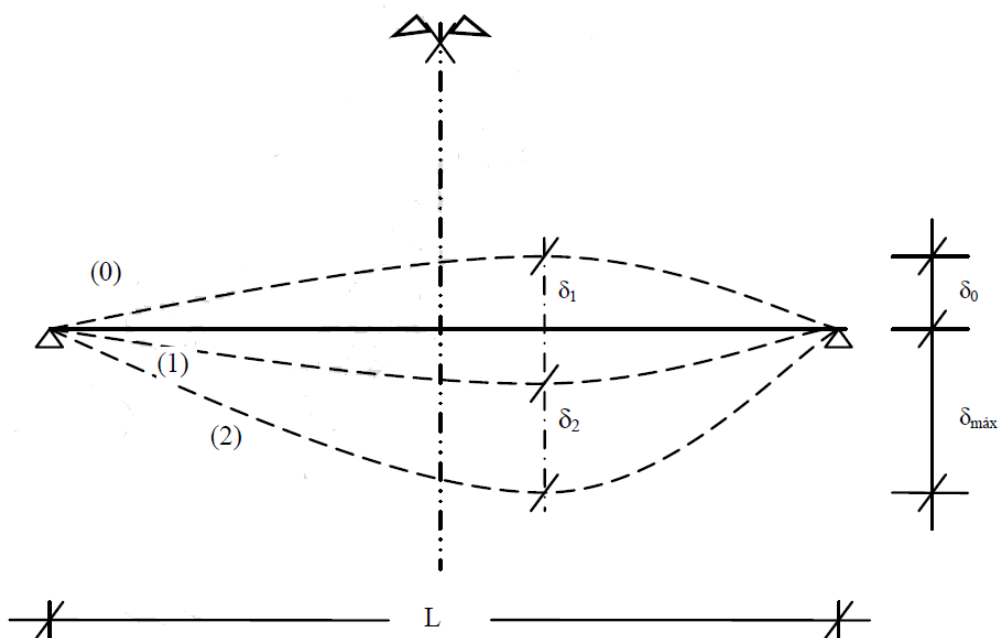


Figura 6.3 Deslocamentos verticais

6.1.2.2. Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos máximos admissíveis no topo dos pilares definidos no Anexo da NP EN1993-1-1 são:

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

Em que:

h altura da coluna ou do piso;

h_0 altura da estrutura.

6.2. Ligações Metálicas

As ligações da estrutura metálica foram feitas com recurso a soldaduras e parafusos. Utilizou-se a NP EN 1993-1-8, que inclui os procedimentos necessários ao dimensionamento das ligações.

6.2.1. Ligações Soldadas

Neste tipo de uniões as ligações entre os elementos a ligar (metal base) são realizadas com recurso a cordões de soldadura (metal de adição).

A geometria de um cordão de soldadura é definida pelo seu comprimento (l) e pela sua espessura (a).

Para a avaliação da resistência dos cordões de soldadura utilizou-se o método simplificado, do EC3-1-8:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (6.11)$$

Com:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (6.12)$$

Em que:

$F_{w,Rd}$ resistência de cálculo de um cordão de ângulo por unidade de comprimento;

$f_{vw,d}$ valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;

f_u valor nominal da tensão de rotura à tração da peça ligada mais fraca;

β_w fator de correlação.

A segurança é verificada a partir da expressão:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (6.13)$$

Em que:

$F_{w,Ed}$ valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento.

6.2.2. Ligações Aparafusadas

Nas ligações aparafusadas recorreu-se ao *software* “*Robot Structural Analysis Professional*”, que permite o cálculo e dimensionamento das ligações utilizando os critérios presentes no EC3 parte 8.

6.3. Elementos de Betão Armado

No dimensionamento e pormenorização dos elementos de betão armado utilizaram-se os critérios definidos na NP EN 1992-1-1, e na NP EN 1997-1 para o cálculo das estacas. Na Tabela 6.17 apresentam-se os coeficientes parciais de segurança de resistência dos materiais para os estados limites últimos.

Tabela 6.17 Coeficientes Parciais de Segurança de Resistência

Materiais	Coeficientes Parciais	Situações de Projeto	Valores
Betão	γ_c	Persistentes Transitórias	1,5
Aço (Armaduras Ordinárias)	γ_s	Persistentes Transitórias	1,15

6.3.1. Vigas

6.3.1.1. Estado Limite Último de Resistência à Flexão

Na flexão as armaduras longitudinais A_{sI} foram calculadas de acordo com as expressões indicadas na Tabela 6.18, em conjunto com as expressões (6.14) e (6.15).

Tabela 6.18 Área das Armaduras Longitudinais

$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d (\geq 0,0013 b_t d)$	$A_s = \frac{\omega b_t d f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{s,max} = 0,04 A_c$
---	--	------------------------

Em que:

- f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- b_t largura média da zona tracionada;
- d altura útil de uma secção transversal;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- A_c área da secção transversal de betão;
- ω percentagem mecânica das armaduras de flexão;

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (6.14)$$

- μ momento fletor reduzido;

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} \quad (6.15)$$

6.3.1.2. Estado Limite Último de Resistência ao Esforço Transverso

A armadura de esforço transverso deve ser calculada com base nas expressões indicadas na Tabela 6.19, respeitando os valores mínimo e máximo regulamentares.

Tabela 6.19 Área das Armaduras Transversais

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} b_w \text{sen}(\alpha)$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot(\theta)}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = 0,5 \alpha_{cw} b_w v_1 \frac{f_{cd}}{f_{ywd}}$
---	---	---

Em que:

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ área da secção transversal das armaduras de esforço transverso, por metro;

$\rho_{w,\min}$ taxa mínima de armadura de esforço transverso;

$$\rho_{w,\min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (6.16)$$

b_w largura da alma do elemento;

α ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal;

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

z braço do binário das forças interiores;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso;

θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

A resistência ao esforço transverso pode ser condicionada pelo esmagamento das escoras comprimidas, quando o valor de V_{Rd} for superior a $V_{Rd,\max}$:

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (6.17)$$

O espaçamento longitudinal das armaduras de esforço transverso não deve exceder o seguinte valor:

$$s_{l,\max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (6.18)$$

6.3.1.3. Estado Limite de Utilização de Controlo de Fendilhação

Para o controlo de fendilhação utilizou-se o método indireto do EC2 respeitando os diâmetros e espaçamentos máximos dos varões.

6.3.1.4. Estado Limite de Utilização de Controlo de Deformação

O controlo das deformações foi realizado com base nos valores limites das flechas tendo em consideração os comprimentos dos vãos:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{250} \quad (6.19)$$

Em que:

L vão da viga.

6.3.2. Plintos

Os plintos, designação usada para os elementos que ficam ligados aos pilares metálicos, foram dimensionados segundo o EC2 à flexão composta com base numa geometria previamente adotada, e tendo presente os esforços de cálculo das combinações de ações condicionantes.

6.3.2.1. Estado Limite Último de Resistência à Flexão Composta

Estes elementos estão sujeitos a momentos fletores e a esforços axiais e podem ser verificados com recurso à expressão:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1 \quad (6.20)$$

Em que:

$M_{Edz/y}$ momento de cálculo em relação ao eixo considerado;

$M_{Rdz/y}$ momento resistente na direção considerada;

a expoente que para secções circulares a elípticas a=2

para secções circulares a elípticas a=2

em secções retangulares toma os valores:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

Com:

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, esforço normal resistente da secção;

A_c área brua da secção transversal de betão;

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

A_s área da secção de armaduras longitudinais;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado.

De referir que no Projeto se recorreu ao *software* “*Gala Reinforcement*”, que permite construir as envolventes resistentes ($N_{Ed}+M_{y,Ed}+M_{z,Ed}$) em função da geometria da secção e das armaduras previamente arbitradas.

Foram também respeitadas as disposições construtivas indicadas no EC2, referentes aos diâmetros mínimos e às áreas $A_{s,min}$ e $A_{s,máx}$.

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} (< 0,002 A_c) \quad (6.21)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 A_c \quad (6.22)$$

Em que:

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;

A_c área brua da secção transversal de betão.

6.3.2.2. Estado Limite Último de Resistência ao Esforço Transverso

O dimensionamento ao esforço transverso foi realizado a partir das mesmas expressões das utilizadas nas vigas.

No EC2 e Anexo Nacional estão indicadas as disposições construtivas para as armaduras transversais, tais como o diâmetro mínimo (6 mm) e o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras:

$$s_{cl,máx} = \min \{ 15 \cdot \phi_{long,min}; b; 300 \text{ mm} \} \quad (6.23)$$

6.3.2.3. Estado Limite de Utilização de Controlo da Fendilhação

Para a verificação da fendilhação compararam-se as dimensões das aberturas de fendas determinadas no “*Gala Reinforcement*” w_k , com as aberturas máximas w_{max} definidas no Quadro 7.1N do EC2.

6.3.3. Maciços de Encabeçamento das Estacas

Nos maciços de encabeçamento das estacas utilizaram-se os mesmos critérios e disposições construtivas das vigas, em virtude destes elementos funcionarem como peças de eixo linear.

6.3.4. Estacas

6.3.4.1. Estado Limite Último de Capacidade Resistente do Terreno

Para o cálculo das estacas, segundo a abordagem de cálculo 1 da NP EN 1997-1, deve ser feita a verificação de modo a não ocorrer nenhum tipo de rotura (GEO) para as seguintes combinações:

Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1;

Combinação 2: A1 “+” M1 ou M2 “+” R4;

em que “+” significa: “combinado com”.

Estas combinações conjugam simultaneamente os valores das ações, dos parâmetros do solo e das capacidades resistentes, utilizando os coeficientes parciais respetivos, com o objetivo de estabelecer a situação mais gravosa para o dimensionamento.

Nas Tabelas 6.20 a 6.22 indicam-se os coeficientes parciais.

Tabela 6.20 Coeficientes Parciais das Ações

Ação		Símbolo	Combinação 1	Combinação 2
			A1	A1
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,35
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 6.21 Coeficientes Parciais dos Parâmetros do Solo

Parâmetro do Solo	Símbolo	Combinação 1	Combinação 2
		M1	M2
Coesão em tensões efetivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,25
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0

Tabela 6.22 Coeficientes Parciais da Capacidade Resistente das Estacas construídas a partir da Extração do Terreno

Capacidade resistente	Símbolo	Combinação 1	Combinação 2
		R1	R4
Na Ponta	γ_b	1,25	1,6
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,5
Lateral (tração)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,6

Utilizou-se o procedimento indicado no capítulo 7.6.2.3 do EC7, uma vez que a informação geotécnica disponível foi fornecida através de ensaios SPT.

Os procedimentos utilizados na determinação da capacidade resistente do terreno têm por base as expressões a seguir indicadas.

A segurança é verificada através da seguinte expressão:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (6.24)$$

Em que:

$F_{c;d}$ valor de cálculo da carga axial de compressão numa estaca ou num grupo de estacas;

$R_{c;d}$ capacidade resistente de cálculo do terreno no contacto com uma estaca à compressão, no estado limite último.

Com:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (6.25)$$

Em que:

$R_{b;d}$ valor de cálculo da capacidade resistente na ponta de uma estaca;

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \quad (6.26)$$

$R_{s;d}$ valor de cálculo da capacidade resistente lateral de uma estaca;

$$R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s \quad (6.27)$$

Os valores característicos das resistências são obtidos através da expressão seguinte, mediante resultados dos ensaios.

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{mean}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (6.28)$$

Os valores característicos da resistência de ponta e da resistência lateral para um solo puramente coesivo são calculados através das expressões (fórmulas estáticas):

$$R_{b;k} = q_b A_b = (c_u N_c) A_b \quad (6.29)$$

$$R_{s;k} = q_s A_s = (\alpha c_u) A_s \quad (6.30)$$

N_c fator de profundidade que varia entre 5 e 10 dependendo do estado de consolidação das argilas;

c_u coesão não drenada;

A_b área de ponta da estaca;

A_s área do fuste da estaca;

α fator que reflete a parcela de coesão que funciona como adesão do solo à estaca.

6.3.4.2. Estado Limite Último de Resistência à Flexão Composta

A verificação das estacas à flexão composta foi realizada no “*Gala Reinforcement*”.

Foram também consideradas as disposições construtivas do EC2 para estacas moldadas referentes às áreas mínimas de armaduras longitudinais segundo o indicado na Tabela 6.23.

Tabela 6.23 Áreas Mínimas de Armaduras Longitudinais recomendadas em Estacas Moldadas

Secção da Estaca A_c	Área Mínima de Armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_s$

Nota: Relativamente ao diâmetro mínimo e ao espaçamento entre os varões longitudinais foram respeitados os valores definidos na Norma ($\phi_{\text{min}}=16 \text{ mm}$ e $S_{\text{máx}}=200 \text{ mm}$).

6.3.4.3. Estado Limite Último Resistência ao Esforço Transverso

O procedimento de verificação ao esforço transverso foi idêntico ao utilizado nos Plintos.

6.3.4.4. Estado Limite de Utilização de Controlo de Fendilhação

O controlo da fendilhação foi realizado do mesmo modo que nos Plintos.

A – PEÇAS ESCRITAS

II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1.	QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....	II-1
1.1.	Pesos Próprios	II-1
1.2.	Restantes Cargas Permanentes e Sobrecargas	II-1
1.2.1.	“RCP” nas Passerelles	II-1
1.2.2.	“SC” nas Passerelles.....	II-2
1.2.3.	“RCP” na Estrutura Secundária.....	II-3
1.2.4.	“SC” na Estrutura Secundária.....	II-4
1.3.	Ação do Vento	II-5
1.3.1.	Cálculo da Pressão Dinâmica de Pico	II-5
1.3.2.	Ação do Vento na Estrutura Secundária.....	II-6
1.3.3.	Ação do Vento nos Caixões Treliçados.....	II-10
1.3.4.	Ação do Vento nos Pilares.....	II-14
1.4.	Ação Sísmica	II-17
1.5.	Ações Térmicas	II-19
2.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS METÁLICOS	II-21
2.1.	Pré-dimensionamento da Estrutura Secundária.....	II-21
2.2.	Pré-dimensionamento das Passerelles de Manutenção.....	II-23
2.2.1.	Longarinas	II-23
2.2.2.	Travessas	II-24
2.3.	Pré-dimensionamento dos Caixões Treliçados.....	II-27
2.3.1.	Estados Limites Últimos.....	II-29
2.3.2.	Estados Limites de Utilização	II-35
2.4.	Pré-dimensionamento dos Quadros Rígidos	II-36
2.5.	Pré-dimensionamento dos Pilares.....	II-41
2.5.1.	Estados Limites Últimos.....	II-41

2.5.2.	Estados Limites de Utilização	II-46
3.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS EM BETÃO ARMADO	II-47
3.1.	Vigas	II-47
3.2.	Plintos	II-48
3.3.	Maçãos de Encabeçamento das Estacas	II-48
3.4.	Estacas	II-49
4.	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS METÁLICOS	II-51
4.1.	Considerações Gerais	II-51
4.2.	Barras Bi-articuladas	II-52
4.3.	Dimensionamento da Estrutura Secundária.....	II-54
4.3.1.	Diagonais do Painel Horizontal.....	II-54
4.3.2.	Diagonais dos Painéis Verticais	II-57
4.3.3.	Travessas	II-58
4.3.4.	Cordões.....	II-64
4.3.5.	Prumos.....	II-64
4.4.	Dimensionamento das Passerelles de Manutenção	II-65
4.4.1.	Longarinas	II-65
4.4.2.	Travessas	II-68
4.5.	Dimensionamento dos Caixões Treliçados	II-81
4.5.1.	Diagonais do Painel Horizontal Inferior.....	II-81
4.5.2.	Diagonais do Painel Horizontal Superior	II-81
4.5.3.	Diagonais dos Painéis Verticais	II-86
4.5.4.	Montantes dos Painéis Verticais.....	II-86
4.5.5.	Cordões.....	II-90
4.6.	Dimensionamento dos Quadros Rígidos	II-101
4.7.	Dimensionamento do Pilar Composto.....	II-101
4.8.	Dimensionamento dos Pilares Treliçados	II-102

4.8.1.	Diagonais dos Pilares	II-102
4.8.2.	Travessas dos Pilares	II-105
4.8.3.	Cordões dos Pilares	II-114
4.9.	Ligações Metálicas	II-125
4.9.1.	Ligações Soldadas	II-125
4.9.2.	Ligações Aparafusadas	II-126
5.	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO .	II-129
5.1.	Vigas.....	II-130
5.1.1.	Estados Limites Últimos.....	II-130
5.1.2.	Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação.....	II-133
5.2.	Plintos	II-133
5.2.1.	Estados Limites Últimos.....	II-133
5.2.2.	Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação.....	II-137
5.3.	Maçiços de Encabeçamento de Estacas.....	II-138
5.3.1.	Estados Limites Últimos.....	II-138
5.3.2.	Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação.....	II-141
5.4.	Estacas	II-141
5.4.1.	Modelação	II-141
5.4.2.	Estados Limites Últimos.....	II-142
5.4.3.	Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação.....	II-146

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Pesos Volúmicos dos Materiais no “SAP2000”: (a) Aço S235; (b) Betão C25/30	II-1
Figura 1.2 - Restante Carga Permanente	II-2
Figura 1.3 Sobrecarga.....	II-2
Figura 1.4 Restante Carga Permanente nas Travessas dos Tramos 1 e 2.....	II-3
Figura 1.5 Restante Carga Permanente nas Travessas na ligação dos Troços Inclinado e Horizontal	II-3
Figura 1.6 Restante Carga Permanente nas Travessas no Troço Horizontal.....	II-3
Figura 1.7 Sobrecarga nas Travessas dos Tramos 1 e 2	II-4
Figura 1.8 Sobrecarga nas Travessas na ligação dos Troços Inclinado e Horizontal... ..	II-4
Figura 1.9 Sobrecarga nas Travessas do Troço Horizontal	II-4
Figura 1.10 Vento W_y : (a) “zona de arranque” da Estrutura; (b) Zona de transição entre Cordões; (c) Zona de Transição entre os Níveis 1 e 2.....	II-8
Figura 1.11 Vento W_y : (a) Ligação entre os Níveis 2 e 3; (b) Troço Horizontal.	II-8
Figura 1.12 Vento W_z : (a) Transição entre os Níveis Altimétricos 1 e 2; (b) Idem para os Níveis 2 e 3	II-9
Figura 1.13 Vento W_y	II-11
Figura 1.14 Vento W_y : (a) Tramo 1; (b) Transição entre os Níveis 1 e 2; (c) Transição entre os Níveis 2 e 3	II-11
Figura 1.15 Vento W_z	II-13
Figura 1.16 Vento W_z : (a) Tramo 1 - Ascendente; (a) Tramo 1 - Descendente (b) Transição entre os Níveis 1 e 2; Transição entre os Níveis 2 e 3	II-14
Figura 1.17 Vento W_y : (a) Pilar P1; (b) Pilar P2; (c) Pilar P3, P4 e P5; (d) Pilar P6. ..	II-15
Figura 1.18 Vento W_x : (a) Pilar P1; (b) Pilar P2; (c) Pilar P3, P4 e P5; (d) Pilar P6. ..	II-16
Figura 1.19 Espectros de Resposta de Cálculo – Sismos Tipo 1 e 2.....	II-17
Figura 1.20 Variação Uniforme de Temperatura – Condições de Inverno (-5°C).....	II-19
Figura 1.21 Variação Uniforme de Temperatura – Condições de Verão (15°C).....	II-19
Figura 2.1 Estrutura Secundária – Modelo de cálculo.....	II-21
Figura 2.2 Tabela - Estados Limites Últimos	II-22
Figura 2.3 Tabela - Estados Limites de Serviço	II-22
Figura 2.4 Modelo de Cálculo	II-23

Figura 2.5 Modelo de Cálculo	II-24
Figura 2.6 Trelça - “Culmann”	II-27
Figura 2.7 Trelça - “Warren”	II-28
Figura 2.8 Eixos de inércia - Cantoneiras.....	II-29
Figura 2.9 Modelo de Cálculo	II-30
Figura 2.10 Diagrama de Momentos Fletores	II-30
Figura 2.11 Diagrama de Esforços Transversos.....	II-30
Figura 2.12 Ábaco de Resistência à Encurvadura por Compressão de Cantoneiras (Aço S235).....	II-31
Figura 2.13 Ábaco de Resistência à Compressão/Tração de Cantoneiras (aço S235).....	II-32
Figura 2.14 Ábaco de Resistência à Encurvadura por Compressão - Perfis HEB (Aço S235).....	II-34
Figura 2.15 Quadros Rígidos - Troço Inclinado.....	II-36
Figura 2.16 Quadros Rígidos - Troço Horizontal.....	II-36
Figura 2.17 Modelo de Cálculo	II-37
Figura 2.18 Ações nos Quadros: (a) Quadro 1; (b) Quadro 2; (c) Quadro 3; (d) Quadros 4 e 7; (e) Quadros 5 e 6.....	II-38
Figura 2.19 Diagramas de Momentos Fletores.....	II-39
Figura 2.20 Ábacos de Resistência de Colunas-Viga para $L_{cr,y/z}=1.50$ m - Perfis HEB (Aço S235).....	II-40
Figura 2.21 Modelo de Cálculo	II-41
Figura 2.22 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo y em Colunas - Perfis IPE (Aço S235).....	II-43
Figura 2.23 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo z Colunas - Perfis IPE (Aço S235).....	II-43
Figura 2.24 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo z de Colunas - Perfis IPE (Aço S235).....	II-44
Figura 2.25 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo y em Colunas - Perfis IPE (Aço S235).....	II-45
Figura 3.1 Dimensões dos Maciços	II-48
Figura 3.2 Encastramento das Estacas.....	II-50
Figura 4.1 Esbeltezas Normalizadas – L70x7	II-53
Figura 4.2 Estrutura Secundária – Troço Tipo	II-54
Figura 4.3 Diagonais do Painel Horizontal mais solicitadas	II-55

Figura 4.4 Verificação da Barra nº1812	II-55
Figura 4.5 Ábaco de Dimensionamento das restantes Barras	II-56
Figura 4.6 Diagonais do Pannel Vertical mais solicitadas – Troço Inclinado.....	II-57
Figura 4.7 Travessa mais solicitada - Barra nº1739	II-58
Figura 4.8 Diagrama de Momentos Fletores: (a) $M_3=M_{yEd}$; (b) $M_2=M_{zEd}$	II-59
Figura 4.9 Verificação da Barra nº1739 (Secção)	II-61
Figura 4.10 Verificação da Barra nº1739 (Coluna-Viga).....	II-62
Figura 4.11 Cordão mais solicitado – Barra nº2240.....	II-64
Figura 4.12 Prumo mais solicitado - Barra nº1617	II-64
Figura 4.13 Longarinas mais solicitadas	II-65
Figura 4.14 Esquema Estrutural	II-68
Figura 4.15 Flexão nas Travessas.....	II-68
Figura 4.16 Barras nº 1604, 672 e 923 – Tramo 2.....	II-69
Figura 4.17 Barras nº 1015, 1498 e 87 – Tramo 6.....	II-69
Figura 4.18 Diagramas de M_{yEd} – Combinação Condicionante	II-71
Figura 4.19 Verificação da Barra nº87	II-73
Figura 4.20 Verificação da Barra nº87 (Secção)	II-74
Figura 4.21 Verificação da Barra nº87 (Viga).....	II-75
Figura 4.22 Verificação da Barra nº1498	II-76
Figura 4.23 Verificação da Barra nº1498 (Secção)	II-77
Figura 4.24 Verificação da Barra nº1498 (Viga).....	II-78
Figura 4.25 Diagonais do Pannel Horizontal Inferior mais solicitadas.....	II-81
Figura 4.26 Diagonais mais solicitadas - Tramo 1	II-82
Figura 4.27 Diagonais mais solicitadas - Tramo 2	II-82
Figura 4.28 Diagonais mais solicitadas - Tramo 3	II-82
Figura 4.29 Verificação da Barra nº747	II-83
Figura 4.30 Diagonais mais solicitadas - Tramo 4	II-84
Figura 4.31 Diagonais mais solicitadas - Tramo 5	II-84
Figura 4.32 Diagonais mais solicitadas - Tramo 6	II-84
Figura 4.33 Verificação da Barra nº1647	II-85
Figura 4.34 Montantes mais solicitados - Tramo 1	II-86
Figura 4.35 Montantes mais solicitados - Tramo 2	II-86
Figura 4.36 Montantes mais solicitados - Tramo 3	II-86
Figura 4.37 Verificação da Barra nº691	II-87

Figura 4.38 Montantes mais solicitados – Tramo 4.....	II-88
Figura 4.39 Montantes mais solicitados – Tramo 5.....	II-88
Figura 4.40 Montantes mais solicitados – Tramo 6.....	II-88
Figura 4.41 Verificação da Barra nº1208	II-89
Figura 4.42 Localização das barras mais esforçadas	II-90
Figura 4.43 Comprimentos de Encurvadura das Barras nº45, 665 e 684	II-91
Figura 4.44 Comprimentos de Encurvadura da Barra nº1073	II-91
Figura 4.45 Verificação da Barra nº 45 (Secção)	II-96
Figura 4.46 Verificação da Barra nº684	II-97
Figura 4.47 Flechas – Plano xz.....	II-99
Figura 4.48 Flechas dos Caixões Treliçados – Plano xy	II-99
Figura 4.49 Quadros: (a) Quadros 1, 2 5, 6 e 7; (b) Quadros 3 e 4	II-101
Figura 4.50 Barras do Pilar Composto	II-101
Figura 4.51 Secções das Diagonais	II-102
Figura 4.52 Diagonais mais solicitadas - Pilares P1, P2 e P3	II-103
Figura 4.53 Diagonais mais solicitadas - Pilares P4, P5 e P6	II-103
Figura 4.54 Verificação da Barra nº967 (mais solicitada).....	II-104
Figura 4.55 Dimensionamento das restantes Diagonais	II-104
Figura 4.56 Travessas e Cordões dos Pilares	II-105
Figura 4.57 Diagrama dos Momentos M_{yEd} da Barra 184.....	II-108
Figura 4.58 Diagrama dos Momentos Fletores M_{zEd} na Barra nº184.....	II-109
Figura 4.59 Verificação da Barra nº184 (Secção)	II-110
Figura 4.60 Verificação da Barra nº184 (Coluna-Viga).....	II-111
Figura 4.61 Comprimentos de Encurvadura: (a) Pilar P1; (b) Pilar P2 (c) Pilares P3, P4, P5 e P6.....	II-114
Figura 4.62 Diagramas de Momentos Fletores $M_{y,Ed}$	II-117
Figura 4.63 Verificação da Barra nº114 (Secção)	II-120
Figura 4.64 Verificação da Barra nº114 (Coluna-Viga).....	II-121
Figura 4.65 Verificação da Barra nº84	II-122
Figura 4.66 Dimensionamento de Cordões de Ângulo (Aço S235)	II-125
Figura 4.67 Vista 3D e Elementos Desenhados	II-126
Figura 4.68 Vista 3D e Elementos Desenhados	II-126
Figura 4.69 Vista 3D e Elementos Desenhados	II-127
Figura 4.70 Vista 3D e Elementos Desenhados	II-127

Figura 5.1 Infraestrutura em Betão Armado.....	II-129
Figura 5.2 Plintos PL1	II-137
Figura 5.3 Plintos PL2	II-137
Figura 5.4 Plintos PL3, PL4, PL5 e PL6	II-137
Figura 5.5 Plintos PL7	II-137
Figura 5.6 Estacas E1	II-146
Figura 5.7 Estacas E2, E3, E4, E5, E6 e E7	II-146

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 Longarinas - Restante Carga Permanente.....	II-1
Tabela 1.2 Travessas da Estrutura Secundária – Restante Carga Permanente	II-3
Tabela 1.3 Travessas da Estrutura Secundária – Sobrecarga	II-4
Tabela 1.4 Parâmetros - Pressão Dinâmica de Pico	II-5
Tabela 1.5 Cálculo das Pressões Dinâmicas de Pico.....	II-5
Tabela 1.6 Coeficientes de Força nos Cordões da Estrutura Secundária - Vento W_y ..	II-6
Tabela 1.7 Coeficientes de Força nos Prumos da Estrutura Secundária - Vento W_y ...	II-6
Tabela 1.8 Vento W_y - Prumos da Estrutura Secundária.....	II-7
Tabela 1.9 Vento W_y - Cordões da Estrutura Secundária.....	II-7
Tabela 1.10 Coeficientes de Força – Estrutura Secundária W_z	II-9
Tabela 1.11 Vento W_z - Cordões da Estrutura Secundária.....	II-9
Tabela 1.12 Coeficientes de Força – Caixões Treliçados W_y	II-10
Tabela 1.13 Vento W_y – Caixões Treliçados.....	II-11
Tabela 1.14 Coeficientes de Força nos Caixões Treliçados - Vento W_z	II-12
Tabela 1.15 Vento W_y - Caixões Treliçados	II-13
Tabela 1.16 Coeficientes de Força – Pilares W_y	II-14
Tabela 1.17 Vento W_y - Pilares	II-14
Tabela 1.18 Coeficientes de Força – Pilares W_x	II-15
Tabela 1.19 Vento W_x - Cordões dos Pilares	II-16
Tabela 1.20 Parâmetros - Espectros de Resposta	II-17
Tabela 1.21 Modo de Vibração 1 (Direção y-y).....	II-18
Tabela 1.22 Modo de Vibração 5 (Direção x-x).....	II-18
Tabela 2.1 Resistência Máxima à Flexão segundo y - Cantoneiras	II-23
Tabela 2.2 Flechas - Longarinas.....	II-24
Tabela 2.3 Resistência à Encurvadura por Flexão – Tramos Exteriores (Consolas)..	II-25
Tabela 2.4 Resistência à Encurvadura por Flexão - Tramos Interiores.....	II-26
Tabela 2.5 Flechas - Consolas	II-26
Tabela 2.6 Esforços nas Vigas Treliçadas	II-28
Tabela 2.7 Cantoneiras de abas iguais com Esbeltezas iguais a 180.....	II-29
Tabela 2.8 Ações - Painéis Verticais	II-29
Tabela 2.9 Pré-dimensionamento - Montantes dos Tramos 1, 2 e 3	II-31

Tabela 2.10 Pré-dimensionamento - Diagonais dos Tramos 1, 2 e 3	II-32
Tabela 2.11 Pré-dimensionamento - Cordões dos Caixões Treliçados	II-34
Tabela 2.12 Ações - Painéis Verticais	II-35
Tabela 2.13 Deslocamentos - Rácios.....	II-35
Tabela 2.14 Larguras de Influência	II-36
Tabela 2.15 Ações - Quadros Rígidos	II-38
Tabela 2.16 Pré-dimensionamento dos Quadros Rígidos.....	II-40
Tabela 2.17 Ações - Pilares	II-41
Tabela 2.18 Pré-dimensionamento - Cordões dos Pilares	II-42
Tabela 2.19 Pré-dimensionamento - Travessas dos Pilares.....	II-44
Tabela 2.20 Pré-dimensionamento - Diagonais dos Pilares	II-45
Tabela 2.21 Ações - Pilares	II-46
Tabela 2.22 Deslocamentos Horizontais e Rácios.....	II-46
Tabela 3.1 Dimensões das Vigas.....	II-47
Tabela 3.2 Dimensões adotadas dos Plintos.....	II-48
Tabela 3.3 Dimensões adotadas para os Maciços de Encabeçamento das Estacas	II-49
Tabela 3.4 Dimensões adotadas das Estacas	II-50
Tabela 4.1 <i>Softwares</i>	II-51
Tabela 4.2 Tipologia dos Elementos	II-51
Tabela 4.3 Características Elásticas dos perfis.....	II-53
Tabela 4.4 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas	II-56
Tabela 4.5 Características Elásticas.....	II-58
Tabela 4.6 Esforços de Cálculo	II-58
Tabela 4.7 Verificação das Secções mais solicitadas	II-59
Tabela 4.8 Verificação das Secções mais solicitadas	II-59
Tabela 4.9 Verificação das Secções mais solicitadas	II-60
Tabela 4.10 Verificação à Encurvadura por Compressão	II-60
Tabela 4.11 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão	II-60
Tabela 4.12 Secção Transversal	II-63
Tabela 4.13 Encurvadura por Compressão.....	II-63
Tabela 4.14 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão.....	II-63
Tabela 4.15 Verificação da Deformação	II-63
Tabela 4.16 Características Elásticas.....	II-65
Tabela 4.17 Esforços de cálculo	II-66

Tabela 4.18 Verificação das Flechas	II-68
Tabela 4.19 Características Elásticas.....	II-70
Tabela 4.20 Esforços de Cálculo	II-70
Tabela 4.21 Verificação das Secções mais solicitadas	II-70
Tabela 4.22 Verificação das Secções mais solicitadas	II-71
Tabela 4.23 Verificação à Encurvadura Lateral	II-72
Tabela 4.24 Momentos Críticos	II-72
Tabela 4.25 Secção Transversal da Barra nº87	II-79
Tabela 4.26 Encurvadura Lateral da Barra nº87.....	II-79
Tabela 4.27 Secção Transversal da Barra nº1498	II-79
Tabela 4.28 Encurvadura Lateral da Barra nº1498.....	II-79
Tabela 4.29 Verificação das Flechas	II-80
Tabela 4.30 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas - Tramos 1, 2 e 3.....	II-83
Tabela 4.31 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas - Tramos 4, 5 e 6.....	II-85
Tabela 4.32 Dimensionamento dos Montantes mais solicitados.....	II-87
Tabela 4.33 Dimensionamento dos Montantes mais solicitados.....	II-89
Tabela 4.34 Barras dos Cordões mais esforçadas	II-90
Tabela 4.35 Características Elásticas.....	II-91
Tabela 4.36 Esforços de Cálculo dos Cordões mais solicitados.....	II-92
Tabela 4.37 Verificação das Secções mais solicitadas	II-92
Tabela 4.38 Verificação das Secções mais solicitadas	II-92
Tabela 4.39 Verificação das Secções mais solicitadas	II-93
Tabela 4.40 Verificação à Encurvadura por Compressão	II-93
Tabela 4.41 Diagramas de Momentos Fletores M_{yEd}	II-93
Tabela 4.42 Verificação à Encurvadura Lateral	II-94
Tabela 4.43 Momentos Críticos - “LTBeamN”	II-94
Tabela 4.44 Diagramas de Momentos Fletores M_{zEd}	II-95
Tabela 4.45 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão	II-95
Tabela 4.46 Secção Transversal da Barra nº45	II-98
Tabela 4.47 Encurvadura por Compressão da Barra nº684.....	II-98
Tabela 4.48 Encurvadura Lateral da Barra nº684.....	II-98
Tabela 4.49 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº684... ..	II-98
Tabela 4.50 Verificação das Flechas - δ_V	II-100
Tabela 4.51 Verificação das Flechas - δ_H	II-100

Tabela 4.52 Características Elásticas das Cantoneiras	II-102
Tabela 4.53 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas	II-104
Tabela 4.54 Características Elásticas dos Perfis.....	II-105
Tabela 4.55 Esforços de Cálculo	II-105
Tabela 4.56 Verificação das Secções mais solicitadas	II-106
Tabela 4.57 Verificação das Secções mais solicitadas	II-106
Tabela 4.58 Verificação das Secções mais solicitadas	II-107
Tabela 4.59 Verificação à Encurvadura por Compressão	II-107
Tabela 4.60 Verificação à Encurvadura Lateral	II-108
Tabela 4.61 Momentos Críticos - “LTBeamN”	II-108
Tabela 4.62 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão ...	II-109
Tabela 4.63 Secção Transversal	II-112
Tabela 4.64 Encurvadura por Compressão.....	II-112
Tabela 4.65 Encurvadura Lateral.....	II-112
Tabela 4.66 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão.....	II-112
Tabela 4.67 Características Elásticas.....	II-114
Tabela 4.68 Esforços de Cálculo	II-115
Tabela 4.69 Verificação das Secções mais solicitadas	II-115
Tabela 4.70 Verificação das Secções mais solicitadas	II-115
Tabela 4.71 Verificação das Secções mais solicitadas	II-116
Tabela 4.72 Verificação à Encurvadura por Compressão	II-116
Tabela 4.73 Verificação à Encurvadura Lateral	II-118
Tabela 4.74 Momentos Críticos - “LTBeamN”	II-118
Tabela 4.75 Diagramas de Momentos Fletores M_{zEd}	II-119
Tabela 4.76 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão ...	II-119
Tabela 4.77 Secção Transversal da Barra nº114	II-122
Tabela 4.78 Encurvadura por Compressão da Barra nº114.....	II-122
Tabela 4.79 Encurvadura Lateral da Barra nº114.....	II-123
Tabela 4.80 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº114.	II-123
Tabela 4.81 Encurvadura por Compressão da Barra nº142.....	II-123
Tabela 4.82 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº142.	II-123
Tabela 4.83 Verificação dos deslocamentos horizontais.....	II-124
Tabela 5.1 Armaduras Longitudinais (1/2).....	II-130
Tabela 5.2 Armaduras Longitudinais (2/2).....	II-131

Tabela 5.3 Armaduras Transversais	II-132
Tabela 5.4 Diâmetro e Espaçamento máximo dos varões longitudinais	II-133
Tabela 5.5 Verificação à Flexão Composta (1/2)	II-134
Tabela 5.6 Verificação à Flexão Composta (2/2)	II-135
Tabela 5.7 Armaduras Transversais	II-136
Tabela 5.8 Esforços de Cálculo mais desfavoráveis.....	II-138
Tabela 5.9 Dimensionamento do Maciço M1	II-138
Tabela 5.10 Esforços de Cálculo mais desfavoráveis.....	II-139
Tabela 5.11 Dimensionamento dos Maciços M2, M3, M4, M5, M6 e M7.....	II-139
Tabela 5.12 Armaduras Transversais	II-140
Tabela 5.13 Parâmetros de Cálculo	II-141
Tabela 5.14 Rigidez das molas (1/3)	II-141
Tabela 5.15 Rigidez das molas (2/3)	II-142
Tabela 5.16 Rigidez das molas (3/3)	II-142
Tabela 5.17 Parâmetros Geotécnicos.....	II-142
Tabela 5.18 Esforços de Cálculo	II-143
Tabela 5.19 Estado Limite Último de Rotura do Terreno	II-143
Tabela 5.20 Dimensionamento das Estacas.....	II-144
Tabela 5.21 Armaduras Transversais	II-145

1. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

De acordo com a Memória Descritiva indicam-se neste capítulo os valores das ações e a sua aplicação no *software* de cálculo automático “SAP2000”.

1.1. Pesos Próprios

Os pesos volúmicos dos materiais foram definidos a partir das especificações dos materiais que constam do *software* de cálculo.

Na Figura 1.1 mostram-se os pesos volúmicos definidos para o Aço S235 e para o Betão C25/30 utilizados.

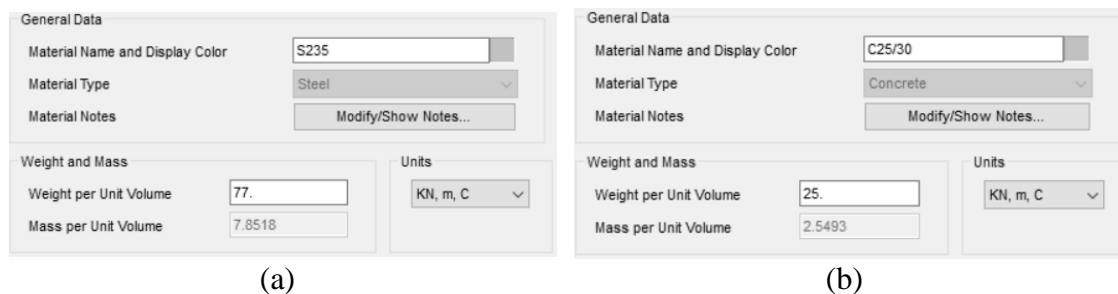


Figura 1.1 Pesos Volúmicos dos Materiais no “SAP2000”: (a) Aço S235; (b) Betão C25/30

1.2. Restantes Cargas Permanentes e Sobrecargas

1.2.1. “RCP” nas Passerelles

As cargas nas passerelles resultam da soma dos pesos do guarda-corpos (0.15 kN/m) e do pavimento metálico:

$$g_k = 0.4 \times LI = 0.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.475 \text{ m} = 0.19 \text{ kN/m}$$

Na Tabela 1.1 estão indicadas as cargas nas longarinas interiores e exteriores.

Tabela 1.1 Longarinas - Restante Carga Permanente

Elementos	Valor (kN/m)
Longarinas Interiores	0.19
Longarinas Exteriores	$0.19 + 0.15 = 0.34$

Na Figura 1.2 mostra-se as cargas num dos troços das longarinas aplicadas no “SAP2000”.

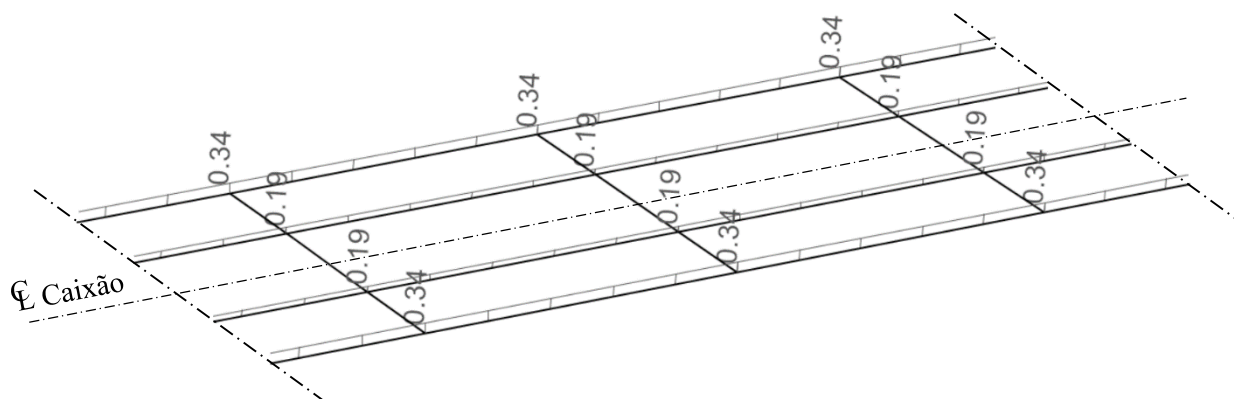


Figura 1.2 - Restante Carga Permanente

1.2.2. “SC” nas Passerelles

Em todas as longarinas foi considerada uma carga de 0.95 kN/m, já explicada na Memória Descritiva, com o valor de:

$$q_k = 2 \times LI = 2 \text{ kN/m}^2 \times 0.475 \text{ m} = 0.95 \text{ kN/m}$$

Na Figura 1.3 indica-se a ação que foi aplicada nas longarinas.

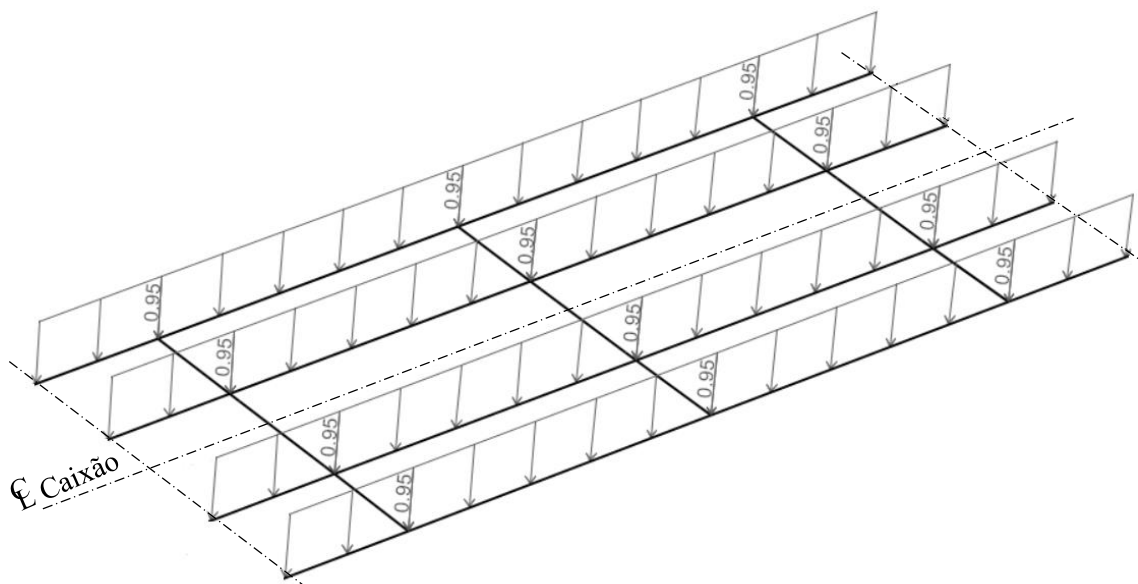


Figura 1.3 Sobrecarga

1.2.3. “RCP” na Estrutura Secundária

Na Tabela 1.2 indicam-se todos os valores considerados para as restantes cargas permanentes nas travessas da estrutura secundária.

Tabela 1.2 Travessas da Estrutura Secundária – Restante Carga Permanente

Travessas Tipo	Largura de Influência LI (m)	Carga (kN/m)
1	1	2.73
2	1.2	3.27
3	1.1	3.00
4	0.65	1.77
5	0.57	1.55
6	0.7	1.91

Nas Figuras 1.4, 1.5 e 1.6 resume-se a aplicação das diferentes cargas na estrutura secundária tendo por base os valores indicados na Tabela 1.2.

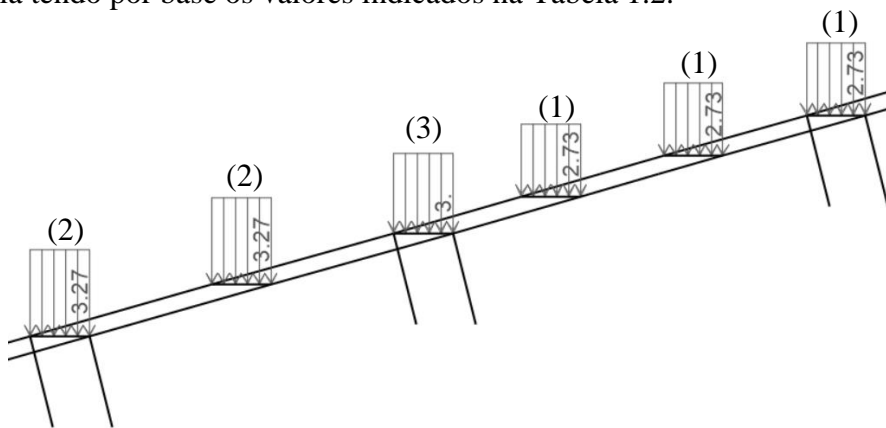


Figura 1.4 Restante Carga Permanente nas Travessas dos Tramos 1 e 2

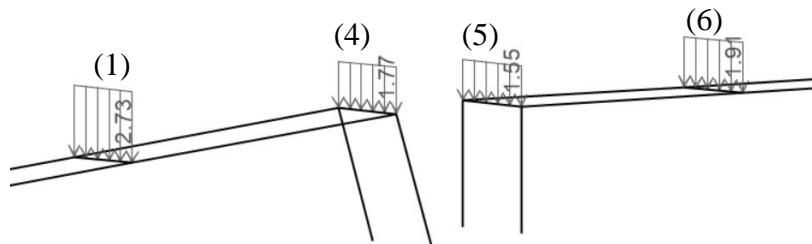


Figura 1.5 Restante Carga Permanente nas Travessas na ligação dos Troços Inclinado e Horizontal

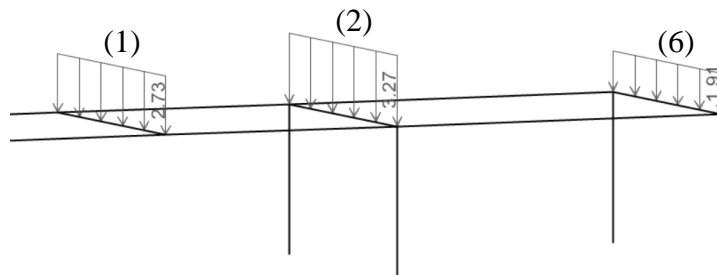


Figura 1.6 Restante Carga Permanente nas Travessas no Troço Horizontal

1.2.4. “SC” na Estrutura Secundária

Na Tabela 1.3 indicam-se todos os casos de carga considerados nas travessas determinados em função das larguras de influência.

Tabela 1.3 Travessas da Estrutura Secundária – Sobrecarga

Travessas Tipo	Largura de Influência LI (m)	Carga (kN/m)
1	1	1.91
2	1.2	2.29
3	1.1	2.10
4	0.65	1.24
5	0.57	1.09
6	0.7	1.34

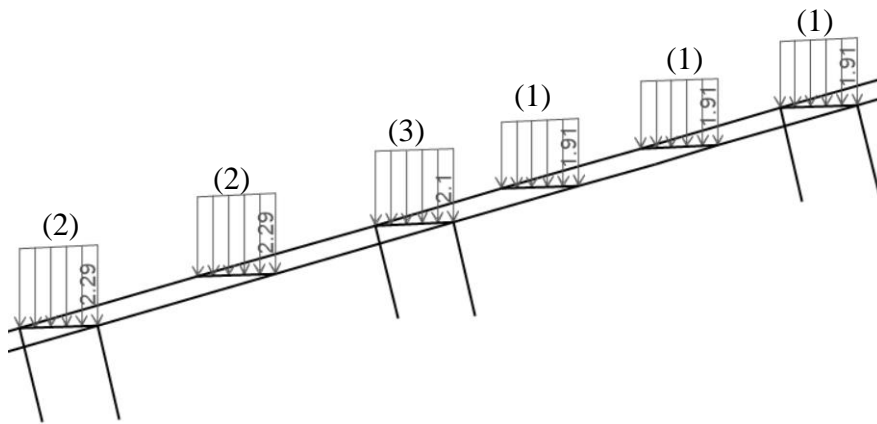


Figura 1.7 Sobrecarga nas Travessas dos Tramos 1 e 2

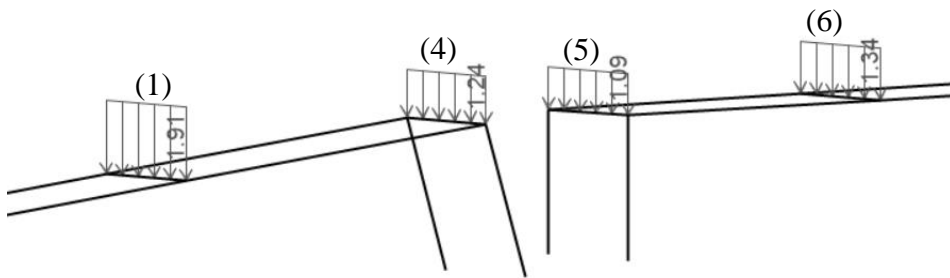


Figura 1.8 Sobrecarga nas Travessas na ligação dos Troços Inclinado e Horizontal

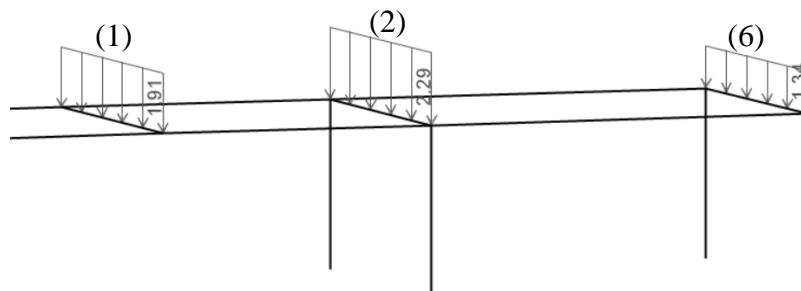


Figura 1.9 Sobrecarga nas Travessas do Troço Horizontal

1.3. Ação do Vento

1.3.1. Cálculo da Pressão Dinâmica de Pico

Na Tabela 1.4 (a) e (b) estão indicados os parâmetros necessários ao cálculo das pressões dinâmicas de pico.

Tabela 1.4 Parâmetros - Pressão Dinâmica de Pico: (a) Zona; (b) Categoria do Terreno.

Zona	A
v_{b,0} (m/s)	27
c_{dir}	1
c_{season}	1
v_b (m/s)	27
ρ (kg/m³)	1.25
q_b (kg/m²)	455.63

(a)

Categoria do Terreno	II
z₀ (m)	0.05
z_{min} (m)	3
z_{max} (m)	200
z_{0,II} (m)	0.05

(b)

Tabela 1.5 Cálculo das Pressões Dinâmicas de Pico

Níveis Altimétricos	z _e (m)	k _r	c ₀ (z)	c _r (z)	v _m (z) (m/s)	k _I	σ _v	I _v (z)	q _p (z) (kN/m ²)
1	5.83	0.19	1	0.90	24.41	1	5.13	0.21	0.92
2	14.58	0.19	1	1.08	29.11	1	5.13	0.18	1.18
3	18.57	0.19	1	1.12	30.36	1	5.13	0.17	1.26

1.3.2. Ação do Vento na Estrutura Secundária

1.3.2.1. Coeficientes de Força - Vento W_y

Para a ação do vento segundo a direção y na estrutura secundária utilizou-se a metodologia empregue nos “Elementos Estruturais de Secção Retangular”.

Foi contabilizada apenas a ação do vento sobre os prumos e cordões da estrutura secundária.

Na Tabela 1.6 resume-se o intervalo de valores máximos e mínimos calculados para os coeficientes de força nos cordões.

Tabela 1.6 Coeficientes de Força nos Cordões da Estrutura Secundária - Vento W_y

b (m)	0.10
l (m)	$1.4 \text{ m} < h < 3 \text{ m}$
$c_{f,0}$	2.00
λ	$14 < \lambda < 24$
Ψ_λ	$0.7 < \Psi_\lambda < 0.8$
c_f	$1.4 < c_f < 1.6$

Para os prumos, cujos valores constam da Tabela 1.7, utilizou-se a mesma metodologia da considerada nos cordões.

Tabela 1.7 Coeficientes de Força nos Prumos da Estrutura Secundária - Vento W_y

b (m)	0.05
h (m)	$0.4 \text{ m} < h < 1 \text{ m}$
$c_{f,0}$	2.10
λ	$10 < \lambda < 20$
Ψ_λ	$0.6 < \Psi_\lambda < 0.8$
c_f	$1.4 < c_f < 1.6$

1.3.2.2. Força do Vento W_y

Nas Tabelas 1.8 e 1.9 apresentam-se os principais parâmetros considerados no cálculo da força do vento nos prumos e nos cordões.

Tabela 1.8 Vento W_y - Prumos da Estrutura Secundária

	Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	h (m)	W_y (kN/m)
h = 1 m	1	1.00	1.62	0.92	0.05	0.07	1.00	0.07
h = 0.6 m	1	1.00	1.47	0.92	0.03	0.04	0.60	0.07
h = 0.6 m	2	1.00	1.47	1.18	0.03	0.05	0.60	0.09
h = 0.6 m	3	1.00	1.47	1.26	0.03	0.06	0.60	0.1

Nota: Na ação do vento nos cordões aumentou-se a área de incidência, A_{ref} , adicionando-se à área do perfil a área da superfície da tela situada acima da “estrutura”.

Tabela 1.9 Vento W_y - Cordões da Estrutura Secundária

	Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²) (total)	F_w (kN)	L (m)	W_y (kN/m)
L = 2.4 m	1	1.00	1.54	0.92	0.60	0.85	2.40	0.35
L = 3 m	1	1.00	1.60	0.92	0.75	1.10	3.00	0.37
L = 3 m	2	1.00	1.60	1.18	0.75	1.42	3.00	0.47
L = 3 m	3	1.00	1.60	1.26	0.75	1.51	3.00	0.50

Nas Figuras 1.10 e 1.11 estão representadas as forças do vento aplicadas no modelo nas zonas que fazem a transição entre os diferentes níveis altimétricos.

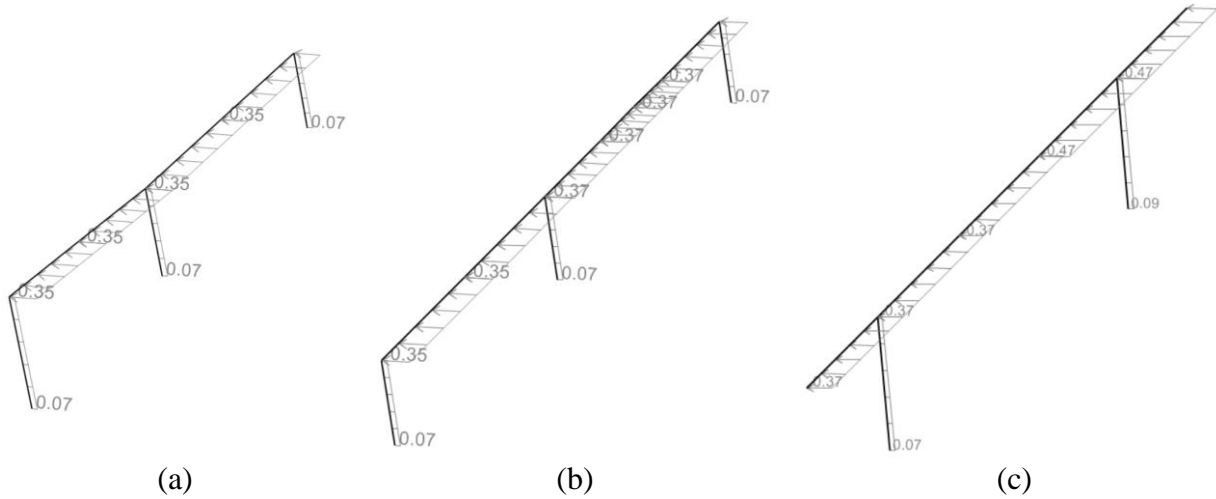


Figura 1.10 Vento W_y : (a) “zona de arranque” da Estrutura; (b) Zona de transição entre Cordões; (c) Zona de Transição entre os Níveis 1 e 2

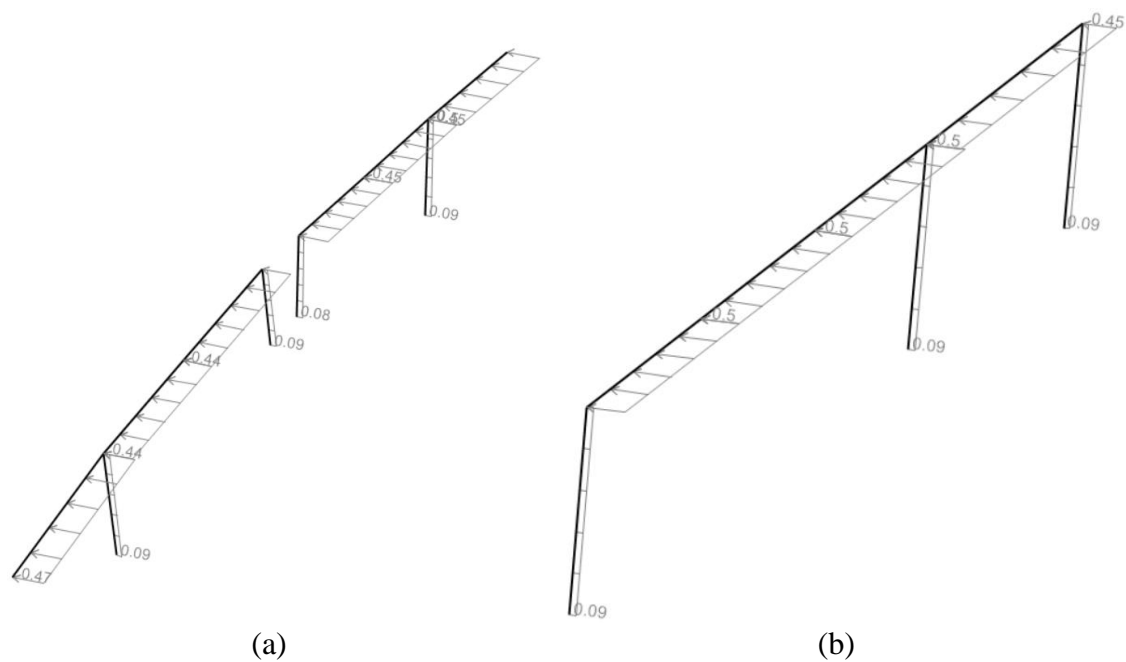


Figura 1.11 Vento W_y : (a) Ligação entre os Níveis 2 e 3; (b) Troço Horizontal.

1.3.2.3. Coeficientes de Força - Vento W_z

Foi adotada a metodologia utilizada em pontes para o cálculo da ação do vento segundo a direção z na estrutura secundária.

Na tabela seguinte resume-se o procedimento aplicado.

Tabela 1.10 Coeficientes de Força – Estrutura Secundária W_z

	Troço Inclinado		Troço Horizontal
	Tramo 1	Tramo 2 e 3	
$d_{tot}^{(*)}$ (m)	1.60	2.10	2.10
b (m)	3.26	3.26	3.26
b/d_{tot}	2.04	1.55	1.55
θ (°)	5	5	5
$c_{f,z}$	0.70	0.68	0.68

(*) $d_{tot} = h(\text{treliça em caixão}) + h(\text{estrutura secundária})$

1.3.2.4. Força do Vento W_z

Na Tabela 1.11 apresenta-se o cálculo da ação do vento na tela segundo a direção z que foi aplicada nos cordões da estrutura secundária.

Como área de referência considerou-se a área da tela projetada no plano perpendicular à ação do vento.

Tabela 1.11 Vento W_z - Cordões da Estrutura Secundária

Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	L (m)	W_z (kN/m)
1	1.00	0.70	0.92	34.01	21.91	45.35	0.24
2	1.00	0.68	1.18	18.18	14.63	24.24	0.30
3	1.00	0.68	1.26	40.50	34.62	54.00	0.32

Na Figura 1.12 apresentam-se as ações do vento nos cordões na zona de transição entre níveis altimétricos.

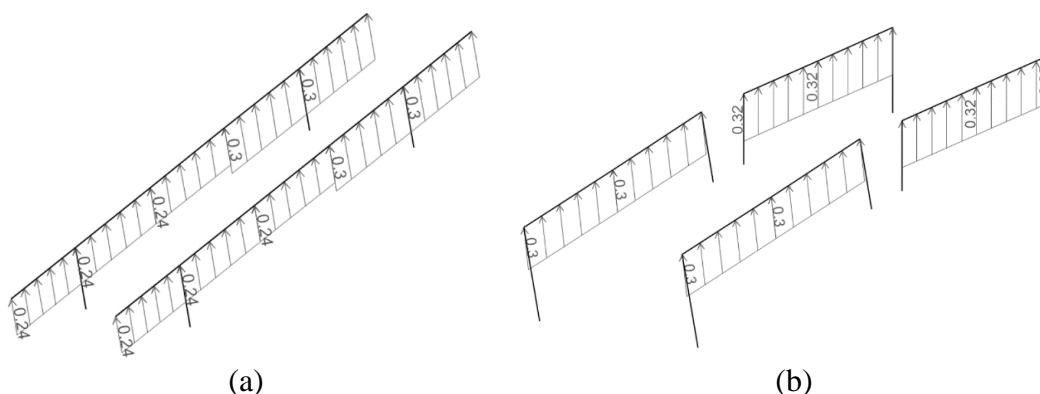


Figura 1.12 Vento W_z : (a) Transição entre os Níveis Altimétricos 1 e 2; (b) Idem para os Níveis 2 e 3

1.3.3. Ação do Vento nos Caixões Treliçados

1.3.3.1. Coeficientes de Força - Vento W_y

No cálculo dos coeficientes de força da ação do vento segundo y na treliça em caixão utilizou-se a metodologia das estruturas do tipo “Estrutura Treliçada Espacial”.

Devido às diferenças na configuração geométrica da malha calcularam-se três coeficientes de força para os tramos dos troços inclinado e horizontal.

Na Tabela 1.12 resumem-se os cálculos efetuados.

Tabela 1.12 Coeficientes de Força – Caixões Treliçados W_y

	Troço Inclinado		Troço Horizontal
	Tramo 1	Tramos 2 e 3	Tramos 4, 5 e 6
d (m)	1.00	1.50	1.50
l (m)	15.81	55.10	54.00
A_c (m²)	15.81	82.65	81.00
A (m²)	8.04	29.61	28.80
φ	0.51	0.36	0.36
c_{f,0}	2.00	2.40	2.40
λ	15.81	36.73	36.00
Ψ_λ	0.92	0.97	0.97
c_f	1.84	2.33	2.33

1.3.3.2. Força do Vento W_y

Na Tabela 1.13 indica-se o procedimento do cálculo da força do vento segundo y nos cordões da treliça em caixão.

Tabela 1.13 Vento W_y – Caixões Treliçados

Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	L (m) - Cordão Inferior	L (m) - Cordão Superior	W_y no Cordão Inferior (kN/m)	W_y no Cordão Superior (kN/m)
1	Tramo 1	1.00	1.84	0.92	8.04	13.61	15.75	0.43	0.38
	Tramo 2	1.00	2.33	0.92	16.45	35.23	30.60	0.58	0.58
2	1.00	2.33	1.18	13.17	36.27	24.50		0.74	0.74
3	1.00	2.33	1.26	28.80	84.30	54.00		0.78	0.78

Nas Figuras 1.13 e 1.14 mostra-se a aplicação das forças no modelo em “SAP2000”, num dos sentidos.

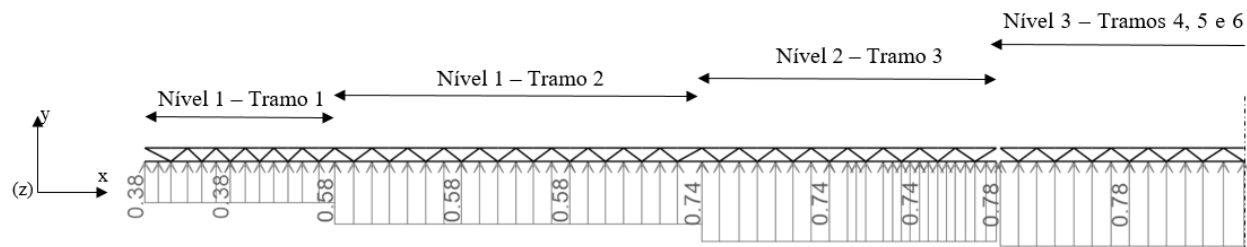


Figura 1.13 Vento W_y

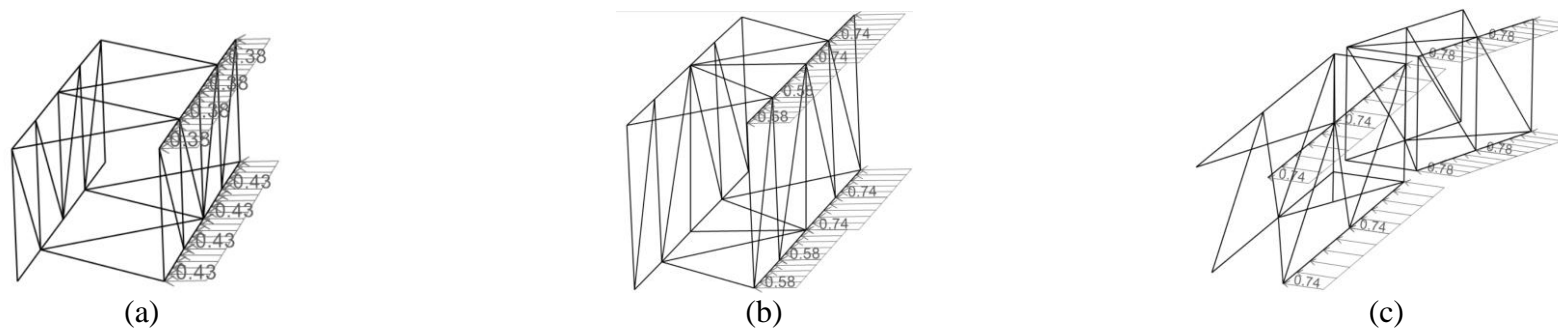


Figura 1.14 Vento W_y : (a) Tramo 1; (b) Transição entre os Níveis 1 e 2; (c) Transição entre os Níveis 2 e 3

1.3.3.3. Coeficientes de Força - Vento W_z

Foram calculados três coeficientes de força, para os tramos 1, 2 e 3 do troço inclinado e também para os tramos que compõem o troço horizontal.

Na Tabela seguinte indicam-se os parâmetros utilizados.

Tabela 1.14 Coeficientes de Força nos Caixões Treliçados - Vento W_z

	Troço Inclinado		Troço Horizontal Tramos 4, 5 e 6
	Tramo 1	Tramos 2 e 3	
d_{tot} (m)	1.00	1.50	1.50
b (m)	3.26	3.26	3.26
b/d_{tot}	3.26	2.17	2.17
θ (°)	5	5	5
$c_{f,z}$	0.75	0.70	0.70

Considerou-se como “ d_{tot} ” a altura da “estrutura do tabuleiro”, ou seja, a altura da treliça em caixão nos vários tramos.

O parâmetro “ b ” é a soma das “larguras” da treliça em caixão e das passerelles de manutenção.

1.3.3.4. Força do Vento W_z

Na Tabela 1.17 apresentam-se os parâmetros que serviram para o cálculo da força do vento na treliça em caixão na direção z.

As forças aplicadas no cordão inferior correspondem à ação do vento no sentido W_z (ascendente), e no cordão superior correspondem à ação segundo o sentido contrário W_{zz} (anti-gravítico).

Tabela 1.15 Vento W_y - Caixões Treliçados

Níveis Altimétricos		$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	L (m) - Cordão Inferior	L (m) - Cordão Superior	W_z - Cordão Inferior (kN/m)	W_{zz} - Cordão Superior (kN/m)
1	Tramo 1	1.00	0.75	0.92	15.54	10.73	15.75	17.83	0.34	0.30
	Tramo 2	1.00	0.70	0.92	24.84	16.00	30.60		0.26	0.26
2		1.00	0.70	1.18	19.89	16.47	24.50		0.34	0.34
3		1.00	0.70	1.26	44.03	38.75	54.00		0.36	0.36

Na Figura 1.15 estão representadas as forças do vento, aplicadas no modelo em “SAP2000”, no sentido positivo.

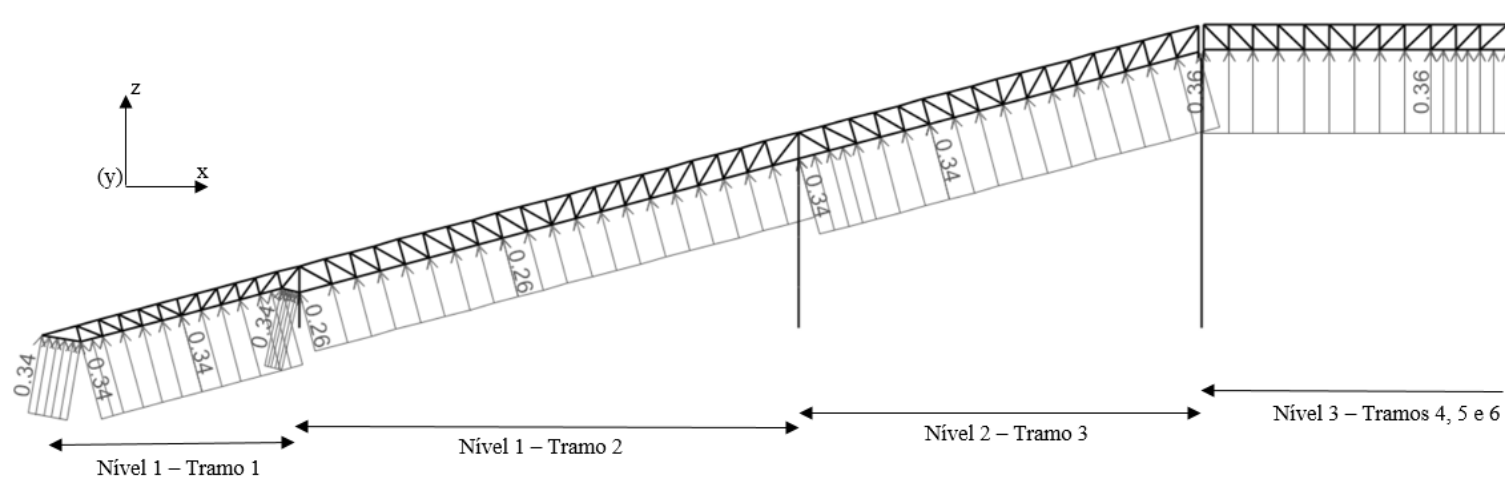


Figura 1.15 Vento W_z

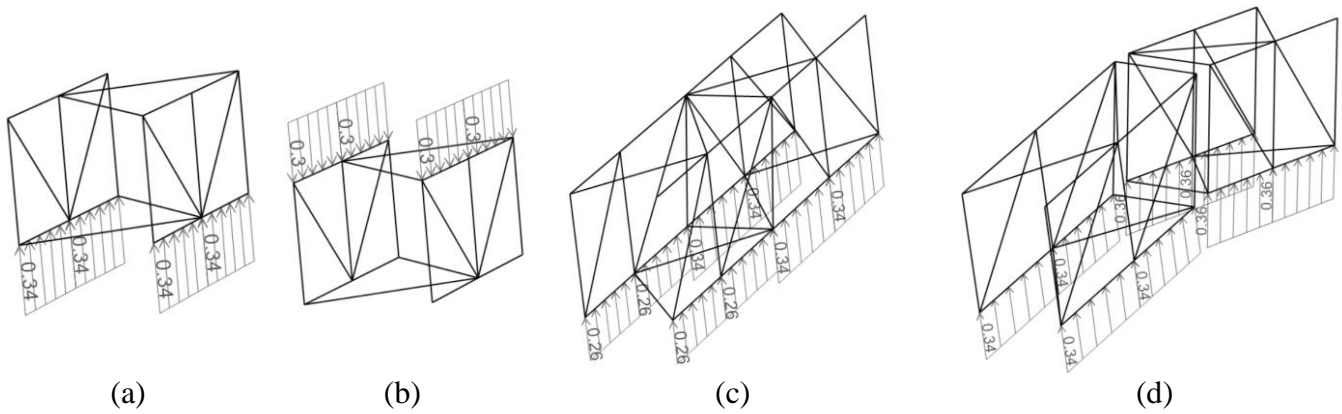


Figura 1.16 Vento W_z : (a) Tramo 1 - Ascendente; (a) Tramo 1 - Descendente (b) Transição entre os Níveis 1 e 2; Transição entre os Níveis 2 e 3

1.3.4. Ação do Vento nos Pilares

1.3.4.1. Coeficientes de Força - Vento W_y

Para o vento nos pilares segundo a direção y utilizou-se a metodologia dos “Elementos Estruturais de Arestas Vivas”.

O processo de cálculo encontra-se na Tabela 1.16.

Tabela 1.16 Coeficientes de Força – Pilares W_y

	Pilares					
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
b (m)	0.22	0.27	0.33	0.33	0.33	0.27
h (m)	1.84	9.75	16	16	16	16
$c_{f,0}$	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
λ	8.36	36.11	48.5	48.5	48.5	59.3
Ψ_λ	0.68	0.84	0.87	0.87	0.87	0.89
c_f	1.36	1.68	1.74	1.74	1.74	1.78

1.3.4.2. Força do Vento W_y

Na Tabela 1.17 indicam-se os parâmetros utilizados no cálculo da força do vento segundo a direção y e nos cordões.

Tabela 1.17 Vento W_y - Pilares

Pilares	Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	h(m)	W_y (kN/m)
P1	1	1.00	1.36	0.92	0.40	0.51	1.84	0.28
P2	1	1.00	1.68	0.92	2.63	4.07	9.75	0.42
P3, P4 e P5	1	1.00	1.74	0.92	3.28	5.25	9.94	0.53
	2	1.00	1.74	1.18	2.00	4.12	6.06	0.68
P6	1	1.00	1.78	0.92	2.68	4.40	9.94	0.44
	2	1.00	1.78	1.18	1.64	3.45	6.06	0.57

Na Figura 1.17 mostra-se as forças do vento num dos sentidos aplicadas no modelo.

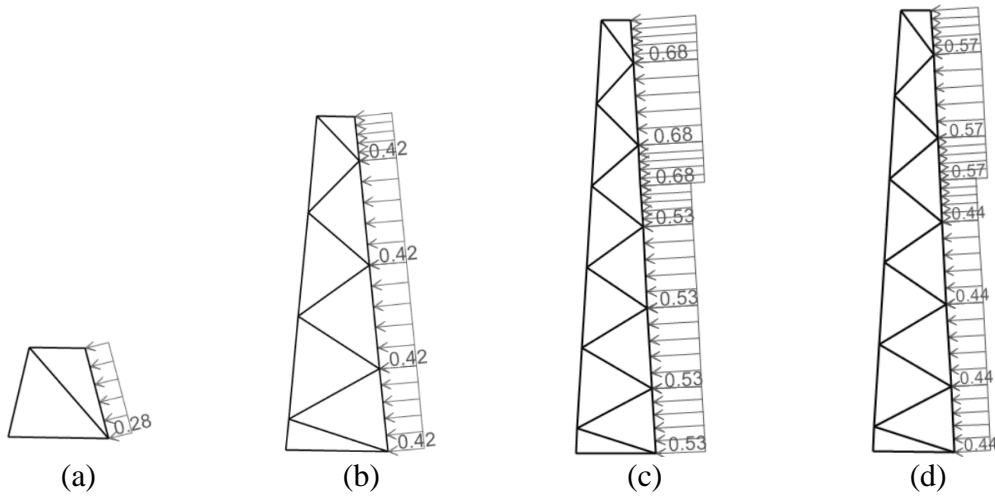


Figura 1.17 Vento W_y : (a) Pilar P1; (b) Pilar P2; (c) Pilar P3, P4 e P5; (d) Pilar P6

1.3.4.3. Coeficientes de Força - Vento W_x

A ação do vento nos pilares segundo a direção x foi analisada como nas “Estruturas Treliçadas Planas”.

Na tabela seguinte apresenta-se os resultados dos estudos.

Tabela 1.18 Coeficientes de Força – Pilares W_x

	Pilares					
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
d (m)	1.50	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
h (m)	1.84	9.75	16.00	16.00	16.00	16.00
A_c (m²)	2.76	19.50	32.00	32.00	32.00	32.00
A (m²)	1.31	5.51	9.31	9.31	9.31	8.26
φ	0.48	0.28	0.29	0.29	0.29	0.26
c_{f,0}	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
λ	1.23	4.88	8.00	8.00	8.00	8.00
Ψ_λ	0.86	0.94	0.95	0.95	0.95	0.95
c_f	1.38	1.50	1.54	1.54	1.54	1.54

Em que “d” representa a distância média entre os eixos dos cordões dos pilares (treliça plana).

1.3.4.4. Força do Vento W_x

Tal como nos casos anteriores resume-se na Tabela 1.19 a informação utilizada no cálculo da força do vento segundo a direção x nos cordões dos pilares.

Tabela 1.19 Vento W_x - Cordões dos Pilares

Pilares	Níveis Altimétricos	$c_s c_d$	c_f	q_p (kN/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	Força em cada Cordão (kN)	L (m)	W_x (kN/m)
P1	1	1.00	1.38	0.92	1.31	1.66	0.83	1.78	0.47
P2	1	1.00	1.50	0.92	5.51	7.62	3.81	9.70	0.39
P3, P4 e P5	1	1.00	1.54	0.92	6.33	8.96	4.48	9.94	0.45
	2	1.00	1.54	1.18	2.98	5.42	2.71	6.06	0.45
P6	1	1.00	1.54	0.92	5.62	7.95	3.98	9.94	0.40
	2	1.00	1.54	1.18	2.64	4.81	2.41	6.06	0.40

Na figura seguinte indica-se a ação do vento nos vários pilares.

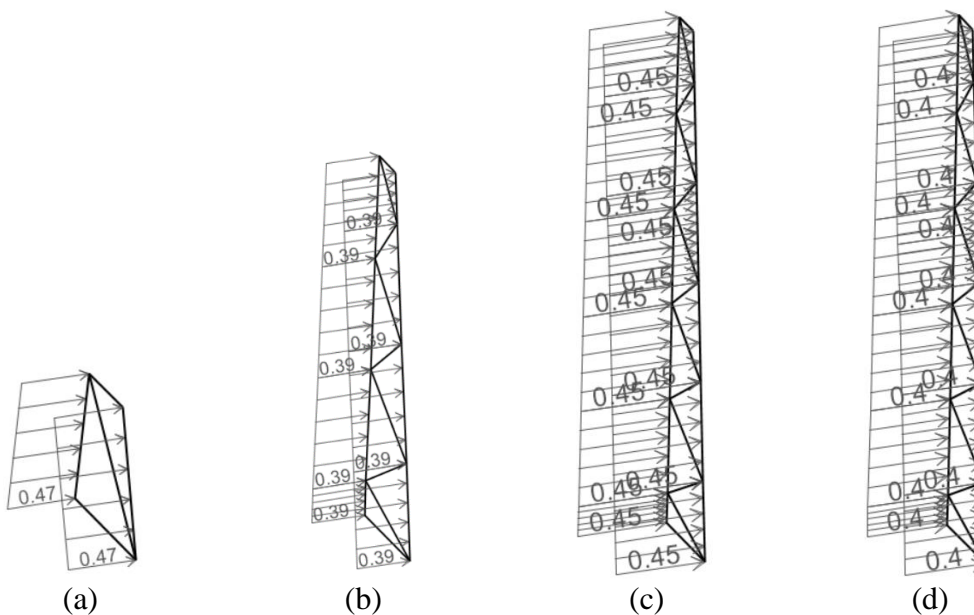


Figura 1.18 Vento W_x : (a) Pilar P1; (b) Pilar P2; (c) Pilar P3, P4 e P5; (d) Pilar P6

1.4. Ação Sísmica

Na tabela estão indicados os parâmetros utilizados na determinação dos espectros de resposta de cálculo.

Tabela 1.20 Parâmetros - Espectros de Resposta

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Zona	“Setúbal”	
Zona Sísmica	1.3	2.3
a_{gR} (m/s²)	1.5	1.7
Classe de Importância	II	II
γ_1	1	1
a_g (m/s²)	1.5	1.7
Tipo de Terreno	D	D
S_{max}	2	2
T_B (s)	0.1	0.1
T_C (s)	0.8	0.3
T_D (s)	2	2
S	1.83	1.77
η ($\xi=5\%$)	1	1
q	1.5	1.5
β	0.2	0.2

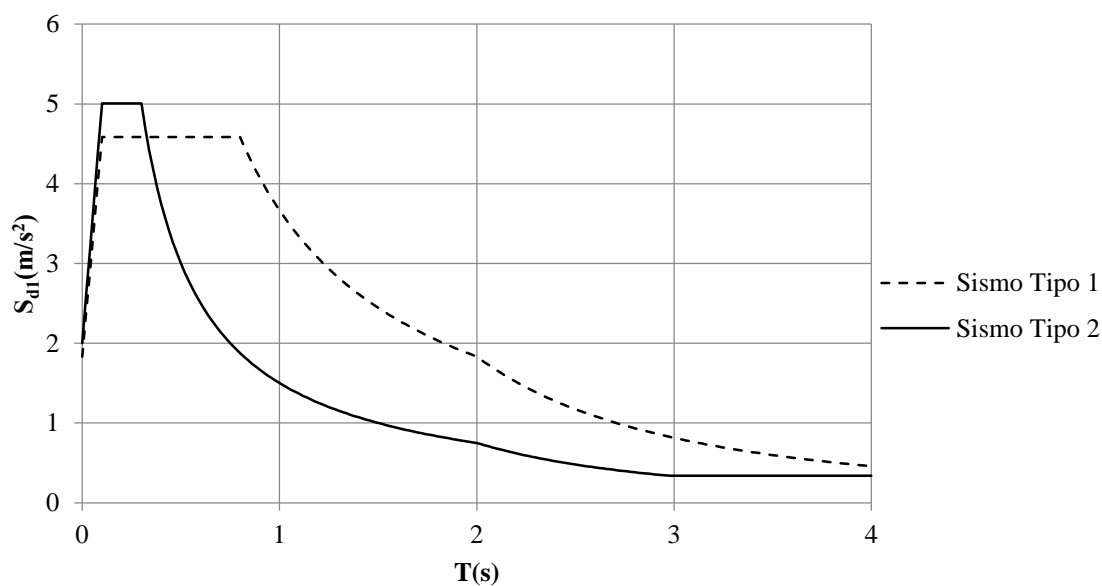


Figura 1.19 Espectros de Resposta de Cálculo – Sismos Tipo 1 e 2

Foi necessário considerar 215 modos de vibração para a participação modal ser da ordem dos 90% nas duas direções principais.

As Tabelas 1.21 e 1.22 referem-se às frequências e às deformadas dos modos de vibração com maior participação nas direções y e x.

Tabela 1.21 Modo de Vibração 1 (Direção y-y)

Modo	1	Deformada (Plano xy)
Direção	y-y	
f (Hz)	1.30	
Participação (%)	13	

Tabela 1.22 Modo de Vibração 5 (Direção x-x)

Modo	5	Configuração Deformada (Plano xz)
Direção	x-x	
f (Hz)	2.17	
Participação (%)	21	

No ANEXO III junta-se uma tabela com a informação respeitante aos restantes modos de vibração.

1.5. Ações Térmicas

Nas Figuras 1.20 e 1.21 estão indicadas a variação uniforme de temperatura para as condições de Inverno e de Verão cujos valores foram definidos na Memória Descritiva.

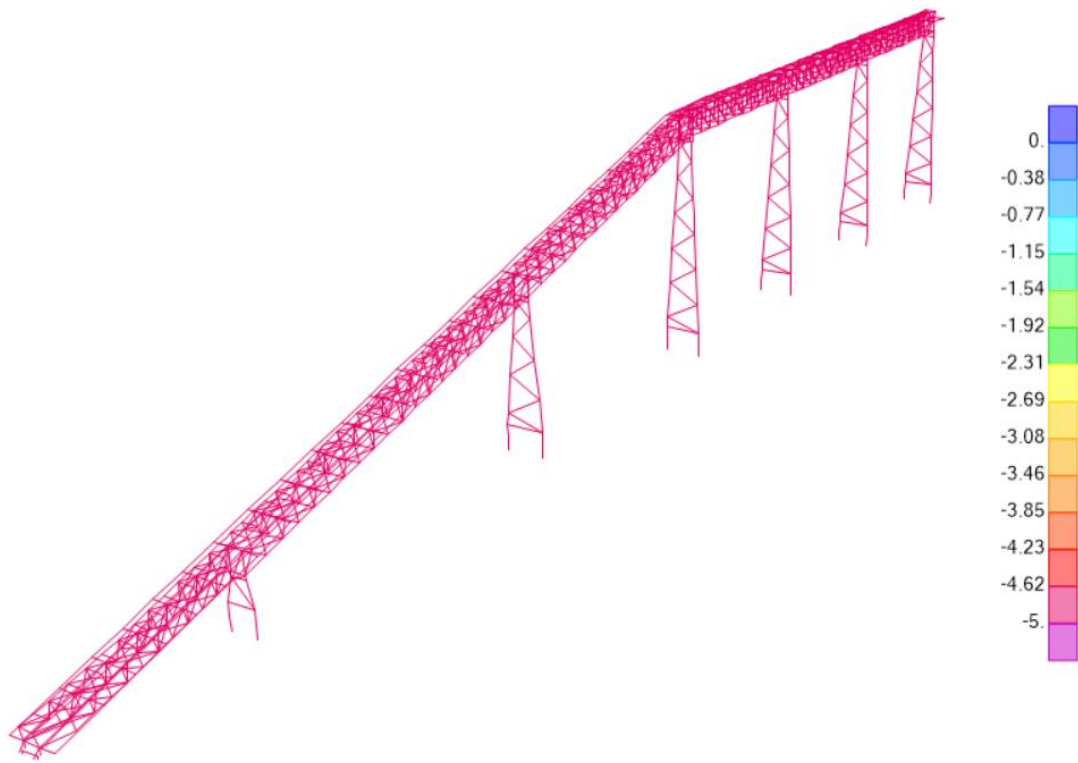


Figura 1.20 Variação Uniforme de Temperatura – Condições de Inverno (-5°C)

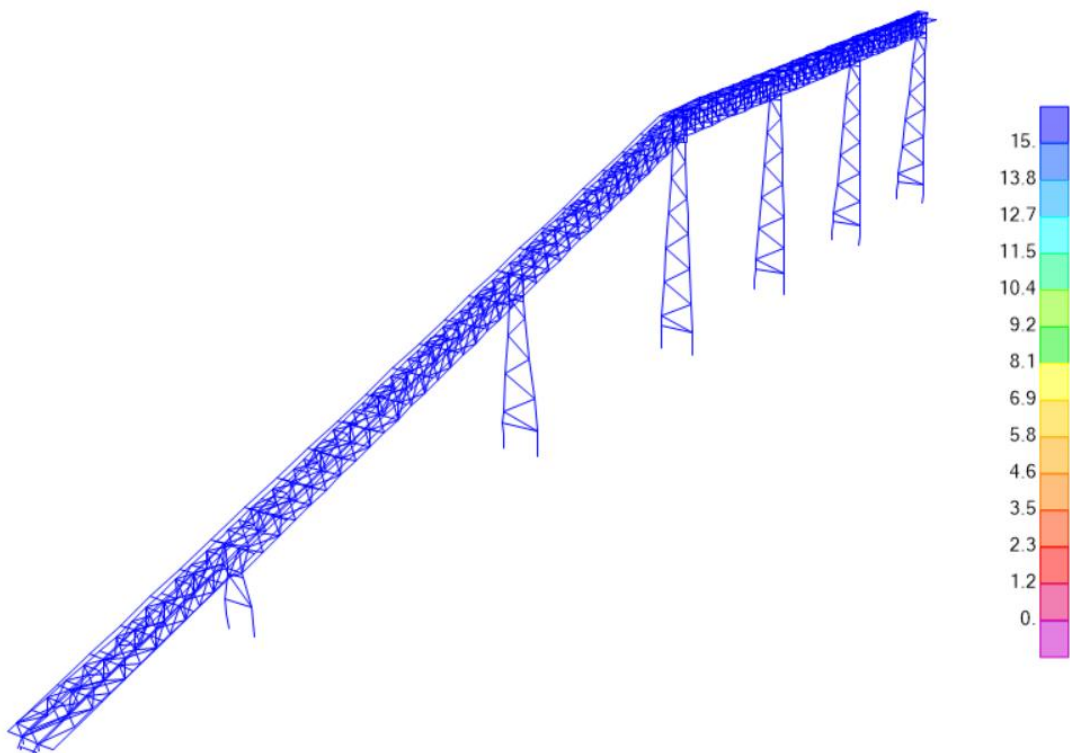


Figura 1.21 Variação Uniforme de Temperatura – Condições de Verão (15°C)

2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS METÁLICOS

Com base nas expressões definidas na NP EN 1993-1-1, recorreu-se ao “Excel” para a elaboração de um conjunto de ábacos e tabelas que permitiram proceder ao pré-dimensionamento.

2.1. Pré-dimensionamento da Estrutura Secundária

A estrutura secundária é constituída por um conjunto de pórticos que recebem as cargas dos órgãos mecânicos de suporte da tela, do material transportado, do vento e dos sismos. Esta estrutura foi pré-dimensionada no *software* “*Robot Structural Analysis Professional*”, com base nas combinações de ações para os estados limites últimos e de utilização.

Na Figura 2.1 mostra-se o modelo que serviu para o estudo da estrutura secundária.

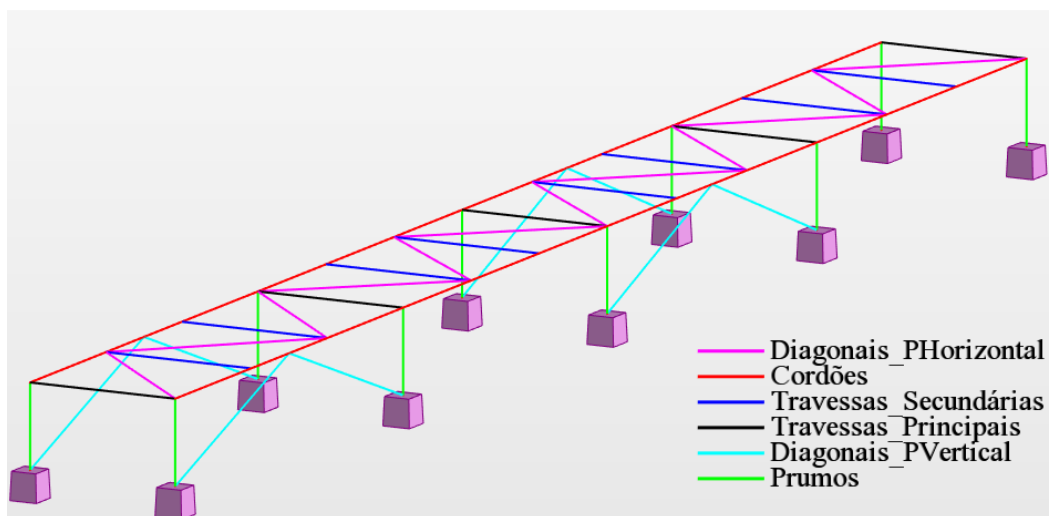


Figura 2.1 Estrutura Secundária – Modelo de cálculo

Na Figura 2.2 indica-se o resumo das verificações que foram feitas para os diferentes tipos de agrupamentos de barras.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 Prumos						
2491	TCAR 50x5	S235	32.84	32.84	1.28	46 ELU_Wyy_Wzz_(T+)
	TCAR 60x5		26.84	26.84	0.78	
Code group : 2 Diagonais PVertical						
2506	TCAR 40x4	S235	118.84	118.84	0.41	46 ELU_Wyy_Wzz_(T+)
	TCAR 50x4		92.86	92.86	0.23	
Code group : 3 Cordões						
2534	TREC 80x40x4	S235	104.33	61.09	0.91	46 ELU_Wyy_Wzz_(T+)
	TREC 90x50x4		90.62	48.36	0.64	
Code group : 4 Travessas Principais						
2521	TREC 80x40x4	S235	39.30	69.04	0.17	47 ELU_Wy_Wzz_(T-)
	TREC 90x50x4		34.14	54.66	0.12	
Code group : 5 Travessas Secundárias						
2520	TREC 80x40x4	S235	39.30	69.04	0.19	63 ELU_Wy_Wz_(T-)
	TREC 90x50x4		34.14	54.66	0.14	
Code group : 6 Diagonais PHorizontal						
2555	CAEP 40x5	S235	102.67	200.15	0.16	46 ELU_Wyy_Wzz_(T+)
	CAEP 50x5		81.28	158.91	0.09	
	CAEP 60x6		67.60	132.27	0.04	

Figura 2.2 Tabela - Estados Limites Últimos

Notas:

- 1- Os perfis “TREC” e “TCAR” são perfis tubulares retangulares e quadrados, respetivamente, e os perfis “CAEP” cantoneiras de abas iguais;
- 2- Lay e Laz representam as esbeltezas em y e z.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
Code group : 1 Prumos						
2495	TCAR 50x5	S235	0.02	108 ELS Wyy Wz (T+)	-	-
Code group : 3 Cordões						
2547	TREC 80x40x4	S235	0.03	108 ELS Wyy Wz (T+)	0.75	97 ELS MAT (Wyy Wz T-)
Code group : 4 Travessas Principais						
2515	TREC 80x40x4	S235	0.00	108 ELS Wyy Wz (T+)	0.12	123 ELS T- (Wy Wz)
Code group : 5 Travessas Secundárias						
2519	TREC 80x40x4	S235	0.00	122 ELS T+ (Wy Wz)	0.14	96 ELS MAT (Wyy Wz T+)

Figura 2.3 Tabela - Estados Limites de Serviço

Nota: uy e uz são os deslocamentos segundo as direções y e z.

2.2. Pré-dimensionamento das Passerelles de Manutenção

2.2.1. Longarinas

As longarinas das passerelles funcionam como vigas contínuas apoiadas nas consolas das travessas da treliça em caixão.

O modelo considerado no cálculo está indicado na Figura 2.4.

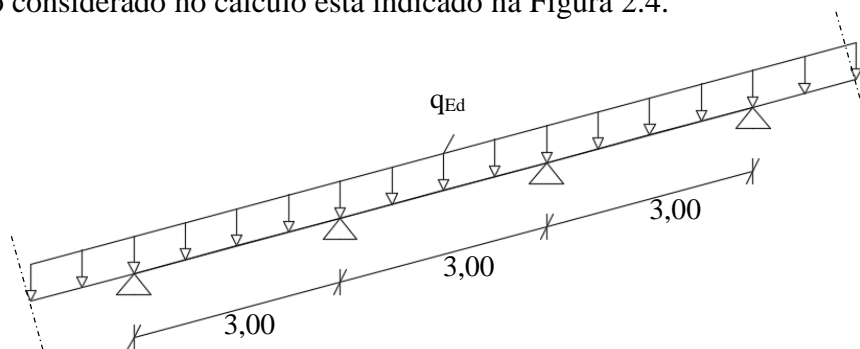


Figura 2.4 Modelo de Cálculo

De referir que estas vigas não bambeiam porque os pavimentos metálicos garantem o travamento contínuo ao longo de todo o vão.

As cargas consideradas nas longarinas exteriores para os estados limites últimos e para os estados limites de utilização são iguais respetivamente:

$$q_{Ed} = \gamma_G RCP + \gamma_Q SC = 1.35 \times (0.19 + 0.15) + 1.50 \times 0.95 = 1.88 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = RCP + SC \times \psi_0 = (0.19 + 0.15) + 0.95 \times 0.4 = 0.72 \text{ kN/m}$$

2.2.1.1. ELU - Flexão

O momento máximo sobre os apoios das vigas contínuas das longarinas é 2.10 kN/m.

Tabela 2.1 Resistência Máxima à Flexão segundo y - Cantoneiras

	L 80x60x6	L 100x65x8	L 120x80x8	L 150x100x12
f_y (N/mm ²)	235	235	235	235
$W_{pl,y}$ (mm ³)	17210	34480	50690	117100
$M_{Rd,y}$ (kN.m)	4.04	8.10	11.91	27.52

Consultando a Tabela 2.1 concluiu-se que a cantoneira mais económica para resistir ao momento máximo é o L 80x60x6.

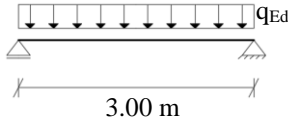
2.2.1.2. ELS – Flechas

Nesta fase de pré-dimensionamento utilizou-se para o cálculo o deslocamento máximo a meio-vão de vigas simplesmente apoiadas com cargas uniformemente distribuídas constantes no vão.

$$\delta = \frac{5 q_{Ed} L^4}{384 EI} \quad (2.1)$$

Na Tabela 2.2 resumem-se para diversos perfis os valores máximos das cargas uniformemente distribuídas q_{Ed} , para deslocamentos máximos de $L/250$, em vigas simplesmente apoiadas.

Tabela 2.2 Flechas - Longarinas

Vão	L 80x60x6	L 100x65x8	L 120x80x8	L 150x100x12
	q_{Ed} (kN/m)	q_{Ed} (kN/m)	q_{Ed} (kN/m)	q_{Ed} (kN/m)
	1.15	2.87	5.11	14.71

Verifica-se que a cantoneira L80x60x6 cumpre também as condições de segurança uma vez que $0.72 \text{ kN/m} < 1.15 \text{ kN/m}$.

2.2.2. Travessas

As travessas das passerelles funcionam ligadas aos cordões superiores das vigas em caixão e recebem as cargas das longarinas.

O modelo de cálculo considerado foi o de uma viga simplesmente apoiada com dois tramos iguais em consola, como se mostra na Figura 2.5.

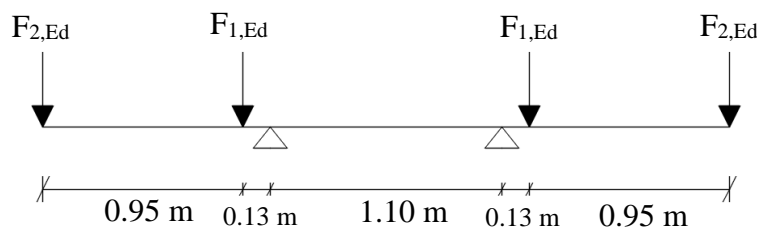


Figura 2.5 Modelo de Cálculo

As combinações de ações e os momentos máximos são:

- Estados Limites Últimos

$$F_{1,Ed} = (\gamma_G PP_{longarinas} + \gamma_G RCP_1 + \gamma_Q SC_PASS) \times LI = ((0.062 + 0.19) \times 1.35 + 0.95 \times 1.5) \times 3 = 5.30 \text{ kN / m}$$

$$F_{2,Ed} = (\gamma_G PP_{longarinas} + \gamma_G RCP_2 + \gamma_Q SC_PASS) \times LI = ((0.062 + 0.19 + 0.15) \times 1.35 + 0.95 \times 1.5) \times 3 = 5.90 \text{ kN / m}$$

Em que:

RCP₁ - peso do pavimento metálico.

RCP₂ - peso do pavimento metálico + peso do guarda-corpos.

$$M_{Ed,ult,m\acute{a}x} = 5.90 \text{ kN} \times 1.08 \text{ m} + 5.30 \text{ kN} \times 0,13 \text{ m} = 7.06 \text{ kN.m}$$

- Estados Limites de Utilização

$$F_{1,Ed} = (PP_{longarinas} + RCP_1 + \gamma_Q SC_PASS \times \psi_0) \times LI = ((0.062 + 0.19) + 0.95 \times 0.4) \times 3 = 1.90 \text{ kN/m}$$

$$F_{2,Ed} = (PP_{longarinas} + RCP_2 + \gamma_Q SC_PASS \times \psi_0) \times LI = ((0.062 + 0.19 + 0.15) + 0.95 \times 0.4) \times 3 = 2.34 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,util,m\acute{a}x} = 2.34 \text{ kN} \times 1.08 \text{ m} + 1.90 \text{ kN} \times 0,13 \text{ m} = 2.77 \text{ kN.m}$$

2.2.2.1. ELU – Flexão

Todas as travessas têm as mesmas condições de apoio e carregamentos iguais.

As travessas dos vãos exteriores funcionam como consolas no plano de maior inércia e encontram-se “travadas” pelas longarinas e pelo pavimento metálico segundo o eixo menos resistente.

Para estas barras foi realizada a verificação das secções à flexão, e também o estudo da encurvadura lateral, tendo-se utilizado para o cálculo do Momento Crítico o *software* “LTBeam”.

Na Tabela 2.3 indicam-se os valores da resistência da secção à flexão e os momentos de encurvadura lateral por flexão-torção para vários perfis tendo em conta as condições acima descritas.

Tabela 2.3 Resistência à Encurvadura por Flexão – Tramos Exteriores (Consolas)

	IPE 100	IPE 120	IPE 140	IPE 160	IPE 180	IPE 200
L (m)	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
M_{Rd,y} (kN.m)	9.26	14.3	20.8	29.1	39.1	51.8
M_{cr} (kN.m)	43.0	78.1	135.8	225.4	359.5	553.8
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31
α_{LT}	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
ϕ_{LT}	0.64	0.62	0.60	0.58	0.57	0.56
χ_{LT}	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98
M_{b,Rd,y} (kN.m)	8.66	13.49	19.83	28.04	37.95	50.60

Os troços interiores das travessas funcionam como vigas com momentos aplicados nas extremidades transmitidos pelas consolas.

Tabela 2.4 Resistência à Encurvadura por Flexão - Tramos Interiores

	IPE 100	IPE 120	IPE 140	IPE 160	IPE 180	IPE 200
L (m)	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
M_{Rd,y}	9.26	14.27	20.76	29.12	39.10	51.84
M_{cr} (kN.m)	23.6	43.14	75.35	125.5	200.97	310.20
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.63	0.58	0.52	0.48	0.44	0.41
α_{LT}	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
Φ_{LT}	0.74	0.70	0.67	0.65	0.62	0.61
χ_{LT}	0.88	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95
M_{b,Rd,y} (kN.m)	8.15	12.83	19.02	27.1	36.82	49.3

Com base nos valores indicados nas Tabelas 2.3 e 2.4 verifica-se que os tramos interiores das travessas são mais suscetíveis à encurvadura lateral, sendo, pois, os troços mais condicionantes na verificação da segurança.

$$M_{Ed,m\acute{a}x} = 7.06 \text{ kN.m} < M_{b,Rd,y,IPE100}$$

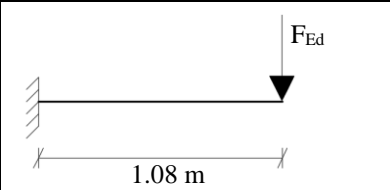
2.2.2.2. ELS - Flechas

A flecha máxima de uma consola sujeita a uma carga concentrada F_{Ed} na extremidade é igual:

$$\delta = \frac{1}{3} \frac{F_{Ed} L^3}{EI} \quad (2.2)$$

Na Tabela 2.5 indicam-se para consolas com 1,08 m de vão, os valores máximos para cargas concentradas, para vários perfis com deslocamentos máximos iguais a $2L/250$.

Tabela 2.5 Flechas - Consolas

Vão	IPE 100	IPE 120	IPE 140	IPE 160
	F _{Ed} (kN)	F _{Ed} (kN)	F _{Ed} (kN)	F _{Ed} (kN)
	7.39	13.73	23.39	37.56

Conclusão: Escolheram-se perfis IPE 120 que cumprem as condições anteriores.

2.3. Pré-dimensionamento dos Caixões Treliçados

Os caixões treliçados que formam os diversos tramos (vãos) da estrutura são constituídos por 4 painéis funcionando como vigas trianguladas planas.

A configuração geométrica das barras interiores que formam estas vigas planas é idêntica às treliças de “Culmann” e de “Warren”.

Os esforços nas barras nestas estruturas podem ser facilmente determinados com recurso aos métodos de “Equilíbrio de Nós” ou de “Ritter”.

Neste Projeto as vigas verticais dos caixões treliçados têm a configuração da treliça do tipo “Culmann” e as horizontais do tipo “Warren”.

Nestas vigas os esforços máximos nos cordões a meio vão, nos montantes e nas diagonais junto aos apoios são calculados com base nas seguintes expressões.

Para os cordões mais solicitados (C) e (T) tem-se:

$$C = T = \frac{M_{\text{máx}}}{H} \quad (2.3)$$

Em que:

$$M_{\text{máx}} \approx \frac{qL^2}{8} \quad (2.4)$$

Para as diagonais (D) e montantes (M) mais esforçados os esforços são iguais:

$$D = \frac{V_{\text{máx}}}{\text{sen}\alpha} \quad (2.5)$$

$$M = V_{\text{máx}} \quad (2.6)$$

Nas Figuras 2.6 e 2.7 indicam-se estas treliças funcionando como vigas simplesmente apoiadas, sujeitas a cargas uniformemente distribuídas.

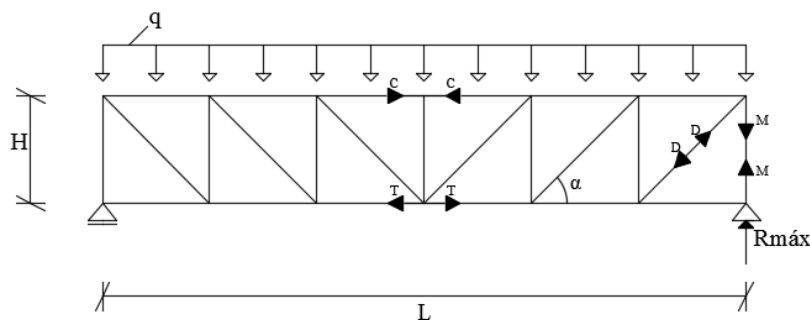


Figura 2.6 Treliça - “Culmann”

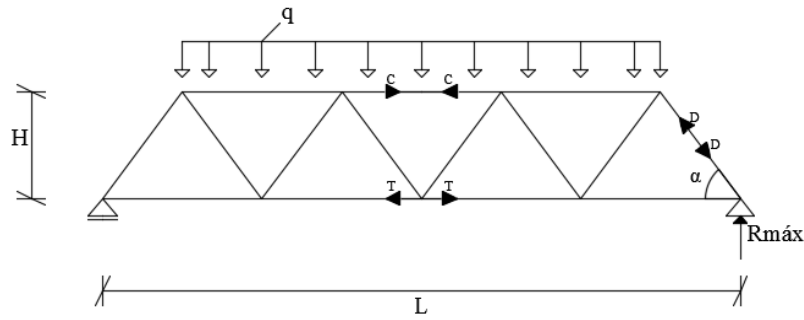


Figura 2.7 Treliza - "Warren"

Em que:

- C esforço axial de compressão nos cordões superiores mais solicitados;
- T esforço axial de tração nos cordões inferiores mais solicitados;
- D esforço axial na diagonal junto ao apoio onde o esforço axial é maior;
- M esforço axial no montante junto ao apoio onde o esforço axial é maior.

Para o cálculo dos esforços nas vigas treliçadas deste Projeto foram utilizadas as expressões anteriores que se resumem na tabela.

Tabela 2.6 Esforços nas Vigas Treliçadas

Vigas	Tipo de Treliza	Barras	Esforços Axiais
Verticais	"Culmann"	Cordões	$C_1 = T_1 = \frac{M_{\text{máx}}}{H}$
		Montantes	$M = V_{\text{máx}}$
		Diagonais	$D = \frac{V_{\text{máx}}}{\text{sen}\alpha}$
Horizontais	"Warren"	Cordões	$C_2 = T_2 = \frac{M_{\text{máx}}}{H}$
		Diagonais	$D = \frac{V_{\text{máx}}}{\text{sen}\alpha}$

Os esforços axiais totais nos cordões das vigas dos caixões treliçados quando sujeitos simultaneamente a ações gravíticas (CP+SC) e horizontais (Vento+Sismo) são iguais:

$$\begin{aligned}
 C &= C_1 + C_2 \\
 T &= T_1 + T_2
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

2.3.1. Estados Limites Últimos

2.3.1.1. Painéis Verticais – Barras Interiores

Como as barras interiores são todas cantoneiras de abas iguais, desenvolveu-se a Tabela 2.7, que em função do comprimento de encurvadura máximo segundo v permite a escolha do perfil de modo a não ultrapassar a esbelteza de 180.

Tabela 2.7 Cantoneiras de abas iguais com Esbeltezas iguais a 180

	L 40x5	L 50x5	L 60x6	L 70x7	L 80x8	L 90x9
i_v (cm)	0.77	0.97	1.17	1.36	1.56	1.76
$\lambda_{\text{máx}}$	180	180	180	180	180	180
$L_{\text{cr},v,\text{max}}$ (m)	1.39	1.75	2.11	2.45	2.81	3.17

De referir que os eixos a considerar na verificação das cantoneiras são os indicados na figura.

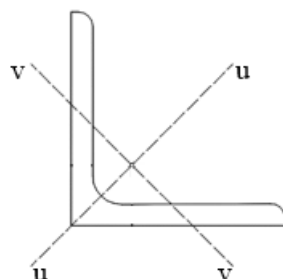


Figura 2.8 Eixos de inércia - Cantoneiras

As vigas verticais dos caixões treliçados resistem essencialmente às cargas verticais.

Na Tabela 2.8 apresenta-se as ações consideradas e as respetivas combinações.

Tabela 2.8 Ações - Painéis Verticais

		Ações Permanentes (kN/m)			Ações Variáveis (kN/m)		Σ (kN/m)	Σ por painel (kN/m)	
		PP	RCP Passerelle		RCP Tela	SC_PASS			SC_MAT
			Guardas	Pavimento					
q_k (kN/m)		3.25	0.30	0.76	3.00	1.90	2.10	11.31	5.66
Combinações	ELU PASS	4.39	0.41	1.03	4.05	2.85	3.15	15.87	7.93
	ELU MAT	4.39	0.41	1.03	4.05	1.14	3.15	14.16	7.08
	ELU SISMO	3.25	0.30	0.76	3.00	0.00	1.68	8.99	4.50

O peso próprio destas vigas foi estimado a partir de várias simulações com diversos perfis (cordões e barras interiores), tendo-se concluído que o peso seria da ordem de 3.25 kN/m (valor que foi adotado nos cálculos).

Painéis Verticais do Troço Inclinado

Na Figura 2.9 representa-se o modelo de cálculo utilizado nos painéis verticais no Troço Inclinado, que corresponde a uma viga contínua com 3 tramos.

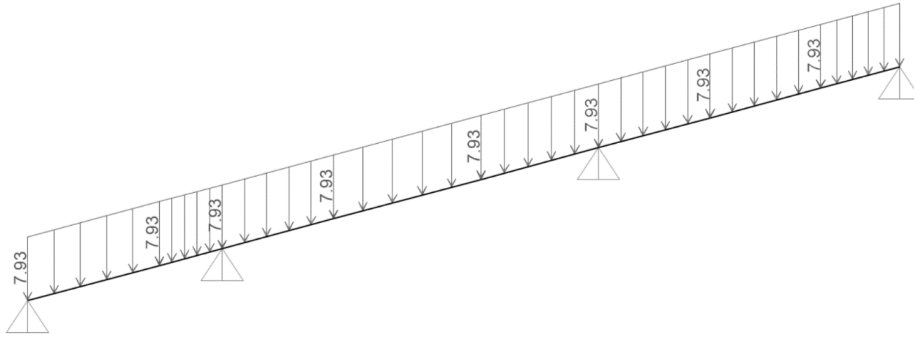


Figura 2.9 Modelo de Cálculo

Nas figuras seguintes indicam-se os diagramas de cálculo para a combinação condicionante.

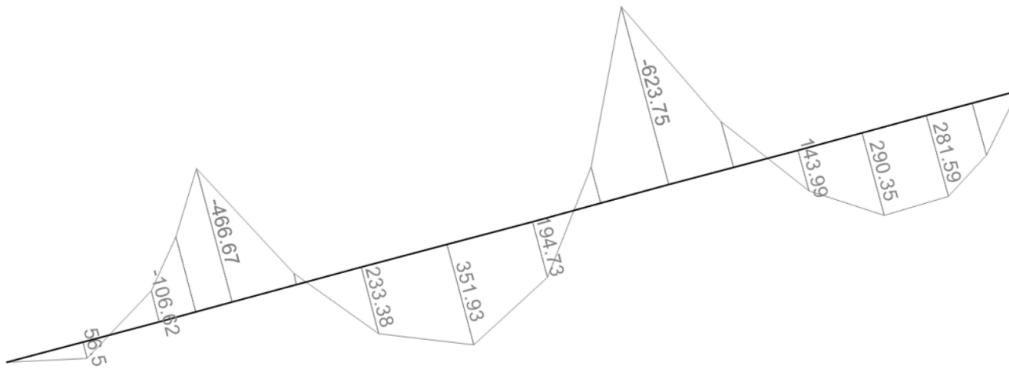


Figura 2.10 Diagrama de Momentos Fletores

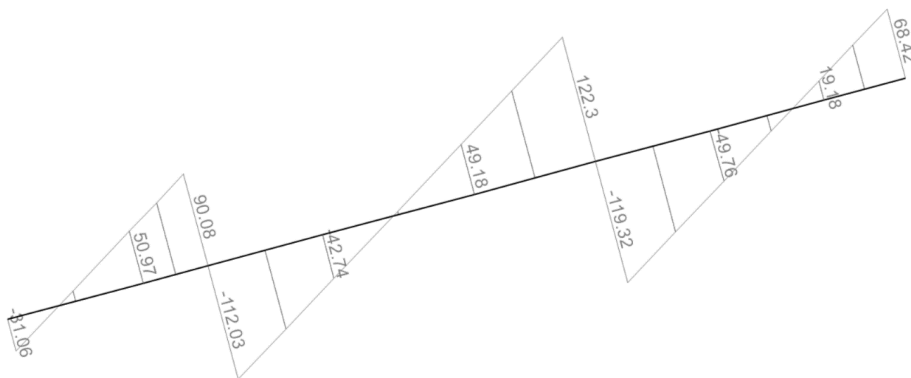


Figura 2.11 Diagrama de Esforços Transversos

Nota: No Pré-dimensionamento dos elementos interiores dos painéis, subdividiram-se os Tramos em várias “Zonas” com base nas variações de esforços sendo em cada uma das zonas atribuído um perfil.

O Tramo 1 foi dividido em duas Zonas ($L/2+L/2$) e os restantes tramos foram divididos em 3 Zonas ($L/3+L/3+L/3$).

A designação utilizada foi a seguinte:

$$Z_{ij}$$

Em que:

- i Tramo;
- j “Zona” do Tramo.

Nos painéis treliçados com configuração em “N”, quando sujeitos a carregamentos gravíticos, os montantes estão sujeitos a esforços axiais de compressão e as diagonais a esforços axiais de tração.

Na Tabela 2.9 apresentam-se os cálculos do pré-dimensionamento dos montantes do Troço Inclinado (Tramos 1, 2 e 3) realizado a partir do ábaco da Figura 2.12.

Tabela 2.9 Pré-dimensionamento - Montantes dos Tramos 1, 2 e 3

Tramos	Zonas	$N_{c,Ed,máx} = V_{Ed,máx}$ (kN)	$L_{cr,v}$ (m)	Perfil Adotado	i_v (cm)	λ ($L_{cr,v}/i_v$)
1	Z ₁₁	50.97	1.00	L 50x5	0.97	103
	Z ₁₂	90.08	1.00	L 60x6	1.17	85
2	Z ₂₁	112.03	1.50	L 80x8	1.56	96
	Z ₂₂	49.18	1.50	L 60x6	1.17	128
	Z ₂₃	122.30	1.50	L 80x8	1.56	96
3	Z ₃₁	119.32	1.50	L 80x8	1.56	96
	Z ₃₂	46.76	1.50	L 60x6	1.17	128
	Z ₃₃	68.42	1.50	L 70x7	1.36	110

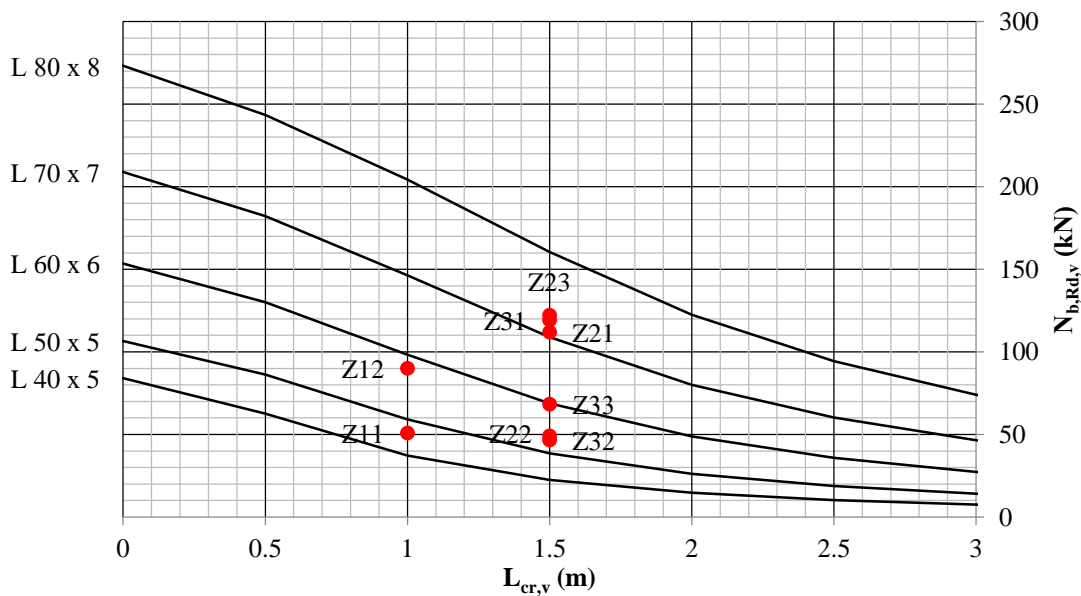


Figura 2.12 Ábaco de Resistência à Encurvadura por Compressão de Cantoneiras (Aço S235)

Na Tabela 2.10 junta-se o cálculo do pré-dimensionamento das diagonais do Troço Inclinado (Tramos 1, 2 e 3) com base no ábaco da Figura 2.13.

Tabela 2.10 Pré-dimensionamento - Diagonais dos Tramos 1, 2 e 3

Tramos	Zonas	$V_{Ed,máx}$ (kN)	α (°)	$N_{t,Ed,máx} = V_{Ed,máx} / \text{sen}(\alpha)$	Perfil Adotado
1	Z ₁₁	50.97	40	79.30	L 50x5
	Z ₁₂	90.08	40	140.14	L 60x6
2	Z ₂₁	112.03	45	158.43	L 70x7
	Z ₂₂	49.18	45	69.55	L 50x5
	Z ₂₃	122.30	45	172.96	L 70x7
3	Z ₃₁	119.32	45	168.74	L 70x7
	Z ₃₂	46.76	45	66.13	L 50x5
	Z ₃₃	68.42	45	96.76	L 60x6

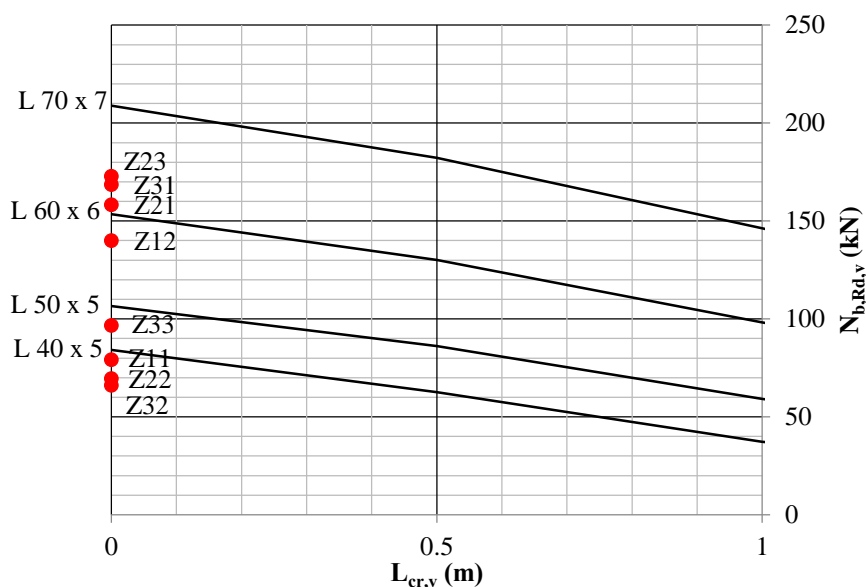


Figura 2.13 Ábaco de Resistência à Compressão/Tração de Cantoneiras (aço S235)

Painéis Verticais do Troço Horizontal

No pré-dimensionamento dos elementos interiores dos painéis verticais do troço horizontal utilizou-se a mesma metodologia da empregue no troço inclinado e as tabelas e ábacos referentes ao cálculo estão indicadas no ANEXO IV.

2.3.1.2. Painéis Horizontais – Barras Interiores

Nos modelos “simplificados” estudados no *software* “SAP2000” constatou-se que para as barras interiores dos painéis horizontais a ação sísmica é a ação condicionante.

Verificou-se, também, que os esforços devido ao sismo no Caixaão eram absorvidos maioritariamente pelo painel horizontal superior cerca de 75%(*), uma vez que este é “mais rígido” que o painel horizontal inferior, que absorve apenas 25%.

$$q_{Ed,sismo,total} = 3.17 \text{ kN / m}$$

$$(*)q_{Ed,PHsuperior} = 0.75 \times q_{Ed,sismo,total} = 0.75 \times 3.17 = 2.41 \text{ kN / m}$$

Os cálculos do pré-dimensionamento dos painéis horizontais estão indicados no ANEXO IV e utilizou-se o mesmo procedimento dos painéis verticais.

Painel Horizontal Inferior do Troço Horizontal

As ações horizontais no painel horizontal inferior apresentam valores pouco significativos, razão pela qual o critério condicionante é sempre o da esbelteza máxima de 180.

Para o painel horizontal inferior no Tramo 1, com $L_{cr,v}=1.74$ m, atribuíram-se perfis “L50x5” e para os restantes Tramos, com $L_{cr,v}=1.86$ m, perfis “L60x6”.

2.3.1.3. Cordões dos Caixões Treliçados

No pré-dimensionamento destas barras foram tidos em consideração os esforços axiais máximos resultantes dos estados limites últimos dos painéis verticais e horizontais.

Na Tabela 2.11 e no ábaco da Figura 2.14 incluem-se todos os elementos relacionados com o pré-dimensionamento.

Tabela 2.11 Pré-dimensionamento - Cordões dos Caixões Treliçados

		$M_{Ed,máx}$ (kN.m)	h (m)	$M_{Ed,máx}/h$	$N_{c,Ed,máx}$ (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	Perfil Adotado	i_z (cm)	λ ($L_{cr,z}/i_{vz}$)
Troço Inclinado	PV	623.8	1.50	415.8	505.59	3.48	HEB 140	3.58	97
	PH	134.6 ^(a)	1.50	89.8					
Troço Horizontal	PV	257.4	1.50	171.6	214.23	3.05	HEB 120	3.06	100
	PH	63.9 ^(a)	1.50	42.63					

Nomenclatura:
 PV – Painel Vertical
 PH – Painel Horizontal
^(a) Momentos devido à ação das Cargas Verticais + Vento.

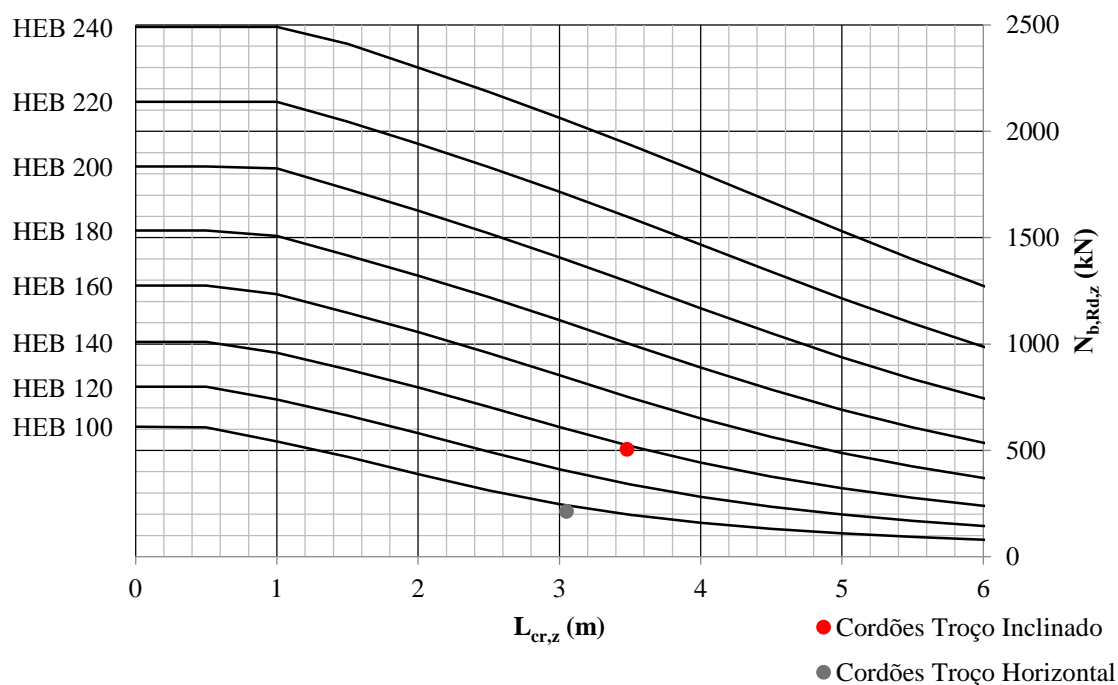


Figura 2.14 Ábaco de Resistência à Encurvadura por Compressão - Perfis HEB (Aço S235)

2.3.2. Estados Limites de Utilização

Os deslocamentos (flechas verticais e horizontais) para as vigas dos caixões treliçados, dos troços horizontal e inclinado, devem ser inferiores aos valores máximos admissíveis para as combinações de ações mais desfavoráveis dos estados limites de serviço.

Na Tabela 2.12 indicam-se as ações e respetivas combinações que serviram para a determinação dos deslocamentos.

Tabela 2.12 Ações - Painéis Verticais

		Cargas Permanentes (kN/m)			Cargas Variáveis (kN/m)		Σ (kN/m)	Σ por painel (kN/m)	
		PP	RCP Passerelle		RCP Tela	SC_PASS			SC_MAT
			Guardas	Pavimento					
q_k (kN/m)		3.25	0.30	0.76	3.00	1.90	2.10	11.31	5.66
Combinações	ELS PASS	3.25	0.30	0.76	3.00	1.90	2.10	11.31	5.66
	ELS MAT	3.25	0.30	0.76	3.00	0.76	2.10	10.17	5.09
	ELS W	3.25	0.30	0.76	3.00	0.76	2.10	10.17	5.09

Os deslocamentos máximos considerados para os diferentes tramos das vigas foram:

$$\delta_{\text{admissível}} = L / 250 \quad (2.8)$$

Em que:

L vão da viga.

Na tabela seguinte estão indicados os rácios comparativos entre os deslocamentos verticais/horizontais e os valores máximos admissíveis.

Tabela 2.13 Deslocamentos - Rácios

		Tramos	L (m)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	δ_V (cm)	Rácio (δ_V)	δ_H (cm)	Rácio (δ_H)
Troço Inclinado	1	15.30	15.30	6.12	1.30	0.21	5.40	0.88
	2	29.60	29.60	11.84	5.20	0.44	2.80	0.25
	3	23.90	23.90	9.56	2.50	0.26	6.00	0.63
Troço Horizontal	4	18.10	18.10	7.24	0.80	0.11	1.00	0.14
	5	18.10	18.10	7.24	0.80	0.11	1.00	0.14
	6	18.00	18.00	7.20	0.80	0.11	1.00	0.14

2.4. Pré-dimensionamento dos Quadros Rígidos

Estes elementos estão sujeitos a esforços de flexão e compressão significativos, sendo a combinação sísmica a mais condicionante.

Nas Figuras 2.15 e 2.16 e na Tabela 2.14 indicam-se para os diferentes quadros rígidos as larguras de influência consideradas.

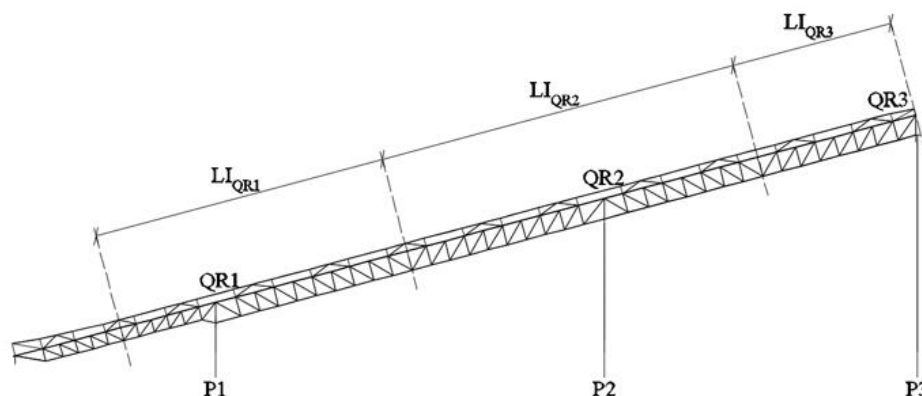


Figura 2.15 Quadros Rígidos - Troço Inclinado

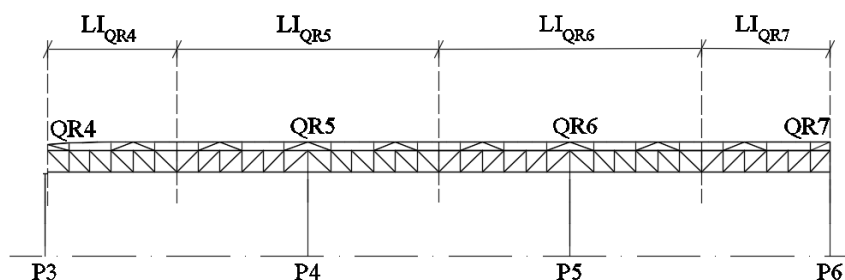


Figura 2.16 Quadros Rígidos - Troço Horizontal

Tabela 2.14 Larguras de Influência

	Quadros Rígidos	Larguras de Influência (m)	
		1º Tramo	2º Tramo
Troço Inclinado	QR1	7.50	15.05
	QR2	15.55	12.08
	QR3	12.62	
Troço Horizontal	QR4	8.90	
	QR5	9,05	9,05
	QR6	9,05	9,05
	QR7	8,90	

O modelo simplificado utilizado no cálculo foi:

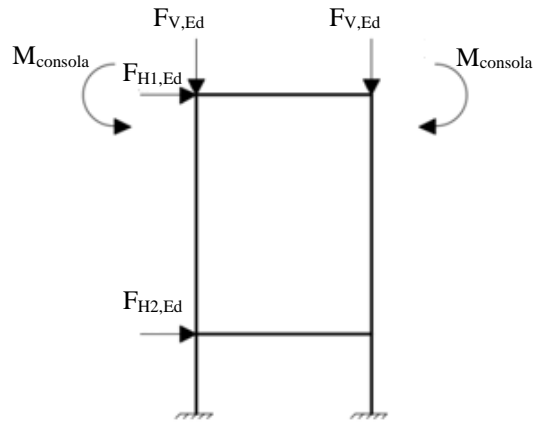


Figura 2.17 Modelo de Cálculo

Em que M_{consola} representa o momento das cargas nas longarinas.

Ação condicionante para os estados limites últimos:

$$q_{V,Ed} = PP + RCP + \psi_2 SC_MAT + \psi_2 SC_PASS \quad (2.9)$$

$$F_{V,Ed} = q_{V,Ed} \times LI \quad (2.10)$$

$$F_{H1,Ed} = q_{H1,Ed} \times LI \quad (2.11)$$

$$F_{H2,Ed} = q_{H2,Ed} \times LI \quad (2.12)$$

Em que:

$q_{V,Ed}$ carga distribuída em cada painel vertical (ver Tabela 2.8);

$q_{H1,Ed}$ carga distribuída no painel horizontal superior considerada no sismo;

$q_{H2,Ed}$ carga distribuída no painel horizontal inferior considerada no sismo.

Na Tabela 2.15 indicam-se as ações consideradas no cálculo.

Tabela 2.15 Ações - Quadros Rígidos

	LI (m)		$q_{v,Ed}$ (kN/m)	$F_{v,Ed}$ (kN)	$q_{H1,Ed}$ (kN/m)	$F_{H1,Ed}$ (kN)	$q_{H2,Ed}$ (kN/m)	$F_{H2,Ed}$ (kN)	$M_{consola}$ (kN.m)
	1º Tramo	2º Tramo							
QR1	7.50	15.05	4.50	101.48	2.41	54.35	0.77	17.36	1.62
QR2	15.55	12.08	4.50	124.34	2.41	66.59	0.77	21.28	1.62
QR3	12.62		4.50	56.79	2.41	30.41	0.77	9.72	1.62
QR4	8.90		4.50	40.05	2.41	21.45	0.77	6.85	1.62
QR5	9.05	9.05	4.50	81.45	2.41	43.62	0.77	13.94	1.62
QR6	9.05	9.05	4.50	81.45	2.41	43.62	0.77	13.94	1.62
QR7	8.90		4.50	40.05	2.41	21.45	0.77	6.85	1.62

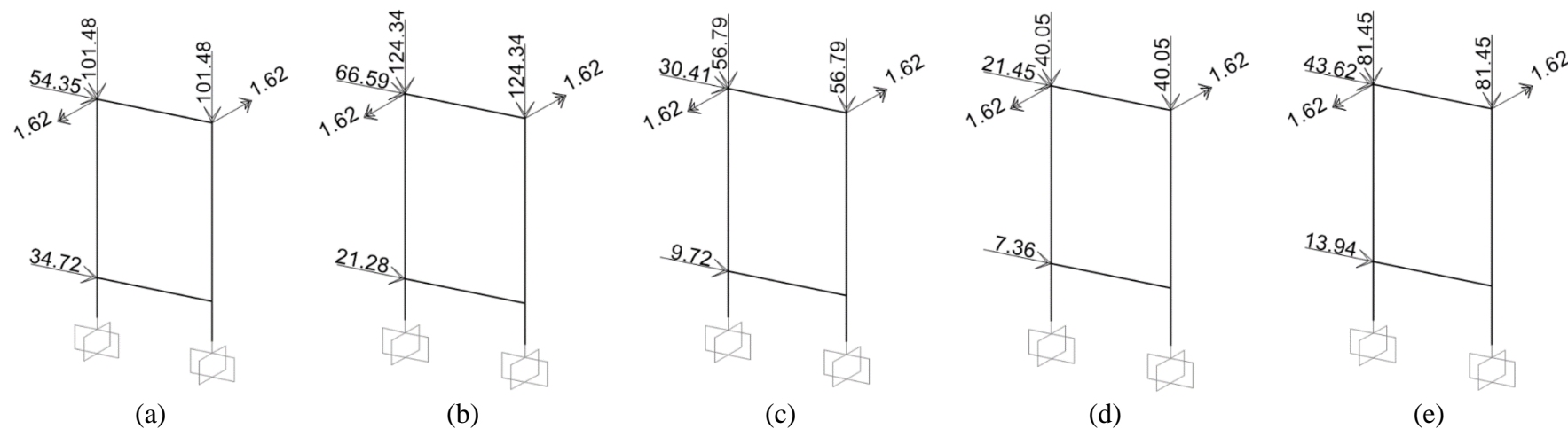


Figura 2.18 Ações nos Quadros: (a) Quadro 1; (b) Quadro 2; (c) Quadro 3; (d) Quadros 4 e 7; (e) Quadros 5 e 6

As barras destas estruturas estão sujeitas a flexão segundo y-y e a esforços de compressão. Na Figura 2.19 mostra-se apenas o diagrama de momentos fletores que serviu para o cálculo dos coeficientes de momento uniforme equivalente.

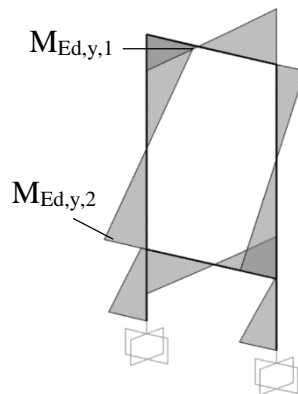


Figura 2.19 Diagramas de Momentos Fletores

Coefficientes de Interação

Neste caso (diagrama linear) tem-se:

$$\psi = \frac{M_{Ed,y,2}}{M_{Ed,y,1}} \quad (2.13)$$

$$C_{my} = 0.6 \times 0.4\psi \geq 0.4 \quad (2.14)$$

Foram utilizados valores conservativos para os fatores de interação (k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}), calculados com base nas seguintes expressões:

$$k_{yy} = C_{my} \times 1,8 \quad (2.15)$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} \quad (2.16)$$

$$k_{zy} = 1,0 \quad (2.17)$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times 1,6 \quad (2.18)$$

Expressões de Dimensionamento

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.19)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.20)$$

Na Tabela 2.16 e nos ábacos da Figura 2.20 indicam-se os resultados das verificações realizadas.

Tabela 2.16 Pré-dimensionamento dos Quadros Rígidos

Quadros	$N_{c,Ed}$ (kN)	$M_{Ed,y,1}$ (kN.m)	$M_{Ed,y,2}$ (kN.m)	ψ	C_{my}	k_{yy}	k_{zy}	$M_{Ed,y}$ (kN.m)	L_{cr} (m)	Perfil Adotado	i_z (cm)	λ ($L_{cr,z}/i_z$)
QR1	137.55	22.07	18.90	0.86	0.94	1.70	1.00	37.44	1.55	HEB 140	3.58	43
QR2	168.52	27.10	23.36	0.86	0.94	1.70	1.00	46.09	1.55	HEB 160	4.05	38
QR3	77.14	12.13	10.27	0.85	0.94	1.69	1.00	20.49	1.55	HEB 120	3.06	51
QR4	54.31	7.99	6.95	0.87	0.95	1.71	1.00	13.63	1.50	HEB 100	2.53	59
QR5	110.48	16.48	15.07	0.91	0.97	1.74	1.00	28.65	1.50	HEB 120	3.06	49
QR6	110.48	16.48	15.07	0.91	0.97	1.74	1.00	28.65	1.50	HEB 120	3.06	49
QR7	54.31	7.99	6.95	0.87	0.95	1.71	1.00	13.63	1.50	HEB 100	2.53	59

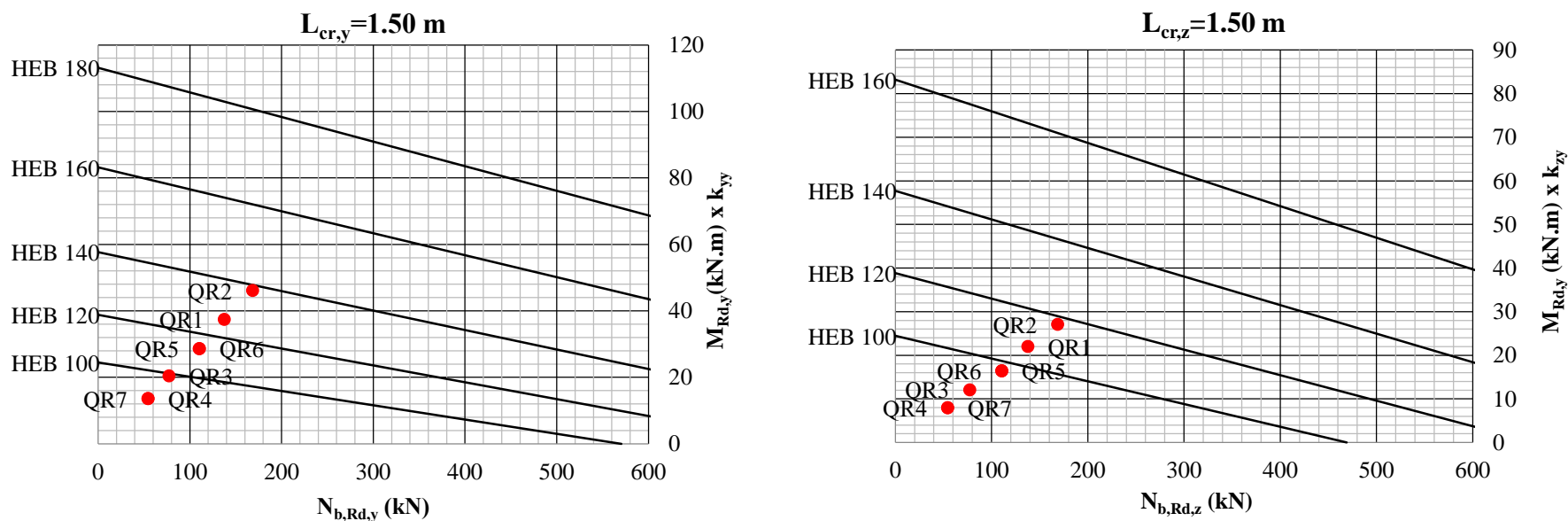


Figura 2.20 Ábacos de Resistência de Colunas-Viga para $L_{cr,y/z}=1.50$ m - Perfis HEB (Aço S235)

2.5. Pré-dimensionamento dos Pilares

2.5.1. Estados Limites Últimos

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado nos 2 planos de inércia, com base na combinação sísmica que é a mais condicionante segundo a direção perpendicular ao eixo da tela. Na Figura 2.21 está indicado o modelo de cálculo que foi utilizado.

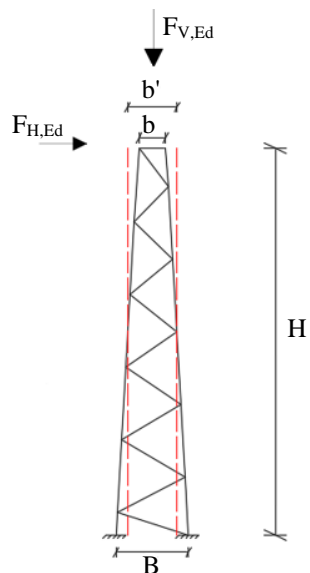


Figura 2.21 Modelo de Cálculo

Em que:

$$b' = \frac{B + b}{2} \quad (2.21)$$

De referir que a carga vertical $F_{V,Ed}$ devido às cargas permanentes e à sobrecarga dos quadros rígidos reparte-se igualmente pelos dois montantes (cordões) que formam os pilares (ver Tabela 2.17).

A força $F_{H,Ed}$ resulta do somatório das reações das cargas $q_{H1,Ed}$ e $q_{H2,Ed}$ que atuam nos diversos tramos da estrutura, multiplicado pela largura de influência respetivas (ver Tabela 2.17).

Tabela 2.17 Ações - Pilares

Pilar	Largura de Influência LI (m)		$q_{v,sd}$ (kN/m)	$F_{V,Ed}$ (kN)	$q_{H,sd}$ (kN/m)	$F_{H,Ed}$ (kN)
	1º Tramo	2º Tramo				
P1	7.50	15.05	9.00	202.95	3.17	71.48
P2	15.55	12.08	9.00	248.67	3.17	87.59
P3	12.62	8.90	9.00	193.68	3.17	68.22
P4	8.90	9.05	9.00	161.55	3.17	56.90
P5	9.05	9.05	9.00	162.90	3.17	57.38
P6	8.90		9.00	80.10	3.17	28.21

2.5.1.1. Cordões dos Pilares

O pré-dimensionamento dos cordões dos pilares foi verificado considerando a encurvadura por compressão nos dois planos principais de inércia. Na Tabela 2.18 e nas Figuras 2.22 e 2.23 resumem-se os principais elementos referentes aos cálculos.

Nota: Nos pilares P3, P4, P5 e P6 com maiores alturas o dimensionamento foi condicionado pela encurvadura segundo o eixo mais forte.

Tabela 2.18 Pré-dimensionamento - Cordões dos Pilares

Cordões dos Pilares	$N_{c,Ed}$ (kN)	M_{Ed} (kN.m)	B (m)	b (m)	b' (m)	$N_{1,Ed}$ (kN)	$N_{2,Ed}$ (kN)	$N_{c,Total,Ed}$ (kN)	$L_{cr,y}$ (m)	$L_{cr,z}$ (m)	Perfil Adotado	i_y (cm)	i_z (cm)	$\lambda_{m\acute{a}x}$ (L_{cr}/i)
P1	202.95	127.41	2.00	1.10	1.00	101.48	127.41	228.89	1.84	1.84	IPE 160	6.58	1.84	100
P2	248.67	849.93	3.00	1.10	1.50	124.34	566.62	690.96	9.75	3.02	IPE 300	12.46	3.35	90
P3	193.68	1091.52	3.00	1.10	1.50	96.84	727.68	824.52	16.00	3.00	IPE 360	14.95	3.79	107
P4	161.55	910.40	3.00	1.10	1.50	80.78	606.93	687.71	16.00	3.00	IPE 330	13.71	3.55	117
P5	162.90	918.08	3.00	1.10	1.50	81.45	612.05	693.50	16.00	3.00	IPE 330	13.71	3.55	117
P6	80.10	451.36	3.00	1.10	1.50	40.05	300.91	340.96	16.00	3.00	IPE 270	11.23	3.02	142

Em que:

$N_{1,Ed}$ Esforço de compressão em cada cordão devido à força vertical;

$N_{2,Ed}$ Esforço de compressão em cada cordão devido a $N_{2,Ed} = \frac{M_{Ed}}{b}$ em que b é o braço do binário;

$N_{c,Total,Ed}$ Esforço de compressão em cada um dos cordões.

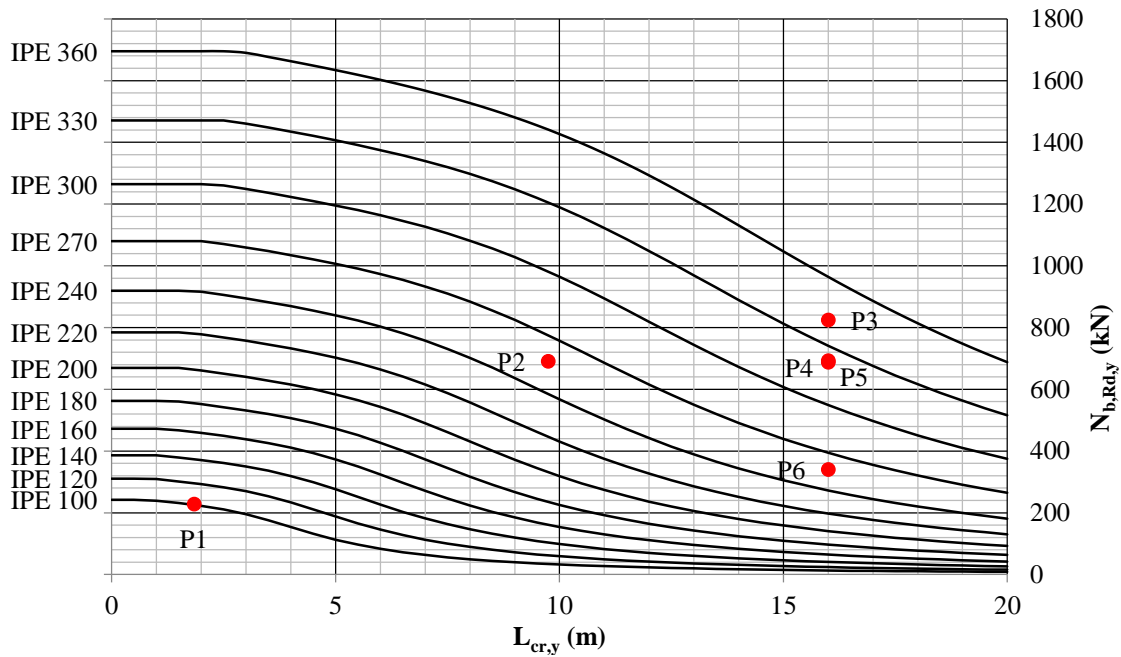


Figura 2.22 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo y em Colunas - Perfis IPE (Aço S235)

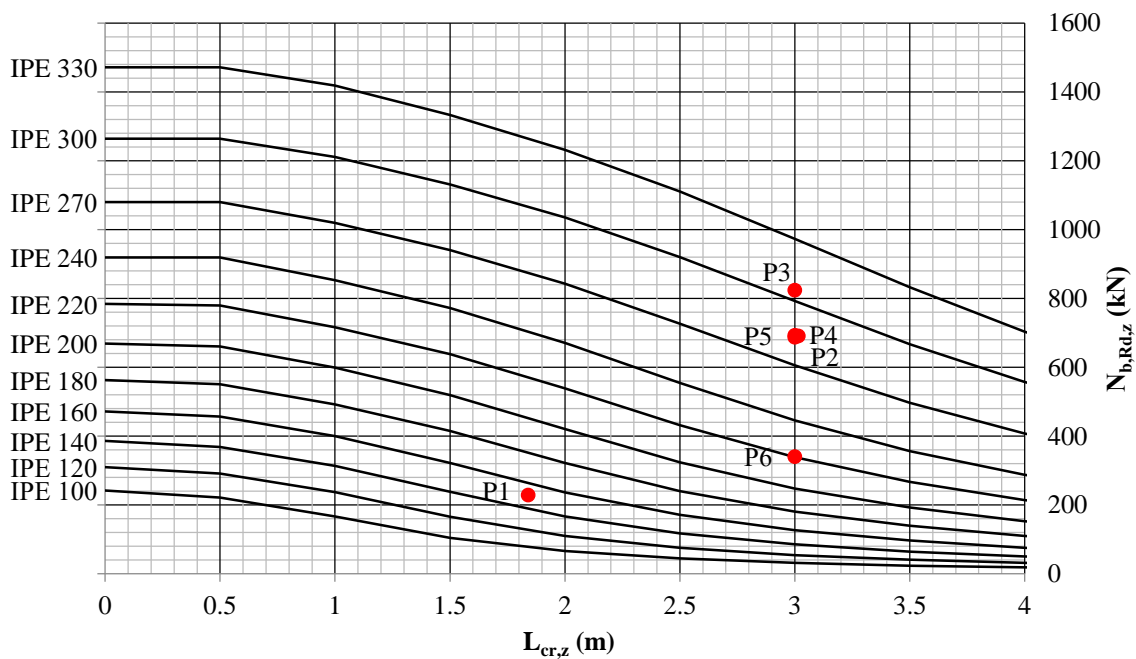


Figura 2.23 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo z em Colunas - Perfis IPE (Aço S235)

2.5.1.2. Travessas dos Pilares

A Tabela 2.19 e o ábaco da Figura 2.24 resume a informação utilizada no pré-dimensionamento das travessas.

Tabela 2.19 Pré-dimensionamento - Travessas dos Pilares

Travessas dos Pilares	$V_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{c,Ed,máx}=V_{Ed,máx}$ (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	Perfil Adotado	i_z (cm)	λ ($L_{cr,z}/i_z$)
P1	71.48	71.48	1.10	IPE 100	1.24	88.71
P2	87.59	87.59	1.10	IPE 100	1.24	88.71
P3	68.22	68.22	1.10	IPE 100	1.24	88.71
P4	56.9	56.90	1.10	IPE 100	1.24	88.71
P5	57.38	57.38	1.10	IPE 100	1.24	88.71
P6	28.21	28.21	1.10	IPE 100	1.24	88.71

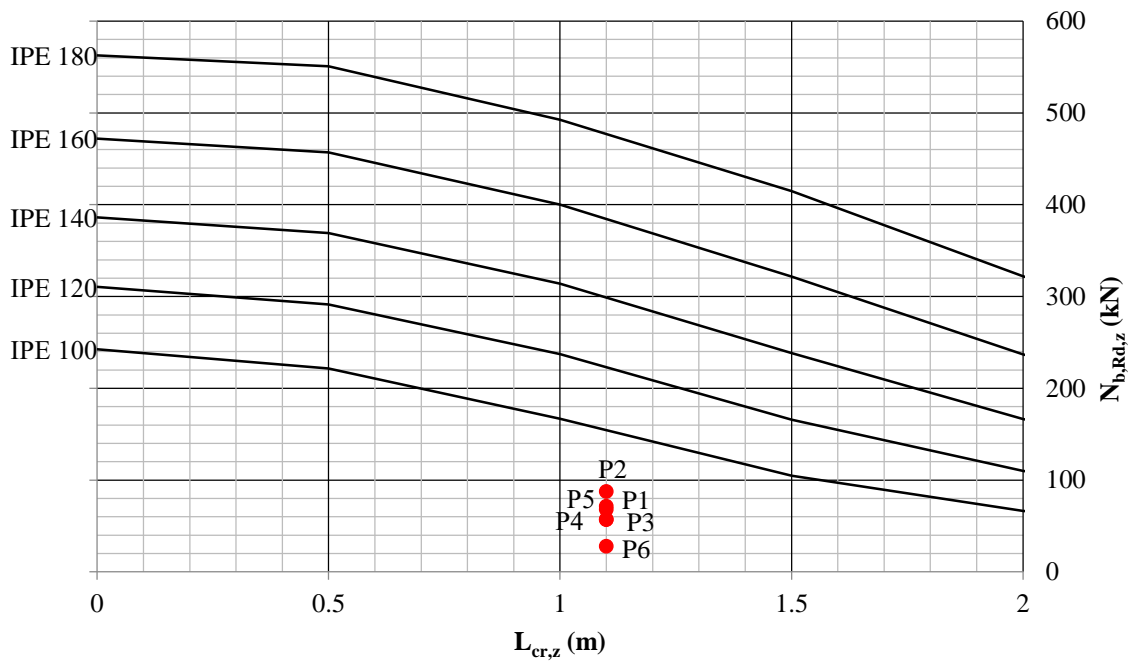


Figura 2.24 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo z de Colunas - Perfis IPE (Aço S235)

2.5.1.3. Diagonais dos Pilares

Tal como foi feito nas travessas indica-se na Tabela 2.20 e no ábaco da Figura 2.25 os resultados dos estudos realizados.

Tabela 2.20 Pré-dimensionamento - Diagonais dos Pilares

Diagonais dos Pilares	$V_{Ed,máx}$ (kN)	α (°)	$N_{c,Ed,máx}=V_{Ed,máx}/\text{sen}(\alpha)$	$L_{cr,y}$ (m)	Perfil Adotado	i_y (cm)	λ ($L_{cr,y}/i_y$)
P1	71.48	42	106.83	2.36	2L 60x6/6/	1.82	130
P2	87.59	72	92.10	3.05	2L 60x6/6/	1.82	168
P3	68.22	72	71.73	3.09	2L 60x6/6/	1.82	170
P4	56.9	72	59.83	3.09	2L 60x6/6/	1.82	170
P5	57.38	72	60.33	3.09	2L 60x6/6/	1.82	170
P6	28.21	72	29.66	3.09	2L 60x6/6/	1.82	170

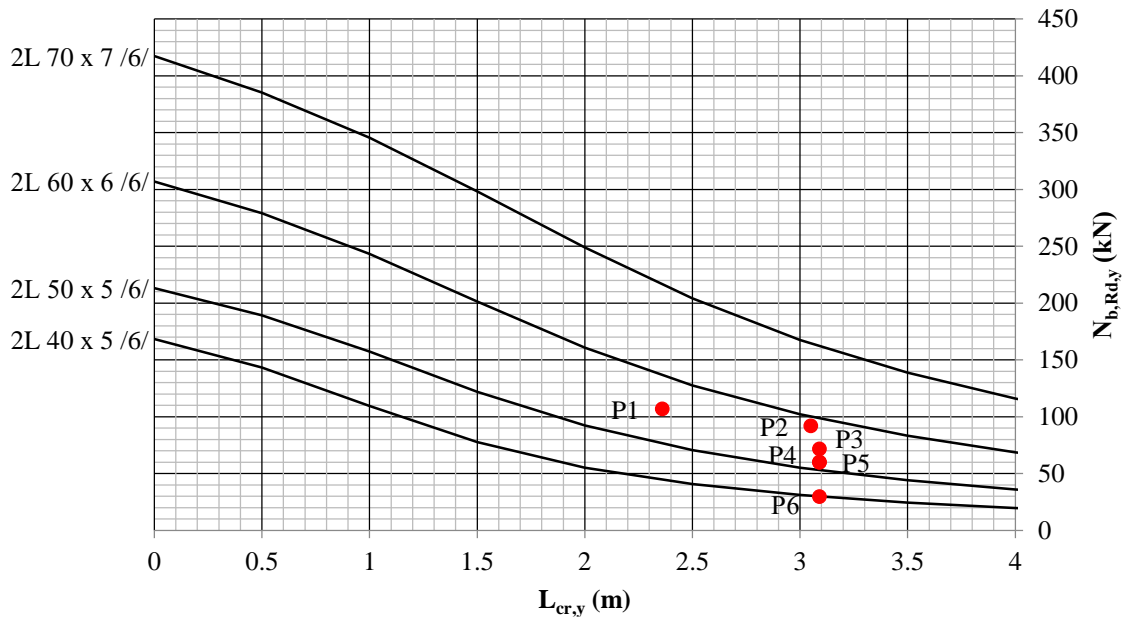


Figura 2.25 Ábaco de Resistência à Encurvadura segundo y em Colunas - Perfis IPE (Aço S235)

2.5.2. Estados Limites de Utilização

Foram determinados os deslocamentos horizontais máximos no topo de todos os pilares para a combinação mais desfavorável.

Tabela 2.21 Ações - Pilares

Pilares	Largura de Influência LI (m)		$q_{v,Ed}$ (kN/m)	$F_{v,Ed}$ (kN)	$q_{H,Ed}$ (kN/m)		$F_{H,Ed}$ (kN)
	1º Tramo	2º Tramo			1º Tramo	2º Tramo	
P1	7.50	15.05	10.17	229.3	1.14	1.55	31.9
P2	15.55	12.08	10.17	281.0	1.55	1.98	48.1
P3	12.62	8.90	10.17	218.9	1.98	2.10	43.7
P4	8.90	9.05	10.17	182.6	2.10	2.60	42.6
P5	9.05	9.05	10.17	184.1	2.64	2.60	47.8
P6	8.90		10.17	90.5	2.64		23.5

Nota: Em que $q_{H,Ed}$ representa a carga distribuída do vento nos painéis horizontais.

Os deslocamentos máximos considerados para os pilares foram:

$$\delta_{\text{admissível}} = H / 300 \quad (2.22)$$

Na tabela 2.22 indicam-se os rácios máximos das flechas em todos os pilares.

Tabela 2.22 Deslocamentos Horizontais e Rácios

Pilar	H (m)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	δ_H (cm)	Rácio
P1	1.80	0.60	0.13	0.22
P2	9.70	3.23	0.70	0.22
P3	16.00	5.33	1.65	0.31
P4	16.00	5.33	1.81	0.34
P5	16.00	5.33	2.03	0.38
P6	16.00	5.33	1.27	0.24

3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS EM BETÃO ARMADO

O pré-dimensionamento destes elementos foi feito através de expressões simples que relacionam as dimensões das diferentes secções com os vãos e com os esforços.

Os esforços foram determinados com base no pré-dimensionamento dos elementos metálicos.

3.1. Vigas

Altura mínima em relação à deformação:

$$\frac{l_i}{h_{\min}} \leq 20\eta \quad (3.1)$$

Em que:

h_{\min} altura mínima da viga;

$l_i = \alpha \times l$ vão equivalente em que l corresponde ao vão teórico e α a um coeficiente que depende das condições de ligação das vigas ao exterior;

η coeficiente que se considera igual a 0.8 para o Aço A500.

Na tabela seguinte indicam-se as alturas mínimas para o critério acima ser respeitado.

Tabela 3.1 Dimensões das Vigas

Vigas	Controlo das Deformações					Geometria Adotada	
	L (m)	α (*)	li	η	h_{\min} (m)	b (m)	h (m)
V1	1.1	0.6	0.66	0.8	0.04	0.2	0.4
V2	2	0.6	1.2	0.8	0.08	0.2	0.4
V3	3	0.6	1.8	0.8	0.11	0.2	0.4
V4	3	0.6	1.8	0.8	0.11	0.2	0.4
V5	3	0.6	1.8	0.8	0.11	0.2	0.4
V6	3	0.6	1.8	0.8	0.11	0.2	0.4
V7	3	0.6	1.8	0.8	0.11	0.2	0.4

(*) Considerou-se que as vigas deste Projeto funcionam como vigas bi-encastadas.

3.2. Plintos

As dimensões dos plintos tiveram em linha de conta as dimensões das chapas base e dos chumbadouros dos pilares metálicos.

Tabela 3.2 Dimensões adotadas dos Plintos

Plintos	b (m)	h (m)
PL1	0.5	0.8
PL2	0.3	0.6
PL3	0.4	0.8
PL4	0.4	0.8
PL5	0.4	0.8
PL6	0.4	0.8
PL7	0.4	0.8

3.3. Maciços de Encabeçamento das Estacas

O pré-dimensionamento dos maciços de encabeçamento foi feito em função do diâmetro das estacas com base nas seguintes premissas:

- afastamentos mínimos entre eixos das estacas de modo a minimizar o efeito de grupo;
- distâncias mínimas entre eixos das estacas e as faces exteriores dos maciços para impedir a intersecção das armaduras.

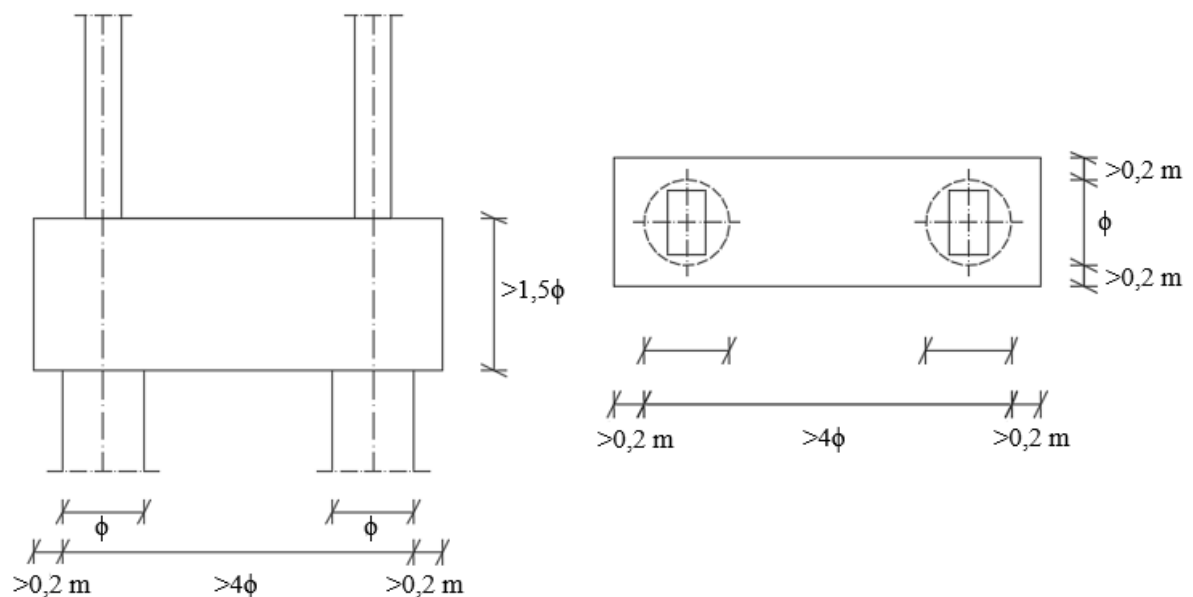


Figura 3.1 Dimensões dos Maciços

Tabela 3.3 Dimensões adotadas para os Maciços de Encabeçamento das Estacas

Maciços	Dimensões Mínimas				Geometria Adotada		
	ϕ_{estaca} (m)	b_{min} (m)	h_{min} (m)	H_{min} (m)	b (m)	h (m)	H (m)
M1	0.8	1.2	3.6	1.2	2	3.6	1.2
M2	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	3.6	1.2
M3	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	4.2	1.2
M4	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	4.2	1.2
M5	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	4.2	1.2
M6	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	4.2	1.2
M7	0.8	1.2	3.6	1.2	1.2	4.2	1.2

3.4. Estacas

Em cada um dos pilares foram necessárias 2 estacas de modo a suportar os esforços da superestrutura.

Para o pré-dimensionamento utilizaram-se os seguintes critérios:

Limite da esbelteza:

$$\frac{L}{\phi} < 40 \quad (3.2)$$

Controlo de assentamentos:

$$\frac{N}{A_e} < 5 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

Em que:

- L comprimento da estaca;
- ϕ diâmetro da estaca;
- N esforços axial de compressão;
- A_e área da secção da estaca.

De modo a garantir o encastramento das estacas considerou-se uma penetração de 3 diâmetros (3ϕ).

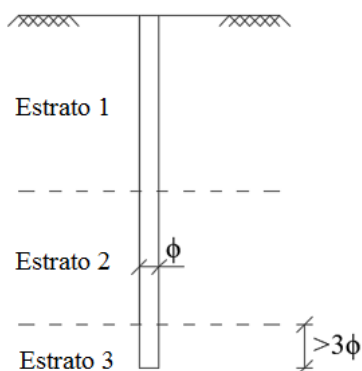


Figura 3.2 Encastramento das Estacas

Na Tabela 3.4 resume-se os principais passos empregues no pré-dimensionamento das Estacas.

Tabela 3.4 Dimensões adotadas das Estacas

Estacas	Controlo de Assentamentos			Limite da Esbelteza		Geometria Adotada	
	N_{Ed} (kN)	A_{min} (m ²)	ϕ_{min} (m)	L (m)	ϕ_{min} (m)	ϕ (m)	A (m ²)
E1	1313.83	0.26	0.58	26.00	0.65	0.80	0.50
E2	937.68	0.19	0.49	26.00	0.65	0.80	0.50
E3	1250.77	0.25	0.56	26.00	0.65	0.80	0.50
E4	1234.45	0.25	0.56	26.00	0.65	0.80	0.50
E5	1216.87	0.24	0.56	26.00	0.65	0.80	0.50
E6	1189.37	0.24	0.55	26.00	0.65	0.80	0.50
E7	900.42	0.18	0.48	26.00	0.65	0.80	0.50

4. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS METÁLICOS

4.1. Considerações Gerais

O dimensionamento de todos os elementos metálicos foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização com base nos critérios definidos na Memória Descritiva.

Na tabela seguinte indicam-se as ferramentas informáticas utilizadas nos estudos de modo a validar os resultados obtidos.

Tabela 4.1 Softwares

“SAP2000”	- Obtenção dos Esforços - Dimensionamento
Folha de cálculo em “Excel”	- Dimensionamento
“SemiComp+”	- Dimensionamento de secções e de elementos sujeitos a flexão composta com compressão ($N+M_y+M_z$)
“A3C”	- Dimensionamento de secções e de elementos sujeitos a flexão composta ($N+M_y$ ou $N+M_z$)
“LTBeamN”	- Cálculo de momentos críticos
“Robot”	- Análises de Tensões

Os critérios utilizados no dimensionamento tiveram como base as combinações de esforços mais condicionantes e os diversos tipos de elementos que compõem as estruturas.

Tabela 4.2 Tipologia dos Elementos

	Elementos	Tipo
Estrutura Secundária	Diagonais - Painel Horizontal	Coluna
	Travessas Principais	Coluna-Viga
	Travessas Secundárias	Coluna-Viga
	Cordões	Coluna-Viga
	Prumos	Coluna-Viga
	Diagonais - Painel Vertical	Coluna/Tirante
Passerelles de Manutenção	Longarinas	Análise à secção
	Travessas Interiores	Viga
	Travessas Exteriores (consolas)	Viga
Caixões Treliçados	Montantes	Coluna
	Diagonais - Painéis Verticais	Coluna/Tirante
	Diagonais - Painéis Horizontais	Coluna
	Cordões	Coluna-Viga
Quadros Rígidos	Consolas	Viga
	Restantes Barras	Coluna-Viga
Pilares Treliçados	Travessas	Coluna-Viga
	Diagonais	Coluna
	Cordões	Coluna-Viga
Pilar Composto	Diagonais	Coluna-Viga
	Prumos	Coluna-Viga

4.2. Barras Bi-articuladas

Os elementos bi-articulados que formam as estruturas estão sujeitos predominantemente a esforços axiais de compressão ou tração.

Os momentos fletores e esforços transversos são devidos apenas aos pesos próprios das barras, e apresentam valores pouco significativos em comparação com os esforços axiais.

Estes elementos foram estudados apenas como colunas (encurvadura por compressão e limitação da esbelteza) e como tirantes (tração).

O dimensionamento destas barras foi realizado comparando os rácios obtidos nas folhas de cálculo em “Excel” e os do *software* “SAP2000”.

Colunas

$$R = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \quad (4.1)$$

Tirantes

$$R = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \quad (4.2)$$

Nos casos das colunas constituídas por cantoneiras o “SAP2000” considera para a $\bar{\lambda}$ a expressão:

$$\bar{\lambda}_v = \frac{L_{cr,v}}{i_v} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.3)$$

Porém, o EC3 em cantoneiras isoladas assume como esbelteza efetiva a expressão:

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v \quad (4.4)$$

Como exemplo indica-se no gráfico, para vários comprimentos de encurvadura, as esbeltezas efetivas que o “SAP” e o EC3 consideram para uma cantoneira L70x7.

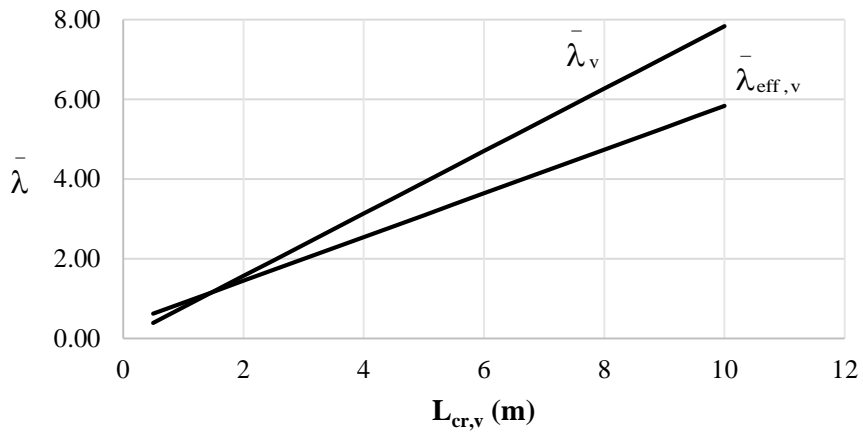


Figura 4.1 Esbeltezas Normalizadas – L70x7

Na Tabela 4.3 indicam-se as características elásticas dos perfis utilizados no dimensionamento das barras bi-articuladas deste Projeto.

Tabela 4.3 Características Elásticas dos perfis

Perfis	L50x5	L60x6	L70x7	L80x8	Tubo 50x4
A (cm²)	4.80	6.91	9.40	12.30	7.36
I_u (cm⁴)	17.40	36.20	67.10	115.00	26.15
I_v (cm⁴)	4.54	9.43	17.50	29.90	26.15
i_u (cm)	1.90	2.29	2.67	3.05	1.19
i_v (cm)	0.97	1.17	1.36	1.56	1.19

4.3. Dimensionamento da Estrutura Secundária

Os elementos da Estrutura Secundária são todos compostos por perfis tubulares excetuando as diagonais do painel horizontal.

Todas estas barras estão representadas na figura seguinte tendo-se também indicado os comprimentos críticos de encurvadura das diferentes barras nos 2 planos de inércia.

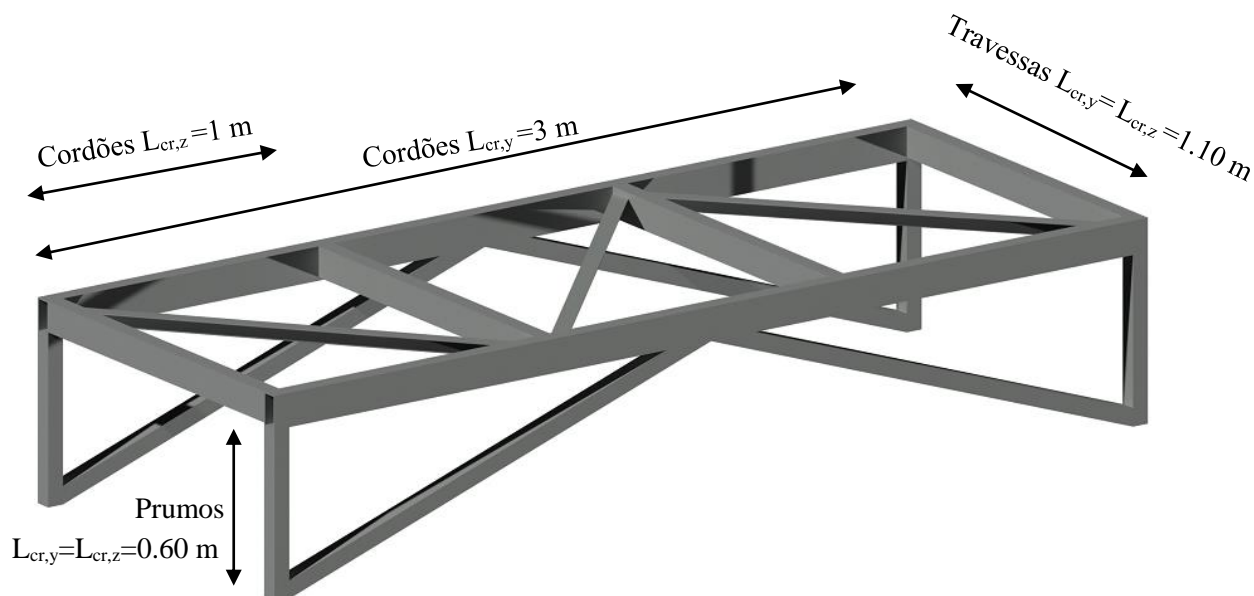


Figura 4.2 Estrutura Secundária – Troço Tipo

4.3.1. Diagonais do Painel Horizontal

O dimensionamento deste grupo de barras foi realizado com base nos seguintes pressupostos:

- estas barras estão sujeitas a esforços de tração e compressão (os momentos fletores e esforços transversos são pouco significativos);
- a esbelteza máxima considerada é de 180.

Na Figura 4.3 identificam-se as diagonais mais solicitadas.

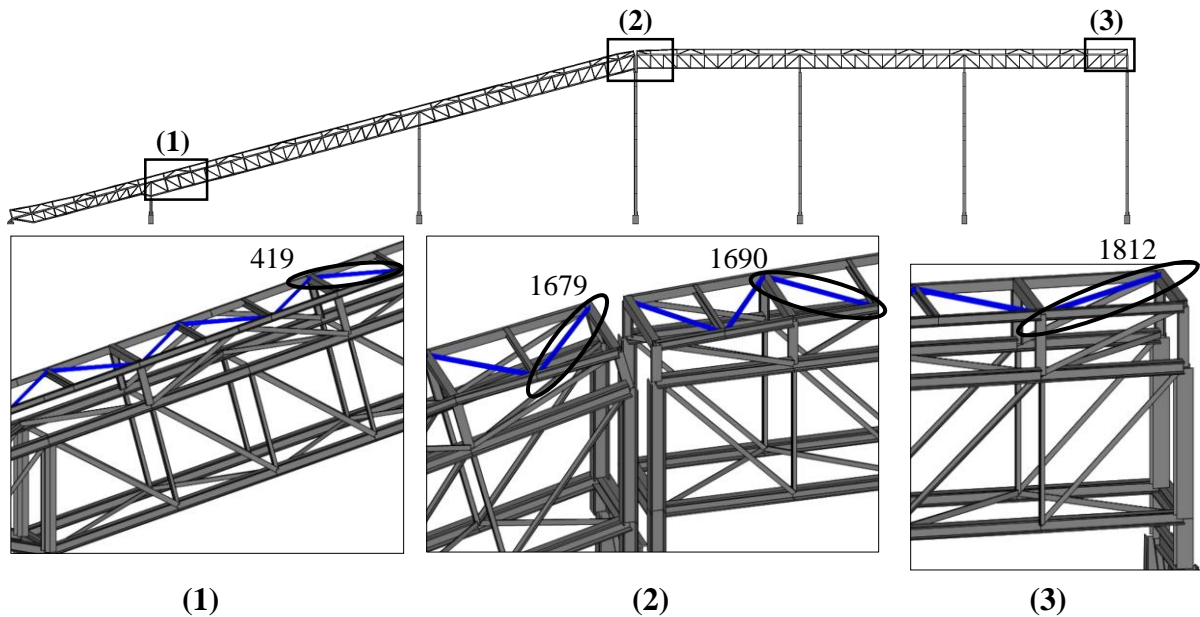


Figura 4.3 Diagonais do Pannel Horizontal mais solicitadas

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Na Figura 4.4 mostra-se os resultados do dimensionamento da barra nº1812.

Frame : 1812	X Mid: 124.052	Combo: ELU_S1Y	Design Type: Beam
Length: 1.780	Y Mid: 0.000	Shape: L50X5	Frame Type: DCL-MRF
Loc : 1.780	Z Mid: 19.520	Class: Class 3	Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.780	-15.900	0.000	0.000	0.033	0.000	5.096E-05
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.340	115.203	0.990	1.124	0.603	68.117
MajorB(y-y)	b 0.340	115.203	0.990	1.124	0.603	68.117
Minor (z-z)	b 0.340	28.114	2.004	2.814	0.209	23.565
MinorB(z-z)	b 0.340	28.114	2.004	2.814	0.209	23.565
Torsional TF	b 0.340	103.284	1.045	1.190	0.569	64.169

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)	
D/C Ratio:	0.697 = 0.675 + 0.023 + 0.000 < 1.000 OK
	= $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + N_{Ed} e_{Ny})}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + N_{Ed} e_{Nz})}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}}$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)

Figura 4.4 Verificação da Barra nº1812

Nota: Verifica-se que esta barra é analisada como coluna-viga apesar dos momentos fletores M_y e M_z terem valores insignificantes.

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Na Tabela 4.4 indicam-se os valores dos rácios para as barras mais solicitadas.

Tabela 4.4 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas

Barra nº	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
				L _{cr,v} (m)	λ _v	χ _v	N _{b,Rd,v} (kN)	Rácio
419	ELU_S1Y	17.29	L50x5	1.49	153	0.35	38.92	0.44
1679	ELU_S1Y	20.10	L50x5	1.42	146	0.37	41.19	0.49
1690	ELU_S1Y	22.86	L50x5	1.44	147	0.36	40.62	0.56
1812	ELU_S1Y	15.90	L50x5	1.78	183	0.27	30.80	0.52

O ábaco da Figura 4.5 permite fazer a verificação das restantes barras das diagonais em função dos esforços de cálculo e dos comprimentos de encurvadura.

Concluiu-se que os perfis “L 50x5” são suficientes para todas as barras.

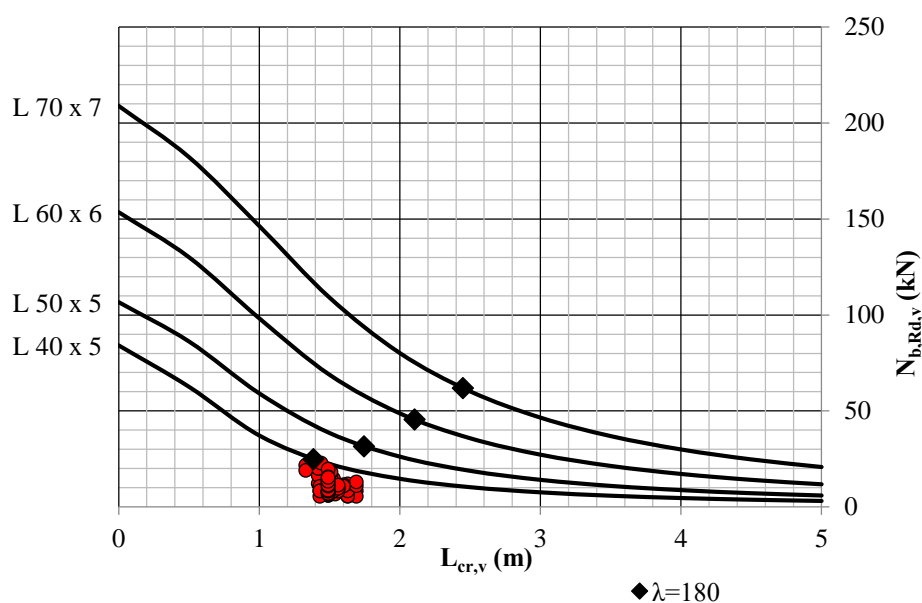


Figura 4.5 Ábaco de Dimensionamento das restantes Barras

Comparação de Resultados

Verifica-se que na barra nº1812 os rácios do “SAP2000” e da Folha de Cálculo são respetivamente de 0.70 e 0.52.

Para as restantes barras verificou-se que a relação entre rácios é semelhante.

Nota: O “SAP2000” não faz o dimensionamento correto como já foi explicado anteriormente.

4.3.2. Diagonais dos Painéis Verticais

Na Figura 4.6 são indicadas as diagonais mais solicitadas da estrutura secundária.

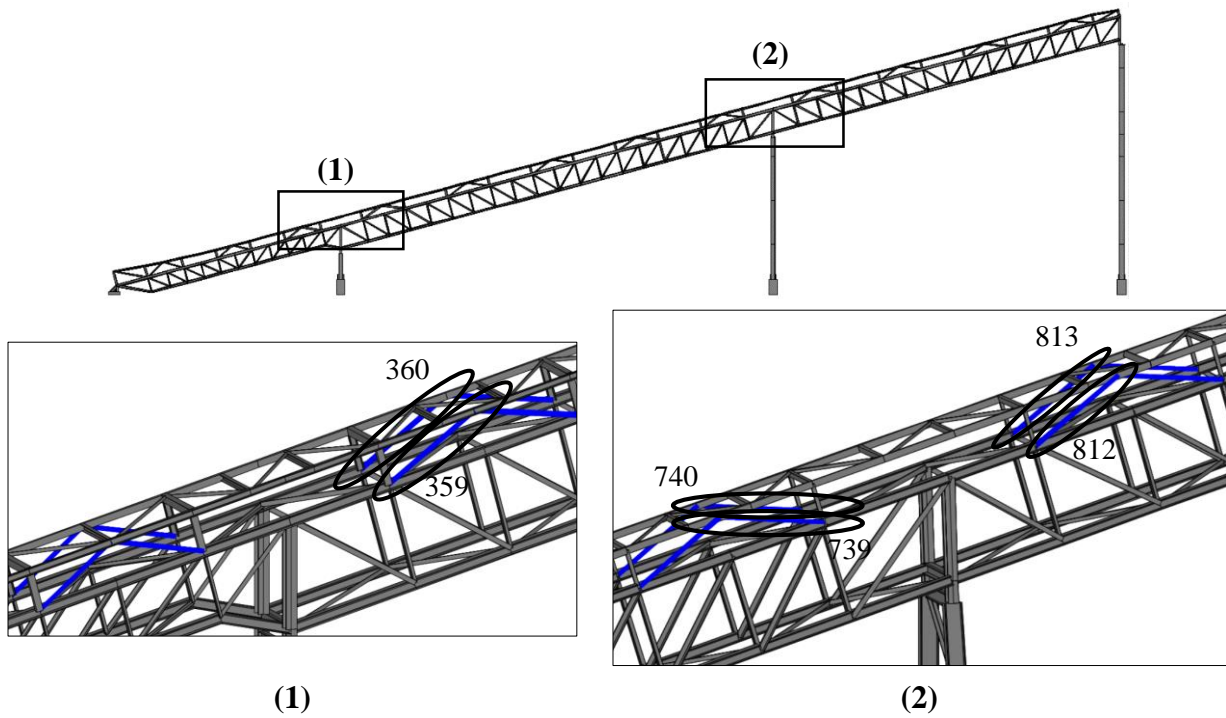


Figura 4.6 Diagonais do Pannel Vertical mais solicitadas – Troço Inclinado

A metodologia de cálculo utilizada para o dimensionamento destas barras foi a mesma da utilizada nas diagonais do painel horizontal e os resultados estão indicados no ANEXO V deste Projeto.

4.3.3. Travessas

As travessas foram dimensionadas como colunas-viga tendo em conta as seguintes considerações:

- Largura mínima dos banzos dos perfis de modo a permitir a ligação aos componentes mecânicos de suporte da Tela;
- Ligações mais simples entre as diferentes barras.

4.3.3.1. Estados Limites Últimos

As travessas que fazem parte dos pórticos são as mais solicitadas.

A barra que se procedeu à verificação foi a nº1739 que corresponde à mais esforçada.

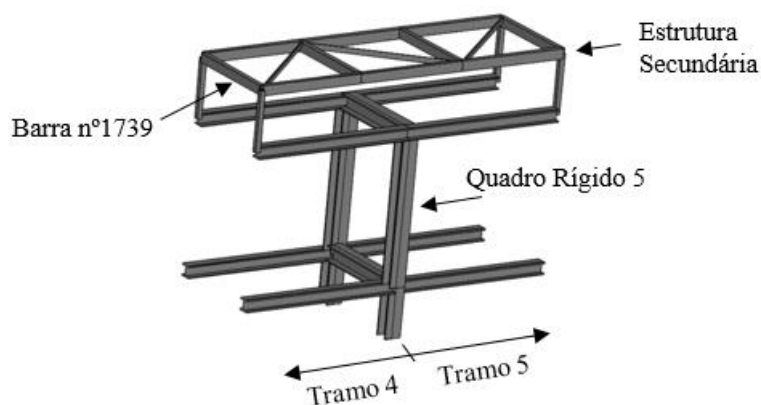


Figura 4.7 Travessa mais solicitada - Barra nº1739

Na tabela indicam-se as características elásticas do perfil tubular adotado.

Tabela 4.5 Características Elásticas

Perfil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)
Tubo 90x50x4	10.56	110.80	24.62	30.65	3.24	3.77	43.12	17.25	20.09	2.02	6.79

Na Tabela 4.6 indicam-se os esforços da combinação condicionante.

Tabela 4.6 Esforços de Cálculo

Barra nº	Combinação Condicionante	Secção (m)	N _{c,Ed} (kN)	V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN.m)	M _{z,Ed} (kN.m)
1739	ELU_S1Y	si -	0.00	3.76	0.09	8.64	-4.12
		sm -	0.55	3.72	0.09	6.25	-0.03
		sf -	1.10	3.76	0.09	3.87	3.17

Na Figura 4.8 mostram-se os diagramas de momentos fletores que foram empregues na determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente.

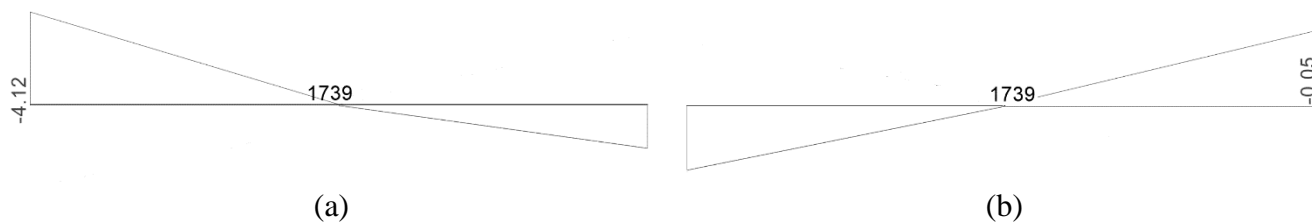


Figura 4.8 Diagrama de Momentos Fletores: (a) $M_3=M_{yEd}$; (b) $M_2=M_{zEd}$

Juntam-se os dois procedimentos utilizados no cálculo.

1º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Nas tabelas seguintes indicam-se as verificações realizadas na Folha de Cálculo.

Tabela 4.7 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Secção (m)	Compressão		Esforço Transverso				
		$N_{c,Rd}$ (kN)	Rácio $N_{c,Ed}/N_{c,Rd}$	Eixo z-z		Eixo y-y		
				$V_{pl,z,Rd}$ (kN)	Rácio $V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd}$	$V_{pl,y,Rd}$ (kN)	Rácio $V_{y,Ed}/V_{pl,y,Rd}$	
1739	si -	0.00	248.16	0.015	92.11	0.094	51.17	0.002
	sm -	0.55	248.16	0.015	92.11	0.068	51.17	0.002
	sf -	1.10	248.16	0.015	92.11	0.042	51.17	0.002

Tabela 4.8 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Secção (m)	Flexão com Esforço Transverso						
		Eixo y-y			Eixo z-z			
		$V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd} < 0,5$	$M_{y,V,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd}$	$V_{y,Ed}/V_{pl,y,Rd} < 0,5$	$M_{z,V,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{z,Ed}/M_{z,V,Rd}$	
1739	si -	0.00	V_{Ed} s/ sign.	7.20	0.572	V_{Ed} s/ sign.	4.72	0.011
	sm -	0.55	V_{Ed} s/ sign.	7.20	0.004	V_{Ed} s/ sign.	4.72	0.002
	sf -	1.10	V_{Ed} s/ sign.	7.20	0.440	V_{Ed} s/ sign.	4.72	0.008

Nota: Quando $V_{Ed}/V_{pl,Rd} < 0,5$, “ V_{Ed} s/ significado”, $M_{V,Rd} = M_{pl,Rd}$

Tabela 4.9 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°		Secção		Flexão Composta com Esforço Transverso								Flexão Desviada		
				Eixo y-y				Eixo z-z				α	β	Rácio
				$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,25$	$N_{Ed}/h_w \cdot t_w \cdot f_y \leq 0,5$	Red. $M_{y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}$	$N_{Ed}/h_w \cdot t_w \cdot f_y \leq 1$	Red. $M_{z,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$ (kN.m)			
1739	si -	0.00	0.02	0.05	N.A.	7.20	0.572	0.05	N.A.	4.72	0.011	1.66	1.66	0.396
	sm -	0.55	0.02	0.05	N.A.	7.20	0.004	0.05	N.A.	4.72	0.002	1.66	1.66	0.000
	sf -	1.10	0.02	0.05	N.A.	7.20	0.440	0.05	N.A.	4.72	0.008	1.66	1.66	0.256

“N.A.”- O momento fletor não é reduzido pela presença do esforço axial.

Tabela 4.10 Verificação à Encurvadura por Compressão

Barra n°		Coluna										Plano de Encurvadura	Rácio $N_{c,Ed}/N_{b,Rd}$
		Eixo y-y					Eixo z-z						
		$L_{cr,y}$ (m)	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	χ_y	$N_{b,y,Rd}$ (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	χ_z	$N_{b,z,Rd}$ (kN)		
1739	1.10	33.95	0.362	0.963	238.89	1.10	54.46	0.580	0.897	222.71	z - z	0.017	

Tabela 4.11 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

Barra n°		Coluna-Viga												Eq.6.61 do EC3 -1-1	Eq.6.62 do EC3 -1-1
		χ_z	χ_y	χ_{LT}	N_{Rk} (kN)	$M_{y,Rk}$ (kN.m)	$M_{z,Rk}$ (kN.m)	C_{my}	C_{mz}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}		
1739	0.897	0.963	1.000	248.16	7.20	4.72	0.400	0.400	0.401	0.242	0.241	0.403	0.248	0.159	

2º Procedimento – A partir do software “Semicomp+”

SEMICOMP Cross-Section Check					
Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance) v					
$N_{Ed} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="-3.760"/> kN	$V_{z,Ed} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="8.640"/> kN	Perform cross-section checks	
$M_{y,Ed} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="-4.120"/> kNm	$V_{y,Ed} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.090"/> kN		
$M_{z,Ed} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="-0.050"/> kNm				
<i>Reference values for classification</i>					
$c/t_w =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="19.500"/>	$\alpha_{web} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.535"/>	$\psi_{web} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="-0.916"/>
$c/t_f =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="9.500"/>	$\alpha_{flange} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="1.000"/>	$\psi_{flange} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.975"/>
$\varepsilon =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="1.000"/>				
$\varepsilon_{mod,cl3/4} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="NaN"/>				
<i>Boundaries</i>	Class 1	Class 2	Class 3		
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="66.455"/>	<input style="width: 80px;" type="text" value="76.524"/>	<input style="width: 80px;" type="text" value="114.191"/>		
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="33.000"/>	<input style="width: 80px;" type="text" value="38.000"/>	<input style="width: 80px;" type="text" value="42.354"/>		
Cross section class =	<input style="width: 80px;" 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: 80px;" type="text" value="7.01"/> kNm	$M_{pl,z,Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="4.61"/> kNm	$V_{pl,z,Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="90.61"/> kN
$M_{el,y,Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="5.59"/> kNm	$M_{el,z,Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="3.94"/> kNm	$V_{pl,y,Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="50.34"/> kN
$N_{Rd} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="244.13"/> kN				
EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4					
<i>Tension or compression</i>					
$U_{(6.5)/(6.9)} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.015"/>	$\leq 1,0$ ok			
EN 1993-1-1, 6.2.5					
<i>Bending moment</i>					
$U_{strong A} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.587"/>	$\leq 1,0$ ok			
$U_{weak A} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.011"/>	$\leq 1,0$ ok			
EN 1993-1-1, 6.2.6					
<i>Shear</i>					
$U_{z-plastic} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.095"/>	$\leq 1,0$ ok		$U_{y-plastic} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.002"/>
$U_{z-elastic} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.111"/>	$\leq 1,0$ ok		$U_{y-elastic} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.002"/>
$h_w/t_w =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="20.500"/>	$\leq 72\varepsilon/\eta =$ <input style="width: 80px;" type="text" value="60.000"/> ok			
EN 1993-1-1, 6.2.9					
<i>Bending and axial force</i>					
$U_{(6.41)/(6.42)} =$	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.414"/>	$\leq 1,0$ ok		UF =	<input style="width: 80px;" type="text" value="0.588"/>
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 4.9 Verificação da Barra nº1739 (Secção)

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) <i>Reference values for classification in the worst section along the member</i>																				
$c/t_w = 19.500$ $\alpha_{web} = 1.000$ $\psi_{web} = 0.804$ $\varepsilon = 1.000$ $c/t_f = 9.500$ $\alpha_{flange} = 1.000$ $\psi_{flange} = 0.978$																				
Boundaries <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;"></th> <th style="width: 20%;">Class 1</th> <th style="width: 20%;">Class 2</th> <th style="width: 20%;">Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w,max}$</td> <td style="text-align: center;">33.000</td> <td style="text-align: center;">38.000</td> <td style="text-align: center;">44.911</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f,max}$</td> <td style="text-align: center;">33.000</td> <td style="text-align: center;">38.000</td> <td style="text-align: center;">42.306</td> </tr> </tbody> </table>				Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w,max}$	33.000	38.000	44.911	$c/t_f \leq c/t_{f,max}$	33.000	38.000	42.306						
	Class 1	Class 2	Class 3																	
$c/t_w \leq c/t_{w,max}$	33.000	38.000	44.911																	
$c/t_f \leq c/t_{f,max}$	33.000	38.000	42.306																	
Member class = 1																				
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: small;"> 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. </div>																				
Member Check																				
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%;">$N_{Rd} = 244.125$ kN</td> <td style="width: 33%;">$M_{pl,y,Rd} = 7.015$ kNm</td> <td style="width: 33%;">$N_{Ed} = -3.760$ kN</td> </tr> <tr> <td>$M_{y,Rd} = 7.015$ kNm</td> <td>$M_{pl,z,Rd} = 4.614$ kNm</td> <td>$M_{y,Ed,max} = 4.120$ kNm</td> </tr> <tr> <td>$M_{z,Rd} = 4.614$ kNm</td> <td>$M_{el,y,Rd} = 5.592$ kNm</td> <td>$M_{z,Ed,max} = 0.050$ kNm</td> </tr> <tr> <td></td> <td>$M_{el,z,Rd} = 3.943$ kNm</td> <td></td> </tr> </table>			$N_{Rd} = 244.125$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 7.015$ kNm	$N_{Ed} = -3.760$ kN	$M_{y,Rd} = 7.015$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 4.614$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 4.120$ kNm	$M_{z,Rd} = 4.614$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 5.592$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.050$ kNm		$M_{el,z,Rd} = 3.943$ kNm							
$N_{Rd} = 244.125$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 7.015$ kNm	$N_{Ed} = -3.760$ kN																		
$M_{y,Rd} = 7.015$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 4.614$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 4.120$ kNm																		
$M_{z,Rd} = 4.614$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 5.592$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.050$ kNm																		
	$M_{el,z,Rd} = 3.943$ kNm																			
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%;">Strong axis buckling</td> <td style="width: 33%;">Weak axis buckling</td> <td style="width: 33%;">Lateral torsional buckling</td> </tr> <tr> <td>$L_{cr,y} = 1.100$ m</td> <td>$L_{cr,z} = 1.100$ m</td> <td>$M_{cr} = inf$ kNm</td> </tr> <tr> <td>$N_{cr,y} = 1834.295$ kN</td> <td>$N_{cr,z} = 718.486$ kN</td> <td>$\alpha_{LT} = 0.00$ [-]</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_y = 0.21$ [-]</td> <td>$\alpha_z = 0.21$ [-]</td> <td>$\lambda_{LT} = 0.000$ [-]</td> </tr> <tr> <td>$\lambda_y = 0.365$ [-]</td> <td>$\lambda_z = 0.583$ [-]</td> <td>$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]</td> </tr> <tr> <td>$\chi_y = 0.962$ [-]</td> <td>$\chi_z = 0.896$ [-]</td> <td>$f_{mod} = 0.000$ [-]</td> </tr> </table>			Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling	$L_{cr,y} = 1.100$ m	$L_{cr,z} = 1.100$ m	$M_{cr} = inf$ kNm	$N_{cr,y} = 1834.295$ kN	$N_{cr,z} = 718.486$ kN	$\alpha_{LT} = 0.00$ [-]	$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.21$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.000$ [-]	$\lambda_y = 0.365$ [-]	$\lambda_z = 0.583$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]	$\chi_y = 0.962$ [-]	$\chi_z = 0.896$ [-]	$f_{mod} = 0.000$ [-]
Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling																		
$L_{cr,y} = 1.100$ m	$L_{cr,z} = 1.100$ m	$M_{cr} = inf$ kNm																		
$N_{cr,y} = 1834.295$ kN	$N_{cr,z} = 718.486$ kN	$\alpha_{LT} = 0.00$ [-]																		
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.21$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.000$ [-]																		
$\lambda_y = 0.365$ [-]	$\lambda_z = 0.583$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]																		
$\chi_y = 0.962$ [-]	$\chi_z = 0.896$ [-]	$f_{mod} = 0.000$ [-]																		
EN 1993-1-1, 6.3.3																				
<i>Uniform member in bending and axial compression</i>		<i>Global interaction factors</i>																		
Eq. (6.61): $U = 0.254 \leq 1,0$ ok		$k_{yy} = 0.401$																		
Eq. (6.62): $U = 0.163 \leq 1,0$ ok		$k_{yz} = 0.242$																		
		$k_{zy} = 0.241$																		
		$k_{zz} = 0.403$																		
<i>Cross-section check at each end of the member</i>																				
Left end: $U = 0.587 \leq 1,0$ ok		$UF = 0.588$																		
Right end: $U = 0.452 \leq 1,0$ ok		$UF = 0.452$																		
Additional member checks																				
EN 1993-1-1, 6.3.1																				
<i>Strong axis flexural buckling check</i>																				
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.016 \leq 1,0$ ok																				
<i>Weak axis flexural buckling check</i>																				
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.017 \leq 1,0$ ok																				
EN 1993-1-1, 6.3.2																				
<i>Lateral torsional buckling</i>																				
Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.000 \leq 1,0$ ok																				

Figura 4.10 Verificação da Barra nº1739 (Coluna-Viga)

Comparação de Resultados

Tabela 4.12 Secção Transversal

Estado Limite Último	Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)	
Compressão	0.015	0.015	0.0%	
Flexão	y-y	0.572	0.587	2.5%
	z-z	0.011	0.011	0.0%
Esforço Transverso	y-y	0.002	0.002	0.0%
	z-z	0.094	0.095	1.1%
Flexão Desviada	0.396	0.414	4.3%	

Tabela 4.13 Encurvadura por Compressão

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	$\bar{\lambda}_y$	0.362	0.365	0.8%
	$\bar{\lambda}_z$	0.58	0.583	0.5%
	χ_y	0.963	0.962	0.1%
	χ_z	0.897	0.896	0.1%
Rácio	$N_{c,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0.017	0.017	0.0%

Tabela 4.14 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	k_{yy}	0.401	0.401	0.0%
	k_{yz}	0.242	0.242	0.0%
	k_{zy}	0.241	0.241	0.0%
	k_{zz}	0.403	0.403	0.0%
Rácios	Eq. 6.61	0.248	0.254	2.3%
	Eq. 6.62	0.159	0.163	2.4%

4.3.3.2. Estados Limites de Utilização

A verificação da deformação consta da Tabela 4.15, tendo-se considerado para o deslocamento máximo admissível o valor de:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{L}{250} = \frac{1.10}{250} = 0.0044 \text{ m} = 0.44 \text{ cm}$$

Tabela 4.15 Verificação da Deformação

Barra nº	Combinação Condicionante	δ_v (cm)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Rácio
261	ELS_T-(Wy_Wzz)	0.035	0.44	0.08

4.3.3.3. Conclusão

As travessas da estrutura secundária respeitam todas verificações aos estados limites últimos e de serviço.

4.3.4. Cordões

Os cordões da estrutura secundária são compostos por perfis tubulares retangulares 100x50x4. Estão sujeitos a esforços axiais, momentos fletores e esforços transversos e foram dimensionados como colunas-viga.

A barra mais solicitada encontra-se a meio-vão do Tramo 2 tal como se mostra na figura seguinte.

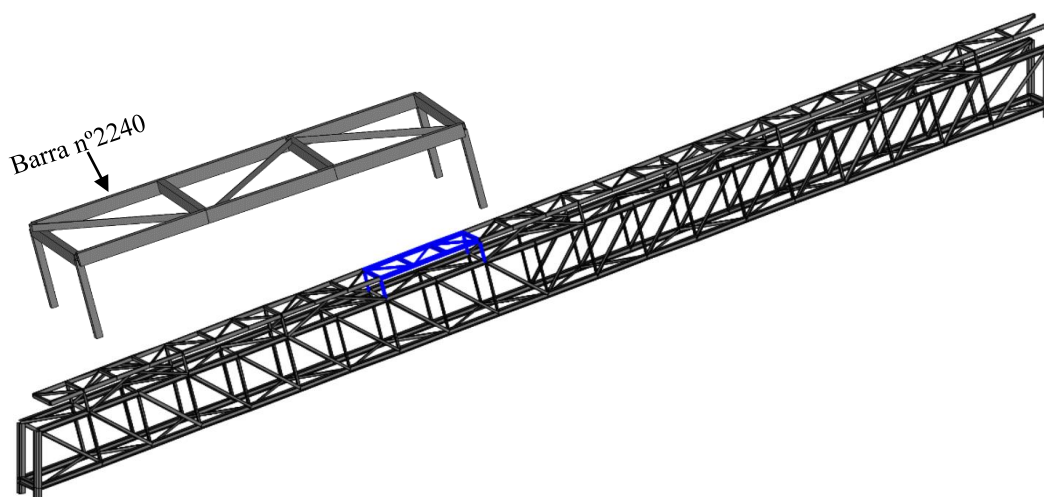


Figura 4.11 Cordão mais solicitado – Barra nº2240

No ANEXO V juntam-se os resultados dos cálculos que foram realizados.

4.3.5. Prumos

Os prumos são constituídos por perfis tubulares quadrados 50x6.3.

O prumo mais solicitado corresponde à barra nº 1617.

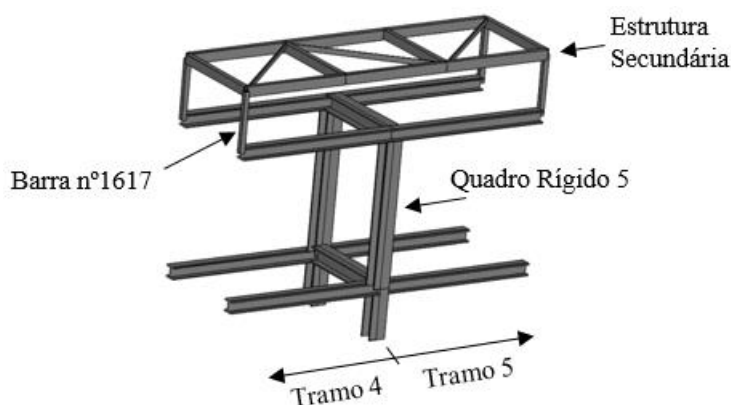


Figura 4.12 Prumo mais solicitado - Barra nº1617

O dimensionamento desta barra foi feito de acordo com os mesmos critérios dos utilizados nas barras anteriores.

No ANEXO V juntam-se os resultados das verificações.

4.4. Dimensionamento das Passerelles de Manutenção

4.4.1. Longarinas

O pavimento metálico desempenha uma função importante no funcionamento destas barras, pois além de servir de “contraventamento”, condiciona a instabilidade e contribui também para a redução da classe da secção transversal dos perfis (L 120x80x10).

4.4.1.1. Estados Limites Últimos

As longarinas mais solicitadas são as localizadas sobre os apoios (Pilares) conforme o dimensionamento feito no “SAP2000”.

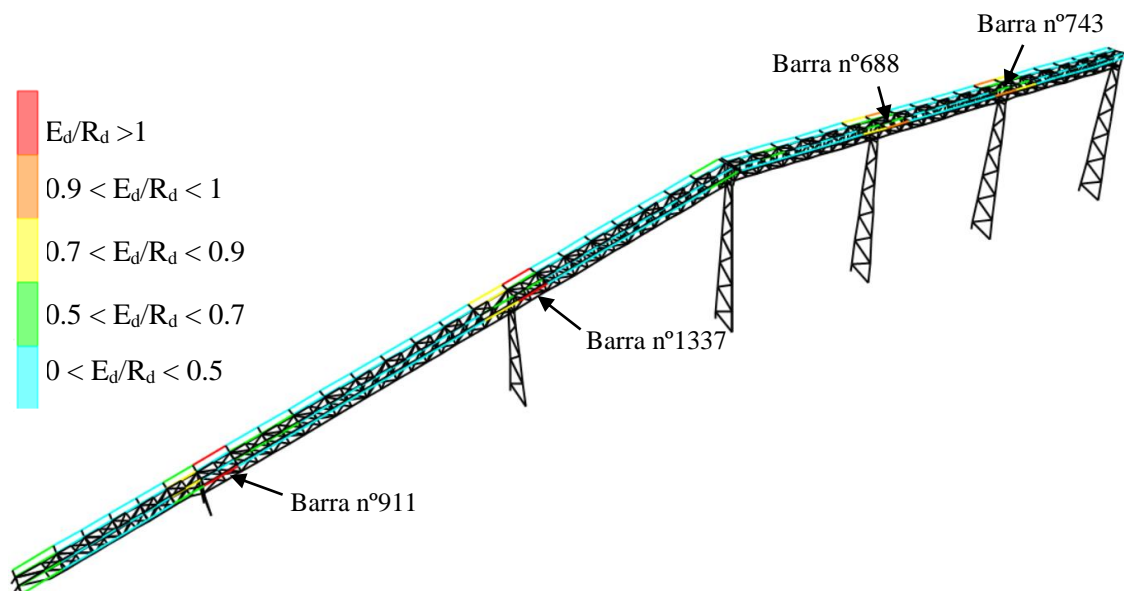


Figura 4.13 Longarinas mais solicitadas

Tabela 4.16 Características Elásticas

Perfil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)
L 120x80x10	19.13	275.5	34.10	62.25	3.80	8.00	98.10	16.21	29.98	2.26	10.00

Os esforços de cálculo condicionantes estão indicados na Tabela 4.17.

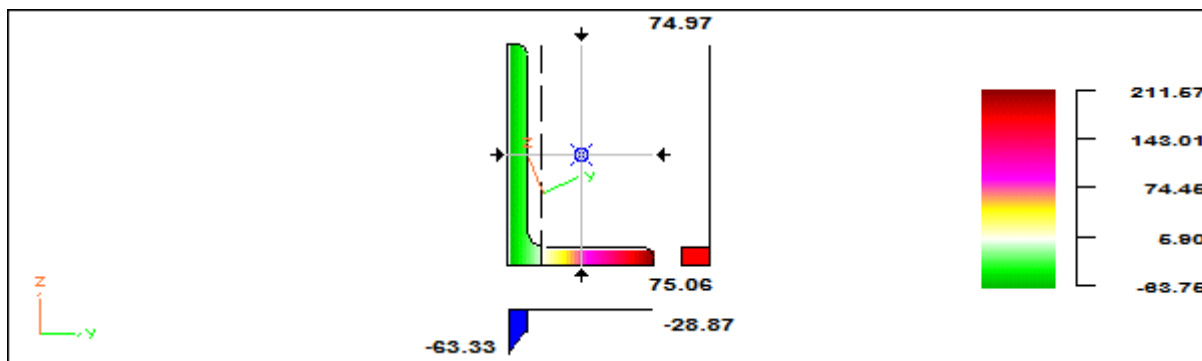
Tabela 4.17 Esforços de cálculo

Barra nº	Combinação Condicionante	Secção (m)	$N_{c,Ed}$ (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	$M_{z,Ed}$ (kN.m)
1337	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	si - 0.00	7.67	0.88	4.36	-4.38	-1.79
		sm - 1.52	6.84	0.88	1.29	-0.08	-0.45
		sf - 3.05	6.02	0.88	1.77	-0.44	0.88
911	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	si - 0.00	7.73	0.76	4.61	-5.14	-1.70
		sm - 1.54	6.90	0.76	1.51	-0.43	-0.53
		sf - 3.08	6.07	0.76	1.59	-0.49	0.64
688	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	si - 0.00	6.02	0.57	4.64	-4.81	-1.24
		sm - 1.53	6.02	0.57	1.46	-0.16	-0.37
		sf - 3.05	6.02	0.57	1.72	-0.36	0.49
743	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T-)	si - 0.00	6.15	0.55	1.72	-0.35	0.48
		sm - 1.53	6.15	0.55	1.46	-0.15	-0.36
		sf - 3.05	6.15	0.55	4.63	-4.79	-1.20

Para estas barras recorreu-se ao *software “Robot Structural Analysis Professional”* de modo a proceder-se a uma análise de tensões em regime elástico dado que as cantoneiras que compõem as longarinas são da classe 3.

Nota: As tensões “s” e “t” correspondem às tensões axiais σ e de corte τ , respetivamente.

Análise de Tensões da Barra nº911



Stress analysis type (hypothesis) : Normal

Internal forces taken into account : F_x F_y F_z M_x M_y M_z

RESULTS IN THE SECTION

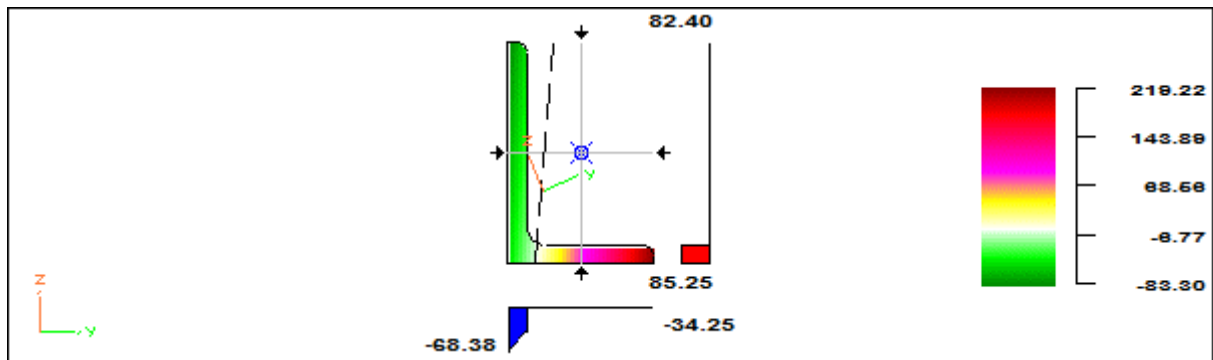
Forces applied to the section

$F_x = 7.67$ kN $M_x = 0.00$ kN*m
 $F_y = 0.88$ kN $M_y = -4.38$ kN*m
 $F_z = 4.36$ kN $M_z = -1.79$ kN*m

Extreme stresses in the section

	S_x max	S_x min	τ_{xy} max	τ_{xz} max
Stresses	211.57 MPa	-63.75 MPa	0.94 MPa	4.32 MPa
Y local	4.1 cm	1.1 cm	2.2 cm	-2.0 cm
Z local	-5.6 cm	7.5 cm	-5.1 cm	0.1 cm
	τ max	S_i max		
Stresses	4.35 MPa	211.57 MPa		
Y local	-1.0 cm	4.1 cm		
Z local	0.1 cm	-5.6 cm		

Análise de Tensões da Barra nº1337



Stress analysis type (hypothesis) : Normal

Internal forces taken into account : F_x F_y F_z M_x M_y M_z

RESULTS IN THE SECTION

Forces applied to the section

F_x = 7.73 kN	M_x = 0.00 kN*m
F_y = 0.76 kN	M_y = -5.14 kN*m
F_z = 4.61 kN	M_z = -1.71 kN*m

Extreme stresses in the section

	S_x max	S_x min	τ_{xy} max	τ_{xz} max
Stresses	219.22 MPa	-83.30 MPa	0.81 MPa	4.57 MPa
Y local	4.0 cm	1.4 cm	2.2 cm	-2.0 cm
Z local	-5.9 cm	8.0 cm	-5.1 cm	0.1 cm
	τ max	S_i max		
Stresses	4.59 MPa	219.22 MPa		
Y local	-1.0 cm	4.0 cm		
Z local	0.1 cm	-5.9 cm		

Conclusão: As tensões de comparação para estas barras, que são as mais solicitadas, são inferiores à tensão de cedência (235 MPa).

4.4.1.2. Estados Limites de Utilização

Os deslocamentos admissíveis nestas barras são:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{L}{250} \quad (4.5)$$

Na tabela seguinte indicam-se os rácios correspondentes às verificações do estado limite de serviço.

Tabela 4.18 Verificação das Flechas

Barra nº	L (m)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Combinação Condicionante	δ_V (cm)	Rácio
1841	3.05	1.22	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T+)	1.32	1.08
400	3.08	1.23	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T+)	0.91	0.41
225	3.05	1.22	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T+)	0.15	1.1
1474	3.05	1.22	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T-)	0.11	0.48

4.4.1.3. Conclusão

As secções das longarinas verificaram os estados limites últimos e de utilização.

4.4.2. Travessas

As travessas das passerelles em perfis IPE são constituídas por vigas com dois vãos em consola e estão ligadas às barras dos cordões superiores dos caixões treliçados.

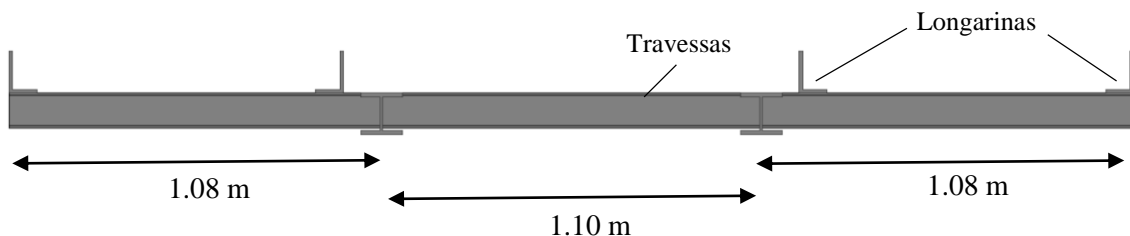


Figura 4.14 Esquema Estrutural

Estes elementos estão sujeitos a esforços de flexão e de esforço transversal e foram dimensionados como “Vigas”.

No troço inclinado as travessas formam um ângulo de 15° com a horizontal, e estão, pois, sujeitas a flexão desviada.



Figura 4.15 Flexão nas Travessas

4.4.2.1. Estados Limites Últimos

Apresenta-se seguidamente o dimensionamento das travessas mais solicitadas do Troço Inclinado (barras nº923, 672 e 1604 – Tramo 2) e do Troço Horizontal (barras nº87, 1498 e 1015 – Tramo 6).

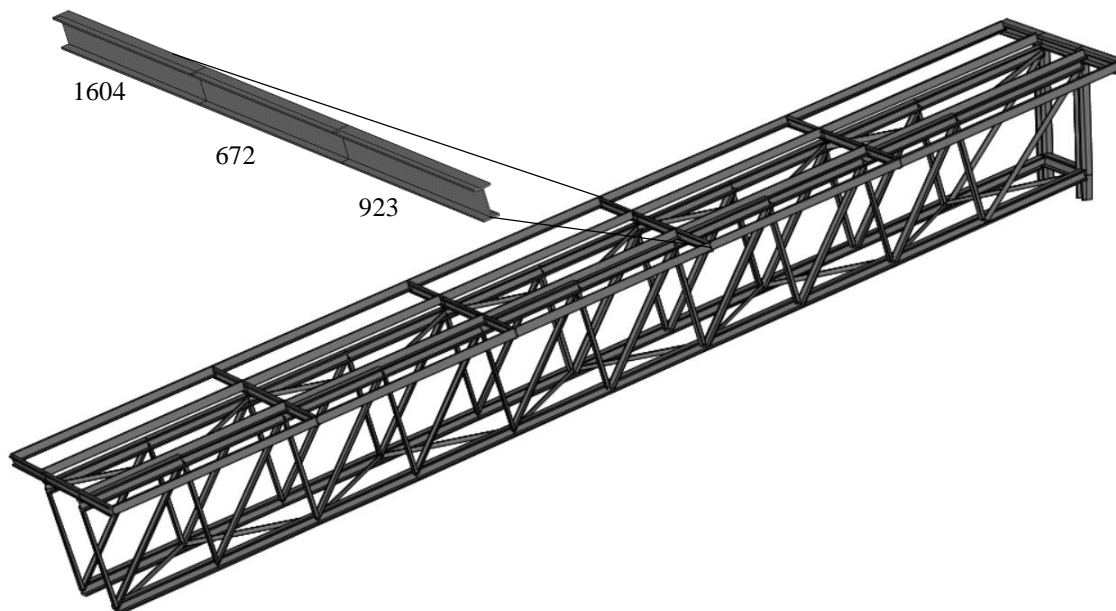


Figura 4.16 Barras nº 1604, 672 e 923 – Tramo 2

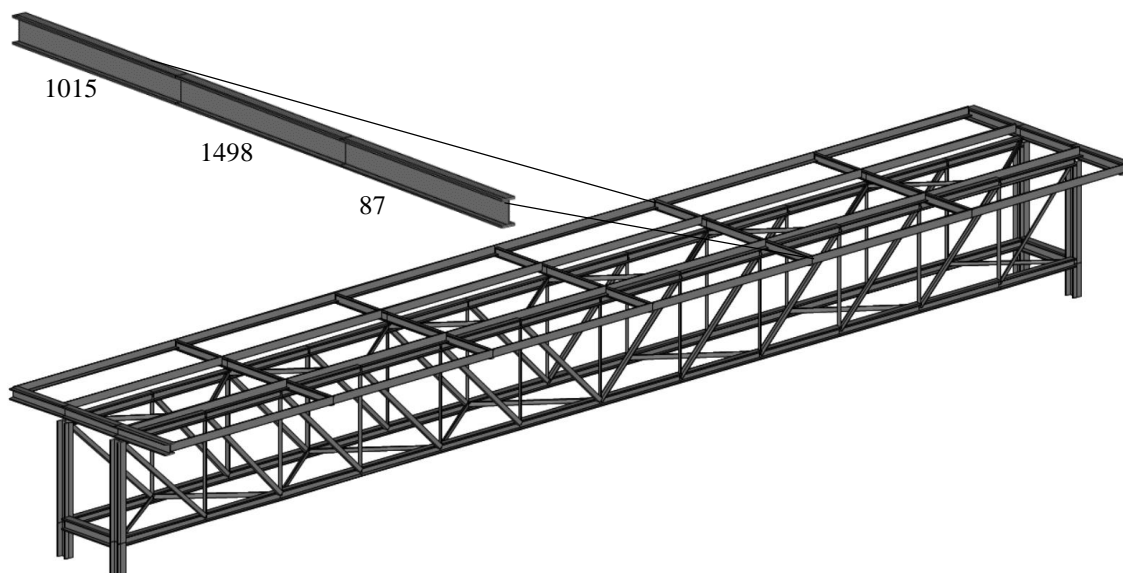


Figura 4.17 Barras nº 1015, 1498 e 87 – Tramo 6

Tabela 4.19 Características Elásticas

Perfil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
IPE 120	13.21	317.75	52.96	60.73	4.9	8.06	27.67	8.65	13.58	1.45	6.31	1.74	889.59

Na Tabela 4.20 indicam-se os valores dos esforços de cálculo mais desfavoráveis.

Tabela 4.20 Esforços de Cálculo

	Barra n ^o	Combinação Condicionante	Secção (m)		V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN.m)	M _{z,Ed} (kN.m)
			si -	sm -				
Travessa do Troço Inclinado	923	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	si -	0.00	7.69	12.02	-7.59	0.00
			sm -	0.54	1.19	6.36	-3.41	0.22
			sf -	1.08	1.18	6.31	0.00	-0.63
	672	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	si -	0.00	0.07	0.01	-7.33	0.19
			sm -	0.55	0.06	0.05	-7.34	0.00
			sf -	1.10	0.05	0.10	-7.38	0.17
	1604	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	si -	0.00	1.19	6.30	0.00	-0.64
			sm -	0.54	1.20	6.36	-3.41	0.29
			sf -	1.08	7.73	12.03	-7.59	0.00
Travessa do Troço Horizontal	87	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	si -	0.00	1.81	12.26	-7.91	0.00
			sm -	0.54	0.33	6.66	-3.58	0.02
			sf -	1.08	0.33	6.61	0.00	0.37
	1498	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	si -	0.00	0.02	0.03	-7.70	0.08
			sm -	0.55	0.02	0.03	-7.70	0.01
			sf -	1.10	0.02	0.09	-7.74	0.07
	1015	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	si -	0.00	0.33	6.61	0.00	0.38
			sm -	0.54	0.33	6.67	-3.58	0.02
			sf -	1.08	1.78	12.26	-7.91	0.00

1º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Através da folha de cálculo resumem-se os rácios das verificações aos estados limites últimos para as barras mais solicitadas.

Tabela 4.21 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n ^o	Esforço Transverso			
	Eixo z-z		Eixo y-y	
	V _{pl,z,Rd} (kN)	Rácio V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd}	V _{pl,y,Rd} (kN)	Rácio V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd}
923	85.61	0.140	109.41	0.070
672	85.61	0.001	109.41	0.001
1604	85.61	0.141	109.41	0.071
87	85.61	0.143	109.41	0.017
1498	85.61	0.001	109.41	0.000
1015	85.61	0.143	109.41	0.016

Tabela 4.22 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Flexão com Esforço Transverso						Flexão Desviada		
	Eixo y-y			Eixo z-z			α	β	Rácio
	$V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd} < 0,5$	$M_{y,V,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd}$	$V_{y,Ed}/V_{pl,y,Rd} < 0,5$	$M_{z,V,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{z,Ed}/M_{z,V,Rd}$			
923	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.531	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.199	2	1	0.282
672	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.517	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.059	2	1	0.323
1604	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.531	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.200	2	1	0.282
87	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.554	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.116	2	1	0.307
1498	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.542	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.026	2	1	0.318
1015	V_{Ed} s/ sign.	14.27	0.554	V_{Ed} s/ sign.	3.19	0.118	2	1	0.307

Na verificação ao bambeamento a determinação dos parâmetros C_1 e C_2 foi feita a partir da expressão (4.6) com base na geometria dos diagramas de momentos flectores M_{yEd} indicados na Figura 4.18.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 z_g \right\} \quad (4.6)$$

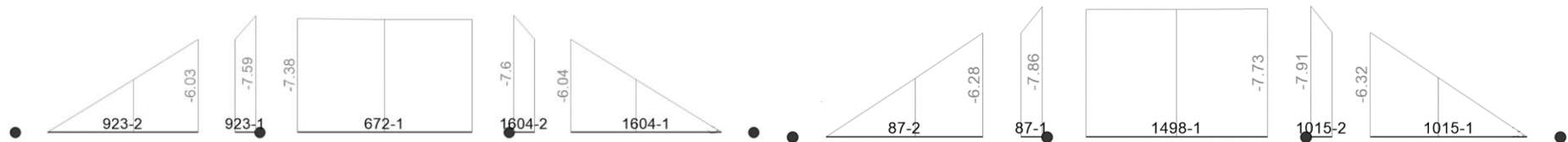


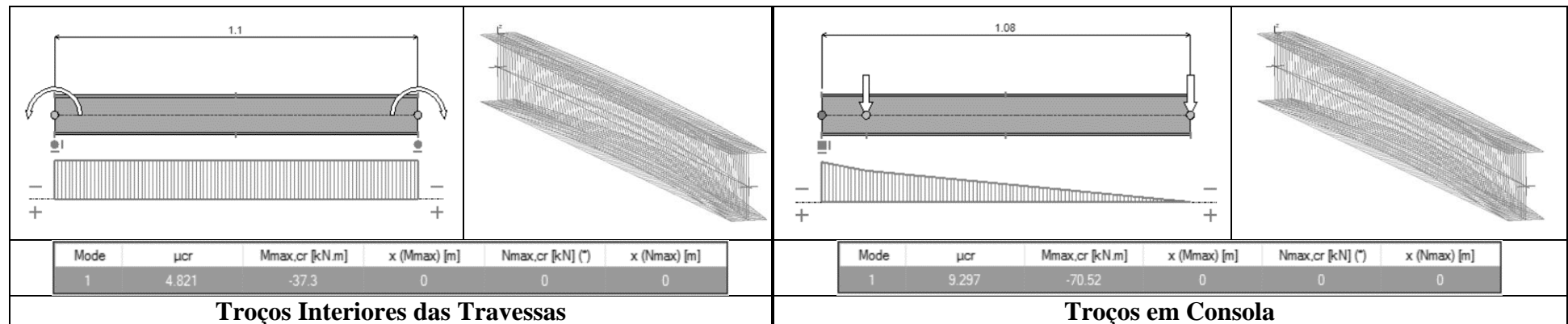
Figura 4.18 Diagramas de M_{yEd} – Combinação Condicionante

Tabela 4.23 Verificação à Encurvadura Lateral

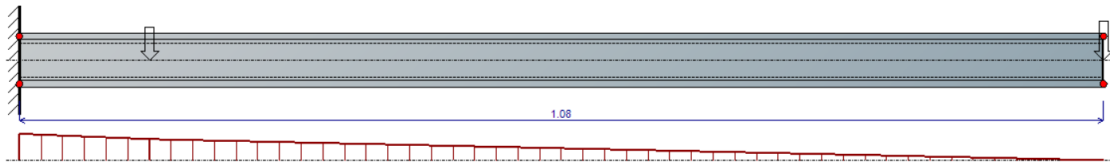
Barra nº	$L_{cr,z}$ (m)	Rotação das secções em z-z (K_L)	Bambeamento									
			Empenamento das secções (K_w)	K_L	K_w	C_1	C_2	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$M_{b,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{Ed}/M_{b,Rd}$
923 (consola)	1.08	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	68.56	0.456	0.937	13.38	0.567
672 (troço interior)	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	1.004	0.000	37.41	0.618	0.883	12.608	0.586
1604 (consola)	1.08	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	68.56	0.456	0.937	13.38	0.567
87 (consola)	1.08	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	68.56	0.456	0.937	13.38	0.591
1498(troço interior)	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	1.002	0.000	37.35	0.618	0.883	12.60	0.614
1015 (consola)	1.08	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	68.56	0.456	0.937	13.38	0.591

Os momentos críticos obtidos analiticamente foram comparados com os valores determinados no *software* “LTBeamN”.

Tabela 4.24 Momentos Críticos



2º Procedimento – A partir do software “A3C 2.34”



- Resistance of cross-sections

Section class:	1
Resistance of the cross-section to axial force :	$\Gamma_{N,max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to shear force (at x = 0 m) :	$\Gamma_{V,max} = 0.143 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to bending moment (at x = 0 m) :	$\Gamma_{M,max} = 0.554 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-N (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MN,max} = 0.554 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-V (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MV,max} = 0.554 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MNV,max} = 0.554 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

- Member resistance - Lateral torsional buckling

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:	$\lambda_{LT,0} = 0.4$
Buckling length:	$L_{cr,z} = 1.08 \text{ m}$
Factors C_1	$C_1 = 1.776$
	$C_2 = 0$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of M_{cr}	$M_{cr} = 68.096 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	$\lambda_{LT} = 0.458 > \lambda_{LT,0}$
Reduction factor	$\chi_{LT} = 0.937$
LTB resistance	$M_{b,Rd} = 13.37 \text{ kNm}$
Criterion	$\Gamma_{LT} = 0.592 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Figura 4.19 Verificação da Barra nº87

3º Procedimento – A partir do “Semicomp+”

SEMICOMP Cross-Section Check

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

$N_{Ed} = 0.000$ kN	$V_{z,Ed} = 12.264$ kN	Perform cross-section checks
$M_{y,Ed} = -7.911$ kNm	$V_{y,Ed} = 1.810$ kN	
$M_{z,Ed} = 0.371$ kNm		

Reference values for classification

$c/t_w = 21.227$	$\alpha_{web} = 0.500$	$\psi_{web} = -1.000$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 3.619$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.841$	$\varepsilon_{mod,c/3/4} = \text{NaN}$

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	72.000	83.000	124.000
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.976

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.

$M_{pl,y,Rd} = 14.27$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 3.19$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 85.55$ kN
$M_{el,y,Rd} = 12.45$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 2.03$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 109.41$ kN
$N_{Rd} = 310.44$ kN		

EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4
Tension or compression

$U_{(6.5)/(6.9)} = 0.000 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.5
Bending moment

$U_{strong\ A} = 0.554 \leq 1,0$ ok

$U_{weak\ A} = 0.116 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.6
Shear

$U_{z-plastic} = 0.143 \leq 1,0$ ok	$U_{y-plastic} = 0.017 \leq 1,0$ ok
$U_{z-elastic} = 0.196 \leq 1,0$ ok	$U_{y-elastic} = 0.025 \leq 1,0$ ok
$h_w/t_w = 25.273 \leq 72\varepsilon/\eta = 60.000$ ok	

EN 1993-1-1, 6.2.9
Bending and axial force

$U_{(6.41)/(6.42)} = 0.424 \leq 1,0$ ok $UF = 0.616$

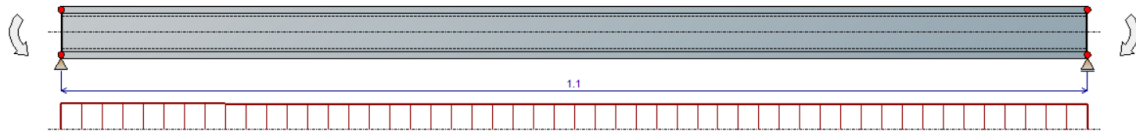
Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher that 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.

Figura 4.20 Verificação da Barra nº87 (Secção)

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) <i>Reference values for classification in the worst section along the member</i>			
$c/t_w = 21.227$	$\alpha_{web} = 0.500$	$\psi_{web} = -1.000$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 3.619$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.917$	
Boundaries	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	72.000	83.000	124.000
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	9.000	10.000	13.871
Member class =	1		
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: small;"> 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. </div>			
Member Check			
$N_{Rd} = 310.440$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 14.270$ kNm	$N_{Ed} = 0.000$ kN	
$M_{y,Rd} = 14.270$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 3.191$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 7.909$ kNm	
$M_{z,Rd} = 3.191$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 12.445$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.171$ kNm	
$M_{el,z,Rd} = 2.032$ kNm			
Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling	
$L_{cr,y} = 1.080$ m	$L_{cr,z} = 1.080$ m	$M_{cr} = 68.56$ kNm	
$N_{cr,y} = 5646.271$ kN	$N_{cr,z} = 491.646$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]	
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.34$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.456$ [-]	
$\lambda_y = 0.234$ [-]	$\lambda_z = 0.795$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]	
$\chi_y = 0.992$ [-]	$\chi_z = 0.728$ [-]	$f_{mod} = 0.905$ [-]	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
<i>Uniform member in bending and axial compression</i>		<i>Global interaction factors</i>	
Eq. (6.61):	$U = 0.000 \leq 1,0$ ok	$k_{yy} = 0.000$	
Eq. (6.62):	$U = 0.000 \leq 1,0$ ok	$k_{yz} = 0.000$	
		$k_{zy} = 0.000$	
		$k_{zz} = 0.000$	
<i>Cross-section check at each end of the member</i>			
Left end:	$U = 0.554 \leq 1,0$ ok	$UF = 0.582$	
Right end:	$U = 0.000 \leq 1,0$ ok	$UF = 0.000$	
Additional member checks			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
<i>Strong axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46):	$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.000 \leq 1,0$ ok		
<i>Weak axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46):	$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.000 \leq 1,0$ ok		
EN 1993-1-1, 6.3.2			
<i>Lateral torsional buckling</i>			
Eq. (6.54):	$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.554 \leq 1,0$ ok		

Figura 4.21 Verificação da Barra nº87 (Viga)

2º Procedimento – A partir do “A3C 2.34”



- Resistance of cross-sections

Section class:	1
Resistance of the cross-section to axial force :	$\Gamma_{N,max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to shear force (at x = 0 m) :	$\Gamma_{V,max} = 0.001 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to bending moment (at x = 0 m) :	$\Gamma_{M,max} = 0.542 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-N (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MN,max} = 0.542 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-V (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MV,max} = 0.542 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$
Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V (at x = 0 m) :	$\Gamma_{MNV,max} = 0.542 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

- Member resistance - Lateral torsional buckling

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:	$\lambda_{LT,0} = 0.4$
Buckling length:	$L_{cr,z} = 1.1 \text{ m}$
Factors C_1	$C_1 = 1.004$
	$C_2 = 0$
Elastic critical moment for lateral-torsional buckling calculated by using the usual formula of M_{cr}	$M_{cr} = 37.423 \text{ kNm}$
Non-dimensional slenderness	$\lambda_{LT} = 0.618 > \lambda_{LT,0}$
Reduction factor	$\chi_{LT} = 0.883$
LTB resistance	$M_{b,Rd} = 12.604 \text{ kNm}$
Criterion	$\Gamma_{LT} = 0.614 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Figura 4.22 Verificação da Barra nº1498

3º Procedimento – A partir do “Semicomp+”

SEMCOMP Cross-Section Check

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

$N_{Ed} =$ 0.000 kN	$V_{z,Ed} =$ 0.089 kN	Perform cross-section checks
$M_{y,Ed} =$ -7.737 kNm	$V_{y,Ed} =$ 0.020 kN	
$M_{z,Ed} =$ 0.084 kNm		

Reference values for classification

$c/t_w =$ 21.227	$\alpha_{web} =$ 0.500	$\psi_{web} =$ -1.000	$\varepsilon =$ 1.000
$c/t_f =$ 3.619	$\alpha_{flange} =$ 1.000	$\psi_{flange} =$ 0.956	$\varepsilon_{mod,c13/4} =$ NaN

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	72.000	83.000	124.000
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.823

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.

$M_{pl,y,Rd} =$ 14.27 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 3.19 kNm	$V_{pl,z,Rd} =$ 85.55 kN
$M_{el,y,Rd} =$ 12.45 kNm	$M_{el,z,Rd} =$ 2.03 kNm	$V_{pl,y,Rd} =$ 109.41 kN
$N_{Rd} =$ 310.44 kN		

EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4

Tension or compression

$U_{(6.5)/(6.9)} =$ 0.000 $\leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.5

Bending moment

$U_{strong A} =$ 0.542 $\leq 1,0$ ok

$U_{weak A} =$ 0.026 $\leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.6

Shear

$U_{z-plastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$ ok	$U_{y-plastic} =$ 0.000 $\leq 1,0$ ok
$U_{z-elastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$ ok	$U_{y-elastic} =$ 0.000 $\leq 1,0$ ok
$h_w/t_w =$ 25.273 $\leq 72\varepsilon/\eta =$ 60.000 ok	

EN 1993-1-1, 6.2.9

Bending and axial force

$U_{(6.41)/(6.42)} =$ 0.320 $\leq 1,0$ ok $UF =$ 0.555

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 4.23 Verificação da Barra nº1498 (Secção)

SEMICOMP Member Check			
Choose method for member check	Choose method for cross-section resistance	Perform member design check	
Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B) ▾	EN 1993-1-1:2010-12 ▾		
Section classification for member design check (based on 1. order cross-section forces)			
Reference values for classification in the worst section along the member			
$c/t_w = 21.227$	$\alpha_{web} = 0.500$	$\psi_{web} = -1.000$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 3.619$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.994$	
Boundaries	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	72.000	83.000	124.000
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.778
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			
$N_{Rd} = 310.440$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 14.270$ kNm	$N_{Ed} = 0.000$ kN	
$M_{y,Rd} = 14.270$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 3.191$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 7.737$ kNm	
$M_{z,Rd} = 3.191$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 12.445$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.011$ kNm	
$M_{el,z,Rd} = 2.032$ kNm			
Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling	
$L_{cr,y} = 1.080$ m	$L_{cr,z} = 1.080$ m	$M_{cr} = 37.35$ kNm	
$N_{cr,y} = 5646.271$ kN	$N_{cr,z} = 491.646$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]	
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.34$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.618$ [-]	
$\lambda_y = 0.234$ [-]	$\lambda_z = 0.795$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 0.909$ [-]	
$\chi_y = 0.992$ [-]	$\chi_z = 0.728$ [-]	$f_{mod} = 0.999$ [-]	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
<i>Uniform member in bending and axial compression</i>		<i>Global interaction factors</i>	
Eq. (6.61): $U = 0.000 \leq 1,0$	ok	$k_{yy} = 0.000$	
Eq. (6.62): $U = 0.000 \leq 1,0$	ok	$k_{yz} = 0.000$	
		$k_{zy} = 0.000$	
		$k_{zz} = 0.000$	
<i>Cross-section check at each end of the member</i>			
Left end: $U = 0.540 \leq 1,0$	ok	$UF = 0.542$	
Right end: $U = 0.542 \leq 1,0$	ok	$UF = 0.544$	
Additional member checks			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
<i>Strong axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.000 \leq 1,0$	ok		
<i>Weak axis flexural buckling check</i>			
Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.000 \leq 1,0$	ok		
EN 1993-1-1, 6.3.2			
<i>Lateral torsional buckling</i>			
Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.596 \leq 1,0$	ok		

Figura 4.24 Verificação da Barra nº1498 (Viga)

Comparação de Resultados

Tabela 4.25 Secção Transversal da Barra nº87

Estado Limite Último		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"A3C"	Desvio Δ (%)
Flexão	y-y	0.554	0.554	0.554	0.00%
	z-z	0.116	0.116	-	0.00%
Esforço Transverso	y-y	0.017	0.017	-	0.00%
	z-z	0.143	0.143	0.143	0.00%
Flexão Desviada		0.307	0.424	-	27.59%

Tabela 4.26 Encurvadura Lateral da Barra nº87

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"A3C"	"LTBeamN"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	M_{cr}	68.560	-	68.096	70.520	1.09%
	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.456	0.456	0.458	-	0.00%
	χ_{LT}	0.937	1.000	0.937	-	6.30%
Rácio	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.591	0.554	0.592	-	6.25%

Tabela 4.27 Secção Transversal da Barra nº1498

Estado Limite Último		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"A3C"	Desvio Δ (%)
Flexão	y-y	0.542	0.542	0.542	0%
	z-z	0.026	0.026	-	0%
Esforço Transverso	y-y	0.000	0.000	-	0.00%
	z-z	0.001	0.001	0.001	0.00%
Flexão Desviada		0.318	0.320	-	0.63%

Tabela 4.28 Encurvadura Lateral da Barra nº1498

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"A3C"	"LTBeamN"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	M_{cr}	37.350	-	37.423	37.300	0.03%
	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.618	0.618	0.618	-	0.00%
	χ_{LT}	0.883	0.909	0.883	-	2.86%
Rácio	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.614	0.596	0.614	-	2.93%

4.4.2.2. Estados Limites de Utilização

As barras nº923 e nº87 são as travessas em consola com maiores deslocamentos dos troços inclinado e horizontal, respetivamente.

O deslocamento máximo admissível considerado para as barras em consola é:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{2L}{250} = \frac{2 \times 1.08}{250} = 0.0086 \text{ m} = 0.86 \text{ cm}$$

As barras nº672 e nº1498 referem-se aos troços interiores dos troços inclinado e horizontal respetivamente. Neste caso o deslocamento máximo admissível é:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{L}{250} = \frac{1.10}{250} = 0.0044 \text{ m} = 0.44 \text{ cm}$$

Na Tabela 4.29 indicam-se os rácios respeitantes às verificações.

Tabela 4.29 Verificação das Flechas

Troço	Elementos	Barra nº	Combinação Condicionante	δ_v (cm)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Rácio
Inclinado	Consola	923	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.92	0.86	1.07
	Trav. Interior	672	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.18	0.44	0.41
Horizontal	Consola	87	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.95	0.86	1.1
	Trav. Interior	1498	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.21	0.44	0.48

4.4.2.3. Conclusão

As travessas das passerelles com perfis IPE 120 respeitam todas as verificações aos estados limites últimos, existindo pequenas diferenças nos resultados das análises realizadas nos diferentes *softwares*.

De referir que o estado limite de utilização foi o critério condicionante no dimensionamento destas barras.

4.5. Dimensionamento dos Caixões Treliçados

4.5.1. Diagonais do Painel Horizontal Inferior

As diagonais do painel horizontal inferior foram dimensionadas com base nas mesmas premissas das diagonais da estrutura secundária.

Na Figura 4.25 são indicadas as barras mais esforçadas dos diferentes tramos da estrutura.

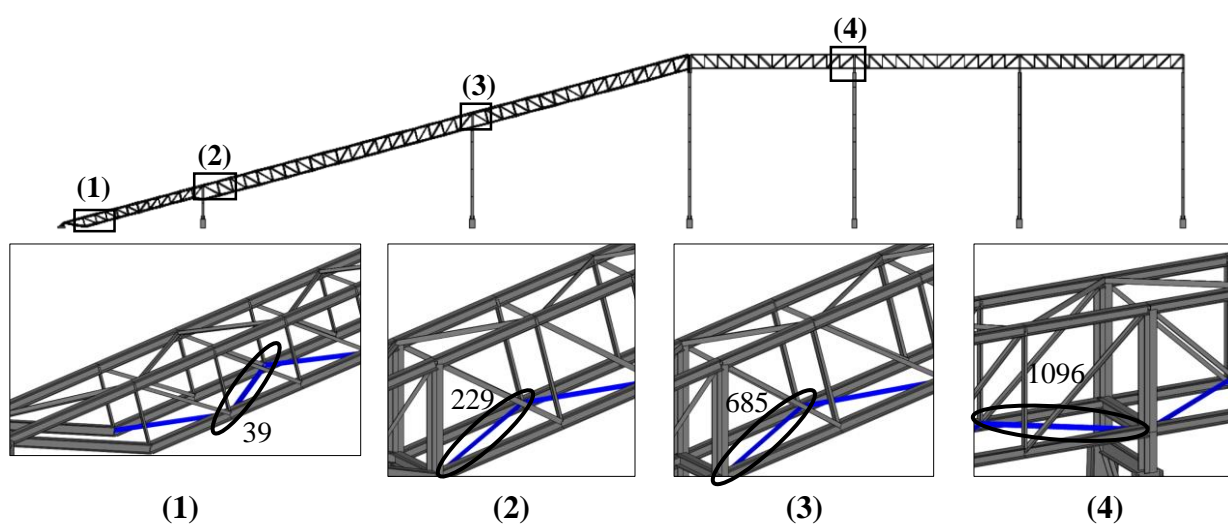


Figura 4.25 Diagonais do Painel Horizontal Inferior mais solicitadas

Os cálculos destas barras estão indicados no ANEXO V.

4.5.2. Diagonais do Painel Horizontal Superior

O dimensionamento foi realizado no “SAP2000” e em tabelas de cálculo em “Excel”.

4.5.2.1. Troço Inclinado

Nas Figuras 4.26, 4.27 e 4.28 estão indicadas para o Troço Inclinado as barras mais esforçadas.

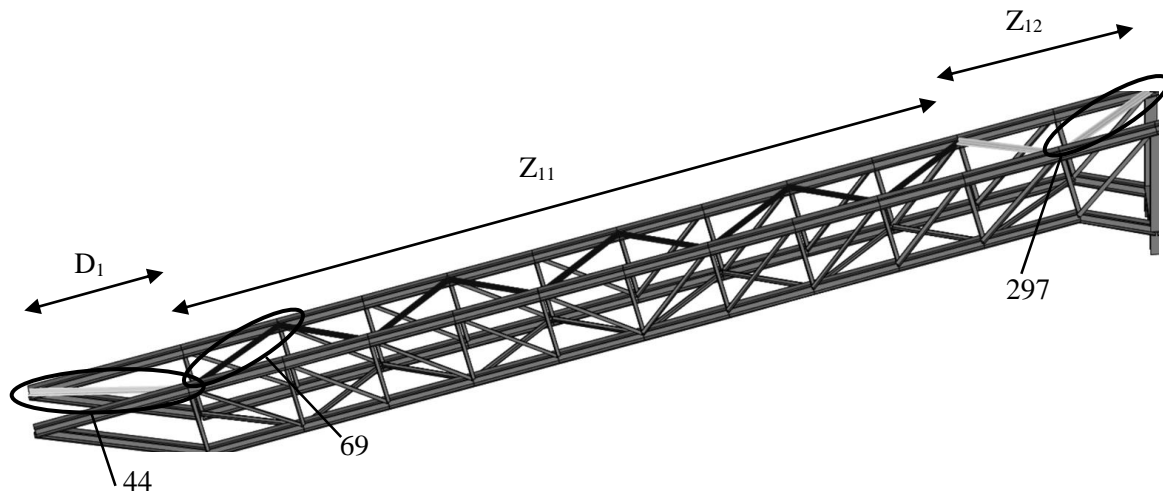


Figura 4.26 Diagonais mais solicitadas - Tramo 1

A diagonal “D1” tem um comprimento de encurvadura maior que as restantes barras deste grupo e não foi incluída nesta família, tendo sido dimensionada independentemente.

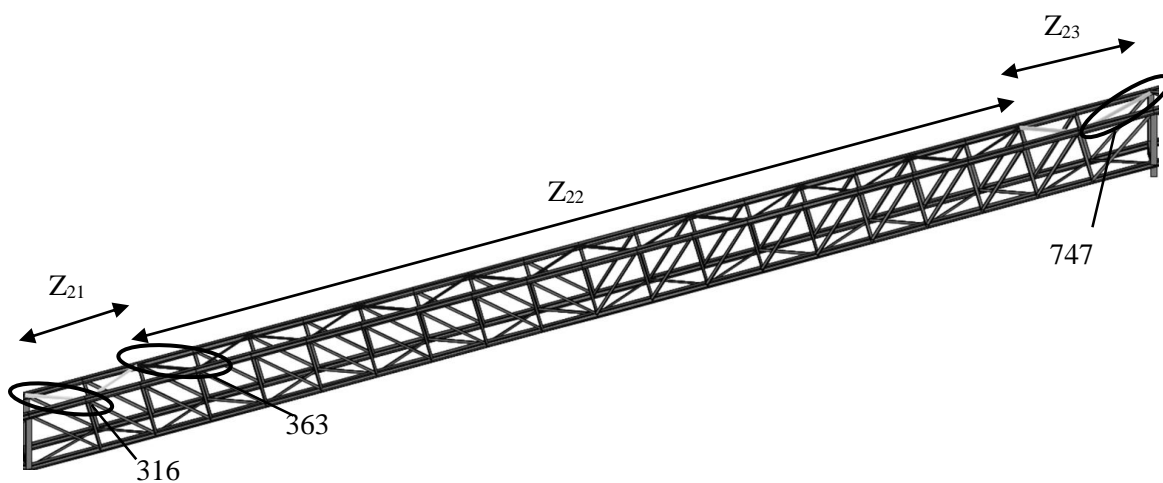


Figura 4.27 Diagonais mais solicitadas - Tramo 2

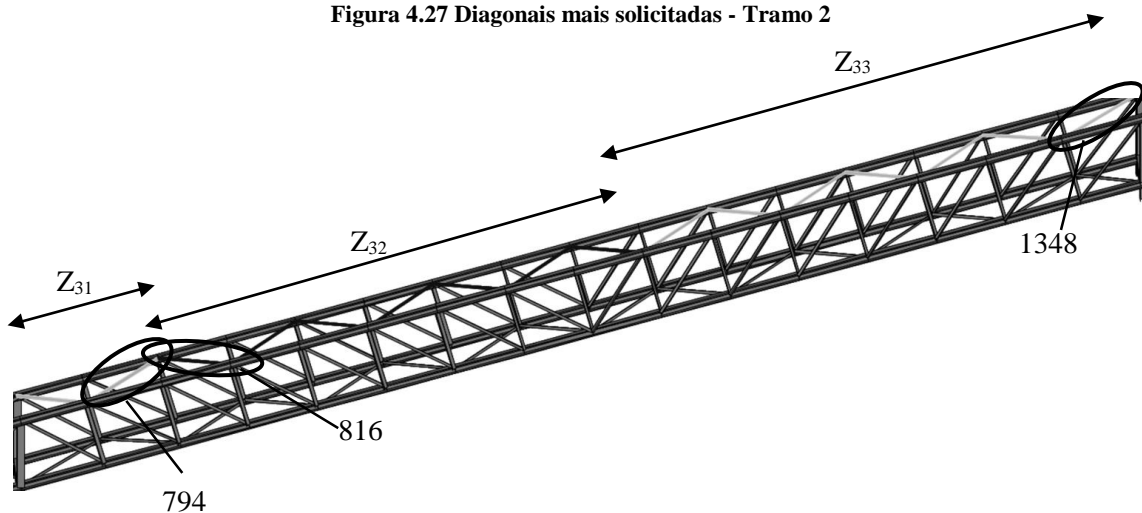


Figura 4.28 Diagonais mais solicitadas - Tramo 3

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Na Figura 4.29 indicam-se os principais parâmetros que serviram para o dimensionamento da barra nº747.

Frame : 747	X Mid: 45.789	Combo: ELU_S1Y	Design Type: Brace
Length: 2.323	Y Mid: 0.000	Shape: L80X8	Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 12.269	Class: Class 3	Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-90.696	0.000	0.000	-0.107	0.000	-0.012
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.340	445.122	0.805	0.927	208.028
MajorB (y-y)	b	0.340	445.122	0.805	0.927	208.028
Minor (z-z)	b	0.340	109.813	1.620	2.054	86.926
MinorB (z-z)	b	0.340	109.813	1.620	2.054	86.926
Torsional TF	b	0.340	374.361	0.878	1.000	194.787

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 1.065 = 1.043 + 0.022 + 0.000 > 1.000 \text{ Overstress}$$

$$= NEd / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, R_k / \gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z, R_k / \gamma_{M1}) \quad (EC3 6.3.3(4)-6.62)$$

Figura 4.29 Verificação da Barra nº747

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Na Tabela 4.30 estão indicados os elementos referentes ao cálculo das diagonais mais solicitadas.

Tabela 4.30 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas - Tramos 1, 2 e 3

Tramo	Zona	Barra n°	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
						L _{cr,v} (m)	λ _v	χ _v	N _{b,Rd,v} (kN)	Rácio
1	-	44	ELU_S1Y	48.1	L70x7	2.42	178	0.28	62.8	0.76
	Z ₁₁	69	ELU_S1Y	29.8	L50x5	1.74	179	0.28	31.6	0.94
	Z ₁₂	297	ELU_S1Y	40.9	L60x6	1.74	149	0.36	57.9	0.71
2	Z ₂₁	316	ELU_S1Y	61.9	L70x7	1.90	139	0.39	85.2	0.73
	Z ₂₂	363	ELU_S1Y	50.2	L60x6	1.86	158	0.33	53.5	0.94
	Z ₂₃	747	ELU_S1Y	90.7	L80x8	2.32	148	0.36	103.3	0.88
3	Z ₃₁	794	ELU_S1Y	71.9	L70x7	1.98	145	0.37	81.2	0.89
	Z ₃₂	816	ELU_S1Y	55.7	L60x6	1.86	158	0.33	53.5	1.04
	Z ₃₃	1348	ELU_S1Y	40.1	L60x6	2.10	179	0.28	45.8	0.88

Comparação de Resultados

Constata-se que para a barra nº747 os rácios do “SAP2000” e da Folha de Cálculo são iguais a 1.07 e 0.88, respetivamente.

Para as restantes barras os rácios são da mesma ordem de grandeza.

4.5.2.2. Troço Horizontal

Nas Figuras 4.30, 4.31 e 4.32 estão indicadas para o Troço Horizontal as barras mais esforçadas.

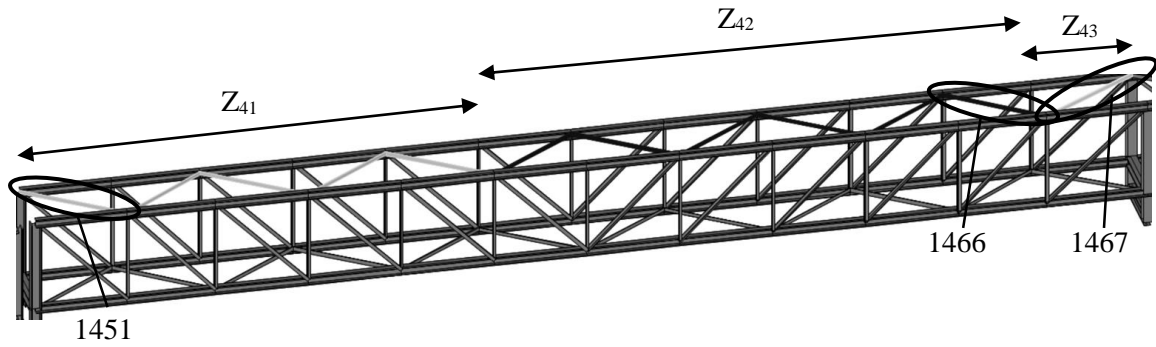


Figura 4.30 Diagonais mais solicitadas - Tramo 4

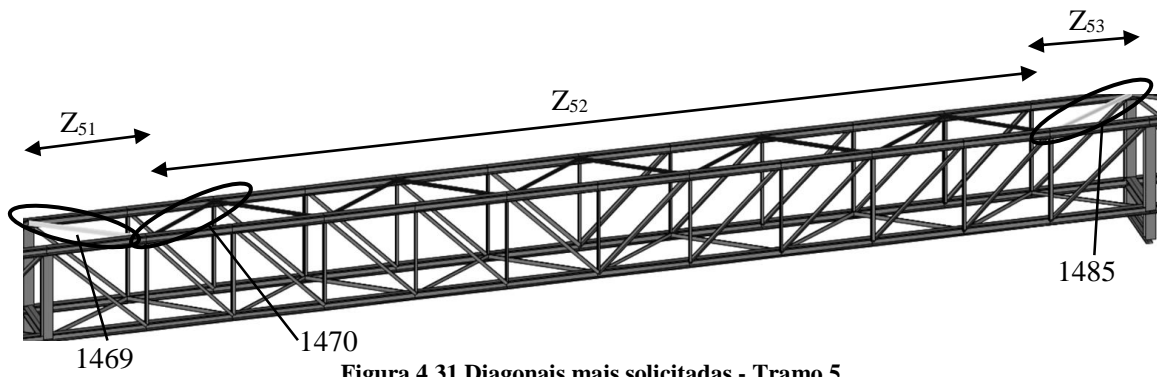


Figura 4.31 Diagonais mais solicitadas - Tramo 5

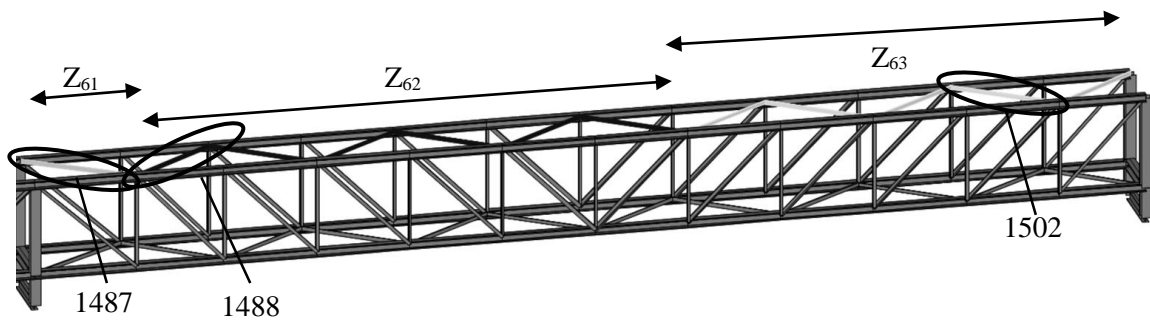


Figura 4.32 Diagonais mais solicitadas - Tramo 6

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Na Figura 4.33 mostra-se o resumo do dimensionamento da barra nº1647.

Frame : 1467	X Mid: 87.887	Combo: ELU_S1Y	Design Type: Beam
Length: 1.966	Y Mid: 0.000	Shape: L70X7	Frame Type: DCL-MRF
Loc : 1.966	Z Mid: 18.920	Class: Class 3	Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.966	-72.128	0.000	0.000	0.071	0.000	-0.010
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	445.122	0.805	0.927	208.028
MajorB(y-y)	b	0.340	445.122	0.805	0.927	208.028
Minor (z-z)	b	0.340	109.813	1.620	2.054	86.926
MinorB(z-z)	b	0.340	109.813	1.620	2.054	86.926
Torsional TF	b	0.340	374.361	0.878	1.000	194.787

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 1.047 = 1.029 + 0.018 + 0.000 > 1.000 \text{ Overstress}$$

$$= NEd / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, Rk / \gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z, Rk / \gamma_{M1}) \quad (EC3 6.3.3(4)-6.62)$$

Figura 4.33 Verificação da Barra nº1647

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Tabela 4.31 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas - Tramos 4, 5 e 6

Tramo	Zona	Barra nº	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
						L _{cr,v} (m)	λ _v	χ _v	N _{b,Rd,v} (kN)	Rácio
4	Z ₄₁	1451	ELU_S1Y	35.6	L60x6	1.84	157	0.33	54.1	0.66
	Z ₄₂	1466	ELU_S1Y	49.7	L60x6	1.80	153	0.34	55.9	0.89
	Z ₄₃	1467	ELU_S1Y	72.1	L70x7	1.97	144	0.37	81.7	0.88
5	Z ₅₁	1469	ELU_S1Y	59.4	L70x7	1.97	144	0.37	81.7	0.73
	Z ₅₂	1470	ELU_S1Y	44.8	L60x6	1.80	153	0.34	55.9	0.80
	Z ₅₃	1485	ELU_S1Y	53.7	L70x7	1.97	144	0.37	81.7	0.66
6	Z ₆₁	1487	ELU_S1Y	44.7	L70x7	1.97	144	0.37	81.7	0.55
	Z ₆₂	1488	ELU_S1Y	32.9	L60x6	1.80	153	0.34	55.9	0.59
	Z ₆₃	1502	ELU_S1Y	25.2	L60x6	1.86	158	0.33	53.5	0.47

Comparação de Resultados

Verifica-se que na barra nº1467 os rácios do “SAP2000” e da Folha de Cálculo são iguais a 1.05 e 0.88, respetivamente.

Para as restantes barras os rácios são idênticos.

4.5.3. Diagonais dos Painéis Verticais

O dimensionamento destas barras foi feito de um modo idêntico às restantes barras bi-articuladas. No ANEXO V juntam-se todos os cálculos.

4.5.4. Montantes dos Painéis Verticais

4.5.4.1. Troço Inclinado

Nas Figuras 4.34, 4.35 e 4.36 estão indicadas as barras dimensionadas.

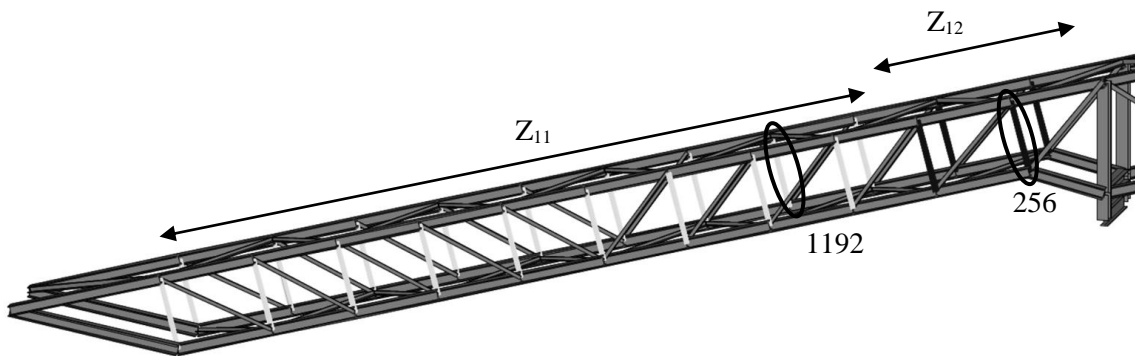


Figura 4.34 Montantes mais solicitados - Tramo 1

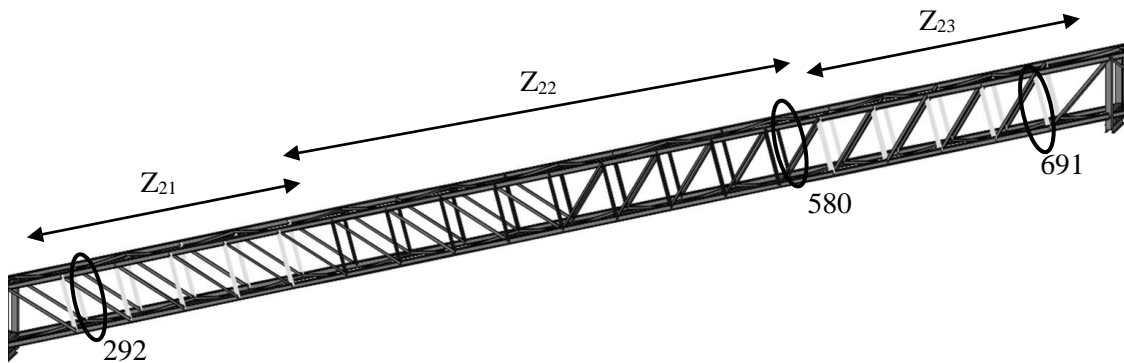


Figura 4.35 Montantes mais solicitados - Tramo 2

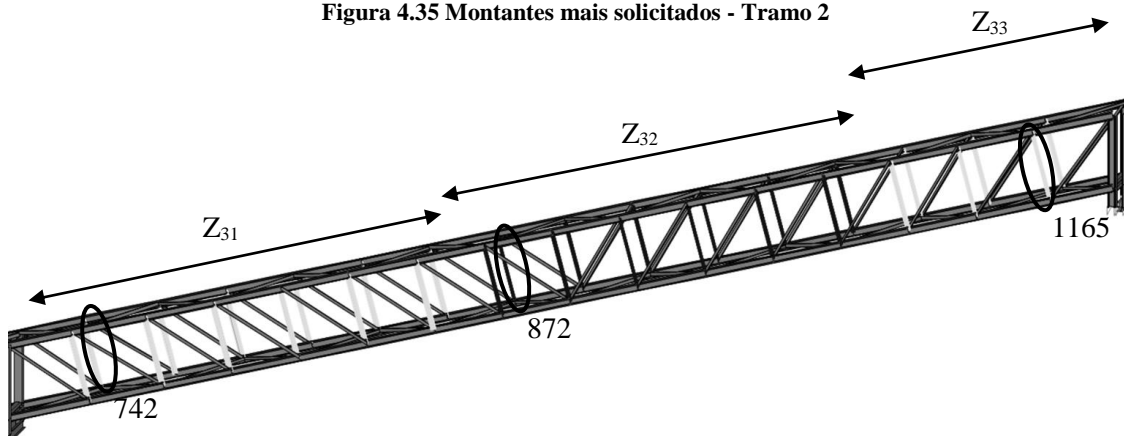


Figura 4.36 Montantes mais solicitados - Tramo 3

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Na Figura 4.37 indicam-se os elementos referentes ao cálculo do montante mais solicitado.

Frame : 691	X Mid: 44.995	Combo: ELU_PASS_(Wyy_WzzDesign Type: Brace
Length: 1.500	Y Mid: -0.550	Shape: L80X8
Loc : 0.000	Z Mid: 11.280	Class: Class 3
		Frame Type: DCL-MRF
		Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-138.327	0.000	0.000	-0.025	0.000	2.175E-04
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.340	1067.532	0.520	0.689	0.875	252.411
MajorB(y-y)	b 0.340	1067.532	0.520	0.689	0.875	252.411
Minor (z-z)	b 0.340	263.364	1.046	1.191	0.568	163.755
MinorB(z-z)	b 0.340	263.364	1.046	1.191	0.568	163.755
Torsional TF	b 0.340	676.679	0.653	0.790	0.810	233.471

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 0.848 = 0.845 + 0.003 + 0.000 < 1.000 \quad \text{OK}$$

$$= NEd / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, Rk / \gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z, Rk / \gamma_{M1}) \quad (\text{EC3 6.3.3(4)-6.62})$$

Figura 4.37 Verificação da Barra nº691

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Tabela 4.32 Dimensionamento dos Montantes mais solicitados

Tramo	Zona	Barra n°	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
						L _{crsv} (m)	λ _v	χ _v	N _{b,Rd,v} (kN)	Rácio
1	Z ₁₁	192	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	54.3	L50x5	1.00	103	0.52	59.1	0.92
	Z ₁₂	256	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	95.2	L60x6	1.00	85	0.61	98.3	0.97
2	Z ₂₁	292	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	122.9	L80x8	1.50	96	0.56	160.5	0.77
	Z ₂₂	580	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	52.2	L60x6	1.50	128	0.42	68.9	0.76
	Z ₂₃	691	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	138.3	L80x8	1.50	96	0.56	160.5	0.86
3	Z ₃₁	742	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T-)	133.5	L80x8	1.50	96	0.56	160.5	0.83
	Z ₃₂	872	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T-)	34.9	L50x5	1.50	154	0.34	38.5	0.91
	Z ₃₃	1165	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	62.9	L60x6	1.50	128	0.42	68.9	0.91

4.5.4.2. Troço Horizontal

Nas Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 estão indicadas as barras dimensionadas

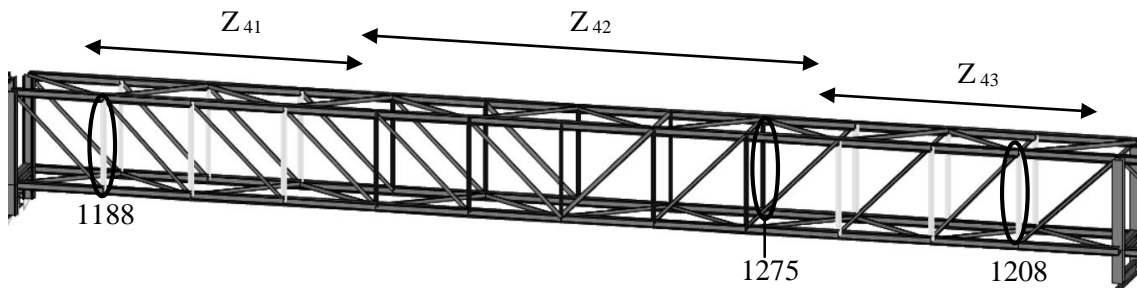


Figura 4.38 Montantes mais solicitados – Tramo 4

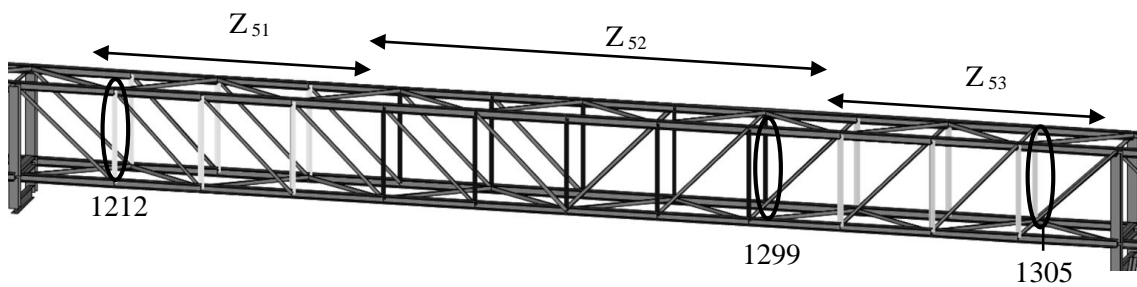


Figura 4.39 Montantes mais solicitados – Tramo 5

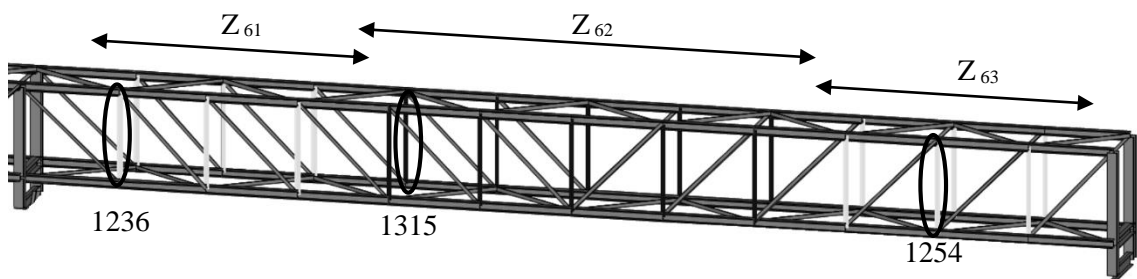


Figura 4.40 Montantes mais solicitados – Tramo 6

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Resumo do dimensionamento do montante nº1208.

Frame : 1208	X Mid: 87.072	Combo: ELU_PASS_(Wyy_WzzDesign Type: Column
Length: 1.500	Y Mid: -0.550	Shape: L70X7
Loc : 0.000	Z Mid: 18.170	Class: Class 3
		Frame Type: DCL-MRF
		Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	-87.325	0.000	0.000	0.000	0.000	2.256E-04	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	b	0.340	625.252	0.594	0.744	0.840	185.477
MajorB(y-y)	b	0.340	625.252	0.594	0.744	0.840	185.477
Minor (z-z)	b	0.340	153.868	1.198	1.387	0.479	105.825
MinorB(z-z)	b	0.340	153.868	1.198	1.387	0.479	105.825
Torsional TF	b	0.340	444.774	0.705	0.834	0.781	172.488

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.825 = 0.825 + 0.000 + 0.000 < 1.000 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + N_{Ed} e_{Ny})}{\chi_{LT} M_y, R_k / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_z, R_k / \gamma_{M1})} \quad (EC3 \ 6.3.3(4)-6.62)$$

Figura 4.41 Verificação da Barra nº1208

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Tabela 4.33 Dimensionamento dos Montantes mais solicitados

Tramo	Zona	Barra n°	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
						L _{cr,v} (m)	λ _v	χ _v	N _{b,Rd,v} (kN)	Rácio
4	Z ₄₁	1188	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	48.4	L 60x6	1.50	128	0.42	68.8	0.70
	Z ₄₂	1275	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	33.9	L50x5	1.50	154	0.34	38.5	0.88
	Z ₄₃	1208	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	87.3	L70x7	1.50	110	0.49	109.0	0.70
5	Z ₅₁	1212	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	76.9	L70x7	1.50	110	0.49	109.0	0.71
	Z ₅₂	1299	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	25.4	L50x5	1.50	154	0.34	38.5	0.66
	Z ₅₃	1305	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T+)	77.2	L70x7	1.50	110	0.49	109.0	0.71
6	Z ₆₁	1236	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	87.2	L70x7	1.50	110	0.49	109.0	0.78
	Z ₆₂	1315	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	34.5	L50x5	1.50	154	0.34	38.5	0.90
	Z ₆₃	1254	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T+)	49.9	L60x6	1.50	128	0.42	68.9	0.7

Comparação de Resultados

Verifica-se que nos procedimentos de cálculo existem pequenas diferenças.

4.5.5. Cordões

As barras dos cordões dos caixões treliçados estão sujeitas a esforços axiais e a momentos fletores pouco significativos.

Embora os esforços axiais sejam os mais condicionantes na maior parte das barras, estes elementos foram calculados como colunas-viga, tendo-se escolhido perfis HEB.

Atribuíram-se os mesmos perfis para os cordões superiores e inferiores.

4.5.5.1. Estados Limites Últimos

Nos tramos que constituem o troço inclinado foram estudadas as barras mais esforçadas de cada um dos tramos.

No troço horizontal foi estudada apenas a barra mais esforçada do tramo 6 visto que as barras mais esforçadas dos restantes tramos têm esforços da mesma ordem de grandeza.

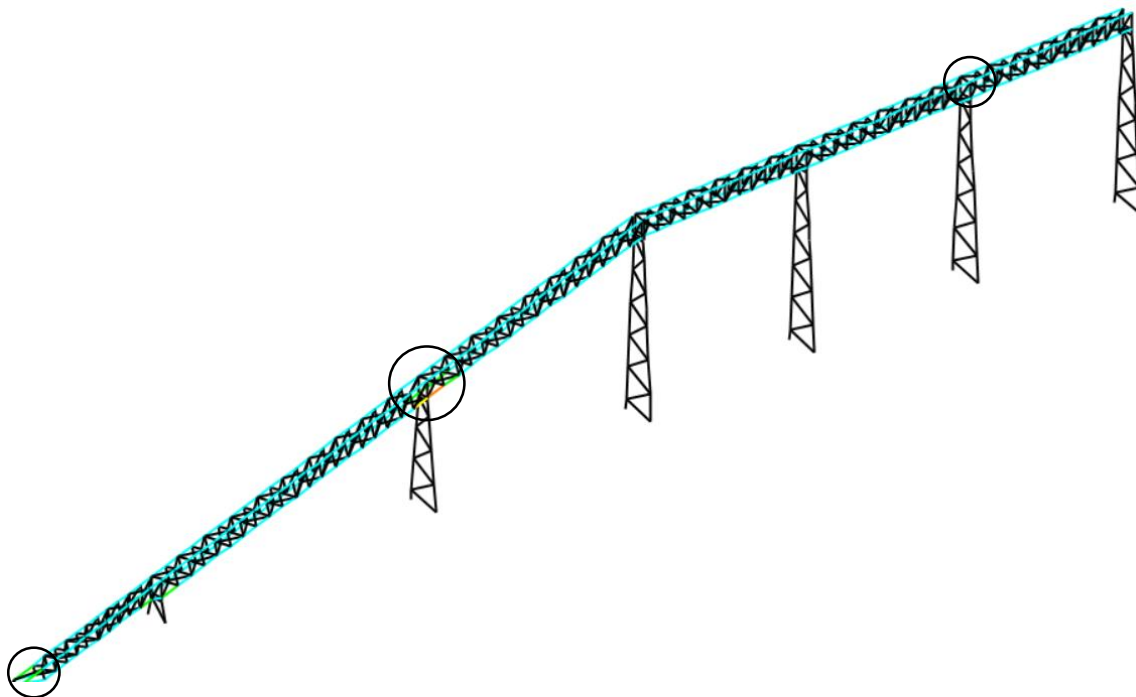


Figura 4.42 Localização das barras mais esforçadas

A Tabela 4.34 indica para as combinações mais condicionantes os rácios do “SAP2000” para as barras mais esforçadas.

Tabela 4.34 Barras dos Cordões mais esforçadas

		Barra nº	Combinação Condicionante	Rácio “SAP2000”
Troço Inclinado	Tramo 1	45	ELU_S1X	0.68
	Tramo 2	665	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.81
	Tramo 3	684	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.903
Troço Horizontal		1073	ELU_PASS_(Wy_Wzz_T-)	0.45

O dimensionamento, recorrendo a outros procedimentos, teve como premissa inicial a definição correta dos diferentes comprimentos de encurvadura das barras indicadas nas figuras seguintes.

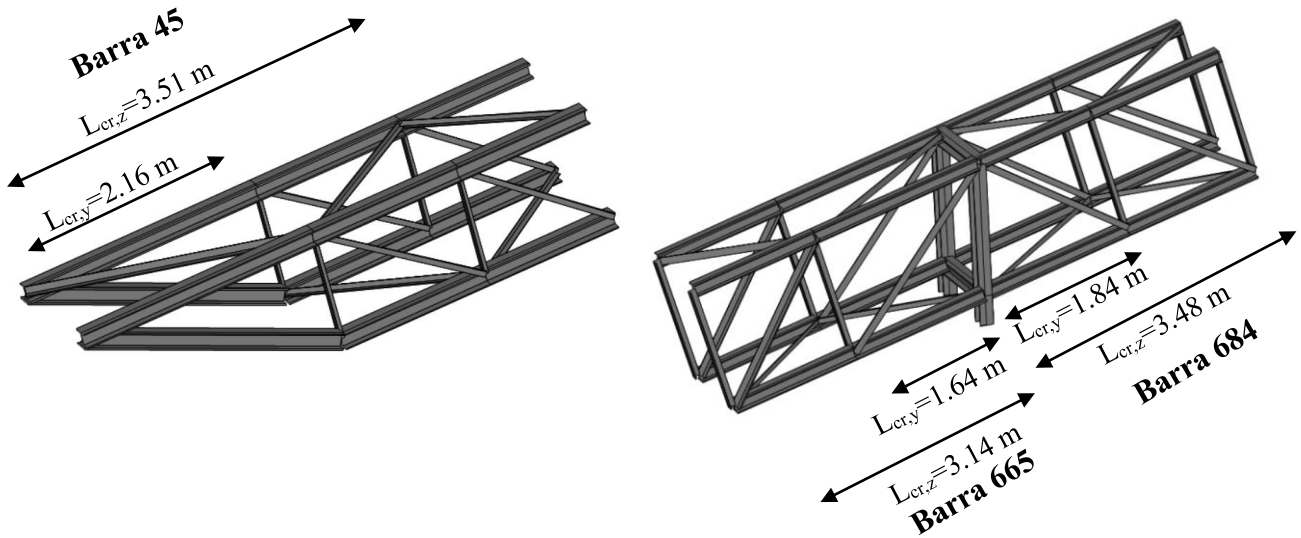


Figura 4.43 Comprimentos de Encurvadura das Barras nº45, 665 e 684

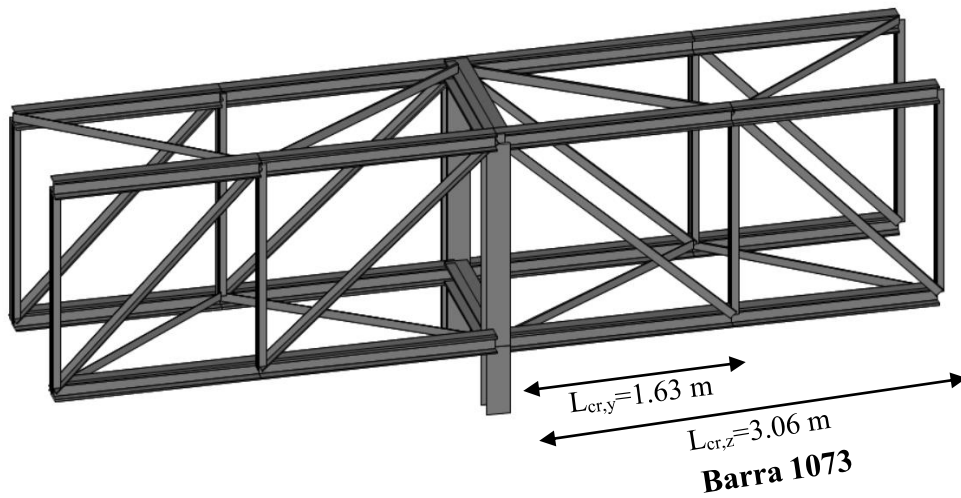


Figura 4.44 Comprimentos de Encurvadura da Barra nº1073

Tabela 4.35 Características Elásticas

Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
HEB 120	34.01	864.37	144.06	165.21	5.0	26.4	317.52	52.92	80.97	3.1	10.96	13.9	9409.75
HEB 140	42.96	1509.23	215.6	245.43	5.9	33.6	549.67	78.52	119.78	3.6	13.08	20.13	22478.85

Tabela 4.36 Esforços de Cálculo dos Cordões mais solicitados

	Barra n°	Combinação Condicionante	Secção (m)	N _{c,Ed} (kN)	V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN.m)	M _{z,Ed} (kN.m)
Troço Inclinado	45	ELU_S1X	si - 0.00	218.71	0.49	7.87	-12.17	-0.79
			sm - 1.08	218.61	0.49	7.53	-3.87	-0.36
			sf - 2.16	218.52	0.49	7.18	-3.06	-0.27
	665	ELU_PASS_(W _{yy} _W _{zz} _T-)	si - 0.00	453.39	0.04	0.72	1.77	0.07
			sm - 0.82	453.29	0.04	1.08	1.03	0.03
			sf - 1.64	453.20	0.04	1.43	0.00	0.00
	684	ELU_PASS_(W _{yy} _W _{zz} _T+)	si - 0.00	447.910	0.024	0.89	0.00	0.00
			sm - 0.92	447.805	0.024	1.26	-0.98	0.02
			sf - 1.84	447.697	0.024	1.66	-2.32	0.05
Troço Horizontal	1073	ELU_PASS_(W _y _W _{zz} _T-)	si - 0.00	160.187	0.863	0.04	0.000	0.00
			sm - 0.81	160.187	0.290	0.25	-0.09	0.47
			sf - 1.63	160.187	0.283	0.54	-0.41	0.47

1º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Tabela 4.37 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°	Perfil	Compressão		Esforço Transverso			
		N _{c,Rd} (kN)	Rácio N _{c,Ed} /N _{c,Rd}	Eixo z-z		Eixo y-y	
				V _{pl,z,Rd} (kN)	Rácio V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd}	V _{pl,y,Rd} (kN)	Rácio V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd}
45	HEB 140	1009.56	0.217	177.47	0.044	455.88	0.001
665	HEB 140	1009.56	0.449	177.47	0.008	455.88	0.000
684	HEB 140	1009.56	0.444	177.47	0.009	455.88	0.000
1073	HEB 120	799.24	0.200	148.70	0.004	358.19	0.001

Tabela 4.38 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°	Perfil	Flexão com Esforço Transverso					
		Eixo y-y			Eixo z-z		
		V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd} < 0,5	M _{y,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{y,Ed} /M _{y,V,Rd}	V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd} < 0,5	M _{z,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{z,Ed} /M _{z,V,Rd}
45	HEB 140	V _{Ed} s/ sign.	57.67	0.211	V _{Ed} s/ sign.	28.15	0.028
665	HEB 140	V _{Ed} s/ sign.	57.67	0.031	V _{Ed} s/ sign.	28.15	0.002
684	HEB 140	V _{Ed} s/ sign.	57.67	0.040	V _{Ed} s/ sign.	28.15	0.002
1073	HEB 120	V _{Ed} s/ sign.	38.82	0.011	V _{Ed} s/ sign.	19.03	0.025

Tabela 4.39 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Perfil	Flexão Composta com Esforço Transverso						Flexão Desviada		
		n	a	Eixo y-y		Eixo z-z		α	β	Rácio
				$M_{N,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}$			
45	HEB 140	0.217	0.218	50.70	0.240	28.15	0.028	2	1.08	0.078
665	HEB 140	0.449	0.218	35.65	0.050	25.69	0.003	2	2.25	0.002
684	HEB 140	0.444	0.218	36.01	0.064	25.81	0.002	2	2.23	0.004
1073	HEB 120	0.200	0.224	34.95	0.012	19.03	0.025	2	1.00	0.025

Tabela 4.40 Verificação à Encurvadura por Compressão

Barra nº	Perfil	Colunas										Plano de Encurvadura	Rácio $N_{c,Ed}/N_{b,Rd}$
		Eixo y-y					Eixo z-z						
		$L_{cr,y}$ (m)	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	χ_y	$N_{b,y,Rd}$ (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	χ_z	$N_{b,z,Rd}$ (kN)		
45	HEB 140	2.16	36	0.387	0.931	939.99	3.51	98.04	1.044	0.515	519.68	z - z	0.420
665	HEB 140	1.64	28	0.295	0.966	975.08	3.14	87.71	0.934	0.579	584.58	z - z	0.780
684	HEB 140	1.84	31	0.330	0.953	961.96	3.48	97.21	1.035	0.520	524.75	z - z	0.850
1073	HEB 120	1.63	32	0.344	0.948	757.34	3.05	99.67	1.061	0.505	403.71	z - z	0.400

Na Tabela 4.41 mostram-se os diagramas de momentos fletores que serviram para a verificação ao E. L. Último de bambeamento.

Tabela 4.41 Diagramas de Momentos Fletores M_{yEd}

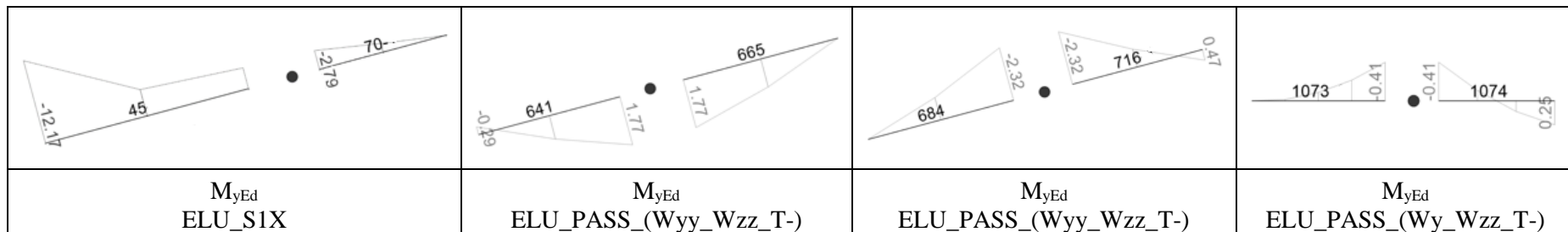


Tabela 4.42 Verificação à Encurvadura Lateral

Bambeamento													
Nº	Perfil	$L_{cr,z}$ (m)	Rotação das secções em z-z (K_L)	Empenamento das secções (K_w)	K_L	K_w	C_1	C_2	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$M_{b,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{Ed}/M_{b,Rd}$
45	HEB 140	3.51	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	243.20	0.487	0.928	53.53	0.227
665	HEB 140	3.14	Livre	Livre	1.0	1.0	1.365	0.553	212.27	0.521	0.918	52.91	0.033
684	HEB 140	3.48	Livre	Livre	1.0	1.0	1.365	0.553	187.47	0.555	0.906	52.27	0.044
1073	HEB 120	3.05	Livre	Livre	1.0	1.0	1.365	0.553	132.28	0.542	0.911	35.36	0.012

Recorreu-se ao *software* “LTBeamN” para calcular os momentos críticos.

Tabela 4.43 Momentos Críticos - “LTBeamN”

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]
1	20.36	-247.82	0	1	90.37	212.48	1.507
M _{cr} – Barras nº45 e 70				M _{cr} – Barras nº641 e 665			
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]
1	81.11	-187.73	1.844	1	323.23	-132.46	1.63
M _{cr} – Barras nº684 e 716				M _{cr} – Barras nº1073 e 1074			

Na tabela mostram-se os diagramas de momentos fletores $M_{z,Ed}$.

Tabela 4.44 Diagramas de Momentos Fletores $M_{z,Ed}$

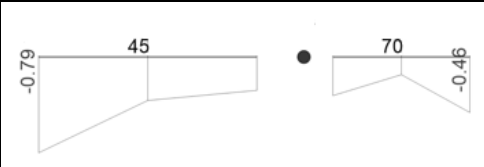
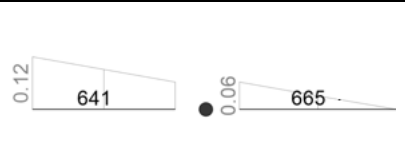
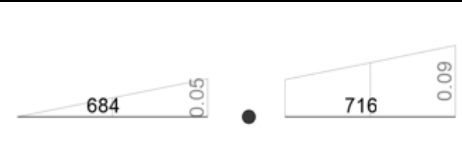
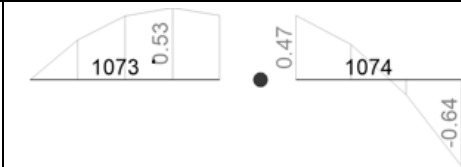
			
$M_{z,Ed}$ ELU_S1X	$M_{z,Ed}$ ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	$M_{z,Ed}$ ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	$M_{z,Ed}$ ELU_PASS_(Wy_Wzz_T-)

Tabela 4.45 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

Barra nº	Perfil	Colunas-Viga														
		χ_z	χ_y	χ_{LT}	N_{Rk} (kN)	$M_{y,Rk}$ (kN.m)	$M_{z,Rk}$ (kN.m)	C_{my}	C_{mLT}	C_{mz}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	Eq.6.61 do EC3 -1-1	Eq.6.62 do EC3 -1-1
45	HEB 140	0.515	0.931	0.928	1009.56	57.67	28.15	0.701	0.600	0.833	0.731	0.794	0.880	1.323	0.421	0.658
665	HEB 140	0.579	0.966	0.918	1009.56	57.67	28.15	0.600	0.884	0.600	0.627	0.714	0.886	1.190	0.487	0.808
684	HEB 140	0.520	0.953	0.906	1009.56	57.67	28.15	0.600	0.880	0.600	0.637	0.793	0.863	1.322	0.495	0.894
1073	HEB 120	0.505	0.948	0.911	799.24	38.82	19.03	0.600	0.839	0.687	0.618	0.641	0.933	1.069	0.235	0.434

2º Procedimento – A partir do software “Semicomp+”

SEMCOMP Cross-Section Check

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

$N_{Ed} = -218.705$ kN	$V_{z,Ed} = 7.873$ kN	Perform cross-section checks
$M_{y,Ed} = -12.170$ kNm	$V_{y,Ed} = 0.489$ kN	
$M_{z,Ed} = -0.791$ kNm		

Reference values for classification

$c/t_w = 13.143$	$\alpha_{web} = 0.996$	$\psi_{web} = 0.157$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 4.542$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.933$	$\varepsilon_{mod,cl3/4} = NaN$

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	33.149	38.172	58.186
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	9.000	10.000	13.850

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.

$M_{pl,y,Rd} = 57.68$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 28.15$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 177.41$ kN
$M_{el,y,Rd} = 50.67$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 18.45$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 455.88$ kN
$N_{Rd} = 1009.47$ kN		

EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4
Tension or compression

$U_{(6.5)/(6.9)} = 0.217 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.5
Bending moment

$U_{strong A} = 0.211 \leq 1,0$ ok

$U_{weak A} = 0.028 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.6
Shear

$U_{z-plastic} = 0.044 \leq 1,0$ ok	$U_{y-plastic} = 0.001 \leq 1,0$ ok
$U_{z-elastic} = 0.067 \leq 1,0$ ok	$U_{y-elastic} = 0.002 \leq 1,0$ ok
$h_w/t_w = 18.000 \leq 72\varepsilon/\eta = 60.000$ ok	

EN 1993-1-1, 6.2.9
Bending and axial force

$U_{(6.41)/(6.42)} = 0.078 \leq 1,0$ ok $UF = 0.405$

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 4.45 Verificação da Barra nº 45 (Secção)

3º Procedimento – A partir do software “SAP2000”

Para a barra mais desfavorável apresentam-se os resultados do dimensionamento tendo em consideração as modificações que foram realizadas nos ficheiros de dados do SAP para o momento crítico e para os fatores de interação, uma vez que este software não “calcula” corretamente estes parâmetros.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-447.910	0.000	0.000	0.895	-0.024	0.003

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio:	0.896	=	0.855	+	0.039	+ 0.002 < 1.000 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)						

AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-447.910	1010.500	1010.500			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1010.500	1114.560	4210.878	4210.878	1.000	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.340	9240.391	0.331	0.577	0.953	962.745
MajorB(y-y)	b 0.340	9240.391	0.331	0.577	0.953	962.745
Minor (z-z)	c 0.490	939.420	1.037	1.243	0.519	524.139
MinorB(z-z)	c 0.490	939.420	1.037	1.243	0.519	524.139
Torsional TF	c 0.490	4210.878	0.490	0.691	0.849	857.548

MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.000	-2.377	57.575	57.575	35.988	52.206
Minor (z-z)	0.000	0.044	28.200	28.200	25.869	
Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a 0.210	0.554	0.690	0.907	1.365	187.864
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0.637	0.793	0.863	1.322		

Figura 4.46 Verificação da Barra nº684

Comparação de Resultados

Tabela 4.46 Secção Transversal da Barra nº45

Estado Limite Último		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Compressão		0.217	0.217	0.0%
Flexão	y-y	0.211	0.211	0.0%
	z-z	0.028	0.028	0.0%
Esforço Transverso	y-y	0.001	0.001	0.0%
	z-z	0.044	0.044	0.0%
Flexão Composta Desviada		0.078	0.078	0.0%

Tabela 4.47 Encurvadura por Compressão da Barra nº684

		Folha de Cálculo	"SAP2000"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	$\bar{\lambda}_y$	0.330	0.331	0.30%
	$\bar{\lambda}_z$	1.035	1.041	0.58%
	χ_y	0.953	0.953	0.00%
	χ_z	0.505	0.517	2.32%
Rácio	$N_{c,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0.850	0.855	0.58%

Tabela 4.48 Encurvadura Lateral da Barra nº684

		Folha de Cálculo	"SAP2000"	"LTBeamN"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	M_{cr}	187.470	187.092	187.73	0.03%
	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.555	0.555	-	0.00%
	χ_{LT}	0.906	0.906	-	0.00%
Rácio	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.044	0.044	-	0.00%

Tabela 4.49 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº684

		Folha de Cálculo	"SAP2000"	Desvio Δ (%)
Coeficientes de Interação	k_{yy}	0.637	0.637	0.0%
	k_{yz}	1.322	1.322	0.0%
	k_{zy}	0.863	0.863	0.0%
	k_{zz}	0.793	0.793	0.0%
Rácio	Eq. 6.61	0.894	0.896	0.2%

4.5.5.2. Estados Limites de Utilização

Nas figuras mostram-se as flechas dos caixões nos planos xz (deslocamentos verticais) e xy (deslocamentos horizontais).

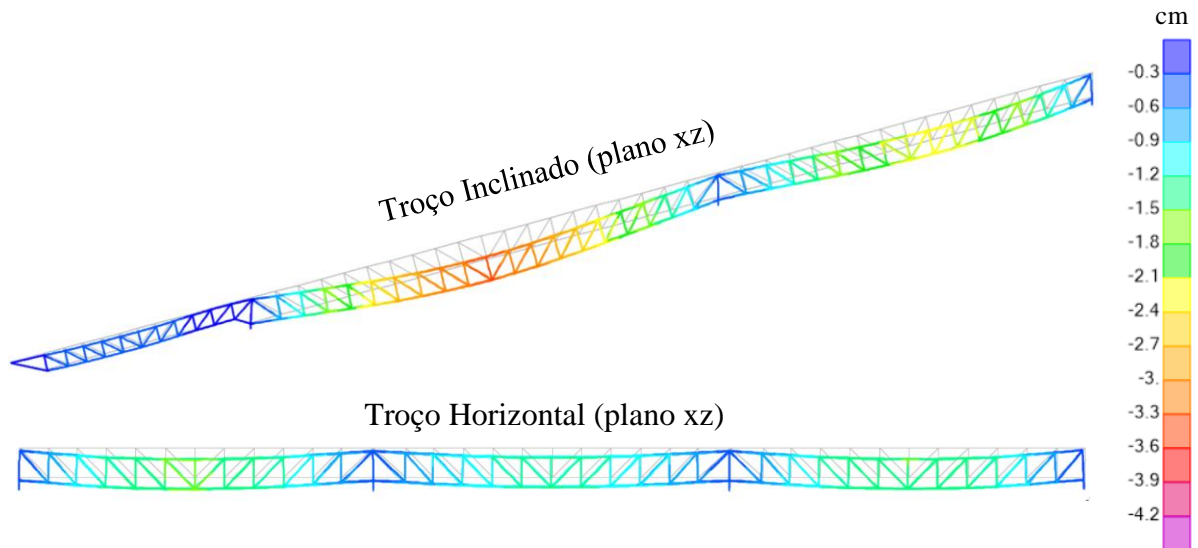


Figura 4.47 Flechas – Plano xz

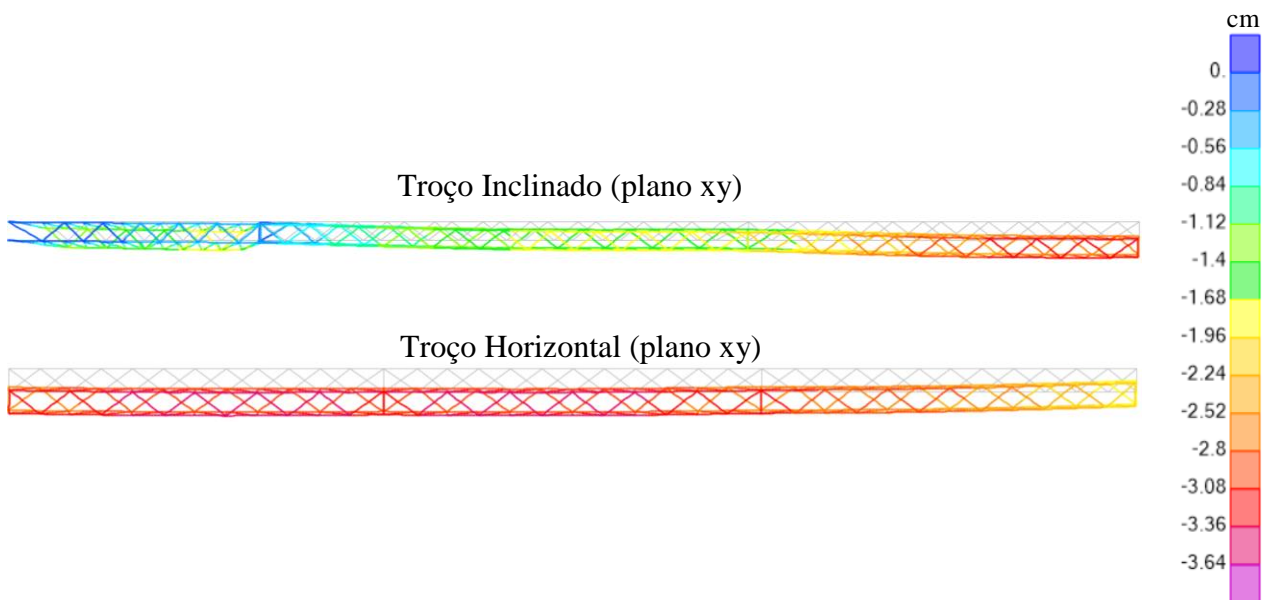


Figura 4.48 Flechas dos Caixões Treliçados – Plano xy

Nas verificações compararam-se os deslocamentos máximos correspondentes às combinações dos estados limites de serviço com os deslocamentos “recomendados” para este tipo de estruturas.

Os deslocamentos máximos considerados foram:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{L}{250} \quad (4.7)$$

Tabela 4.50 Verificação das Flechas - δ_V

Tramos	L (m)	Combinação Condicionante	δ_V (cm)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Rácio
1	15.30	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	0.39	6.12	0.06
2	29.60	ELS_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	2.96	11.84	0.25
3	23.90	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T-)	1.50	9.56	0.16
4	18.10	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T-)	0.89	7.24	0.12
5	18.10	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T-)	0.68	7.24	0.09
6	18.00	ELS_PASS_(Wy_Wzz_T-)	0.90	7.20	0.13

Tabela 4.51 Verificação das Flechas - δ_H

Tramos	L (m)	Combinação Condicionante	δ_H (cm)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Rácio
1	15.30	ELS_Wyy_Wz_(T-)	1.865	6.12	0.30
2	29.60	ELS_Wy_Wzz_(T+)	0.83	11.84	0.07
3	23.90	ELS_Wyy_Wz_(T-)	0.705	9.56	0.07
4	18.10	ELS_Wy_Wzz_(T+)	0.27	7.24	0.04
5	18.10	ELS_Wy_Wzz_(T+)	0.27	7.24	0.04
6	18.00	ELS_Wyy_Wzz_(T-)	0.605	7.20	0.08

4.5.5.3. Conclusão

Verifica-se que os perfis HEB 140 dos cordões do Troço Inclinado, bem como os perfis HEB 120 do troço horizontal, são suficientes para resistirem a todos os esforços.

4.6. Dimensionamento dos Quadros Rígidos

Os quadros rígidos são constituídos por perfis HEB 160 tendo-se optado por secções superiores às do pré-dimensionamento por razões de deformação da Estrutura.

Estes elementos foram dimensionados como colunas-viga para as combinações sísmicas, que são as mais desfavoráveis.



Figura 4.49 Quadros: (a) Quadros 1, 2 5, 6 e 7; (b) Quadros 3 e 4

Os comprimentos de encurvadura nos 2 planos principais de inércia foram considerados iguais aos comprimentos destas barras, excetuando o caso das consolas.

Os resultados dos procedimentos efetuados no dimensionamento destes elementos estão indicados no ANEXO V.

4.7. Dimensionamento do Pilar Composto

O dimensionamento das barras deste pilar foi feito a partir da análise das secções sujeitas aos esforços mais condicionantes.

As barras deste pilar estão indicadas na figura seguinte e os perfis que as constituem são HEB.

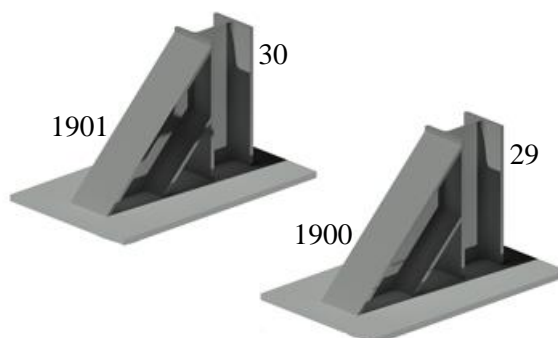


Figura 4.50 Barras do Pilar Composto

Os cálculos referentes ao dimensionamento destas barras estão indicados no ANEXO V.

4.8. Dimensionamento dos Pilares Treliçados

4.8.1. Diagonais dos Pilares

As diagonais dos pilares são formadas por cantoneiras compostas de abas iguais conforme é indicado na Figura 4.51.

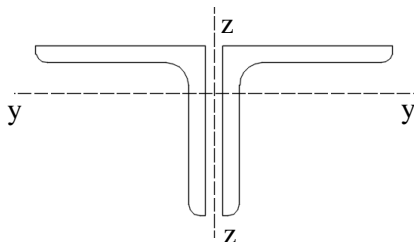


Figura 4.51 Seções das Diagonais

As características elásticas dos perfis constam da tabela seguinte.

Tabela 4.52 Características Elásticas das Cantoneiras

	2L 50x5 /6/	2L 60x6 /6/
A (cm²)	9.61	13.82
I_y (cm⁴)	21.93	45.58
I_z (cm⁴)	49.80	100.20
i_y (cm)	1.51	1.82
i_z (cm)	1.64	26.90

Estas barras estão sujeitas fundamentalmente a esforços axiais de tração e compressão.

Como os comprimentos críticos de encurvadura são iguais nos dois planos principais de inércia, a encurvadura ocorre sempre segundo o eixo mais fraco.

Nas Figuras 4.52 e 4.53 indicam-se as barras mais esforçadas.

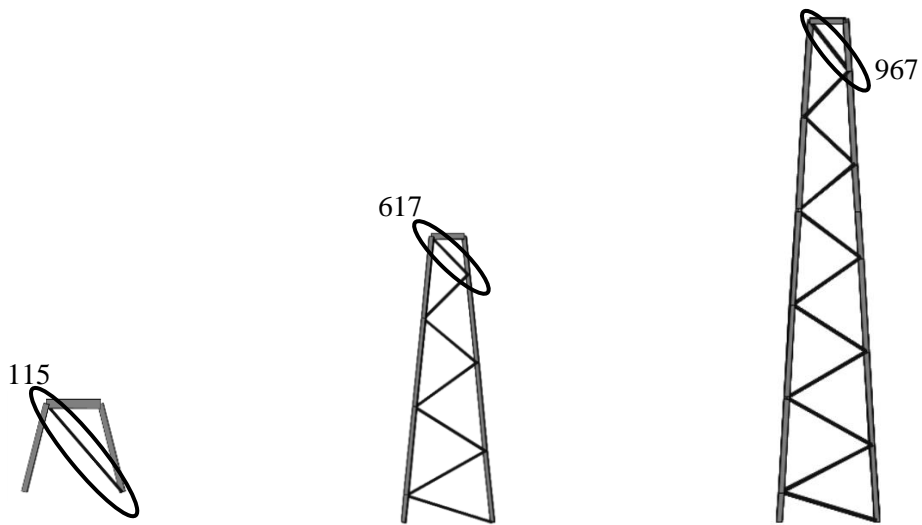


Figura 4.52 Diagonais mais solicitadas - Pilares P1, P2 e P3

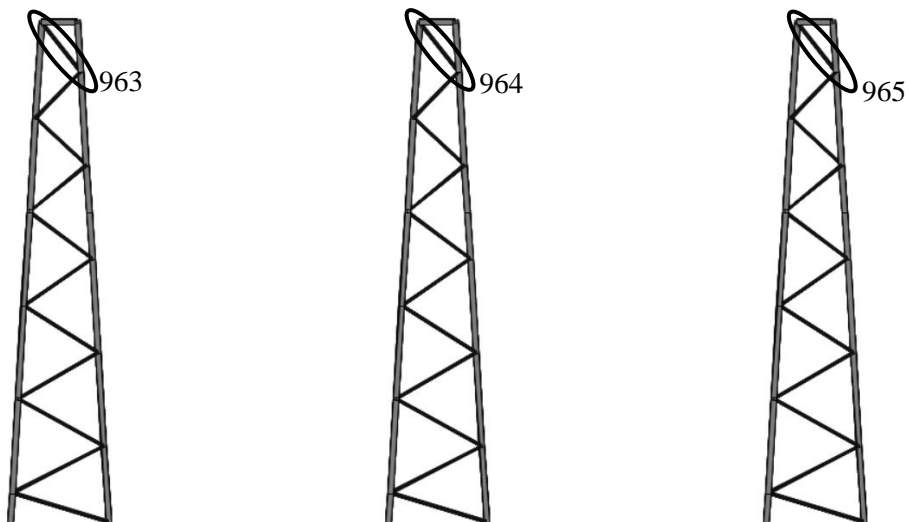


Figura 4.53 Diagonais mais solicitadas - Pilares P4, P5 e P6

O dimensionamento foi feito recorrendo aos mesmos procedimentos das restantes barras bi-articuladas.

1º Procedimento – A partir do “SAP2000”

Frame : 967	X Mid: 70.602	Combo: ELU_S1Y	Design Type: Brace
Length: 1.978	Y Mid: -0.047	Shape: 2L60X6/6/	Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 16.142	Class: Class 3	Rolled : Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-116.083	0.000	0.000	-0.064	0.000	-5.732E-04
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.340	241.527	1.160	1.335	0.501	162.558
MajorB (y-y)	b 0.340	241.527	1.160	1.335	0.501	162.558
Minor (z-z)	b 0.340	530.956	0.782	0.905	0.735	238.847
MinorB (z-z)	b 0.340	530.956	0.782	0.905	0.735	238.847
Torsional TF	b 0.340	471.245	0.830	0.952	0.706	229.178

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0.732 = 0.714 + 0.018 + 0.000 < 1.000 OK
= $N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} (M_y, Ed+N_{Ed} e_{Ny})/(\chi_{LT} M_y, R_k/\gamma_{M1}) + k_{yz} (M_z, Ed+N_{Ed} e_{Nz})/(M_z, R_k/\gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.61)

Figura 4.54 Verificação da Barra nº967 (mais solicitada)

2º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Tabela 4.53 Dimensionamento das Diagonais mais solicitadas

Pilar	Barra nº	Combinação Condicionante	N _{c,Ed} (kN)	Perfil	Resistência à Encurvadura				
					L _{cr,y} (m)	λ _y	χ _y	N _{b,Rd,y} (kN)	Rácio
P1	115	ELU_S1Y	24.4	2L 50x5 /6/	2.36	156	0.29	64.9	0.38
P2	617	ELU_S1Y	93.8	2L 60x6 /6/	1.77	97	0.57	186.6	0.50
P3	967	ELU_S1Y	116.1	2L 60x6 /6/	1.98	108	0.50	162.9	0.71
P4	963	ELU_S1Y	112.6	2L 60x6 /6/	1.98	108	0.50	162.9	0.69
P5	964	ELU_S1Y	85.1	2L 60x6 /6/	1.98	108	0.50	162.9	0.52
P6	965	ELU_Wyy_Wzz_(T+)	36.7	2L 60x6 /6/	1.98	108	0.50	93.5	0.22

O dimensionamento das restantes barras foi realizado a partir do ábaco da Figura 4.55.

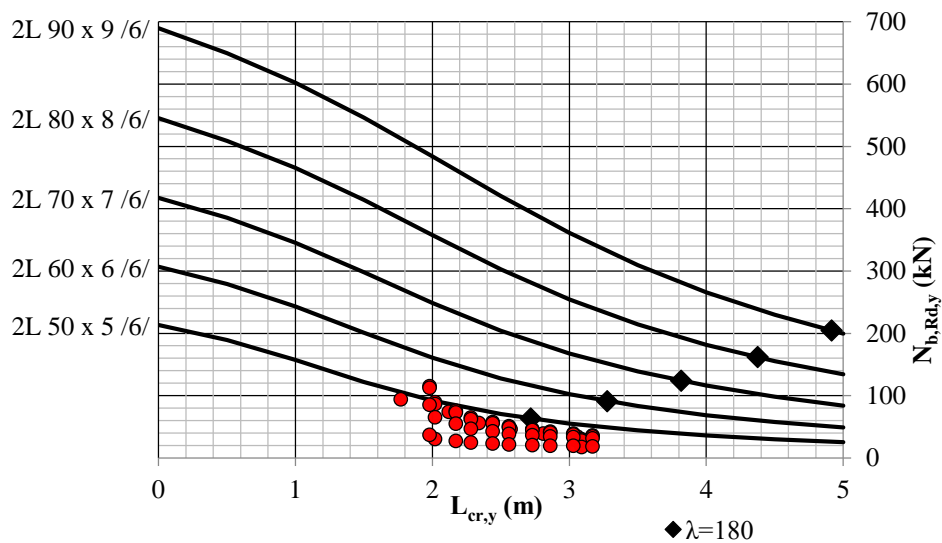


Figura 4.55 Dimensionamento das restantes Diagonais

As restantes barras de todos os pilares têm comprimentos de encurvadura próximos da esbelteza de 180, tendo-se optado por 2L 60x6 /6/

4.8.2. Travessas dos Pilares

As travessas dos pilares foram dimensionadas como colunas-viga tendo-se escolhido perfis IPE.



Figura 4.56 Travessas e Cordões dos Pilares

4.8.2.1. Estados Limites Últimos

Tabela 4.54 Características Elásticas dos Perfis

Perfil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
IPE 200	28.48	1943.17	194.32	220.64	8.26	17	142.37	28.47	44.61	2.24	14	7.02	12988.09
IPE 240	39.12	3891.63	324.30	366.65	9.97	23.52	283.63	47.27	73.92	2.69	19.14	12.95	37391.19
IPE 270	45.95	5789.78	428.87	484	11.2	27.54	419.87	62.20	96.95	3.02	22.14	16.07	70577.88

Tabela 4.55 Esforços de Cálculo

Pilar	Barra n°	Perfil	Combinação Condicionante	Secção (m)		N _{c,Ed} (kN)	V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN.m)	M _{z,Ed} (kN.m)
P1	184	IPE 200	ELU_S1Y	si -	0.00	33.17	0.39	24.91	-13.84	-0.56
				sm -	0.55	33.17	0.39	24.79	-0.25	-0.43
				sf -	1.10	33.17	0.39	24.67	13.42	-0.57
P2	654	IPE 240	ELU_S1Y	si -	0.00	43.43	0.08	41.36	-22.26	-0.08
				sm -	0.55	43.43	0.08	41.19	0.32	-0.06
				sf -	1.10	43.43	0.08	41.03	23.34	-0.07
P3	1012	IPE 270	ELU_S1Y	si -	0.00	36.59	3.18	31.18	-16.76	-1.76
				sm -	0.55	36.59	3.18	30.99	0.29	-0.04
				sf -	1.10	36.59	3.18	30.79	17.70	-1.76
P4	1007	IPE 270	ELU_S1Y	si -	0.00	37.38	0.02	42.84	-23.23	-0.03
				sm -	0.55	37.38	0.02	42.65	0.07	-0.02
				sf -	1.10	37.38	0.02	42.4	23.89	-0.03
P5	1008	IPE 270	ELU_S1Y	si -	0.00	28.79	0.02	32.46	-17.55	-0.02
				sm -	0.55	28.79	0.02	32.26	0.04	-0.01
				sf -	1.10	28.79	0.02	32.07	18.14	-0.02
P6	1009	IPE 240	ELU_S1Y	si -	0.00	12.27	0.03	14.13	-7.58	-0.06
				sm -	0.55	12.27	0.03	13.96	0.06	-0.05
				sf -	1.10	12.27	0.03	13.79	7.89	-0.06

1º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Nas tabelas estão indicados os rácios das verificações realizadas.

Tabela 4.56 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°	Perfil	Compressão		Esforço Transverso			
		N _{c,Rd} (kN)	Rácio N _{c,Ed} /N _{c,Rd}	Eixo z-z		Eixo y-y	
				V _{pl,z,Rd} (kN)	Rácio V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd}	V _{pl,y,Rd} (kN)	Rácio V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd}
184	IPE 200	669.28	0.050	189.95	0.131	230.65	0.002
654	IPE 240	919.32	0.047	259.69	0.159	319.11	0.000
1012	IPE 270	1079.83	0.034	300.39	0.104	373.66	0.009
1007	IPE 270	1079.83	0.035	300.39	0.143	373.66	0.000
1008	IPE 270	1079.83	0.027	300.39	0.108	373.66	0.000
1009	IPE 240	919.32	0.013	259.69	0.054	319.11	0.000

Tabela 4.57 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°	Perfil	Flexão com Esforço Transverso					
		Eixo y-y			Eixo z-z		
		V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd} < 0,5	M _{y,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{y,Ed} /M _{y,V,Rd}	V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd} < 0,5	M _{z,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{z,Ed} /M _{z,V,Rd}
184	IPE 200	V _{Ed} s/ sign.	51.84	0.267	V _{Ed} s/ sign.	10.48	0.054
654	IPE 240	V _{Ed} s/ sign.	86.15	0.271	V _{Ed} s/ sign.	17.37	0.005
1012	IPE 270	V _{Ed} s/ sign.	113.74	0.176	V _{Ed} s/ sign.	22.78	0.077
1007	IPE 270	V _{Ed} s/ sign.	113.74	0.237	V _{Ed} s/ sign.	22.78	0.001
1008	IPE 270	V _{Ed} s/ sign.	113.74	0.180	V _{Ed} s/ sign.	22.78	0.001
1009	IPE 240	V _{Ed} s/ sign.	86.15	0.092	V _{Ed} s/ sign.	17.37	0.003

Tabela 4.58 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Perfil	Flexão Composta com Esforço Transverso						Flexão Desviada		
		Eixo y-y			Eixo z-z			α	β	Verif. (Eq. 6.41 EC3-1-1)
		Red. de $M_{y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}$	Red. de $M_{z,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}$			
184	IPE 200	N.A.	51.84	0.267	N.A.	10.48	0.054	2	1	0.125
654	IPE 240	N.A.	86.15	0.271	N.A.	17.37	0.005	2	1	0.078
1012	IPE 270	N.A.	113.74	0.176	N.A.	22.78	0.077	2	1	0.108
1007	IPE 270	N.A.	113.74	0.237	N.A.	22.78	0.001	2	1	0.057
1008	IPE 270	N.A.	113.74	0.180	N.A.	22.78	0.001	2	1	0.033
1009	IPE 240	N.A.	86.15	0.092	N.A.	17.37	0.003	2	1	0.012

Tabela 4.59 Verificação à Encurvadura por Compressão

Barra nº	Perfil	Colunas										
		Eixo y-y				Eixo z-z					Plano de Encurvadura	Rácio $N_{c,Ed}/N_{b,Rd}$
		$L_{cr,y}$ (m)	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_y \leq 0,2$	$L_{cr,z}$ (m)	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	χ_z	$N_{b,z,Rd}$ (kN)		
184	IPE 200	1.10	13	0.142	Ignorar encurvadura	1.10	49	0.523	0.874	584.88	z - z	0.057
654	IPE 240	1.10	11	0.117	Ignorar encurvadura	1.10	41	0.435	0.912	838.18	z - z	0.052
1012	IPE 270	1.10	10	0.104	Ignorar encurvadura	1.10	36	0.388	0.931	1005.15	z - z	0.036
1007	IPE 270	1.10	10	0.104	Ignorar encurvadura	1.10	36	0.388	0.931	1005.15	z - z	0.037
1008	IPE 270	1.10	10	0.104	Ignorar encurvadura	1.10	36	0.388	0.931	1005.15	z - z	0.029
1009	IPE 240	1.10	11	0.117	Ignorar encurvadura	1.10	41	0.435	0.912	838.18	z - z	0.015

Para a determinação dos parâmetros C_1 e C_2 , mostra-se na Figura 4.57 o exemplo do diagrama de momentos fletores da barra nº184. Os diagramas das restantes travessas são análogos ao diagrama da barra nº 184 (lineares com momentos máximos nas extremidades).

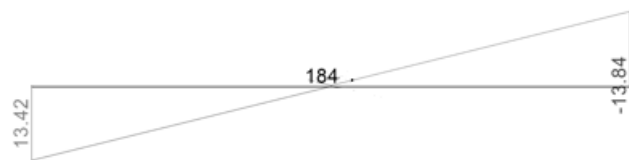


Figura 4.57 Diagrama dos Momentos M_{yEd} da Barra 184

Tabela 4.60 Verificação à Encurvadura Lateral

Bambeamento													
Barra nº	Perfil	$L_{cr,z}$ (m)	Rotação das secções em z-z (K_L)	Empenamento das secções (K_w)	K_L	K_w	C_1	C_2	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$M_{b,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{Ed}/M_{b,Rd}$
184	IPE 200	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.765	0.000	721.08	0.268	0.985	51.05	0.271
654	IPE 240	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.765	0.000	1674.50	0.227	0.994	85.64	0.273
1012	IPE 270	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.765	0.000	2735.80	0.204	0.999	100.71	0.176
1007	IPE 270	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.784	0.000	2718.55	0.205	0.999	100.69	0.237
1008	IPE 270	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.784	0.000	2721.67	0.204	0.999	100.69	0.180
1009	IPE 240	1.10	Livre	Livre	1.0	1.0	2.784	0.000	1671.91	0.227	0.999	85.64	0.092

Tabela 4.61 Momentos Críticos - "LTBeamN"

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]
1	52.06	-720.72	0	1	71.77	1689.4	1.1	1	155.55	2753.3	1.1
M _{cr} – Barra nº184				M _{cr} – Barra nº654				M _{cr} – Barra nº1012			
1	114.14	2726.8	1.1	1	150.69	2733.5	1.1	1	212.8	1680.5	1.1
M _{cr} – Barra nº1007				M _{cr} – Barra nº1008				M _{cr} – Barra nº1009			

Na figura seguinte mostra-se o diagrama de momentos fletores M_{zEd} da barra n°184 para a combinação de ações mais desfavorável.

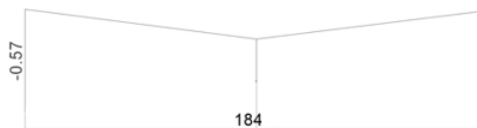


Figura 4.58 Diagrama dos Momentos Fletores M_{zEd} na Barra n°184

Tabela 4.62 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

Barra n°	Perfil	Colunas-Viga														
		χ_z	χ_y	χ_{LT}	N_{Rk} (kN)	$M_{y,Rk}$ (kN.m)	$M_{z,Rk}$ (kN.m)	C_{my}	C_{mLT}	C_{mz}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	Eq.6.61 do EC3 -1-1	Eq.6.62 do EC3 -1-1
184	IPE 200	0.874	1.000	0.985	669.28	51.84	10.48	0.400	0.400	0.996	0.399	0.613	0.980	1.021	0.191	0.378
654	IPE 240	0.912	1.000	0.994	919.32	86.15	17.37	0.400	0.400	0.993	0.398	0.604	0.985	1.007	0.159	0.325
1012	IPE 270	0.931	1.000	0.999	1079.83	100.79	22.78	0.400	0.400	0.999	0.399	0.603	0.988	1.005	0.151	0.288
1007	IPE 270	0.931	1.000	0.999	1079.83	100.79	22.78	0.400	0.400	0.989	0.399	0.597	0.988	0.996	0.130	0.273
1008	IPE 270	0.931	1.000	0.999	1079.83	100.79	22.78	0.400	0.400	0.965	0.399	0.582	0.988	0.970	0.099	0.207
1009	IPE 240	0.912	1.000	0.999	919.32	86.15	17.37	0.400	0.400	0.991	0.400	0.597	0.996	0.995	0.052	0.110

2º Procedimento – A partir do software “Semicomp+”

SEMICOMP Cross-Section Check

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

$N_{Ed} =$ -33.167 kN	$V_{z,Ed} =$ 24.907 kN	<div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; width: fit-content; margin: auto;">Perform cross-section checks</div>
$M_{y,Ed} =$ -13.843 kNm	$V_{y,Ed} =$ 0.396 kN	
$M_{z,Ed} =$ -0.568 kNm		

Reference values for classification

$c/t_w =$ 28.393	$\alpha_{web} =$ 0.658	$\psi_{web} =$ -0.659	$\varepsilon =$ 1.000
$c/t_f =$ 4.141	$\alpha_{flange} =$ 1.000	$\psi_{flange} =$ 0.863	$\varepsilon_{mod,c1/3/4} =$ NaN

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	52.418	60.360	92.807
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.944

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.

$M_{pl,y,Rd} =$ 51.85 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 10.48 kNm	$V_{pl,z,Rd} =$ 189.95 kN
$M_{el,y,Rd} =$ 45.66 kNm	$M_{el,z,Rd} =$ 6.69 kNm	$V_{pl,y,Rd} =$ 230.65 kN
$N_{Rd} =$ 669.38 kN		

EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4
Tension or compression

$U_{(6.5)/(6.9)} =$ 0.050 $\leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.5
Bending moment

$U_{strong A.} =$ 0.267 $\leq 1,0$ ok

$U_{weak A.} =$ 0.054 $\leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.6
Shear

$U_{z-plastic} =$ 0.131 $\leq 1,0$ ok	$U_{y-plastic} =$ 0.002 $\leq 1,0$ ok
$U_{z-elastic} =$ 0.186 $\leq 1,0$ ok	$U_{y-elastic} =$ 0.003 $\leq 1,0$ ok
$h_w/t_w =$ 33.714 $\leq 72\varepsilon/\eta =$ 60.000 ok	

EN 1993-1-1, 6.2.9
Bending and axial force

$U_{(6.41)/(6.42)} =$ 0.125 $\leq 1,0$ ok $UF =$ 0.295

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 4.59 Verificação da Barra nº184 (Secção)

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	<input type="button" value="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														
$c/t_w = 28.393$ $c/t_f = 4.141$	$\alpha_{web} = 0.659$ $\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{web} = -0.659$ $\psi_{flange} = 0.864$												
Boundaries		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td>52.325</td> <td>60.253</td> <td>92.807</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td>9.000</td> <td>10.000</td> <td>13.942</td> </tr> </tbody> </table>		Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	52.325	60.253	92.807	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	9.000	10.000	13.942
	Class 1	Class 2	Class 3											
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	52.325	60.253	92.807											
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	9.000	10.000	13.942											
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														
$N_{Rd} = 669.377$ kN $M_{y,Rd} = 51.850$ kNm $M_{z,Rd} = 10.484$ kNm	$M_{pl,y,Rd} = 51.850$ kNm $M_{pl,z,Rd} = 10.484$ kNm $M_{el,y,Rd} = 45.664$ kNm $M_{el,z,Rd} = 6.691$ kNm	$N_{Ed} = -33.167$ kN $M_{y,Ed,max} = 13.843$ kNm $M_{z,Ed,max} = 0.568$ kNm												
Strong axis buckling $L_{cr,y} = 1.100$ m $N_{cr,y} = 33284.656$ kN $\alpha_y = 0.21$ [-] $\lambda_y = 0.142$ [-] $\chi_y = 1.000$ [-]	Weak axis buckling $L_{cr,z} = 1.100$ m $N_{cr,z} = 2438.636$ kN $\alpha_z = 0.34$ [-] $\lambda_z = 0.524$ [-] $\chi_z = 0.873$ [-]	Lateral torsional buckling $M_{cr} = 721.08$ kNm $\alpha_{LT} = 0.34$ [-] $\lambda_{LT} = 0.268$ [-] $\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-] $f_{mod} = 0.914$ [-]												
EN 1993-1-1, 6.3.3 Uniform member in bending and axial compression														
Eq. (6.61): $U = 0.189 \leq 1,0$ ok Eq. (6.62): $U = 0.374 \leq 1,0$ ok	Global interaction factors $k_{yy} = 0.399$ $k_{yz} = 0.613$ $k_{zy} = 0.980$ $k_{zz} = 1.022$													
Cross-section check at each end of the member														
Left end: $U = 0.267 \leq 1,0$ ok Right end: $U = 0.259 \leq 1,0$ ok	$UF = 0.295$ $UF = 0.287$													
Additional member checks														
EN 1993-1-1, 6.3.1 Strong axis flexural buckling check Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.050 \leq 1,0$ ok														
Weak axis flexural buckling check Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.057 \leq 1,0$ ok														
EN 1993-1-1, 6.3.2 Lateral torsional buckling Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.267 \leq 1,0$ ok														

Figura 4.60 Verificação da Barra nº184 (Coluna-Viga)

Comparação de Resultados

Tabela 4.63 Secção Transversal

Estado Limite Último		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Compressão		0.05	0.05	0.0%
Flexão	y-y	0.267	0.267	0.0%
	z-z	0.054	0.054	0.0%
Esforço Transverso	y-y	0.002	0.002	0.0%
	z-z	0.131	0.131	0.0%
Flexão Composta Desviada		0.125	0.125	0.0%

Tabela 4.64 Encurvadura por Compressão

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	$\bar{\lambda}_y$	0.142	0.142	0.00%
	$\bar{\lambda}_z$	0.523	0.524	0.29%
	χ_y	1.000	1.000	0.00%
	χ_z	0.874	0.873	0.11%
Rácio	$N_{c,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0.057	0.057	0.00%

Tabela 4.65 Encurvadura Lateral

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"LTBeamN"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	M_{cr}	721.08	-	720.72	0.05%
	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.268	0.268	-	0.00%
	χ_{LT}	0.985	1.000	-	1.5%
Rácio	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.271	0.267	-	1.5%

Tabela 4.66 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Coeficientes de Interação	k_{yy}	0.399	0.399	0.0%
	k_{yz}	0.613	0.613	0.0%
	k_{zy}	0.980	0.980	0.0%
	k_{zz}	1.021	1.022	0.05%
Rácio	Eq. 6.61	0.191	0.189	1.05%
	Eq. 6.62	0.378	0.374	1.06%

4.8.2.2. Estados Limites de Utilização

As flechas admissíveis para este tipo de elementos são as seguintes:

$$\delta_{\text{admissível}} = \frac{L}{250} = \frac{1.10}{250} = 0.0044 \text{ m} = 0.44 \text{ cm}$$

Verificou-se a partir dos ficheiros de resultados que as flechas eram pouco significativas e inferiores aos valores admissíveis.

4.8.2.3. Conclusão

Os perfis das travessas dos pilares são:

- Pilar P1 – IPE 200;
- Pilar P2 – IPE 240;
- Pilar P3 – IPE 270;
- Pilar P4 – IPE 270;
- Pilar P5 – IPE 270;
- Pilar P6 – IPE 240

4.8.3. Cordões dos Pilares

As barras dos cordões dos pilares foram verificadas como colunas-viga tendo-se escolhido perfis IPE.

4.8.3.1. Estados Limites Últimos

No pilar P1 as barras dos cordões têm os comprimentos de encurvadura nos 2 planos principais de inércia iguais às distancias entre nós.

Nos restantes pilares os comprimentos de encurvadura estão indicados na Figura 4.61.

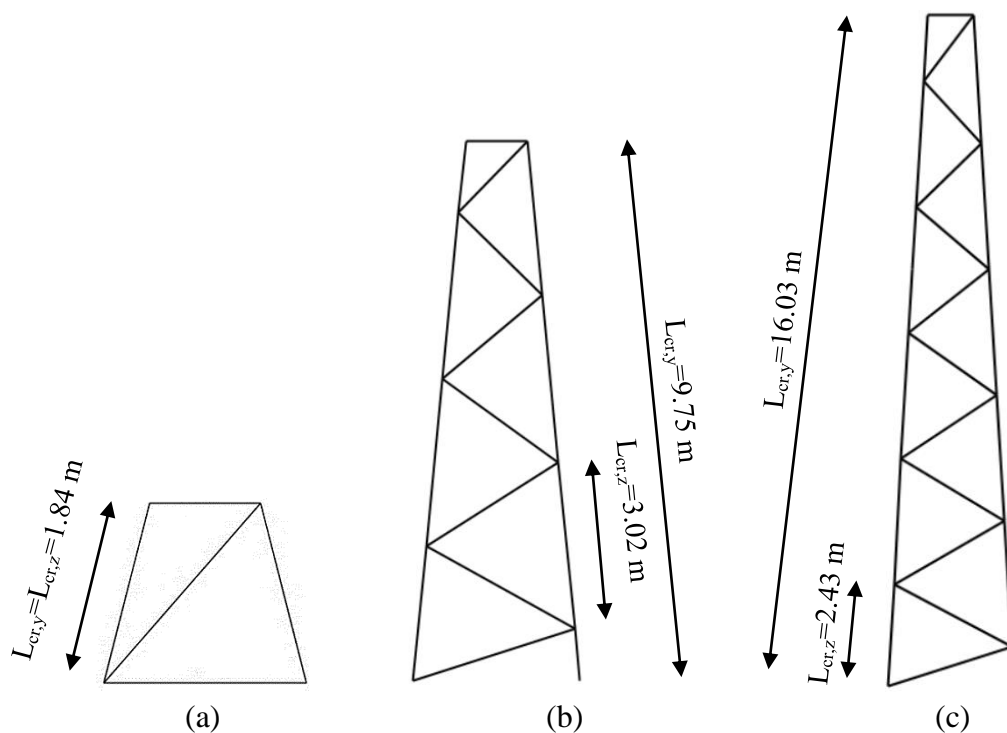


Figura 4.61 Comprimentos de Encurvadura: (a) Pilar P1; (b) Pilar P2 (c) Pilares P3, P4, P5 e P6

Tabela 4.67 Características Elásticas

Perfil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{vz} (cm ²)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
IPE 220	33.37	2771.84	251.99	285.41	9.11	20.24	204.89	37.25	58.11	2.48	15.88	9.11	22672.32
IPE 270	45.95	5789.78	428.87	484	11.2	27.54	419.87	62.20	96.95	3.02	22.14	16.07	70577.88
IPE 330	62.61	11766.91	713.15	804.33	13.70	36.8	788.14	98.52	153.68	3.02	30.81	28.28	199097.40

Tabela 4.68 Esforços de Cálculo

Pilar	Barra nº	Perfil	Combinação Condicionante	Secção (m)		N _{c,Ed} (kN)	V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN.m)	M _{z,Ed} (kN.m)
				si	sm					
P1	114	IPE 220	ELU_PASS_(Wyy_Wzz_T-)	si -	0.00	303.41	1.31	2.51	0.00	1.01
				sm -	0.92	303.10	1.23	2.51	2.31	-0.16
				sf -	1.84	302.79	1.15	2.51	4.61	-1.25
P2	231	IPE 270	ELU_Wy_Wzz_(T-)	si -	0.00	550.97	0.15	0.07	0.06	0.03
				sm -	1.51	550.26	0.08	0.07	0.17	-0.15
				sf -	3.02	549.54	0.01	0.07	0.27	-0.23
P3	142	IPE 330	ELU_S1Y	si -	0.00	694.49	0.08	0.77	0.00	-0.36
				sm -	1.21	693.90	0.12	0.77	-1.08	-0.46
				sf -	2.43	693.32	0.15	0.77	-2.17	-0.52
P4	136	IPE 330	ELU_S1Y	si -	0.00	656.80	0.08	0.19	0.00	-0.34
				sm -	1.21	656.22	0.11	0.19	-0.25	-0.43
				sf -	2.43	655.63	0.15	0.19	-0.50	-0.47
P5	137	IPE 330	ELU_Wyy_Wzz_(T+)	si -	0.00	526.75	0.03	0.09	0.00	-0.37
				sm -	1.21	525.96	0.08	0.09	-0.11	-0.31
				sf -	2.43	525.17	0.12	0.09	-0.21	-0.19
P6	138	IPE 270	ELU_Wyy_Wzz_(T+)	si -	0.00	264.32	0.00	0.17	0.00	-0.15
				sm -	1.21	263.74	0.03	0.17	-0.21	-0.13
				sf -	2.43	263.17	0.07	0.17	-0.42	-0.07

1º Procedimento – A partir da Folha de Cálculo em “Excel”

Indicam-se os rácios das diferentes verificações aos estados limites últimos nas tabelas seguintes.

Tabela 4.69 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Perfil	Compressão		Esforço Transverso			
		N _{c,Rd} (kN)	Rácio N _{c,Ed} /N _{c,Rd}	Eixo z-z		Eixo y-y	
				V _{pl,z,Rd} (kN)	Rácio V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd}	V _{pl,y,Rd} (kN)	Rácio V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd}
114	IPE 220	784.20	0.387	215.46	0.012	274.61	0.005
231	IPE 270	1079.83	0.510	300.39	0.000	373.66	0.000
142	IPE 330	1471.34	0.472	418.02	0.002	499.29	0.000
136	IPE 330	1471.34	0.446	418.02	0.000	499.29	0.000
137	IPE 330	1471.34	0.358	418.02	0.000	499.29	0.000
138	IPE 270	1079.83	0.245	300.39	0.001	373.66	0.000

Tabela 4.70 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra nº	Perfil	Flexão com Esforço Transverso					
		Eixo y-y			Eixo z-z		
		V _{z,Ed} /V _{pl,z,Rd} < 0,5	M _{y,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{y,Ed} /M _{y,V,Rd}	V _{y,Ed} /V _{pl,y,Rd} < 0,5	M _{z,V,Rd} (kN.m)	Rácio M _{z,Ed} /M _{z,V,Rd}
114	IPE 220	V _{Ed} s/ sign.	67.07	0.069	V _{Ed} s/ sign.	13.66	0.092
231	IPE 270	V _{Ed} s/ sign.	113.74	0.002	V _{Ed} s/ sign.	22.78	0.007
142	IPE 330	V _{Ed} s/ sign.	189.01	0.011	V _{Ed} s/ sign.	36.12	0.014
136	IPE 330	V _{Ed} s/ sign.	189.01	0.003	V _{Ed} s/ sign.	36.12	0.013
137	IPE 330	V _{Ed} s/ sign.	189.01	0.001	V _{Ed} s/ sign.	36.12	0.010
138	IPE 270	V _{Ed} s/ sign.	113.74	0.004	V _{Ed} s/ sign.	22.78	0.006

Tabela 4.71 Verificação das Secções mais solicitadas

Barra n°	Perfil	Flexão Composta com Esforço Transverso						Flexão Desviada		
		n	a	Eixo y-y		Eixo z-z		α	β	Rácio
				$M_{N,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}$	$M_{N,z,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}$			
114	IPE 220	0.39	0.39	51.26	0.090	13.66	0.074	2	1.94	0.018
231	IPE 270	0.51	0.40	69.66	0.004	22.02	0.010	2	2.55	0.000
142	IPE 330	0.47	0.41	125.89	0.017	35.75	0.014	2	2.36	0.000
136	IPE 330	0.45	0.41	131.99	0.004	36.00	0.013	2	2.23	0.000
137	IPE 330	0.36	0.41	152.98	0.001	36.12	0.010	2	1.79	0.000
138	IPE 270	0.24	0.40	107.57	0.004	22.78	0.006	2	1.22	0.002

Tabela 4.72 Verificação à Encurvadura por Compressão

Barra n°	Perfil	Colunas											Plano de Encurvadura	Rácio $N_{c,Ed}/N_{b,Rd}$
		Eixo y-y					Eixo z-z							
		$L_{cr,y}$ (m)	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	χ_y	$N_{b,y,Rd}$ (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	χ_z	$N_{b,z,Rd}$ (kN)			
114	IPE 220	1.84	20	0.215	0.997	781.63	1.84	74	0.789	0.731	573.21	z - z	0.529	
231	IPE 270	9.75	87	0.925	0.718	774.82	3.02	100	1.063	0.558	602.02	z - z	0.913	
142	IPE 330	16.03	117	1.245	0.502	738.86	2.43	68	0.728	0.768	1129.35	y - y	0.940	
136	IPE 330	16.03	117	1.245	0.502	738.86	2.43	68	0.728	0.768	1129.35	y - y	0.889	
137	IPE 330	16.03	117	1.245	0.502	738.86	2.43	68	0.728	0.768	1129.35	y - y	0.713	
138	IPE 270	16.03	143	1.520	0.364	393.12	2.43	80	0.856	0.689	744.39	y - y	0.672	

Na Figura 4.62 estão representados os diagramas de momentos fletores das barras mais solicitadas dos cordões dos pilares.

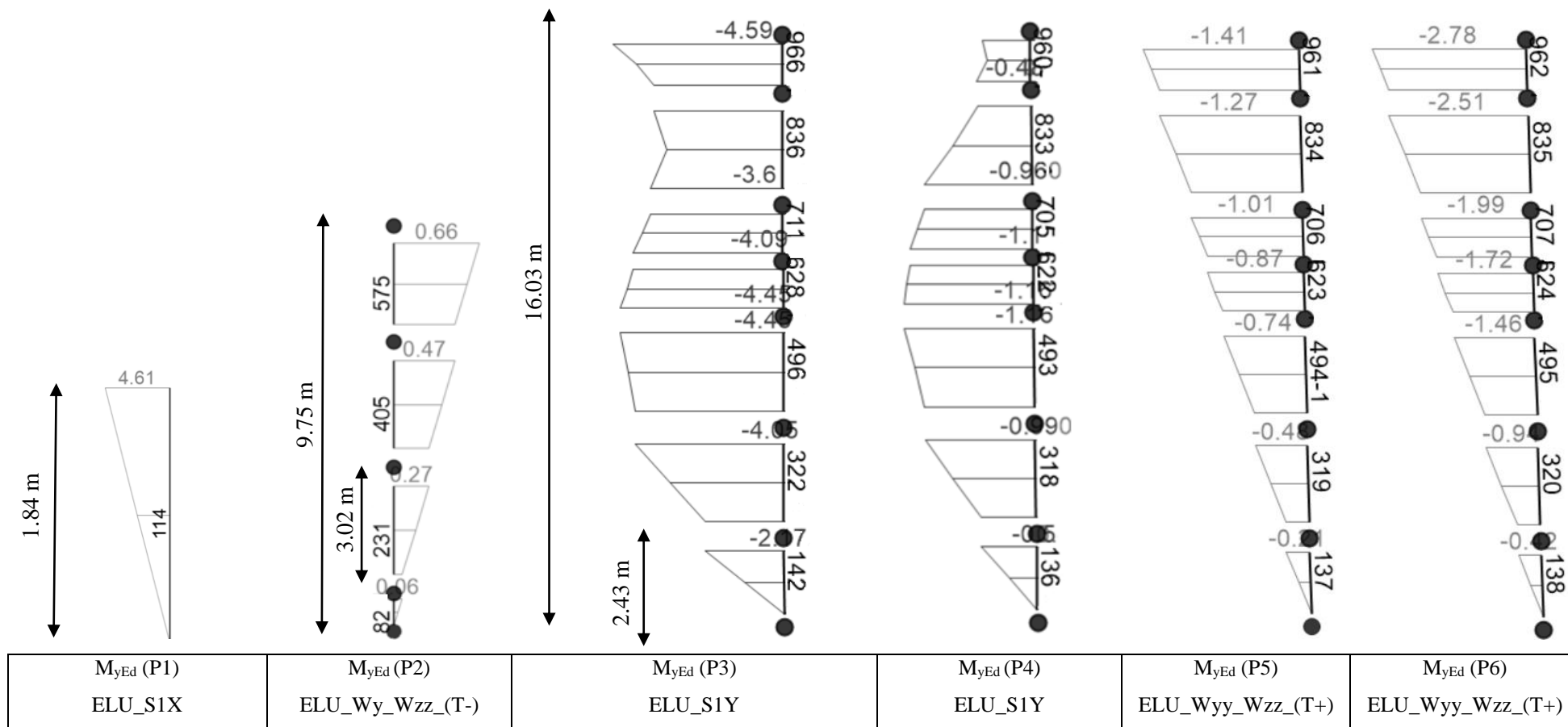


Figura 4.62 Diagramas de Momentos Fletores $M_{y,Ed}$

Tabela 4.73 Verificação à Encurvadura Lateral

Barra n°	Perfil	Bambeamento											
		$L_{cr,z}$ (m)	Rotação das secções em z-z (K_L)	Empenamento das secções (K_w)	K_L	K_w	C_1	C_2	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$M_{b,y,Rd}$ (kN.m)	Rácio $M_{Ed}/M_{b,Rd}$
114	IPE 220	1.84	Livre	Livre	1.0	1.0	1.666	0.000	292.19	0.479	0.931	62.42	0.074
231	IPE 270	3.02	Livre	Livre	1.0	1.0	1.576	0.000	262.53	0.658	0.867	98.56	0.003
142	IPE 330	2.43	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	907.31	0.456	0.937	177.156	0.012
136	IPE 330	2.43	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	907.31	0.456	0.937	177.156	0.003
137	IPE 330	2.43	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	907.31	0.456	0.937	177.156	0.001
138	IPE 270	2.43	Livre	Livre	1.0	1.0	1.789	0.000	422.19	0.519	0.918	104.442	0.004

Tabela 4.74 Momentos Críticos - "LTBeamN"

<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>65.39</td> <td>-301.45</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°114</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	65.39	-301.45	0	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>970.04</td> <td>259</td> <td>3.02</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°231</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	970.04	259	3.02	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>431.29</td> <td>935.91</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°142</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	431.29	935.91	0
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	65.39	-301.45	0																							
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	970.04	259	3.02																							
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	431.29	935.91	0																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1874.4</td> <td>937.19</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°136</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	1874.4	937.19	0	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>4537.2</td> <td>952.81</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°137</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	4537.2	952.81	0	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>μ_{cr}</th> <th>$M_{max,cr}$ [kN.m]</th> <th>x (Mmax) [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>2243.7</td> <td>942.34</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>M_{cr} - Barra n°138</p>	Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]	1	2243.7	942.34	0
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	1874.4	937.19	0																							
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	4537.2	952.81	0																							
Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	x (Mmax) [m]																							
1	2243.7	942.34	0																							

Tabela 4.75 Diagramas de Momentos Fletores $M_{z,Ed}$

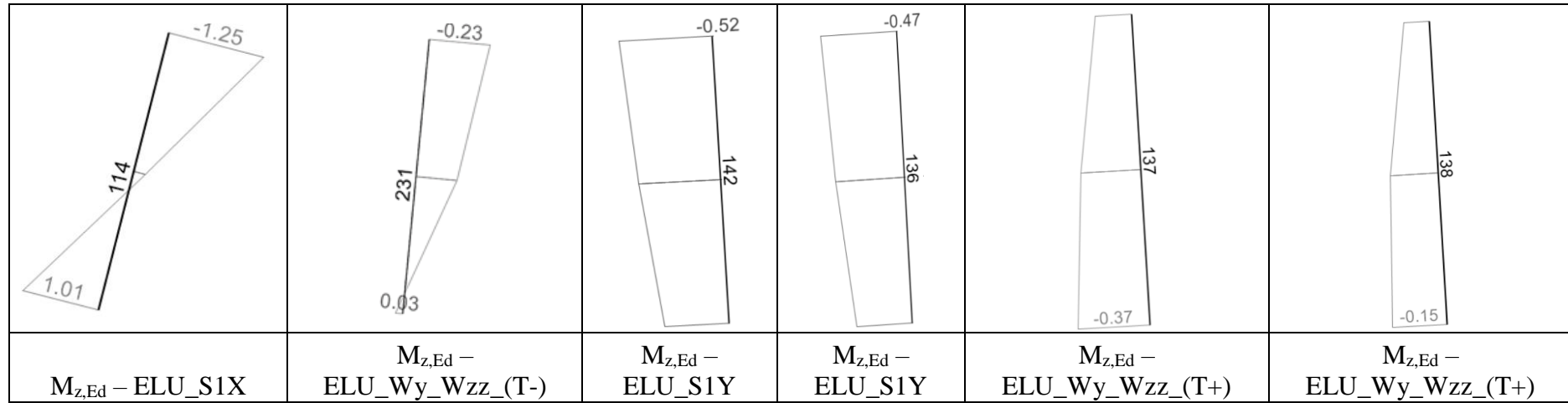


Tabela 4.76 Verificação à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão

Barra N°	Perfil	Colunas-Viga														
		χ_z	χ_y	χ_{LT}	N_{Rk} (kN)	$M_{y,Rk}$ (kN.m)	$M_{z,Rk}$ (kN.m)	C_{my}	C_{mLT}	C_{mz}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	Eq.6.61 do EC3 -1-1	Eq.6.62 do EC3 -1-1
114	IPE 220	0.731	0.997	0.925	784.20	67.07	13.66	0.600	0.600	0.400	0.603	0.364	0.881	0.607	0.465	0.649
231	IPE 270	0.558	0.718	0.867	1079.83	113.74	22.78	0.600	0.694	0.554	0.909	0.758	0.794	1.263	0.719	0.927
142	IPE 330	0.768	0.502	0.937	1471.34	189.01	36.12	0.976	0.600	0.878	1.709	0.805	0.872	1.341	0.971	0.644
136	IPE 330	0.768	0.502	0.937	1471.34	189.01	36.12	0.936	0.600	0.889	1.602	0.799	0.879	1.332	0.902	0.600
137	IPE 330	0.768	0.502	0.937	1471.34	189.01	36.12	0.600	0.600	0.804	0.942	0.675	0.903	1.125	0.719	0.478
138	IPE 270	0.689	0.364	0.918	1079.83	113.74	22.78	0.600	0.600	0.787	0.923	0.659	0.913	1.098	0.677	0.364

2º Procedimento – A partir do software “Semicomp+”

SEMICOMP Cross-Section Check

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

$N_{Ed} = -303.410$ kN

$M_{y,Ed} = 4.610$ kNm

$M_{z,Ed} = -1.250$ kNm

$V_{z,Ed} = 2.510$ kN

$V_{y,Ed} = 1.310$ kN

Perform cross-section checks

Reference values for classification

$c/t_w = 30.102$

$\alpha_{web} = 1.000$

$\psi_{web} = 0.721$

$\varepsilon = 1.000$

$c/t_f = 4.353$

$\alpha_{flange} = 1.000$

$\psi_{flange} = 0.829$

$\varepsilon_{mod,cl3/4} = NaN$

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	33.000	38.000	46.267
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	9.000	10.000	13.993

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.

$M_{pl,y,Rd} = 67.07$ kNm

$M_{el,y,Rd} = 59.22$ kNm

$M_{pl,z,Rd} = 13.66$ kNm

$M_{el,z,Rd} = 8.75$ kNm

$V_{pl,z,Rd} = 215.47$ kN

$V_{pl,y,Rd} = 274.61$ kN

$N_{Rd} = 784.21$ kN

EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4
Tension or compression

$U_{(6.5)/(6.9)} = 0.387 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.5
Bending moment

$U_{strong A} = 0.069 \leq 1,0$ ok

$U_{weak A} = 0.092 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.6
Shear

$U_{z-plastic} = 0.012 \leq 1,0$ ok

$U_{z-elastic} = 0.016 \leq 1,0$ ok

$h_w/t_w = 35.288 \leq 72\varepsilon/\eta = 60.000$ ok

$U_{y-plastic} = 0.005 \leq 1,0$ ok

$U_{y-elastic} = 0.007 \leq 1,0$ ok

EN 1993-1-1, 6.2.9
Bending and axial force

$U_{(6.41)/(6.42)} = 0.018 \leq 1,0$ ok $UF = 0.444$

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 4.63 Verificação da Barra nº114 (Secção)

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

$c/t_w = 30.102$	$\alpha_{web} = 1.000$	$\psi_{web} = 1.000$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 4.353$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.833$	

Boundaries

	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	33.000	38.000	42.000
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.988

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

$N_{Rd} = 784.207$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 67.070$ kNm	$N_{Ed} = -303.410$ kN
$M_{y,Rd} = 67.070$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 13.656$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 4.610$ kNm
$M_{z,Rd} = 13.656$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 59.217$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 1.250$ kNm
	$M_{el,z,Rd} = 8.754$ kNm	

Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling
$L_{cr,y} = 1.840$ m	$L_{cr,z} = 1.840$ m	$M_{cr} = 292.19$ kNm
$N_{cr,y} = 16968.809$ kN	$N_{cr,z} = 1254.284$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.34$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.479$ [-]
$\lambda_y = 0.215$ [-]	$\lambda_z = 0.791$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]
$\chi_y = 0.997$ [-]	$\chi_z = 0.730$ [-]	$f_{mod} = 0.901$ [-]

EN 1993-1-1, 6.3.3

Uniform member in bending and axial compression

Eq. (6.61): $U = 0.463 \leq 1,0$ ok	Global interaction factors
Eq. (6.62): $U = 0.646 \leq 1,0$ ok	

$k_{yy} = 0.603$
$k_{yz} = 0.365$
$k_{zy} = 0.880$
$k_{zz} = 0.608$

Cross-section check at each end of the member

Left end: $U = 0.387 \leq 1,0$ ok	UF = inf.
Right end: $U = 0.387 \leq 1,0$ ok	UF = 0.444

Additional member checks

EN 1993-1-1, 6.3.1

Strong axis flexural buckling check

Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.388 \leq 1,0$ **ok**

Weak axis flexural buckling check

Eq. (6.46): $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.530 \leq 1,0$ **ok**

EN 1993-1-1, 6.3.2

Lateral torsional buckling

Eq. (6.54): $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.069 \leq 1,0$ **ok**

Figura 4.64 Verificação da Barra nº114 (Coluna-Viga)

3º Procedimento – A partir do software “SAP2000”

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0.000	-694.489	0.000	-0.360	-0.767	-0.083	-0.002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)						
D/C Ratio:	0.973	= 0.989 + 0.022 + 0.012	<	1.000	OK	
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)						
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)						

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-694.489	1471.100	1471.100				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	1471.100	1622.592	4635.753	4635.753	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.210	950.519	1.244	1.383	0.503	739.732
MajorB(y-y)	a	0.210	950.519	1.244	1.383	0.503	739.732
Minor (z-z)	b	0.340	2772.033	0.728	0.855	0.767	1128.892
MinorB(z-z)	b	0.340	2772.033	0.728	0.855	0.767	1128.892
Torsional TF	b	0.340	4635.753	0.563	0.720	0.855	1257.854

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0.000	-2.169	188.940	188.940	125.633	170.645	
Minor (z-z)	-0.360	-0.517	36.190	36.190	35.814		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.456	0.648	0.903	1.789	908.328
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1.751	0.833	0.872	1.389			

Figura 4.65 Verificação da Barra nº84

Comparação de resultados

Tabela 4.77 Secção Transversal da Barra nº114

Estado Limite Último		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Compressão		0.387	0.387	0.0%
Flexão Composta	y-y	0.069	0.069	0.0%
	z-z	0.092	0.092	0.0%
Esforço Transverso	y-y	0.005	0.005	0.0%
	z-z	0.012	0.012	0.0%
Flexão Composta Desviada		0.018	0.018	0.0%

Tabela 4.78 Encurvadura por Compressão da Barra nº114

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	$\bar{\lambda}_y$	0.215	0.215	0.00%
	$\bar{\lambda}_z$	0.789	0.791	0.25%
	χ_y	0.997	0.997	0.00%
	χ_z	0.731	0.730	0.11%
Rácio	$N_{c,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0.529	0.530	0.18%

Tabela 4.79 Encurvadura Lateral da Barra nº114

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	"LTBeamN"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	M_{cr}	292.19	-	301.45	3.01%
	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.479	0.479	-	1.00%
	χ_{LT}	0.931	1.000	-	6.90%
Rácio	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0.074	0.069	-	6.75%

Tabela 4.80 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº114

		Folha de Cálculo	"Semicomp+"	Desvio Δ (%)
Coeficientes de Interação	k_{yy}	0.603	0.603	0.0%
	k_{yz}	0.364	0.365	0.27%
	k_{zy}	0.881	0.880	0.11%
	k_{zz}	0.607	0.608	0.16%
Rácio	Eq. 6.61	0.465	0.463	0.43%
	Eq. 6.62	0.649	0.646	0.14%

Tabela 4.81 Encurvadura por Compressão da Barra nº142

		Folha de Cálculo	"SAP2000"	Desvio Δ (%)
Parâmetro	$\bar{\lambda}_y$	1.245	1.244	0.08%
	$\bar{\lambda}_z$	0.728	0.728	0.00%
	χ_y	0.502	0.503	0.20%
	χ_z	0.768	0.767	0.13%
Rácio	$N_{c,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0.940	0.939	0.13%

Tabela 4.82 Encurvadura por Flexão Composta com Compressão da Barra nº142

		Folha de Cálculo	"SAP2000"	Desvio Δ (%)
Coeficientes de Interação	k_{yy}	1.709	1.751	2.4%
	k_{yz}	0.805	0.833	3.36%
	k_{zy}	0.872	0.872	0.00%
	k_{zz}	1.341	1.389	3.45%
Rácio	Eq. 6.61	0.971	0.973	0.21%

4.8.3.2. Estados Limites de Utilização

Os deslocamentos horizontais máximos considerados nos pilares de acordo com os critérios abordados na Memória Descritiva são:

$$\delta_{\text{admissível}} = H / 300 \quad (4.8)$$

Na Tabela 4.83 indicam-se os deslocamentos no topo dos pilares para a combinação mais desfavorável e os rácios correspondentes.

Tabela 4.83 Verificação dos deslocamentos horizontais

Pilar	H (m)	Combinação Condicionante	δ_H (cm)	$\delta_{\text{admissível}}$ (cm)	Rácio
P1	1.80	ELS_Wy_Wzz_(T-)	0.1	0.60	0.17
P2	9.70	ELS_Wyy_Wz_(T+)	1.21	3.23	0.37
P3	16.0	ELS_Wy_Wzz_(T-)	2.51	5.33	0.47
P4	16.0	ELS_Wy_Wzz_(T-)	2.62	5.33	0.49
P5	16.0	ELS_Wy_Wzz_(T-)	2.45	5.33	0.46
P6	16.0	ELS_Wy_Wzz_(T-)	1.66	5.33	0.31

4.8.3.3. Conclusão

Os perfis considerados para as barras dos cordões dos pilares foram:

- P1 – IPE 220
- P2 – IPE 270
- P3 – IPE 330
- P4 – IPE 330
- P5 – IPE 330
- P6 – IPE 270

Todos estes perfis verificaram os critérios de dimensionamento para os estados limites últimos e de utilização, existindo diferenças pouco significativas nos resultados dos diferentes procedimentos de cálculo.

4.9. Ligações Metálicas

4.9.1. Ligações Soldadas

Os cordões de ângulo de algumas ligações soldadas foram calculados com base no ábaco da Figura 4.66.

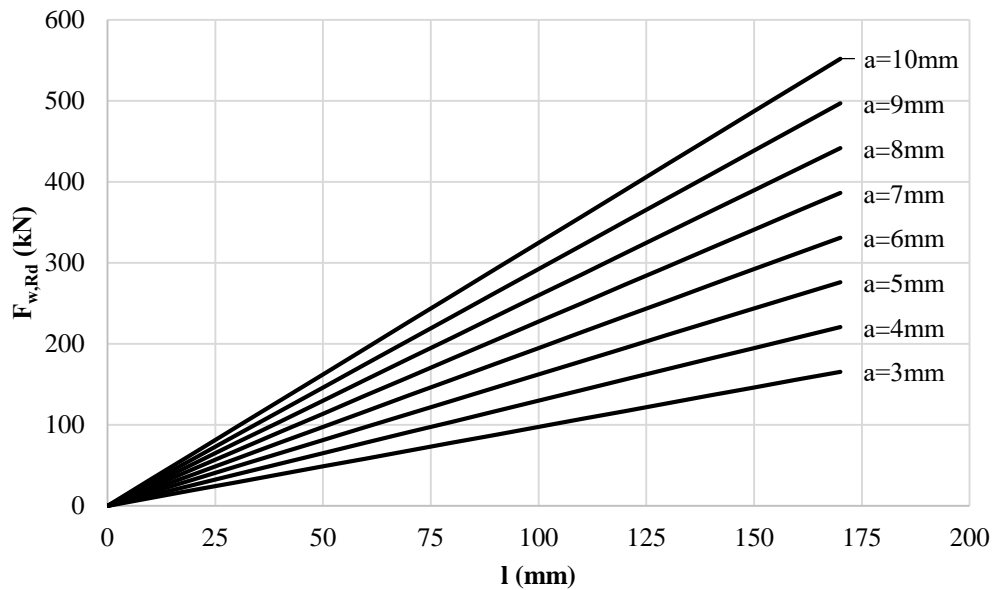


Figura 4.66 Dimensionamento de Cordões de Ângulo (Aço S235)

Nos pormenores desenhados de algumas ligações soldadas deste Projeto estão indicadas as características geométricas dos diferentes cordões.

4.9.2. Ligações Aparafusadas

Para o dimensionamento das ligações aparafusadas foi utilizado o *software* “Robot”. Os resultados que se apresentam referem-se a algumas das ligações.

4.9.2.1. Cobre-junta dos Cordões dos Caixões Treliçados

Troço Inclinado

HEB 140 – HEB 140

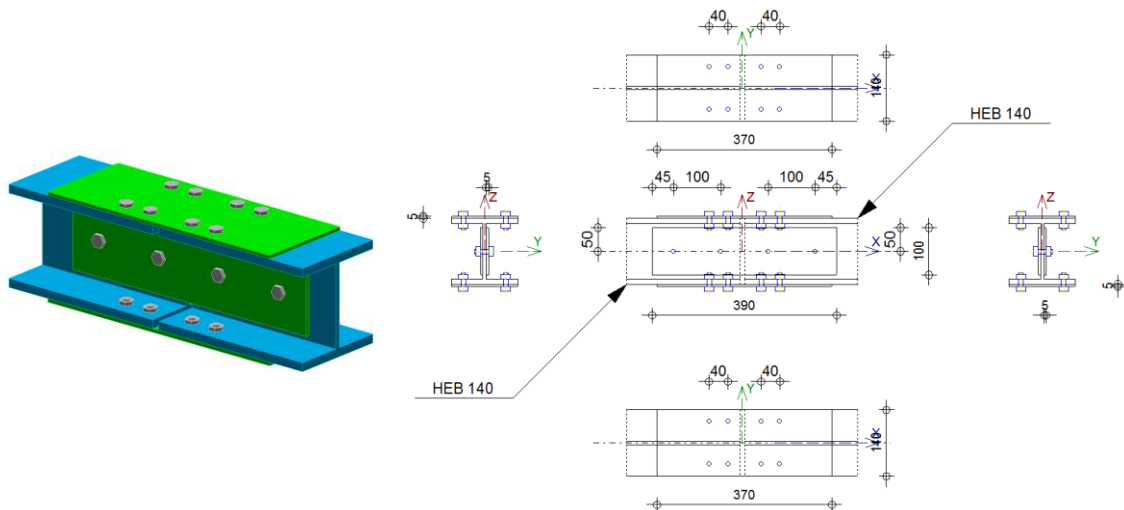


Figura 4.67 Vista 3D e Elementos Desenhados

Conclusão: Rácio de Dimensionamento – 0.29

Troço Horizontal

HEB 120 – HEB 120

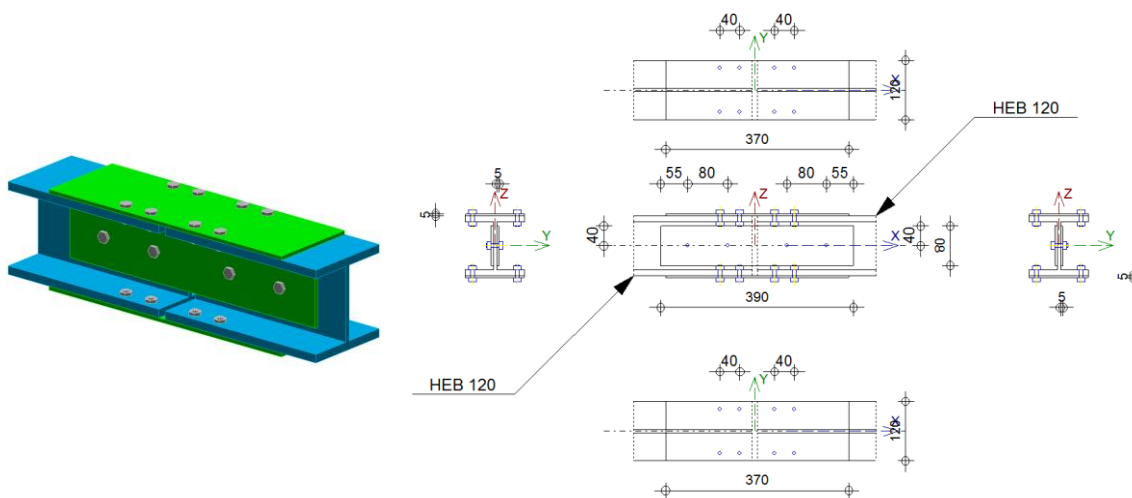


Figura 4.68 Vista 3D e Elementos Desenhados

Conclusão: Rácio de Dimensionamento – 0.70

5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Tal como no dimensionamento das estruturas metálicas a modelação e análise estrutural para a obtenção dos esforços e deformações nos elementos de betão armado foi efetuada no *software* “SAP2000”.

O dimensionamento foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização com base nos critérios indicados na Memória Descritiva.

Na figura indica-se a numeração dos diferentes grupos de elementos utilizada no dimensionamento e pormenorização das armaduras.

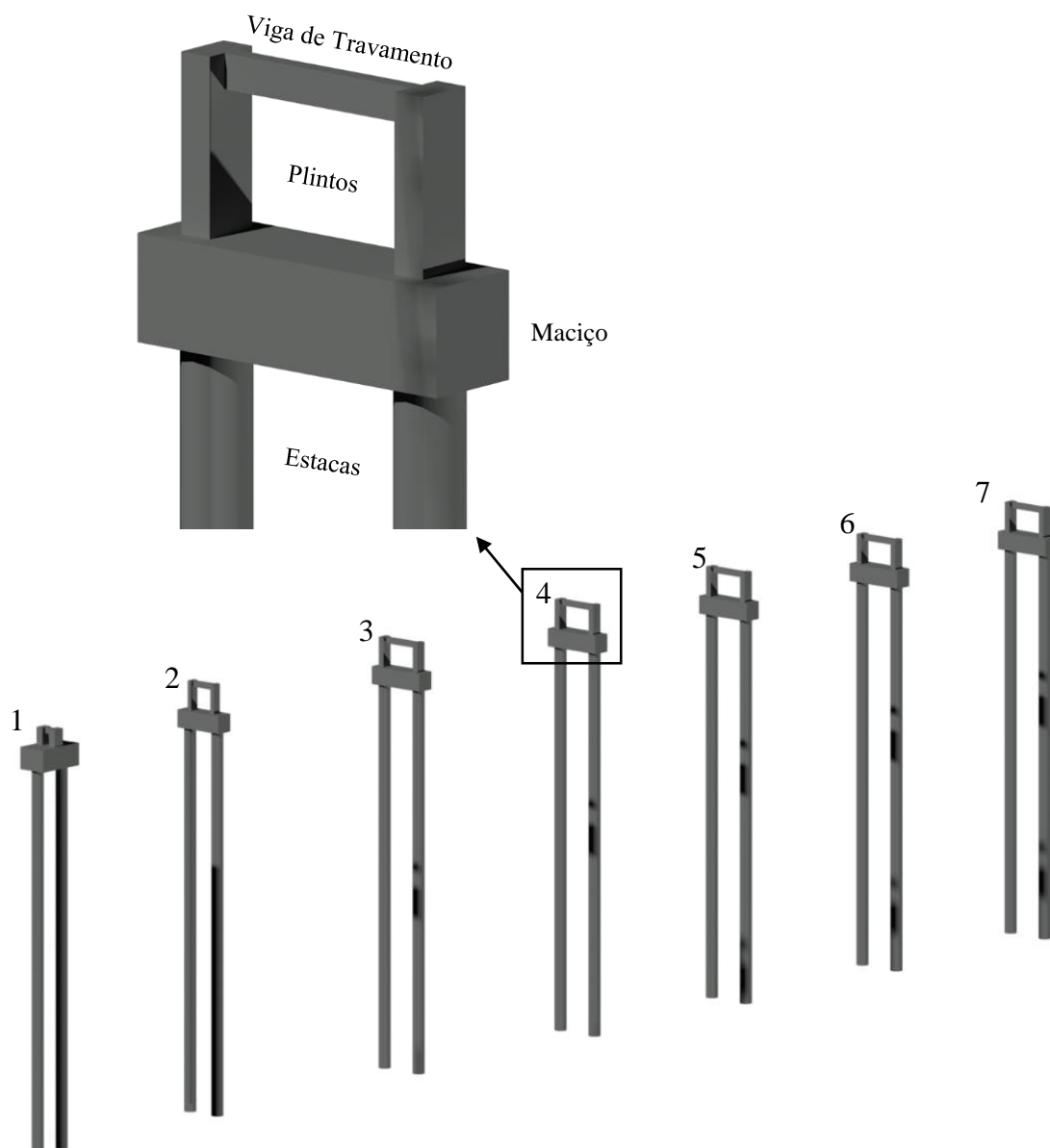


Figura 5.1 Infraestrutura em Betão Armado

5.1. Vigas

5.1.1. Estados Limites Últimos

5.1.1.1. Flexão

O dimensionamento das vigas à flexão foi efetuado numa folha de cálculo desenvolvida em “Excel”. Nas tabelas seguintes resume-se o procedimento para o cálculo das armaduras longitudinais.

Tabela 5.1 Armaduras Longitudinais (1/2)

Vigas	Geometria (m)			Secção (m)			Esforços de Cálculo			Armaduras de Cálculo			Armaduras Adotadas			
	b	h	d				Combinação Condicionante	$M_{y,Ed}$ (kN.m)	μ	ω	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Número e diâmetros dos varões	
V1	0.20	0.40	0.36		si - 0.00	ELU_T+(Wy_Wzz)	-8.05	0.02	0.02	0.52	0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sm - 0.55	ELU_T+(Wyy_Wzz)	-6.66	0.02	0.02	0.43			0.97	2	φ	10
					sf - 1.10	ELU_T+(Wyy_Wz)	-8.08	0.02	0.02	0.52			0.97	2	φ	10
					si - 0.00	ELU_S1Y	6.52	0.02	0.02	0.42	0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sm - 0.55	ELU_T-(Wy_Wz)	2.54	0.01	0.01	0.16			0.97	2	φ	10
					sf - 1.10	ELU_S1Y	6.37	0.01	0.02	0.41			0.97	2	φ	10
V2	0.20	0.40	0.36		si - 0.00	ELU_S1Y	-32.77	0.08	0.08	2.19	0.97	32.00	2.19	5	φ	10
					sm - 1.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	2	φ	10
					sf - 2.00	ELU_S1Y	-32.83	0.08	0.08	2.20			2.20	5	φ	10
					si - 0.00	ELU_S1Y	31.73	0.07	0.08	2.12	0.97	32.00	2.12	5	φ	10
					sm - 1.00	ELU_Wy_Wz_(T+)	0.60	0.00	0.00	0.04			0.97	2	φ	10
					sf - 2.00	ELU_S1Y	31.67	0.07	0.08	2.12			2.12	5	φ	10
V3	0.20	0.40	0.36		si - 0.00	ELU_S1Y	-28.51	0.07	0.07	1.90	0.97	32.00	1.90	5	φ	10
					sm - 1.50	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	2	φ	10
					sf - 3.00	ELU_S1Y	-28.27	0.07	0.07	1.88			1.88	5	φ	10
					si - 0.00	ELU_S1Y	25.48	0.06	0.06	1.69	0.97	32.00	1.69	5	φ	10
					sm - 1.50	ELU_Wy_Wz_(T+)	1.10	0.00	0.00	0.00			0.97	2	φ	10
					sf - 3.00	ELU_S1Y	25.25	0.06	0.06	1.67			1.67	5	φ	10

Tabela 5.2 Armaduras Longitudinais (2/2)

Vigas	Geometria (m)			Secção (m)		Esforços de Cálculo			Armaduras de Cálculo			Armaduras Adotadas							
	b	h	d			Combinação Condicionante	M _{y,Ed} (kN.m)	μ	ω	A _{s,calc} (cm ²)	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,max} (cm ²)	A _s (cm ²)	Número e diâmetro dos varões					
V4	0.20	0.40	0.36		si -	0.00	ELU_S1Y	-26.48	0.06	0.06	1.76	0.97	32.00	1.76	4	φ	10		
					sm -	1.50	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	-26.32	0.06	0.06	1.75			1.75	4	φ	10		
					si -	0.00	ELU_S1Y	23.68	0.06	0.06	1.57	0.97	32.00	1.57	4	φ	10		
					sm -	1.50	ELU_Wy_Wz_(T-)	1.20	0.00	0.00	0.08			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	23.36	0.05	0.06	1.54			1.54	4	φ	10		
V5	0.20	0.40	0.36		si -	0.00	ELU_S1Y	-24.87	0.06	0.06	1.65	0.97	32.00	1.65	4	φ	10		
					sm -	1.50	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	-24.63	0.06	0.06	1.63			1.63	4	φ	10		
					si -	0.00	ELU_S1Y	21.99	0.05	0.05	1.45	0.97	32.00	1.45	4	φ	10		
					sm -	1.50	ELU_Wy_Wz_(T-)	1.21	0.00	0.00	0.08			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	21.73	0.05	0.05	1.43			1.43	4	φ	10		
V6	0.20	0.40	0.36		si -	0.00	ELU_S1Y	-19.18	0.04	0.05	1.26	0.97	32.00	1.26	4	φ	10		
					sm -	1.50	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	-19.03	0.04	0.05	1.25			1.25	4	φ	10		
					si -	0.00	ELU_S1Y	16.30	0.04	0.04	1.07	0.97	32.00	1.07	3	φ	10		
					sm -	1.50	ELU_Wy_Wz_(T-)	1.19	0.00	0.00	0.08			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_S1Y	16.12	0.04	0.04	1.06			1.06	3	φ	10		
V7	0.20	0.40	0.36		si -	0.00	ELU_Wyy_Wzz_(T-)	-11.45	0.03	0.03	0.75	0.97	32.00	0.97	2	φ	10		
					sm -	1.50	-	0.00	0.00	0.00	0.00			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_Wy_Wzz_(T+)	-11.54	0.03	0.03	0.75			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					si -	0.00	ELU_Wy_Wz_(T+)	7.84	0.02	0.02	0.51	0.97	32.00	0.97	2	φ	10		
					sm -	1.50	ELU_Wy_Wz_(T+)	1.19	0.00	0.00	0.08			0.97	32.00	0.97	2	φ	10
					sf -	3.00	ELU_Wyy_Wz_(T-)	7.50	0.02	0.02	0.49			0.97	32.00	0.97	2	φ	10

5.1.1.2. Esforço Transverso

Na Tabela 5.3 resume-se o dimensionamento das vigas para a verificação do estado limite último de resistência ao esforço transverso feito também a partir de uma folha de cálculo. As armaduras transversais são compostas por 2 ramos e formam um ângulo de 90° com os eixos longitudinais das vigas. Considerou-se $\theta=45^\circ$ e um espaçamento máximo ($s_{l,máx}$) de 25 cm.

Tabela 5.3 Armaduras Transversais

Vigas	Geometria (m)			Secção (m)		Esforços de Cálculo		$V_{Rd,máx}$ (kN)	Armaduras de Cálculo			Armaduras Adotadas				
	b_w	h	d			Combinação Condicionante	V_{Ed} (kN.m)		$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{max}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Diâmetro e Espaçamento dos estribos			
V1	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_S1Y	-13.10	547.56	0.99	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	0.55	ELU_S1Y	-12.00		0.91			1.60	φ	8	//	25
				sf -	1.10	ELU_S1Y	13.10		0.99			1.60	φ	8	//	25
V2	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_S1Y	-34.22	547.56	2.59	1.60	20.70	2.59	φ	8	//	25
				sm -	1.00	ELU_S1Y	32.28		2.44			1.60	φ	8	//	25
				sf -	2.00	ELU_S1Y	34.28		2.59			1.60	φ	8	//	25
V3	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_S1Y	-20.92	547.56	1.58	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	1.50	ELU_S1Y	-17.92		1.35			1.60	φ	8	//	25
				sf -	3.00	ELU_S1Y	20.92		1.58			1.60	φ	8	//	25
V4	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_S1Y	-19.61	547.56	1.48	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	1.50	ELU_S1Y	16.67		1.26			1.60	φ	8	//	25
				sf -	3.00	ELU_S1Y	19.67		1.49			1.60	φ	8	//	25
V5	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_S1Y	-18.53	547.56	1.40	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	1.50	ELU_S1Y	-15.53		1.17			1.60	φ	8	//	25
				sf -	3.00	ELU_S1Y	18.54		1.40			1.60	φ	8	//	25
V6	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_Wyy_Wzz_(T-)	-15.23	547.56	1.15	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	1.50	ELU_S1Y	11.78		0.89			1.60	φ	8	//	25
				sf -	3.00	ELU_S1Y	14.78		1.12			1.60	φ	8	//	25
V7	0.20	0.40	0.34	si -	0.00	ELU_Wyy_Wz_(T-)	-10.37	547.56	0.78	1.60	20.70	1.60	φ	8	//	25
				sm -	1.50	ELU_Wy_Wzz_(T+)	10.51		0.79			1.60	φ	8	//	25
				sf -	3.00	ELU_Wy_Wzz_(T+)	10.51		0.79			1.60	φ	8	//	25

5.1.2. Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação

O controlo da fendilhação foi realizado pelo método indireto, tendo-se considerado para o diâmetro e espaçamentos máximos dos varões os valores indicados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Diâmetro e Espaçamento máximo dos varões longitudinais

Vigas	M_{\max} (kN.m)	z (m)	F_s (kN)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	Classe de Exposição	w_k (mm)	ϕ_{\max} (mm)	S_{\max} (mm)
V1	8.05	0.32	24.86	1.57	158	XC2	0.3	32	300
V2	32.83	0.32	101.33	3.93	258			12	150
V3	28.51	0.32	88.00	3.93	224			16	200
V4	26.48	0.32	81.73	3.14	260			12	150
V5	24.87	0.32	76.75	3.14	244			12	150
V6	19.18	0.32	59.20	3.14	189			25	250
V7	11.54	0.32	35.63	1.57	227			16	200

5.2. Plintos

5.2.1. Estados Limites Últimos

5.2.1.1. Flexão Composta

A verificação dos plintos à flexão composta com tração/compressão foi feita com recurso ao software “Gala Reinforcement”.

Construíram-se as envolventes resistentes com base nos esforços das combinações mais desfavoráveis.

Consideraram-se 4 tipos de plintos tendo em conta as secções e os esforços máximos de cálculo.

Plintos:

- PL1 (0,50 m x 0,80 m);
- PL2 (0,30 m x 0,60 m);
- PL3, PL4, PL5, PL6 (0,4 m x 0,8 m);
- PL7 (0,4 m x 0,8 m).

Tabela 5.5 Verificação à Flexão Composta (1/2)

Plintos PL1 (0.50 m x 0.80 m)				
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada	
ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	Número e Diâmetro dos Varões	A_s (cm ²)
10	0.23	160	12 ϕ 20	37.70
<p>N=-99.20 kN (Compressão)</p>			<p>N=+41.78 kN (Tração)</p>	
Plintos PL2 (0.30 m x 0.60 m)				
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada	
ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	Número e Diâmetro dos Varões	A_s (cm ²)
10	0.79	72	10 ϕ 16	20.11
<p>N=-343.48 kN (Compressão)</p>			<p>N=+60.68 kN (Tração)</p>	

Tabela 5.6 Verificação à Flexão Composta (2/2)

Plintos PL3, PL4, PL5, PL6 (0.40 m x 0.80 m)				
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada	
ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	Número e Diâmetro dos Varões	A_s (cm ²)
10	1.70	112	16 ϕ 16	32.17
<p>N=-737.02 kN (Compressão)</p>			<p>N=+528.07 (Tração) kN</p>	
Plintos PL7 (0.40 m x 0.80 m)				
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada	
ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	Número e Diâmetro dos Varões	A_s (cm ²)
10	0.70	112	14 ϕ 12	15.83
<p>N=-302.76 kN (Compressão)</p>			<p>N=+182.36 kN (Tração)</p>	

5.2.1.2. Esforço Transverso

Na Tabela 5.3 resumem-se as fases do cálculo para a verificação do estado limite último de resistência ao esforço transverso.

Tabela 5.7 Armaduras Transversais

Plintos	Geometria (m)			Secção (m)	Esforços de Cálculo		$V_{Rd,max}$ (kN)	Armaduras de Cálculo			$S_{cl,tmax}$ (cm)	Armaduras Adotadas					
	b_w	h	d		Combinação Condicionante	V_{Ed} (kN.m)		$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{max}$ (cm ² /m)		$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Diâmetro e Espaçamento das cintas				
PL1	0.50	0.80	0.73	si -	0.00	ELU_S1X	-259.66	2964.6	9.07	4.00	51.75	30	9.07	φ	8	//	10
				sm -	0.59	ELU_S1X	-259.66		9.07				9.07	φ	8	//	10
				sf -	1.17	ELU_S1X	-259.66		9.07				9.07	φ	8	//	10
PL2	0.30	0.60	0.53	si -	0.00	ELU_S1Y	-35.83	1297.6	1.71	2.40	31.05	24	4.00	φ	8	//	20
				sm -	1.00	ELU_S1Y	-35.83		1.71				4.00	φ	8	//	20
				sf -	2.00	ELU_S1Y	-35.83		1.71				4.00	φ	8	//	20
PL3	0.40	0.70	0.63	si -	0.00	ELU_S1Y	-56.71	2054.2	2.29	3.20	41.40	24	4.00	φ	8	//	20
				sm -	1.00	ELU_S1Y	-56.71		2.29				4.00	φ	8	//	20
				sf -	2.00	ELU_S1Y	-56.71		2.29				4.00	φ	8	//	20
PL4	0.40	0.70	0.63	si -	0.00	ELU_S1Y	-53.21	2054.2	2.14	3.20	41.40	24	4.00	φ	8	//	20
				sm -	1.00	ELU_S1Y	-53.21		2.14				4.00	φ	8	//	20
				sf -	2.00	ELU_S1Y	-53.21		2.14				4.00	φ	8	//	20
PL5	0.40	0.70	0.63	si -	0.00	ELU_S1Y	47.50	2054.2	1.91	3.20	41.40	24	4.00	φ	8	//	20
				sm -	1.00	ELU_S1Y	47.50		1.91				4.00	φ	8	//	20
				sf -	2.00	ELU_S1Y	47.50		1.91				4.00	φ	8	//	20
PL6	0.40	0.70	0.63	si -	0.00	ELU_S1Y	-43.11	2054.2	1.74	3.20	41.40	24	4.00	φ	8	//	20
				sm -	1.00	ELU_S1Y	-43.11		1.74				4.00	φ	8	//	20
				sf -	2.00	ELU_S1Y	-43.11		1.74				4.00	φ	8	//	20
PL7	0.40	0.70	0.64	si -	0.00	ELU_Wyy_Wzz_(T-)	-22.26	2060.6	0.89	3.20	41.40	18	4.00	φ	8	//	17.5
				sm -	1.00	ELU_Wyy_Wzz_(T-)	-22.26		0.89				4.00	φ	8	//	17.5
				sf -	2.00	ELU_Wyy_Wzz_(T-)	-22.26		0.89				4.00	φ	8	//	17.5

5.2.2. Estado Limite de Utilização – Controlo de Fendilhação

Com recurso ao *software “Gala Reinforcement”* calcularam-se as aberturas de fendas para os esforços de cálculo das combinações dos estados limites de serviço mais desfavoráveis.

As aberturas das fendas w_k devem ser inferiores ao w_{max} de 0,3 mm para elementos com classes de exposição XC2.

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	-47.32	-8.27	4.06	L1	1	0.00	-0.02	316.590	0.00150	0.00220	0.00320
L2	-23.23	-3.10	13.70	L2	1	0.07	-0.04	464.054	0.03035	0.04431	0.05465
L3	-38.70	-3.13	-15.40	L3	5	0.06	-0.04	465.005	0.02733	0.03990	0.04977
L4	-38.05	-11.76	46.96	L4	1	0.27	-0.15	463.075	0.12729	0.18585	0.22729

Figura 5.2 Plintos PL1

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	-51.57	-2.19	20.64	L1	1	0.32	-0.23	361.203	0.11574	0.15046	0.21470
L2	-44.68	-2.76	15.02	L2	1	0.22	-0.17	358.032	0.07924	0.10302	0.14747
L3	-51.86	-1.79	-19.14	L3	4	0.29	-0.21	361.653	0.10397	0.13516	0.19336
L4	-74.72	-14.18	0.90	L4	1	0.02	-0.06	252.534	0.00423	0.00550	0.00822

Figura 5.3 Plintos PL2

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	166.30	0.98	9.01	L1	9	0.30	No	425.104	0.12766	0.17616	0.17793
L2	42.52	0.041	-41.38	L2	14	0.41	-0.17	312.643	0.12938	0.17854	0.22456
L3	159.97	0	10.02	L3	1	0.30	No	378.231	0.11289	0.15579	0.15752
L4	159.30	1.19	-13.93	L4	14	0.34	-0.04	341.583	0.11633	0.16054	0.19425

Figura 5.4 Plintos PL3, PL4, PL5 e PL6

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	91.71	0	4.92	L1	1	0.21	No	670.578	0.14202	0.19599	0.19792
L2	84.71	0.08	-7.19	L2	13	0.23	-0.01	578.331	0.13360	0.18437	0.22028
L3	-206.94	0.11	22.16	L3	8	0.01	-0.07	386.742	0.00244	0.00336	0.00763
L4	77.71	0.17	-19.31	L4	13	0.35	-0.10	536.338	0.18626	0.25705	0.31294

Figura 5.5 Plintos PL7

Verifica-se que as aberturas das fendas em todos os plintos são sempre inferiores ao valor máximo regulamentar.

5.3. Maciços de Encabeçamento de Estacas

5.3.1. Estados Limites Últimos

5.3.1.1. Flexão Composta

Para os maciços de encabeçamento de estacas utilizou-se o *software* “Gala”.

Considerou-se a mesma secção para os maciços M2, M3, M4, M5, M6 e M7, uma vez que os esforços de cálculo são da mesma ordem de grandeza.

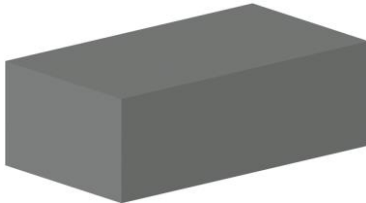
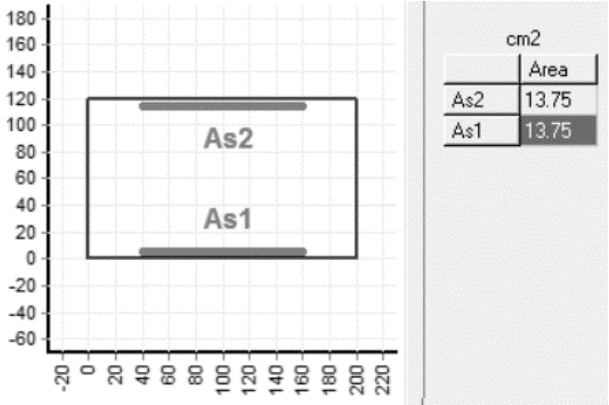
O maciço M1 foi tratado independentemente com base nos esforços mais desfavoráveis indicados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 Esforços de Cálculo mais desfavoráveis

Combinação Condicionante	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kN)
ELU_S1X	276.69	522.70
ELU_S1X	-276.69	-527.29

Os resultados dos cálculos estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 5.9 Dimensionamento do Maciço M1

<p>Maciço M1 - 2,00 m x 1,20 m x 3,60 m</p> 												
Disposições Regulamentares		Armaduras Longitudinais Adotadas										
ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Número e Diâmetro dos Varões	A_s (cm ²)									
10	38.65	20 ϕ 16	40.22									
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Load</th> <th>N [kN]</th> <th>Mx [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L1</td> <td>276.69</td> <td>522.70</td> </tr> <tr> <td>L2</td> <td>-276.69</td> <td>-527.29</td> </tr> </tbody> </table>		Load	N [kN]	Mx [kNm]	L1	276.69	522.70	L2	-276.69	-527.29		
Load	N [kN]	Mx [kNm]										
L1	276.69	522.70										
L2	-276.69	-527.29										


Os esforços condicionantes nas secções dos maciços M2, M3, M4, M5, M6 e M7 constam da Tabela 5.10 e o dimensionamento da Tabela 5.11.

Tabela 5.10 Esforços de Cálculo mais desfavoráveis


Combinação Condicionante	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kN)
ELU_S1Y	39.35	68.24
ELU_S1Y	1.15	-162.96
ELU_S1Y	1.94	144.20
ELU_S1Y	-39.54	-84.30

Tabela 5.11 Dimensionamento dos Maciços M2, M3, M4, M5, M6 e M7

Maciços M2 (1,20 m x 1,20 m x 3,60 m)



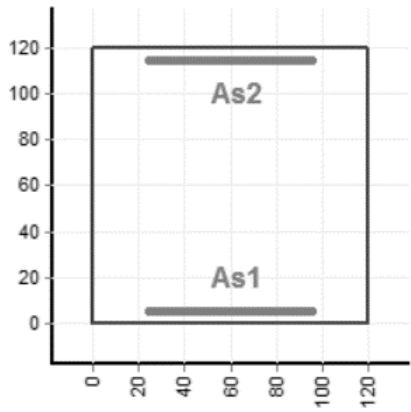
Maciços M3, 4, 5, 6, 7 (1,20 m x 1,20 m x 4,20 m)



Armadura Longitudinal Adotada

ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Número e diâmetro dos varões	A_s (cm ²)
10	18.33	10 ϕ 16	20.11

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	39.35	68.24
L2	1.15	-162.96
L3	1.94	144.20
L4	-39.54	-84.30



cm ²	
	Area
As2	3.27
As1	3.27

5.3.1.2. Esforço Transverso

A verificação ao estado limite último de esforço transverso foi feito a partir da Tabela 5.11.

Tabela 5.12 Armaduras Transversais

Maciços	Geometria (m)			Secção (m)		Esforços de Cálculo		$V_{Rd,máx}$ (kN)	Armaduras de Cálculo			$S_{l,max}$ (cm)	Armaduras Adotadas				
	b_w	h	d			Combinação Condicionante	V_{Ed} (kN.m)		$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{max}$ (cm ² /m)		$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Diâmetro e Espaçamento dos estribos			
M1	2.00	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1X	-894.66	18297.9	20.24	16.0	207.00	84.71	20.24	φ	12	//	10
				sm -	1.80	ELU_S1X	-822.66		18.61				18.61	φ	12	//	10
				sf -	3.60	ELU_S1X	788.90		17.85				17.85	φ	12	//	10
M2	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1Y	-428.31	11022.48	9.65	9.60	124.20	85.05	9.65	φ	8	//	10
				sm -	1.80	ELU_S1Y	-71.36		1.61				9.60	φ	8	//	10
				sf -	3.60	ELU_S1Y	103.98		2.34				9.60	φ	8	//	10
M3	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1Y	-155.82	11022.48	3.51	9.60	124.20	85.05	9.60	φ	8	//	10
				sm -	1.00	ELU_S1Y	101.86		2.30				9.60	φ	8	//	10
				sf -	4.20	ELU_S1Y	155.86		3.51				9.60	φ	8	//	10
M4	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1Y	-146.70	11022.48	3.31	9.60	124.20	85.05	9.60	φ	8	//	10
				sm -	1.00	ELU_S1Y	-92.70		2.09				9.60	φ	8	//	10
				sf -	4.20	ELU_S1Y	146.55		3.30				9.60	φ	8	//	10
M5	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1Y	-149.76	11022.48	3.37	9.60	124.20	85.05	9.60	φ	8	//	10
				sm -	1.00	ELU_S1Y	95.77		2.16				9.60	φ	8	//	10
				sf -	4.20	ELU_S1Y	149.77		3.38				9.60	φ	8	//	10
M6	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S1Y	-142.40	11022.48	3.21	9.60	124.20	85.05	9.60	φ	8	//	10
				sm -	1.00	ELU_S1Y	88.44		1.99				9.60	φ	8	//	10
				sf -	4.20	ELU_S1Y	142.44		3.21				9.60	φ	8	//	10
M7	1.20	1.20	1.13	si -	0.00	ELU_S2Y	-133.71	11022.48	3.01	9.60	124.20	85.05	9.60	φ	8	//	10
				sm -	1.00	ELU_S2Y	-79.71		1.80				9.60	φ	8	//	10
				sf -	4.20	ELU_S2Y	133.66		3.01				9.60	φ	8	//	10

5.3.2. Estado Limite de Utilização – Controle de Fendilhação

Foi também adotada uma armadura de pele adicional para o controle de fendilhação nas faces laterais dos maciços de encabeçamento.

Nota: De referir que as armaduras calculadas em todos os maciços correspondem às mínimas regulamentares.

5.4. Estacas

5.4.1. Modelação

Para a determinação dos esforços nas estacas utilizou-se o modelo de “Winkler”, de modo a calcular as rigidezes das molas que simulam as ligações aos diferentes estratos do solo de fundação.

Na Tabela 5.13 indicam-se os parâmetros usados no cálculo das rigidezes das molas das estacas.

Tabela 5.13 Parâmetros de Cálculo

Estacas	
D_e (m)	0.80
E_e (GPa)	33
I_e (m ⁴)	0.02
v_s	0.20
A_e (m ²)	0.50

(a)

Estratos/SPT	Espessura (m)	n_h (kN/m ³)	E_s (kPa)
Argilas Moles $N_{SPT}=8$	14	2000	5000
Argilas Médias $N_{SPT}=15$	11	4000	10000
Argilas Duras $N_{SPT}=30$	-	6000	15000

(b)

Tabela 5.14 Rigidez das molas (1/3)

	Molas	Profundidade (m)	n_h (kN/m ³)	k	k_h (kN/m)
Argilas Moles	1	2.5	2000	5228	4182
	2	3.5	2000	5228	4182
	3	4.5	2000	5228	4182
	4	5.5	2000	5228	4182
	5	6.5	2000	5228	4182
	6	7.5	2000	5228	4182
	7	8.5	2000	5228	4182
	8	9.5	2000	5228	4182
	9	10.5	2000	5228	4182
	10	11.5	2000	5228	4182
	11	12.5	2000	5228	4182
	12	13.5	2000	5228	4182
	13	14.5	2000	5228	4182

Tabela 5.15 Rigidez das molas (2/3)

	Mola	Profundidade (m)	n_h (kN/m ³)	k	k_h (kN/m)
Argilas Médias	14	15.5	4000	11077	8862
	15	16.5	4000	11077	8862
	16	17.5	4000	11077	8862
	17	18.5	4000	11077	8862
	18	19.5	4000	11077	8862
	19	20.5	4000	11077	8862
	20	21.5	4000	11077	8862
	21	22.5	4000	11077	8862
	22	23.5	4000	11077	8862
	23	24.5	4000	11077	8862
24	25.5	4000	11077	8862	

Tabela 5.16 Rigidez das molas (3/3)

	Mola	Profundidade (m)	n_h (kN/m ³)	k	k_h (kN/m)	w_1	k_v (kN/m)
Argilas Duras	25	26.5	6000	17188	13750	-	-
	26	27.5	6000	17188	13750	-	-
	27	28.5	6000	17188	13750	s/significado	59241461

5.4.2. Estados Limites Últimos

5.4.2.1. Capacidade Resistente do Terreno

A verificação ao estado limite último resistente do terreno foi efetuada numa folha em “Excel”.

Na Tabela 5.17 indicam-se os parâmetros utilizados no cálculo.

Tabela 5.17 Parâmetros Geotécnicos

Estrato	N_{SPT}	Espessura (m)	$c_{u,k}$ (kPa)	α	N_c
Argilas Moles	8	14	50	0.5	9
Argilas Médias	15	11	100	0.5	9
Argilas Duras	30	3	200	0.5	9

Os esforços de cálculo que serviram para o dimensionamento estão resumidos nas tabelas seguintes.

Tabela 5.18 Esforços de Cálculo

Estacas	G _k (kN)	Q _k (kN)	Abordagem de Cálculo 1	
			Combinação 1	Combinação 2
			F _{c;d} (kN)	F _{c;d} (kN)
E1	473.50	47.92	711.10	701.51
E2	490.50	188.044	944.24	906.63
E3	535.25	362.10	1265.74	1193.32
E4	498.63	356.23	1207.50	1136.25
E5	496.90	353.14	1200.53	1129.90
E6	495.01	347.36	1189.30	1119.83
E7	453.36	180.82	883.27	847.10

Tabela 5.19 Estado Limite Último de Rotura do Terreno

Estacas	Abordagem de Cálculo 1									
	Combinação 1					Combinação 2				
	R _{b;k} (kN)	R _{s;k} (kN)	R _{c;d} (kN)	F _{c;d} (kN)	Rácio	R _{b;k} (kN)	R _{s;k} (kN)	R _{c;d} (kN)	F _{c;d} (kN)	Rácio
E1	904.78	603.19	1327.01	711.10	0.54	1140.02	774.79	1308.51	701.51	0.54
E2	904.78	603.19	1327.01	944.24	0.71	1140.02	774.79	1308.51	906.63	0.69
E3	904.78	603.19	1327.01	1265.74	0.95	1140.02	774.79	1308.51	1193.32	0.91
E4	904.78	603.19	1327.01	1207.50	0.91	1140.02	774.79	1308.51	1136.25	0.87
E5	904.78	603.19	1327.01	1200.53	0.90	1140.02	774.79	1308.51	1129.90	0.86
E6	904.78	603.19	1327.01	1189.30	0.90	1140.02	774.79	1308.51	1119.83	0.86
E7	904.78	603.19	1327.01	883.27	0.67	1140.02	774.79	1308.51	847.10	0.65

5.4.2.2. Dimensionamento orgânico

Flexão Composta

Utilizou-se o *software* “Gala Reinforcement” no traçado das envolventes resistentes (N_{Ed}+M_{Ed}) com base na geometria da secção e das armaduras previamente arbitradas.

O momento considerado foi:

$$M = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2} \quad (5.1)$$

Na tabela seguinte estão indicadas as armaduras adotadas nos cálculos efetuados. Como as Estacas E2, E3, E4, E5, E6 e E7 estão sujeitas a esforços da mesma ordem de grandeza apresentam as mesmas armaduras.

Tabela 5.20 Dimensionamento das Estacas

Estacas E1 (D=0.8 m)								
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada					
			0 a -5 metros			-5 a -26 metros		
ϕ_{\min} (mm)	s_{\max} (cm)	$A_{s,\min}$ (cm ²)	Número e diâmetro dos varões	s (cm)	A_s (cm ²)	Número e diâmetro dos varões	s (cm)	A_s (cm ²)
16	20	25	10 ϕ 25+4 ϕ 20	15.6	28.14	14 ϕ 16	15.6	68.72
<p>0 a -5 metros</p>					<p>-5 a -26 metros</p>			
Estacas E2, E3, E4, E5, E6 e E7 (D=0.8 m)								
Disposições Regulamentares			Armadura Longitudinal Adotada					
ϕ_{\min} (mm)	s_{\max} (cm)	$A_{s,\min}$ (cm ²)	Número e diâmetro dos varões	s (cm)	A_s (cm ²)			
16	20	25	13 ϕ 16	16.85	26.14			

Esforço Transverso

As cintas helicoidais foram calculadas com recurso à Tabela 5.21.

O esforço transverso de cálculo considerado foi:

$$V = \sqrt{V_{22}^2 + V_{33}^2} \quad (5.2)$$

Tabela 5.21 Armaduras Transversais

Estacas	Secções Entre cotas (m)	Geometria		Esforços de Cálculo		$V_{Rd,máx}$ (kN)	Armaduras de Cálculo		Armaduras Adotadas				
		D (m)	d (m)	Combinação Condicionante	V_{Ed} (kN)		$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Diâmetro e espaçamento das cintas helicoidais			
E1	0 a -5	0.80	0.73	ELU_S1X	229.88	4727.16	8.05	6.40	8.05	φ	8	//	10
	-5 a -26	0.80	0.73	ELU_S1X	48.36	4727.16	1.69	6.40	6.40	φ	8	//	15
E2	0 a -26	0.80	0.73	ELU_S1Y	34.45	4756.32	1.20	6.40	6.40	φ	8	//	15
E3	0 a -26	0.80	0.73	ELU_S1Y	49.45	4743.36	1.73	6.40	6.40	φ	8	//	15
E4	0 a -26	0.80	0.73	ELU_S1Y	48.73	4743.36	1.70	6.40	6.40	φ	8	//	15
E5	0 a -26	0.80	0.73	ELU_S1Y	50.20	4743.36	1.75	6.40	6.40	φ	8	//	15
E6	0 a -26	0.80	0.73	ELU_S1Y	46.68	4756.32	1.63	6.40	6.40	φ	8	//	15
E7	0 a -26	0.80	0.73	ELU_Wy_Wz_(T+)	39.45	4756.32	1.37	6.40	6.40	φ	8	//	15

5.4.3. Estado Limite de Utilização – Controle de Fendilhação

Com recurso ao *software “Gala Reinforcement”* calcularam-se as aberturas de fendas para as 2 estacas “tipo”.

Foi considerada uma abertura de fendas inferior a 0,3 mm para uma classe de exposição XC2.

Load	N [kN]	Mx [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	-213.49	34.53	L1	5	0.01	-0.04	245.904	0.00146	0.00249	0.00373
L2	-200.92	-31.57	L2	12	0.00	-0.04	245.904	0.00116	0.00197	0.00309
L3	-115.92	26.43	L3	5	0.01	-0.03	245.904	0.00299	0.00509	0.00628
L4	-122.21	20.37	L4	5	0.00	-0.02	245.904	0.00095	0.00161	0.00235

Figura 5.6 Estacas E1

Load	N [kN]	Mx [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	10.61	23.21	L1	4	0.16	-0.05	334.763	0.05302	0.09014	0.09809
L2	5.92	14.45	L2	4	0.10	-0.03	334.763	0.03268	0.05555	0.06046
L3	-25.44	23.25	L3	4	0.10	-0.05	334.763	0.03260	0.05542	0.06079
L4	-118.49	15.88	L4	4	0.00	-0.02	334.763	0.00043	0.00073	0.00143

Figura 5.7 Estacas E2, E3, E4, E5, E6 e E7

A – PEÇAS ESCRITAS

III. CONCLUSÕES

A realização deste projeto foi bastante importante uma vez que permitiu consolidar parte dos conhecimentos adquiridos na licenciatura e no mestrado e simultaneamente adquirir novos conhecimentos.

Este projeto permitiu proceder também à estimativa do custo da obra, cujo o valor é da ordem dos 860 000 €, conforme se mostra na tabela seguinte.

Tabela 5.1 Custos da Obra

		Quant.	Custo	
			Unit. (€)	Total (€)
Estaleiro		-	-	67116
Levantamento dimensional		-	-	35000
Mov. de Terras	Realização das escavações	183.6 m ³	15	2754
	Execução de aterros, incluindo compactação	91.8 m ³	30	754
Est. de Betão Armado	Fornecimento, montagem e desmontagem de sistemas de cofragem	169.1 m ²	35	5920
	Fornecimento, aplicação e vibração de betão de limpeza da classe C16/20 com 5 cm de espessura.	42.6 m ²	10	425
	Fornecimento e colocação em obra de armaduras em aço A 500, incluindo cortes, moldagem e montagem	2323.6 kg	1.5	3485
	Fornecimento e execução de Betão C25/30 em elementos estruturais, incluindo fornecimento, aplicação e vibração	53.6 m ³	230	12321
	Execução de estacas moldadas em betão armado de secção circular com 0.80 m, com os comprimentos de 26 m, incluindo mobilização e desmobilização do equipamento necessário à execução da obra.	14 un.	20000	280000
	Corte e regularização da cabeça das estacas	14 un.	100	1400
Est. Metálica	Fornecimento, fabrico e montagem de todos os elementos metálicos, incluindo chapas de reforço, barras e outros elementos laminados assim como todas os parafusos ou outros meios de ligação indicados nos desenhos	44882 kg	10	448820
Nota: Os preços que se indicam são os praticados em Moçambique em 2013.				860 000 €

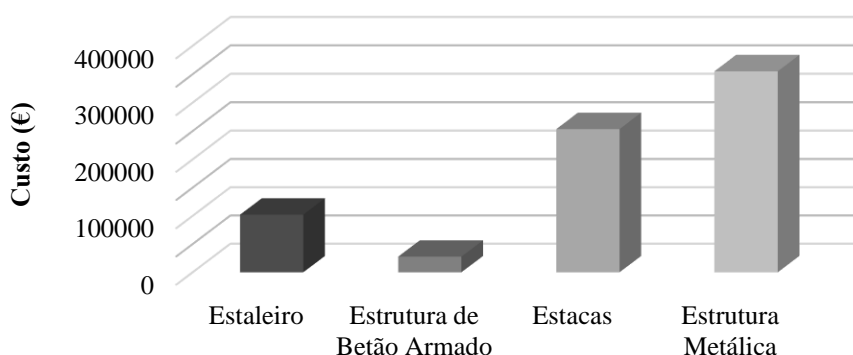


Figura 5.1 Custo das Estruturas

Este gráfico mostra que a estrutura metálica é a parcela com mais significado no custo total da obra. De referir que as estacas com diâmetro de 0,8 metros e comprimentos de 26 metros têm também um peso importante.

Na elaboração deste trabalho foram desenvolvidas competências em vários domínios:

Telas Transportadoras

- Modo de funcionamento dos órgãos mecânicos constituintes destes sistemas de transporte;
- Circuitos onde estas telas estão inseridas em diferentes unidades fabris.

Bibliografia

- Aplicação das metodologias presentes nos Eurocódigos Estruturais;
- Consulta de livros técnicos de dimensionamento e modelação de estruturas metálicas e de betão armado.

Softwares

- Em “Excel” através de diversas folhas de cálculos que foram utilizadas neste Projeto no dimensionamento das estruturas metálicas e de betão armado;
- Desenvolvimento de competências na modelação de estruturas com recurso a diferentes programas de elementos finitos, tais como: “SAP2000” e “*Robot Strucural Analysis Professional*”;
- Aplicação de outros softwares complementares, a saber:
 - “Semicomp+”;
 - “A3C”;
 - “LTBeam”, “LTBeamN”;
 - “Gala Reinforcement”.
- Utilização do “AutcoCad 3D” na preparação dos modelos deste Projeto e na realização de alguns desenhos de elementos mecânicos;
- Aprofundamento dos conhecimentos em “Autocad 2D” na realização dos desenhos de pormenor das ligações metálicas e na preparação das peças em betão armado.

De referir também que ao longo deste trabalho surgiram alguns temas de interesse que pretendo explorar num futuro próximo como engenheiro de estruturas, tais como:

- Aprofundar os conhecimentos dos softwares mencionados anteriormente;
- Trabalhar com outros softwares dos quais destaco os seguintes:
 - “Advance Steel”
 - “Advance Concrete”
 - “Revit”

Outras áreas ligadas ao dimensionamento de estruturas:

- LSF (*Light steel framing*) ou aços leves;
- Estruturas mistas;
- Análises de 2ª ordem de Estruturas Metálicas;
- Metodologia “BIM” (*Building Information Model*).