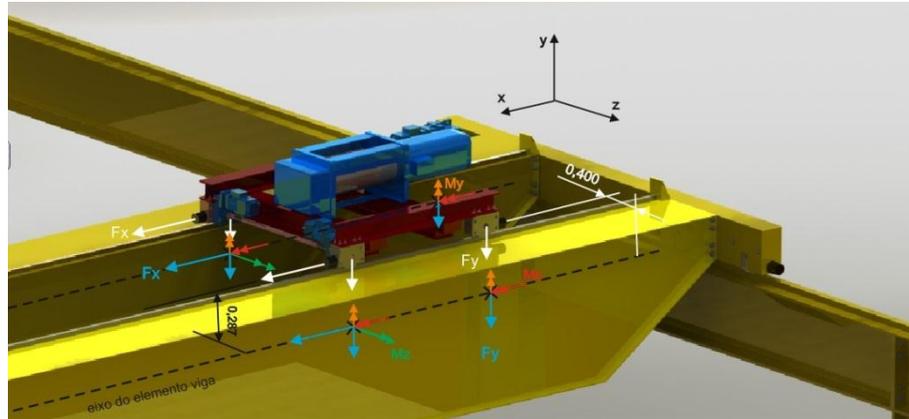




ISEL

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Departamento de Engenharia Mecânica**



## **Utilização dos Eurocódigos na construção metálica**

**VITOR JOSÉ DA SILVA CARVALHO**  
(Licenciado em Engenharia Mecânica)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Mecânica

Orientador:

Prof. Doutor Joaquim Infante Barbosa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor João Carlos Quaresma Dias

Vogais:

Prof. Albertino dos Santos Pereira

Prof.<sup>a</sup> Doutora Maria Amélia Ramos Loja

Prof. Doutor Joaquim Infante Barbosa

Prof. Armando António Soares Inverno

**Setembro de 2011**



## Agradecimentos

Agradeço ao orientador científico, o Professor Doutor Joaquim Infante Barbosa, pela sua compreensão e competência demonstrada, a sua orientação foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho.

Um agradecimento a todos aqueles que me apoiaram no meu percurso académico com um especial destaque para os colegas de curso.

Por fim, agradeço todo o apoio e a motivação transmitida pela minha mãe, pelo meu pai e pelo meu irmão Hugo.

Página intencionalmente em branco

## Resumo

Os Eurocódigos estruturais são um conjunto de normas técnicas que têm como objectivo abranger o projecto e verificação de qualquer tipo de construção para os países membros da União Europeia.

O objectivo deste trabalho é sistematizar todos os procedimentos que estão presentes nos Eurocódigos e que são aplicáveis, de uma forma geral, à construção metálica. Foi feito o desenvolvimento de uma solução estrutural para o caso concreto de uma estrutura metálica de uma ponte rolante com o objectivo de se fazer o levantamento dos normativos estabelecidos para o projecto de estruturas metálicas.

Este trabalho foi desenvolvido considerando fundamentalmente três Eurocódigos. O Eurocódigo 0 que estabelece o princípio e bases para o projecto de estruturas, o Eurocódigo 1 que define as acções em estruturas e o Eurocódigo 3 que estabelece as regras gerais, de verificação ao fogo, de projecto de ligações e de verificação à fadiga.

O trabalho desenvolvido consistiu em projectar a estrutura metálica da ponte rolante considerada e para tal foram feitos os seguintes passos.

- Determinação das acções na estrutura e das situações de projecto;
- Projecto da estrutura considerando a verificação de cedência ou deformação excessiva dos seus elementos;
- Projecto da estrutura considerando a perda de equilíbrio estático da estrutura;
- Projecto da estrutura considerando a verificação da sua resistência ao fogo;
- Projecto das ligações aparafusadas;
- Verificação da resistência à fadiga.

*Palavras-chave: Eurocódigos; estrutura em aço; ponte rolante, projecto e verificação.*

## Abstract

The structural Eurocodes are a set of technical standards that are intended to cover the design and verification of any type of building for member countries of the European Union.

The aim of this work is to systematize all the procedures that are present in the Eurocodes, which apply, in general, the metal construction. It was made to develop a structural solution to the case of a steel structure of a crane in order to take stock of the established norms for the design of steel structures.

This work was developed considering three basic Eurocodes. The Eurocode 0 establishing the principle and basis for structural design, Eurocode 1 that define the actions on structures and Eurocode 3 laying down general rules, the verification the resistance of fire, the design of connections and fatigue verification resistance.

The work consisted in designing the metal frame of the crane that were considered and made the following steps.

- Determination of the shares in the structure and design situations;
- Design verification considering the structure damping or excessive deformation of its elements;
- Design of the structure considering the loss of static equilibrium of the structure;
- Design verification considering the structure of its fire resistance;
- Design of bolted connections;
- Verification of the resistance to fatigue.

*Key words: Eurocodes; steel structure; crane; design and verification.*

# Índice

Agradecimentos .....	I
Resumo .....	III
Abstract .....	IV
Índice de Figuras .....	X
Índice de Tabelas.....	XII
Glossário.....	XV
<b>1 Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Os Eurocódigos estruturais.....	2
1.3 Objectivo.....	4
<b>2 Acções em estruturas.....</b>	<b>7</b>
2.1 Conceitos gerais.....	7
2.2 Classificação de acções em estruturas.....	7
2.3 Valor de cálculo de acções em estruturas.....	8
2.4 Acções dinâmicas em estruturas.....	8
2.5 Combinação de acções em estruturas .....	9
2.6 Determinação das acções para a ponte rolante, caso de estudo .....	11
2.6.1 Acções de serviço na ponte rolante .....	11
2.6.2 Determinação dos factores dinâmicos .....	13
2.6.3 Determinação das acções devido ao serviço da ponte rolante .....	16
2.6.3.1 Determinação peso próprio do carro $Q_c$ .....	16
2.6.3.2 Determinação carga de elevação $Q_H$ .....	16
2.6.3.3 Determinação da acção para se efectuar o movimento de translação $H_L$ .....	17
2.6.3.4 Determinação das acções devido à falta de guiamento sistema $H_s$ .....	19
2.6.3.5 Determinação das acções de acidente $H_B$ .....	20
2.6.3.6 Determinação da carga de teste $Q_t$ .....	21
2.6.4 Coeficientes $\psi_i$ para as acções de serviço da ponte rolante .....	21
2.6.5 Determinação das acções do vento na ponte rolante .....	22
2.6.5.1 Coeficientes $\psi_i$ para as acções do vento.....	26

2.6.6	Determinação dos pesos próprios da construção.....	27
2.6.6.1	Peso próprio da estrutura metálica da ponte.....	27
2.6.6.2	Peso próprio da estrutura metálica do pórtico.....	27
<b>3</b>	<b>Situações de projecto.....</b>	<b>29</b>
3.1	Situações de projecto na estrutura da ponte .....	29
3.1.1	Estados limites últimos para a estrutura da ponte (ELU).....	30
3.1.2	Situações de projecto de acidente na ponte.....	32
3.2	Situações de projecto na estrutura do pórtico .....	33
<b>4</b>	<b>Verificação da cedência ou deformação excessiva da estrutura, STR.....</b>	<b>35</b>
4.1	Análise global .....	35
4.1.1	Efeitos da configuração da geometria da estrutura.....	35
4.1.2	Análise global plástica.....	36
4.1.3	Análise global elástica.....	37
4.1.4	Classificação de secções.....	38
4.2	Análise global da estrutura da ponte rolante .....	39
4.2.1	Classificação das secções dos elementos da ponte rolante .....	39
4.2.2	Situações de projecto para a análise global elástica da ponte .....	39
4.2.3	Determinação dos efeitos das acções na viga da ponte.....	41
4.2.4	Situações de projecto para a estrutura do pórtico .....	45
4.2.4.1	Estados limites últimos para a estrutura do pórtico .....	46
4.2.4.2	Situações de acidente para a estrutura do pórtico.....	48
4.2.5	Determinação dos efeitos das acções na estrutura do pórtico .....	49
4.3	Deformações admissíveis .....	50
4.3.1	Verificação dos deslocamentos da ponte rolante.....	50
4.4	Resistência das secções transversais .....	51
4.4.1	Tensão normal em elementos rectos.....	52
4.4.1.1	Tensão normal em elementos estruturais, caso geral.....	52
4.4.1.2	Tensão normal devido à torção não uniforme .....	54
4.4.2	Tensão de corte em elementos rectos .....	55
4.4.2.1	Tensão de corte devido ao esforço transversal.....	55
4.4.2.2	Tensão de corte devido à torsão uniforme .....	57
4.4.2.3	Tensão de corte devido à torsão não uniforme.....	59
4.4.3	Verificação da resistência das secções transversais.....	60

4.4.3.1	Resistência das secções dos elementos estruturais da ponte rolante .....	60
<b>5</b>	<b>Verificação da perda de equilíbrio estático da estrutura, EQU.....</b>	<b>65</b>
5.1	Verificação resistência à encurvadura devido à compressão.....	65
5.1.1	Esbelteza de Referência .....	65
5.1.2	Elemento ao esforço axial crítico de compressão.....	66
5.1.3	Esforço axial crítico de elemento sujeito à torção .....	66
5.1.4	Elemento sujeito à torção e à flexão.....	67
5.1.5	Esbelteza normalizada .....	67
5.1.6	Factor de imperfeição.....	67
5.1.7	Parâmetro $\Phi$ .....	67
5.1.8	Parâmetro de redução $\chi$ .....	68
5.1.9	Valor de cálculo da resistência à encurvadura .....	68
5.1.10	Verificação da estabilidade elástica devido a compressão .....	68
5.2	Verificação da resistência à encurvadura devido a flexão e a torsão.....	68
5.2.1	Momento crítico.....	69
5.2.2	Esbelteza nominal.....	70
5.2.3	Parâmetro $\Phi_{LT}$ .....	70
5.2.4	Parâmetro de redução $\chi_{LT}$ .....	70
5.2.5	Valor de cálculo do momento crítico.....	71
5.2.6	Verificação da estabilidade elástica devido a flexão e a torsão .....	71
5.3	Verificação de resistência à encurvadura devido a flexão composta com compressão e torsão	71
5.4	Verificação da resistência à encurvadura da ponte rolante .....	72
<b>6</b>	<b>Verificação da resistência ao fogo.....</b>	<b>75</b>
6.1	Resistência ao fogo da ponte rolante .....	76
6.1.1	Determinação do incêndio de cálculo .....	76
6.1.2	Evolução da temperatura na estrutura.....	77
6.1.3	Situações de projecto, valor das acções devido ao fogo .....	80
6.1.4	Classificação das secções.....	82
6.1.5	Determinação dos esforços e dos deslocamentos na estrutura devido ao fogo.....	82
6.1.6	Verificação da cedência ou deformação excessiva da estrutura devido ao fogo .....	82
6.1.6.1	Verificação dos deslocamentos na estrutura em situação de incêndio .....	82
6.1.6.2	Resistência das secções transversais em situação de incêndio.....	83
6.1.7	Verificação da estabilidade estrutural em situação de incêndio.....	83

6.1.7.1	Esbelteza normalizada $\lambda_{\theta}$ .....	84
6.1.7.2	Parâmetro $\alpha$ .....	84
6.1.7.3	Parâmetro $\Phi_T$ .....	84
6.1.7.4	Parâmetro $X_n$ .....	84
6.1.7.5	Esbelteza nominal $\lambda_{LT,\theta}$ .....	84
6.1.7.6	Parâmetro $\Phi_{LT}$ .....	85
6.1.7.7	Parâmetro $X_{LT}$ .....	85
6.1.7.8	Cálculo dos parâmetros $u$ .....	85
6.1.7.9	Cálculo dos parâmetros $k$ .....	85
6.1.7.10	Verificação da resistência.....	86
6.1.8	Verificação da resistência à encurvadura devido ao fogo, caso de estudo.....	86
<b>7</b>	<b>Projecto e verificação de ligações.....</b>	<b>87</b>
7.1	Verificação das distâncias dos furos das ligações.....	88
7.1.1	Distâncias dos furos das ligações do caso de estudo.....	88
7.2	Resistência individual dos elementos da ligação.....	90
7.2.1	Determinação dos esforços no eixo da junta.....	90
7.2.2	Determinação das acções no parafuso mais solicitado.....	91
7.2.3	Determinação das acções nas ligações da estrutura da ponte rolante.....	94
7.2.4	Dimensionamento ou verificação da resistência dos elementos.....	94
7.2.4.1	Determinação da pré carga requerida.....	95
7.2.4.2	Verificação da resistência ao escorregamento.....	96
7.2.4.3	Verificação da resistência ao afastamento.....	96
7.2.4.4	Verificação da Resistência ao corte.....	96
7.2.4.5	Verificação da resistência à tracção.....	97
7.2.4.6	Verificação da resistência ao esforço combinado.....	97
7.2.4.7	Dimensionamento dos parafusos das ligações da ponte rolante.....	97
7.2.5	Classificação global de ligações.....	98
7.2.5.1	Classificação global das ligações da estrutura da ponte rolante.....	100
7.2.6	Projecto e verificação de ligações sujeitas a acções do fogo.....	100
7.2.6.1	Verificação ao fogo das ligações da estrutura da ponte rolante.....	100
<b>8</b>	<b>Verificação da resistência à fadiga, FAT.....</b>	<b>101</b>
8.1	Método do tempo de vida garantida.....	102
8.2	Verificação da resistência à fadiga da ponte rolante.....	103

8.2.1	Classificações de fadiga.....	103
8.2.2	Cálculo do parâmetro $\lambda$ .....	104
8.2.3	Determinação das acções de fadiga.....	104
8.2.4	Efeito das acções de fadiga.....	106
8.2.5	Determinação das tensões no pomenor considerado .....	106
8.2.6	Determinação da amplitude de tensão nominal .....	107
8.2.7	Determinação da amplitude de tensão admissível .....	108
8.2.8	Verificação da resistência à fadiga .....	109
<b>9</b>	<b>Conclusão .....</b>	<b>111</b>
	Bibliografia.....	113

## Índice de Figuras

Figura 1 – Evolução do volume de aço de construção produzido em Portugal (adaptado de 1).....	1
Figura 2 – Ponte D. Luís I no Porto, Portugal (1).....	2
Figura 3 – Áreas técnicas em que os eurocódigos são aplicados na construção metálica.....	3
Figura 4 – Ponte rolante modelada.....	5
Figura 5 – Acções variáveis na ponte rolante de acordo com o EC1 parte 3.....	12
Figura 6 – Batente do carro e da ponte rolante, protecções fim de curso.....	16
Figura 7 – Forças horizontais K (adaptado de 9).....	17
Figura 8 – Acções verticais totais na ponte rolante (9).....	18
Figura 9 – Forças $H_s$ devido à falta de guiamento (9).....	19
Figura 10 - Possível desvio entre o centro de aplicação de força $H_s$ e o centro de massa (9).....	19
Figura 11 – Acções devido ao movimento de translação do carro, caso estudo.....	20
Figura 12 – Parâmetros para o cálculo de acções do vento em estruturas metálicas (10).....	23
Figura 13 – Acções do vento na estrutura metálica da ponte rolante, caso de estudo.....	23
Figura 14 – Acções do vento na viga da estrutura da ponte.....	24
Figura 15 – Acções do vento no pórtico, vento 1 ( $V_1$ ).....	24
Figura 16 – Acções do vento no pórtico, vento 2 ( $V_2$ ).....	25
Figura 17 – Acções no elemento viga na estrutura da ponte para o ELU4.....	31
Figura 18 – Acções no elemento viga da estrutura da ponte para a situação A9.....	33
Figura 19 – Modelo elasto-plástico perfeito para o aço (13).....	37
Figura 20 – Diagrama tensão-extensão para o aço (adaptado de 14).....	37
Figura 21 – Posições do carro na ponte consideradas para as situações de projecto ELU4.....	40
Figura 22 – Situações de projecto para a viga da estrutura da ponte.....	41
Figura 23 – Redução secção elemento viga da estrutura da ponte.....	42
Figura 24 – Solução geométrica do terminal da viga para análise linear do elemento.....	42
Figura 25 – Secção transversal do elemento viga da ponte.....	43
Figura 26 – Deformada da viga da estrutura da ponte, análise em <i>Ansys</i> , ELU4 viga ponte (a).....	44
Figura 27 – Diagrama de momentos segundo o eixo z da análise em <i>Ansys</i> , ELU4 viga ponte (a).....	44
Figura 28 – Transmissão de esforços da estrutura da ponte para a estrutura do pórtico.....	45
Figura 29 – Situações de projecto para a estrutura do pórtico.....	46
Figura 30 – Acções no elemento viga da estrutura do pórtico para a ELU4.....	48
Figura 31 – Deslocamentos verticais a considerar (13).....	50
Figura 32-Momento resultante numa secção assimétrica (adaptado de 16).....	53
Figura 33 – Elemento estrutural de secção em I submetido à torção (2).....	54
Figura 34 – Tensão normal devido a torção não uniforme num perfil em I (adaptado de 2).....	55
Figura 35 – Esforços de corte numa secção genérica (adaptado de 16).....	56
Figura 36 – Secção aberta de paredes finas em H submetida à torção (adaptado de 16).....	58

Figura 37 – Secção fechada de paredes finas irregular submetida à torção.....	58
Figura 38 – Secção híbrida submetida à torção (adaptado de 16). .....	59
Figura 39 – Secções utilizadas para a verificação da resistência mecânica.....	61
Figura 40 – Ligação pilar/fundação, caso de estudo, chapa de reforço.....	63
Figura 41 – Algoritmo para verificação de resistência à encurvadura devido a compressão.....	65
Figura 42 – Comprimentos de encurvadura em função do comprimento real $L$ (2). .....	66
Figura 43 – Algoritmo para a verificação da resistência à encurvadura devido a flexão e torsão.....	69
Figura 44 – Algoritmo para a verificação da resistência à encurvadura. ....	72
Figura 45 – Procedimento para a verificação à encurvadura do caso estudo. ....	73
Figura 46 – Modelo de cálculo para a verificação da resistência ao fogo. ....	75
Figura 47 – Algoritmo para verificação da resistência ao fogo de uma estrutura metálica.....	76
Figura 48 – Algoritmo para a determinação do incêndio de cálculo.....	76
Figura 49 – Algoritmo para determinar a temperatura dos elementos. ....	77
Figura 50 – Algoritmo para verificar a resistência à encurvadura de elementos estruturais em situação de incêndio.....	84
Figura 51 – Algoritmo para o dimensionamento de ligações aparafusadas.....	88
Figura 52 – Símbolos para as distâncias entre os eixos de furos nas peças de ligação (22). ....	88
Figura 53 – Ligações aparafusadas da estrutura da ponte rolante. ....	89
Figura 54 – Algoritmo para dimensionamento ou verificação dos elementos da ligação.....	90
Figura 55 – Excentricidades na determinação de esforços nas ligações. ....	91
Figura 56 – Peça de ligação, exemplo de determinação de esforços.....	91
Figura 57 – Eixos de compressão de uma peça de ligação devido ao efeito de alavanca.....	93
Figura 58 – Parafuso com pré carga $F_p$ (adaptado de 23).....	95
Figura 59 – Algoritmo para verificar a resistência mecânica de parafusos através do EC3 parte 1-8 (22). ....	95
Figura 60 – Classificação das juntas segundo a rigidez (adaptado de 22). ....	98
Figura 61 – <i>Método das componentes</i> (adaptado de 24). ....	99
Figura 62 – Algoritmo para verificação de resistência à fadiga.....	102
Figura 63 – Cordão de soldadura no elemento viga da estrutura da ponte, secção s1.....	103
Figura 64 – Situação de projecto considerada, caso de estudo. ....	105
Figura 65 – Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normais (25).....	108
Figura 66 – curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (25). ....	109

## Índice de Tabelas

Tabela 1 – Eurocódigos aplicáveis à construção metálica.....	3
Tabela 2 - Eurocódigos publicados em Portugal como normas nacionais aplicáveis à construção metálica (adaptado de 5).....	4
Tabela 3 – Classificação de acções segundo o ECO (adaptado de 4). ....	7
Tabela 4 – Factores dinâmicos para a ponte rolante (adaptado de 9). ....	13
Tabela 5 – Parâmetros de cálculo de $\varphi_2$ em função da classificação da ponte rolante (9). ....	14
Tabela 6 – Valores do factor $\varphi_5$ (9).....	15
Tabela 7 – Descrição dos coeficientes $\psi_i$ (4). ....	21
Tabela 8 – Valores dos coeficientes $\psi_i$ para as acções variáveis da ponte rolante (9). ....	22
Tabela 9 – Resumo dos cálculos de determinação das acções do vento. ....	26
Tabela 10 – Situações de projecto possíveis para a ponte rolante (9). ....	29
Tabela 11 – Situações de projecto e respectivos valores para a ponte rolante. ....	30
Tabela 12 – Tipos de análises globais a estruturas (adaptado de 12).....	35
Tabela 13 – Tipos de análises plásticas para estruturas (13).....	36
Tabela 14 – Classes de secções transversais (adaptado de 13).....	38
Tabela 15 – Valores de cálculo das acções para as situações de projecto consideradas. ....	40
Tabela 16 – Propriedades geométricas das secções do elemento viga da ponte. ....	43
Tabela 17 – Valor de cálculo das acções correspondentes a ELU4 na estrutura do pórtico. ....	48
Tabela 18 – Valores de cálculo das acções de acidente para a estrutura do pórtico. ....	49
Tabela 19 – Verificação dos deslocamentos máximos.....	51
Tabela 20 – Resumo dos cálculos de verificação da resistência das secções.....	62
Tabela 21– Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura (13).....	67
Tabela 22 – Verificação das análises de 1ª ordem, resumo cálculos. ....	73
Tabela 23 – Verificação da resistência à encurvadura, resumo cálculos para o caso de estudo. ....	73
Tabela 24 – Grandezas representativas do incêndio de cálculo para a ponte rolante. ....	77
Tabela 25 – Factores de vista globais.....	78
Tabela 26 – Fluxos de calor.....	78
Tabela 27 – Temperatura média nos elementos estruturais devido ao fogo.....	79
Tabela 28 – Factores de redução.....	79
Tabela 29 – Efeitos da temperatura na resistência mecânica e na rigidez. ....	80
Tabela 30 – Valores de cálculo para a situação de fogo na viga da ponte. ....	81
Tabela 31 – Valores de cálculo para a situação de fogo no pórtico. ....	81
Tabela 32 – Verificação dos deslocamentos máximos para a situação de incêndio. ....	83
Tabela 33 – Verificação da resistência das secções para a situação de incêndio. ....	83
Tabela 34 – Resumo dos cálculos de verificação da encurvadura em situação de incêndio, caso de estudo. ....	86
Tabela 35– Classificação de juntas para análise global elástica (adaptado de 21).....	87

Tabela 36 – Verificação das distâncias mínimas dos furos das ligações da ponte rolante.....	89
Tabela 37 - Verificação das distâncias máximas dos furos das ligações da ponte rolante.....	90
Tabela 38 – Resumo dos cálculos das acções $P$ e $P_s$ para o parafuso mais solicitado.....	94
Tabela 39 – Classes de resistência de parafusos (22).....	96
Tabela 40 – Resumo dos cálculos de dimensionamento dos parafusos.....	97
Tabela 41 – Condições de classificação de juntas (adaptado de 22).....	99
Tabela 42 – Tempo de vida útil de projectos (adaptado de 4). .....	101
Tabela 43 – Classificações de fadiga para a ponte rolante, caso de estudo. ....	103
Tabela 44 – Parâmetros $\lambda_i$ para a ponte rolante, caso de estudo. ....	104
Tabela 45 – Resumo dos cálculos para se obter $Q_e$ , caso de estudo.....	104
Tabela 46 – Valores de cálculo das acções de fadiga para a situação Fadiga 1.....	105
Tabela 47 - Valores de cálculo das acções de fadiga, valores máximo e mínimo. ....	106
Tabela 48 – Tensão normal máxima e mínima no nó de maior flexão do elemento viga. ....	106
Tabela 49 – Limites para o intervalo de tensão (25). .....	107

Página intencionalmente em branco

## Glossário

### *Capítulo 1*

ECCS – Convenção Europeia de Construção em Aço

REAE – Regulamento de Estruturas de Aço em Edifícios.

RSA – Regulamento de Segurança e Acções

CEN – Comité Europeu de Normalização

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

IPQ – Instituto Português da Qualidade

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC3 – Eurocódigo 3

STR – Verificação da rotura e da deformação estrutural

EQU – Verificação do equilíbrio estático estrutural

FAT – Verificação da resistência à fadiga

### *Capítulo 2*

G – Acção permanente

Q – Acção variável

A – Acção de acidente

F<sub>k</sub> – Valor característico de uma acção

F<sub>d</sub> – Valor de cálculo de uma acção

E<sub>d</sub> – Efeito combinado de acções ou valor de cálculo das acções considerando o efeito combinado

$\varphi_i$  – Factor dinâmico

Q<sub>c</sub> ou G<sub>1</sub> – Peso próprio do carro da ponte rolante

Q<sub>h</sub> – carga de elevação da ponte rolante

H<sub>L</sub> – Acção horizontal de translação do carro ou da ponte

H<sub>s</sub> – Acções devido à falta de guiamento do sistema

H<sub>B</sub> – Acções de acidente

$Q_T$  – Carga de Teste

$P_k$  – peso próprio de um elemento estrutural

$F_w$  – Valor de cálculo da acção no vento num elemento estrutural

$f_w$  – acção do vento representada em forma de carga uniformemente distribuída

### *Capítulo 3*

$F_n$  – Força segundo o eixo  $n$  considerado.

$M_n$  – Momento segundo o eixo  $n$  considerado.

$f_n$  – Carga uniformemente distribuída segundo o eixo  $n$  considerado

ELU – Estado Limite Ultimo

### *Capítulo 4*

$f_y$  – tensão de limite elástico do aço

$f_u$  – tensão de rotura do aço

$\varepsilon$  – deformação unitária

$E$  – módulo de Young

$S$  – secção

V1 – Situação de vento 1

V2 – Situação de vento 2

$\delta$  - Deslocamento

$\sigma_x$  – Tensão normal

$\tau$  – Tensão de corte

$\sigma_{VM}$  – Tensão equivalente de *Von Mises*

### *Capítulo 5*

$N_{cr}$  – Esforço axial critica que pode provocar encurvadura

$M_{cr}$  – Momento flector crítico que pode provocar encurvadura

$n_{enc,comp}$  – factor de segurança do elemento estrutural à encurvadura devido a compressão com o elemento sujeita a torção e flexão

$n_{enc,TF}$  – factor de segurança à encurvadura de um elemento sujeita a flexão composta com torsão

## Capítulo 6

$\sigma$  – Constante de *Stephan Boltzman*

$T_m$  – Temperatura média de um elemento devido a incêndio

$\eta_{fi}$  - Factor de redução para as acções à temperatura ambiente considerando o acidente de incêndio

$\epsilon$  – Parâmetro adimensional para se classificar a secção transversal de um elemento estrutural

$n_{segurança, fogo}$  – Factor de segurança da resistência mecânica de uma secção em situação de incêndio

## Capítulo 7

$P_s$  – Acção de corte num parafuso

$P$  – Acção de tracção num parafuso

$F_p$  – Pré carga num parafuso

## Capítulo 8

$Q_e$  – Acção equivalente de fadiga

$U$  – Classe da estrutura em função do número de ciclos estimado para o seu tempo de vida útil

$Q$  – Classe de espectro de carga

$S$  - Classificação de fadiga para uma estrutura

$f_{redução}$  – Factor de redução devido à acção equivalente de fadiga para uma acção correspondente ao ELU

Página intencionalmente em branco

# 1 Introdução

## 1.1 ENQUADRAMENTO

A Convenção Europeia de Construção em Aço (ECCS) apresenta para ano de 2008 o boletim estatístico de aço produzido na Europa. Neste boletim estão ilustradas os valores estatísticos de produção de aço de construção o que pode ser uma referência para a evolução da construção metálica. Portugal teve uma produção de aço de 131 mil toneladas em 2008 (1).

No gráfico da Figura 1, que indica os valores de produção de aço em Portugal, verifica-se que existe um crescimento acentuado de produção de aço nos últimos anos. Este indicativo de crescimento de produção de aço por si só não significa que a construção de aço tem aumentado, visto que a produção nacional pode ter um grande mercado de exportação.

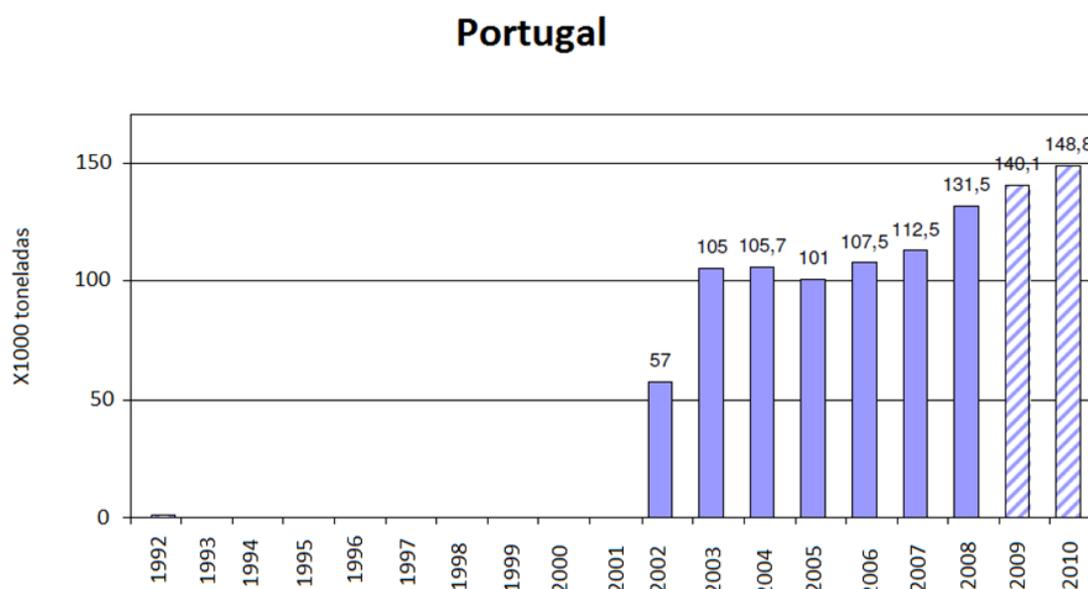


Figura 1 – Evolução do volume de aço de construção produzido em Portugal (adaptado de 1).

O autor Rui Simões (2) refere que em 2007 verificava-se um aumento progressivo da construção metálica a nível nacional o que leva a considerar a possibilidade de um comportamento similar entre a construção metálica e a produção de aço nacional indicada na Figura 1.

O maior sector de aço de construção são os edifícios (1) contudo existe sempre a necessidade de haver normalização aplicável a outros tipos de estruturas metálicas mais específicas. Em Portugal o projecto de estruturas metálicas de edifícios era regulamentado pelo *REAE*<sup>1</sup> e pelo *RSA*<sup>2</sup> (3) contudo

<sup>1</sup> Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

<sup>2</sup> Regulamento de Segurança e Acções.

esta normalização revelava algumas limitações, como por exemplo, no projecto de ligações ou na verificação de fadiga dos materiais. No projecto e verificação de estruturas metálicas de aplicação mais específica, como por exemplo estruturas de pontes rolantes, seria necessário recorrer a outro tipo de normalização específica.

Desde 1975 que tem havido um esforço considerável, a nível europeu, para se uniformizar a regulamentação de projecto e verificação de diversos tipos de estruturas e recentemente foram aprovados os regulamentos Europeus designados por Eurocódigos Estruturais (3). Os Eurocódigos têm como objectivo abranger, enquanto norma técnica de projecto e verificação, toda a construção de estruturas. A uniformização verificada com os Eurocódigos possibilita a eliminação de entraves técnicos à comercialização de estruturas e de elementos estruturais (4).

A elaboração dos Eurocódigos ficou a cargo do CEN<sup>3</sup>, trata-se de um comité técnico de normalização. Em Portugal é o LNEC<sup>4</sup> que tem a cargo a tradução dos Eurocódigos para a língua portuguesa bem como a elaboração dos anexos nacionais que determinam os parâmetros nacionais de cálculo (5) enquanto a publicação dos Eurocódigos como norma nacional fica a cargo do IPQ<sup>5</sup> (6).

A construção metálica não tem só importância devido ao seu volume mas também devido ao impacto social que este tipo de obras tem. As obras de construção metálica estão, normalmente, associadas a estruturas de grande dimensão e com um efeito significativo no progresso da civilização. A Figura 2 ilustra a ponte D. Luís I no Porto, em Portugal, trata-se de uma construção do ano de 1886 que recentemente foi aumentada a sua utilização o que levou à necessidade de reforço da construção (1).



Figura 2 – Ponte D. Luís I no Porto, Portugal (1).

## 1.2 OS EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIIS

Os Eurocódigos são, de uma forma sucinta, um conjunto organizado de normas técnicas para o projecto e verificação de estruturas. Apresentam uma forma de cálculo baseada em coeficientes

---

<sup>3</sup> Comité Europeu de Normalização.

<sup>4</sup> Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

<sup>5</sup> Instituto Português da Qualidade.

parciais, que simbolizam as incertezas desfavoráveis, e em estados limites para o estado da estrutura que devem ser verificados (7). No caso específico de estruturas metálicas os Eurocódigos aplicáveis são os indicados na Tabela 1.

Tabela 1 – Eurocódigos aplicáveis à construção metálica.

Eurocódigo	Título
EC0	Base para o Projecto de Estruturas
EC1	Acções em Estruturas
EC3	Projecto de Estruturas em Aço

As áreas em que os Eurocódigos são aplicados à construção metálica estão indicadas no diagrama da Figura 3.

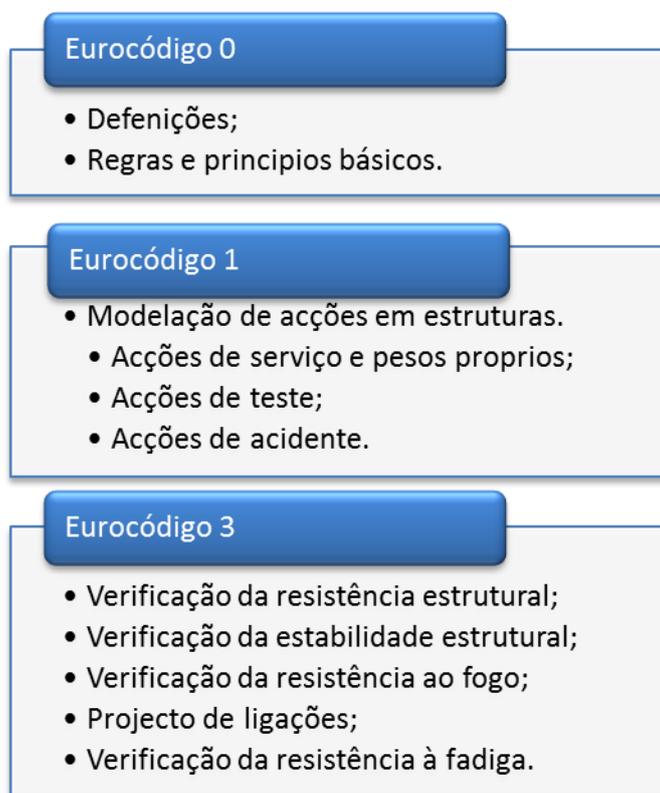


Figura 3 – Áreas técnicas em que os Eurocódigos são aplicados na construção metálica.

Os Eurocódigos são baseados num modelo de verificação de estados limites<sup>6</sup> e de uma forma sucinta pode-se dizer que os Eurocódigos apresentam um modelo de projecto e verificação baseado nos seguintes critérios.

- Verificação da rotura ou deformação excessiva da estrutura (STR);

<sup>6</sup> Estado limite, é definido pela norma NP EN 1990:2009 como “...estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projecto relevantes”.

- Verificação da perda de equilíbrio estático da estrutura ou dos seus elementos estruturais (EQU);

- Verificação da rotura ou deformação excessiva do terreno que suporta a estrutura (GEO);

- Verificação da rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais (FAT).

Os Eurocódigos aplicáveis à construção metálica que já foram publicados em Portugal, à data deste trabalho, como norma nacional, estão indicados na Tabela 2.

Tabela 2 - Eurocódigos publicados em Portugal como normas nacionais aplicáveis à construção metálica (adaptado de 5).

Eurocódigo	Norma	Título
EC0	EN NP 1990:2009	Bases para o projecto de estruturas
EC1	EN NP 1991-1-1:2009	Acções Gerais
	EN NP 1991-1-2:2009	Acções em estruturas expostas ao fogo
	EN NP 1991-1-3:2009	Acções da neve
	EN NP 1991-1-4:2009	Acções do vento
	EN NP 1991-1-5:2009	Acções da temperatura
EC3	EN NP 1993-1-1:2010	Regras gerais e regras para edifícios
	EN NP 1993-1-2:2010	Verificação da resistência ao fogo
	EN NP 1993-1-8:2010	Projecto de ligações
	EN NP 1993-1-9:2010	Fadiga
	EN NP 1993-1-10:2010	Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura

Os Eurocódigos têm o objectivo de substituir a normalização nacional aplicável ao projecto e verificação de estruturas metálicas mas, à data deste trabalho, encontra-se numa fase transitória, isto é, é uma alternativa a normalização publicada mas ainda não a substitui totalmente, como tal, trata-se ainda de um desafio utilizar os Eurocódigos Estruturais como conjunto de normas técnicas para o projecto e verificação de estruturas metálicas.

### 1.3 OBJECTIVO

O presente trabalho tem como objectivo estudar os procedimentos técnicos que os Eurocódigos exigem para o projecto e verificação de estruturas metálicas. Com esse objectivo foi modelada uma estrutura metálica de uma ponte rolante utilizando o programa comercial *Solidworks*.

A Figura 4 ilustra a estrutura metálica modelada para o caso de estudo, o sistema global da estrutura pode ser dividido em três partes estruturais, como indicado na Figura 4, a estrutura da ponte (a), a estrutura do pórtico (b) e a estrutura do carro (c). As partes estruturais dimensionadas, através dos Eurocódigos, para o caso de estudo, são a estrutura da ponte e a estrutura do pórtico.

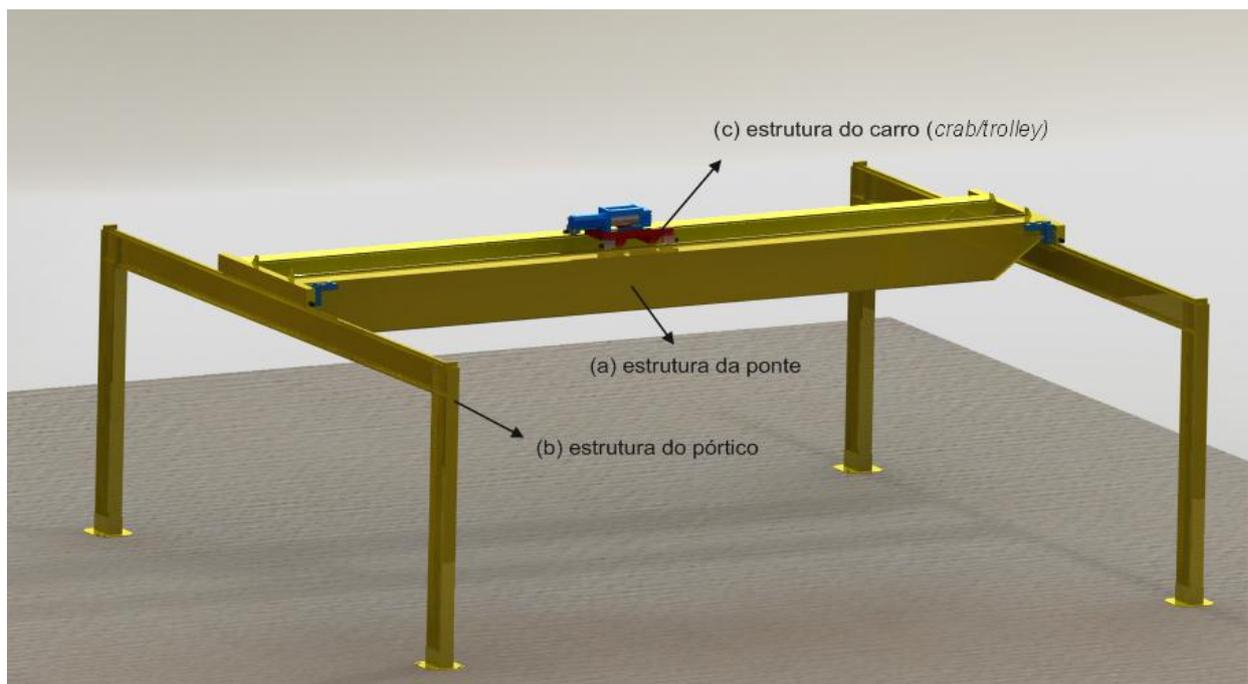


Figura 4 – Ponte rolante modelada.

As duas estruturas (ponte e pórtico) dimensionadas conforme os Eurocódigos têm o objectivo de estudar os seguintes procedimentos no projecto e verificação de estruturas metálicas.

- Modelação de acções;
- Situações de projecto;
- Verificação da rotura ou deformação excessiva da estrutura (STR);
- Verificação da perda de equilíbrio estático da estrutura (EQU);
- Verificação da resistência da estrutura ao fogo;
- Projecto e verificação de ligações;
- Verificação da resistência da estrutura à fadiga (FAT).

Página intencionalmente em branco

## 2 Acções em estruturas

### 2.1 CONCEITOS GERAIS

O EC0 (4) é o documento, que define todos os princípios básicos para o projecto de estruturas. Trata-se de um documento de âmbito geral em estruturas e tem como objectivo estabelecer os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar no projecto de estruturas de uma forma geral.

No projecto ou na verificação de estruturas metálicas devem ser considerados os princípios básicos para se determinar o valor de cálculo das acções a que as estruturas estão sujeitas bem como ao seu efeito combinado.

### 2.2 CLASSIFICAÇÃO DE ACÇÕES EM ESTRUTURAS

Uma estrutura está, de uma forma geral, submetida a um conjunto de acções que têm características físicas diferentes devido à sua origem. O EC0 (4) indica uma classificação de acções em função da sua variação no tempo, essa classificação está resumida na Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação de acções segundo o EC0 (adaptado de 4).

Símbolo	Tipo	Exemplo
G	Acções Permanentes	Peso próprio das estruturas. Equipamentos fixos. Pavimentos.
Q	Acções Variáveis	Acções do vento.
A	Acções de Acidente	Explosões ou choques provocados por veículos

As acções da neve e as acções sísmicas podem ser consideradas acções de acidente (A), esta consideração é feita em função do local da obra (4). Existem locais onde a probabilidade de nevar e/ou de ocorrer um sismo são bastantes reduzidas o que faz com que este tipo de acções sejam por vezes consideradas acções de acidente.

As acções podem ainda ser classificadas de acordo com a sua origem, de directas ou indirectas na estrutura, de acordo com a sua variação no espaço de fixas ou livres e, por fim, de acordo com a sua natureza e/ou resposta estrutural de estáticas ou dinâmicas (4).

## 2.3 VALOR DE CÁLCULO DE ACÇÕES EM ESTRUTURAS

O valor de cálculo das acções em estruturas determina-se considerando o valor representativo da acção e os desvios desfavoráveis que podem estar associados, os desvios são representados pelos factores parciais.

O valor de cálculo de uma acção ( $Fd$ ) é determinado através da equação 1 considerando o EC0 (4).

$$Fd = \gamma_f \times \psi_i \times Fk \quad (1)$$

Onde,

$\gamma_f$  - coeficiente parcial da acção que tem em atenção a possibilidade de existirem desvios desfavoráveis em relação ao valor representativo da acção;

$\psi_i$  - coeficiente igual a 1, ou igual a  $\psi_0, \psi_1$  ou  $\psi_2$ ;

$Fk$  - valor característico da acção.

O  $\psi_i$  é um parâmetro de redução para as acções variáveis que são transformadas em estáticas, este conceito é estudado mais à frente. Para serem conhecidos os valores de  $\psi_i$  é necessário modelar as acções variáveis. Este tipo de coeficientes ( $\psi_0, \psi_1$  e  $\psi_2$ ) apenas são necessários para se determinar o efeito combinado das acções e nem sempre o valor de cálculo das acções é determinado utilizando estes coeficientes.

Os autores *Brettle e Brown* (8) consideram, de uma forma geral, que o valor de cálculo de uma acção é obtido considerando o coeficiente  $\psi_i$ . Para se obter o efeito de combinação de uma acção variável de base da combinação não é utilizado nenhum coeficiente  $\psi_i$  através do modelo de combinação fundamental de acções estudado mais à frente.

A equação 2 é a mais indicada para se determinar o valor de cálculo de uma acção individual ( $\psi_i = 1$ ).

$$Fd = \gamma_f \times Fk \quad (2)$$

## 2.4 ACÇÕES DINÂMICAS EM ESTRUTURAS

As estruturas são, quase sempre, passíveis de estarem submetidas a acções dinâmicas no seu tempo de vida útil de projecto. Um exemplo, de uma estrutura metálica submetida a acções dinâmicas, é o caso de uma estrutura que suporta uma ponte rolante. Este tipo de estrutura, na maioria dos casos metálica, para além de estar submetida a cargas estáticas, como o peso próprio da estrutura e dos restantes equipamentos fixos, está fundamentalmente submetida a cargas dinâmicas devido à movimentação de cargas. Um outro exemplo de acções dinâmicas em estruturas metálicas são as acções do vento.

O EC0 (4) define que uma acção dinâmica é representada fisicamente por uma acção estática que contém uma parcela dinâmica e uma parcela estática. O EC1 parte 3 (9) publicado no Reino Unido

pela norma BS EN 1991:2006<sup>7</sup>, define o procedimento para serem determinadas as acções variáveis em estruturas que suportam equipamentos que induzem vibrações. Esta norma refere uma forma prática de se determinar o valor característico de acções dinâmicas transformadas em acções estáticas (equação 3)

$$F_k, \varphi i = F_k \times \varphi i (N) \quad (3)$$

Onde,

$F_k, \varphi i$  - valor de característico da acção dinâmica;

$F_k$  - valor característico da componente estática da acção;

$\varphi i$  - factor dinâmico, representa a componente dinâmica da acção.

A transformação das acções dinâmicas em acções estáticas é um conceito importante, com esta metodologia o dimensionamento de uma estrutura metálica através dos Eurocódigos faz com que não seja necessário efectuar uma análise dinâmica à estrutura, pelo menos na fase de projecto.

## 2.5 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES EM ESTRUTURAS

As estruturas estão sujeitas a diversos tipos de solicitações como foi referido anteriormente. O EC0 (4) estabelece o procedimento para determinar o valor de cálculo das acções considerando o seu efeito combinado. A combinação de acções é feita em função da situação de projecto em análise para a estrutura. As situações de projecto, de uma forma geral, podem ser classificadas nas seguintes categorias (4).

- Persistentes;
- Transitórias;
- Acidentais;
- Sísmicas.

As situações de projecto persistentes são correspondentes a situações normais de serviço da estrutura e as situações de projecto transitórias são correspondentes a situações temporárias para estrutura, como por exemplo a sua construção ou reparação. As situações acidentais correspondem a casos excepcionais para a estrutura, trata-se de solicitações acidentais, exemplos disso são os choques em estruturas ou as acções do fogo. As situações de projecto sísmicas são aquelas em que a estrutura está sujeita a solicitações de origem sísmica (4).

As situações de projecto, definidas anteriormente, são associadas a estados limites da estrutura, ou seja, estados limites representativos do estado físico da estrutura devido ao tipo de solicitação. Os estados limites são classificados em estados limites últimos e estados limites de utilização (4).

Os estados limites últimos são aqueles que se referem à segurança das pessoas ou da estrutura. Os estados limites de utilização são aqueles que dizem respeito ao funcionamento normal da estrutura, ao conforto das pessoas e ao aspecto da construção. Os estados limites de utilização podem

---

<sup>7</sup> A consulta a esta norma deve-se ao facto de, à deste trabalho, esta parte do EC1 não estar publicada em Portugal como norma.

ainda ser classificados de reversíveis ou irreversíveis, esta classificação é feita considerando a irreversibilidade dos efeitos das acções nas estruturas, se quando é retirado as solicitações à estrutura, ela volta ao estado inicial, classifica-se o estado limite de reversível, caso não se verifique esta reversibilidade do estado da estrutura em função do seu carregamento, diz-se que o estado limite e irreversível (4) l.

A definição de situações de projecto bem como dos estados limites associados referida anteriormente tem relevância nos modelos a serem considerados para a combinação de acções. As combinações de acções, feitas em função da situação de projecto, são as seguintes segundo o EC0 (4).

- Combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (combinação fundamental);
- Combinação de acções para situações de projecto acidentais;
- Combinação de acções para situações de projecto sísmicas.

A cláusula 6.4.3.2 do EC0 (4) tem o seguinte modelo que define a combinação fundamental.

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad i > 1; j > 1 \quad (4)$$

O que está entre chavetas é expresso como,

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

Onde,

$E_d$  - valores de cálculo das acções considerando o seu efeito combinado;

$E$  - valores característicos das acções;

$\gamma_{G,j}$  - coeficiente parcial relativo às acção permanente  $j$ ;

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

$\gamma_P$  - coeficiente parcial relativo à acção de pré-esforço;

$P$  - acção de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$  - coeficiente parcial relativo à acção variável de base da combinação;

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

$\gamma_{Q,i}$  - coeficiente parcial relativo à acção variável acompanhante da combinação;

$\psi_{o,i}$  - factor parcial do valor de combinação da acção variável  $i$ ;

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

(+) - significa efeito combinado.

A combinação de acções de acidente é definida pela cláusula 6.4.3.3 do EC0 (4) e tem o seguinte modelo.

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad i > 1; j > 1 \quad (5)$$

O que está entre chavetas é expresso como,

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Onde,

$A_d$  -valor de cálculo da acção de acidente;

$\psi_{1,1}$  - coeficiente parcial para a determinação do valor frequente da acção variável ;

$\psi_{2,1}$  -coeficiente parcial para a determinação do valor quase permanente da acção variável de base da combinação;

$\psi_{2,i}$  -coeficiente parcial para a determinação do valor quase permanente da acção variável  $i$  acompanhante de combinação.

Por fim, para a combinação de acções de situações de projecto sísmicas a cláusula 6.2.3.4 define o seguinte modelo de combinação.

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; A_{Ed}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad i > 1 ; j > 1 \quad (6)$$

O que está entre chavetas é expresso como,

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Onde,

$A_{Ed}$  - valor de cálculo da acção sísmica.

## 2.6 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES PARA A PONTE ROLANTE, CASO DE ESTUDO

O Eurocódigo que permite modelar as acções a que as estruturas estão solicitadas é o EC 1. Com o objectivo de modelar as acções de serviço bem como as possíveis acções de acidente para a estrutura metálica da ponte rolante, considerada como exemplo de cálculo, vai-se recorrer a duas normas.

No Reino Unido foi publicada a norma BS EN 1991-3:2006 que é o EC1 parte 3 (9) e que define o procedimento como devem ser modeladas as acções em estruturas que suportam pontes rolantes. Considerando que a estrutura da ponte rolante está sujeita a acções do vento é também necessário modelar as acções do vento, o EC1 parte 4 (10) define a modelação das acções do vento.

### 2.6.1 ACÇÕES DE SERVIÇO NA PONTE ROLANTE

Uma ponte rolante é um equipamento que tem como serviço normal a movimentação de cargas o que faz com que sejam transmitidas acções variáveis no espaço e no tempo à estrutura metálica de suporte.

A modelação das acções variáveis deve ser feita em duas partes, primeiro são calculados os factores dinâmicos das acções e posteriormente os valores característicos da componente estática das acções variáveis.

As acções variáveis que uma estrutura metálica de suporte a uma ponte rolante está submetida são definidas, pelo EC1 parte 3 (9), como um conjunto de acções horizontais e verticais em relação ao

corpo chão da construção. As acções devido ao serviço da ponte modelada, para o caso de estudo, são as seguintes.

- Acção devido ao peso próprio do carro (*crab/trolley*) da ponte rolante, esta acção é representada pelo símbolo  $Q_c$ , é uma acção vertical.

Acção correspondente à carga de elevação, esta acção é representada por  $Q_h$ , é uma acção vertical. Na Figura 5<sup>8</sup> estão ilustrado as acções variáveis da ponte rolante. A soma vectorial de  $Q_c$  e  $Q_h$  é representada pelo vector (a).

- Acção de teste, é representada por  $Q_t$  e é também uma acção vertical. Na Figura 5 a soma vectorial de  $Q_c$  com  $Q_t$  é representada também pelo vector (a), a representação é apenas simbólica.

- Acções horizontais devido ao movimento do carro da ponte, são dois tipos de acções, distintos, representadas por  $H_L$  e  $H_s$ . As acções  $H_L$  correspondem a forças de arrasto, é representada por  $H_{L,1}$  quando corresponde ao movimento do carro, vector (b) da Figura 5, é representada por  $H_{L,2}$  quando corresponde ao movimento de translação da ponte rolante, vector (c) da Figura 5. As acções  $H_s$  são acções devido à possível falta de guiamento do movimento de translação do carro, estão indicadas na Figura 5 pelos vectores (e).

- As acções horizontais de acidente, são acções representadas por  $H_B$ . Tem a representação  $H_{B,1}$  quando corresponde à acção acidental de embate do batente do carro na protecção fim de curso, vector (f) da Figura 5, e tem a representação  $H_{B,2}$  quando corresponde à acção de acidente de embate do batente da ponte rolante na protecção fim de curso, vector (g) da Figura 5.

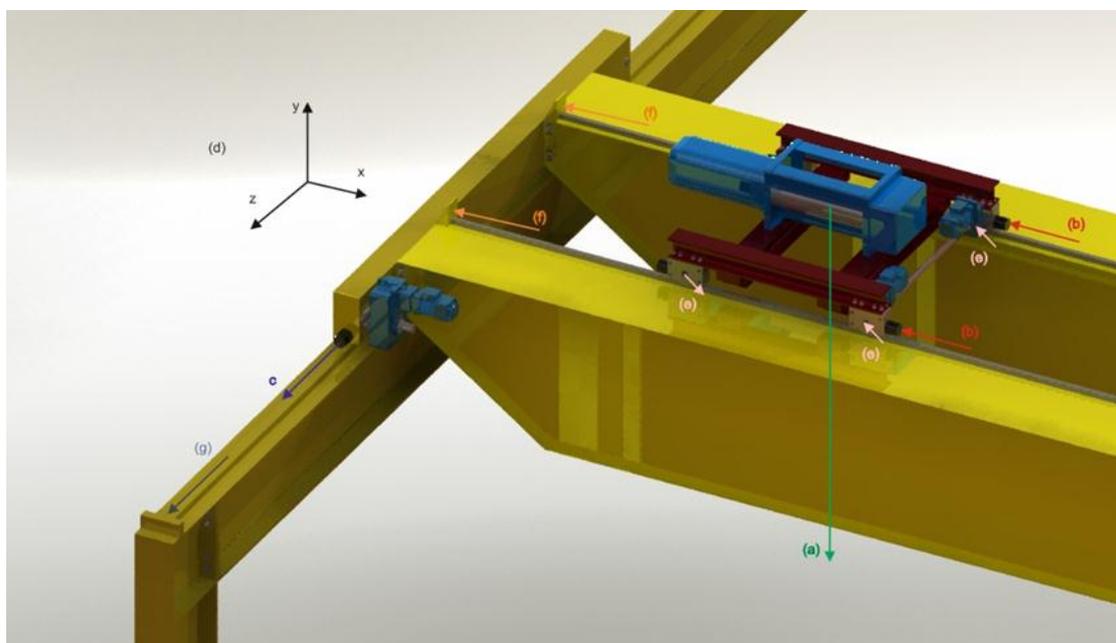


Figura 5 – Acções variáveis na ponte rolante de acordo com o EC1 parte 3.

<sup>8</sup> Os vectores representativos das acções dinâmicas na ponte rolante com o referencial global (d), não estão representados à escala em relação ao valor de intensidade destas acções, apenas estão representados com a mesma direcção e sentido. O sentido das acções devido ao movimento de translação, do carro e da ponte, estão representados arbitrando que o carro está a ser movimentado no sentido de alcançar a protecção de fim de curso que está visível na figura e que a ponte também se está a movimentar no sentido de forma a alcançar a protecção de fim de curso da estrutura do pórtico visível na figura.

## 2.6.2 DETERMINAÇÃO DOS FACTORES DINÂMICOS

A modelação das acções dinâmicas para a estrutura da ponte rolante leva a que seja necessário o cálculo de sete coeficientes dinâmicos distintos (Tabela 4) segundo o EC1 parte 3 (9).

Tabela 4 – Factores dinâmicos para a ponte rolante (adaptado de 9).

Factor dinâmico	Efeitos que considera	Acções a ser aplicado
$\varphi_1$	Excitação da estrutura devido à movimentação do peso próprio do carro.	$Q_c$
$\varphi_2$	Excitação da estrutura devido à movimentação da carga de serviço da ponte rolante	$Q_h$
$\varphi_3$	Efeitos similares a $\varphi_2$ mas contemplam a possível instabilidade material da carga.	$Q_h$
$\varphi_4$	Excitação da estrutura devido à movimentação do carro nos carris	$Q_c$ e $Q_h$
$\varphi_5$	Excitação da estrutura devido às forças de arrasto do carro.	$H_L$ e $H_s$
$\varphi_6$	Excitação da estrutura devido às forças de arrasto do carro, mas considerando a movimentação da carga de teste no carro.	$Q_t$
$\varphi_7$	Efeito elástico do impacto de acidente entre os batentes e as protecções de fim de curso.	$H_B$

Os factores dinâmicos, para este caso de estudo, determinam-se da seguinte forma considerando o EC1 parte 3 (9).

O factor  $\varphi_1$  pode ter os seguintes valores (9).

$$0,9 < \varphi_1 < 1,1$$

O maior valor de  $\varphi_1$  (1,1) corresponde um caso de grandes vibrações transmitidas à estrutura e o menor valor de  $\varphi_1$  (0,9) corresponde ao inverso, neste caso considerou-se um valor conservativo para  $\varphi_1$ .

$$\varphi_1 = 1,05$$

O  $\varphi_2$  é calculado conforme o indicado pela equação 7 (9).

$$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 \cdot v_h \quad (7)$$

Onde,

$\varphi_{2, \min}$  - factor que se obtém consultando a Tabela 5;

$\beta_2$  - factor que se obtém consultando a Tabela 5;

$v_h$  - velocidade constante de elevação da carga de serviço da ponte rolante [m.s<sup>-1</sup>]

O factor  $\varphi_{2, \min}$  e o factor  $\beta_2$  são obtidos tendo em consideração a classificação da ponte rolante em função da sua aplicação. A Tabela 5 indica os valores destes parâmetros segundo o EC1 parte 3 (9).

Tabela 5 – Parâmetros de cálculo de  $\varphi_2$  em função da classificação da ponte rolante (9).

Classe pontes rolantes em função da aplicação	$\beta_2$	$\varphi_{2, \min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Para o caso de estudo considerou-se a classificação HC3, considerando que a ponte rolante funciona, normalmente, num serviço de armazenamento, o EC1 parte 3 (9) define as classificações das pontes rolantes em função do seu tipo de funcionamento.

Com a classificação HC3 para a ponte rolante obtém-se os seguintes parâmetro.

$$\beta_2 = 0,51 \text{ e } \varphi_{2, \min} = 1,15$$

A velocidade de elevação da carga de serviço no carro da ponte rolante é conhecida se o motor eléctrico que movimenta a carga estiver dimensionado, contudo mesmo sem o dimensionamento do motor atribui-se uma velocidade de projecto de elevação da carga de serviço de 9 m/min.

$$v_h = 9 \text{ m} \cdot \text{min}^{-1} = 0,15 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Utilizando a equação 7 tem-se,

$$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 \cdot v_h = 1,15 + 0,51 \cdot 0,15 = 1,227$$

O  $\varphi_3$  é calculado utilizando a equação 8 (9).

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \cdot (1 + \beta_3) \quad (8)$$

Onde,

$\Delta m$  - variação da carga durante o seu movimento de elevação vertical [kg];

$m$  - carga máxima de serviço que a ponte rolante pode movimentar [kg];

$\beta_3$  - parâmetro que pode ter dois valores,  $\beta_3=0,5$  para pontes rolantes com um sistema de desprendimento lento de carga e  $\beta_3=0,3$  no desprendimento de carga rápido.

Para o caso prático considera-se,

$$m = 7500 \text{ kg (carga máxima de serviço da ponte rolante)}$$

$$\Delta m = 0,05 \cdot 7500 = 375 \text{ kg (considerou-se 5% da carga máxima de serviço)}$$

$$\beta_3 = 0,5$$

Utilizando a equação 8 tem-se,

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \cdot (1 + \beta_3) = 1 - \frac{375}{7500} \cdot (1 + 0,5) = 0,925$$

O  $\varphi_4$  segundo o EC1 parte 3 (9) pode ser considerado igual a um se os carris da ponte rolante forem construídos de acordo com o especificado sobre construção de carris no EC3 parte 6 (11).

$$\varphi_4=1$$

O  $\varphi_5$  é obtido considerando o tipo de forças que fazem movimentar horizontalmente a carga de serviço da ponte rolante. Os valores que este factor dinâmico pode ter estão indicados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores do factor  $\varphi_5$  (9).

$\varphi_5$	Tipo de força
1	Forças centrífugas.
Entre 1 e 1,5 (inclusive)	Sistemas com mudanças suaves na intensidade de força.
Entre 1,5 e 2 (inclusive)	Sistemas com mudanças bruscas na intensidade de forças.
3	Sistemas com folgas consideráveis.

Para o caso prático considerou-se  $\varphi_5=1,5$ .

O  $\varphi_6$  pode ser calculado de duas formas, depende se se considera a acção de teste ( $Q_t$ ) como uma acção variável ou uma acção estática (9).

Considerando a carga de teste como uma acção dinâmica,

$$Q_t = 1,10 \cdot Q_h \quad (9)$$

Com o seguinte factor dinâmico,

$$\varphi_6 = 0,5 \cdot (1 + \varphi_2) \quad (10)$$

Considerando a acção de teste como uma acção estática,

$$Q_t = 1,25 \cdot Q_h \quad (11)$$

Com o seguinte factor dinâmico,

$$\varphi_6 = 1$$

Para o caso de estudo considera-se a carga de teste como uma acção dinâmica o que leva ao cálculo de  $\varphi_6$  utilizando a equação 10.

$$\varphi_6 = 0,5 \cdot (1 + \varphi_2) = 0,5 \cdot (1 + 1,227) = 1,114$$

O  $\varphi_7$  é o factor dinâmico associado às acções dinâmicas de acidente  $H_B$ , para o cálculo deste factor dinâmico é necessário serem conhecidos os factores de amortecimento dos batentes da ponte e do carro (Figura 6).

O factor dinâmico pode ter os seguintes valores,

$$\varphi_7 = 1,25 \text{ se } 0,0 \leq \xi b \leq 0,5$$

Ou,

$$\varphi_7 = 1,25 + 0,7. (\xi b - 0,5) \text{ se } 0,5 \leq \xi b \leq 1 \quad (12)$$

Onde,

$\xi b$  - factor de amortecimento dos batentes do carro ou da ponte.

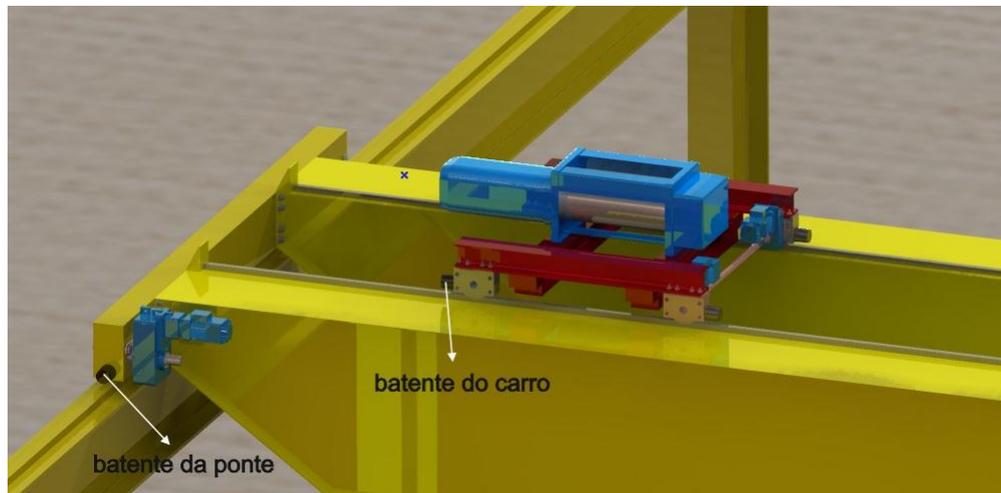


Figura 6 – Batente do carro e da ponte rolante, protecções fim de curso.

Para o caso de estudo considera-se que os batentes do carro e da ponte são iguais e que  $\xi b = 0,75$ .

Aplicando a equação 12,

$$\varphi_7 = 1,25 + 0,7. (0,75 - 0,5) = 1,425$$

### 2.6.3 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES DEVIDO AO SERVIÇO DA PONTE ROLANTE

As acções dinâmicas que o movimento da ponte rolante induz na estrutura metálica são determinadas tendo em consideração alguns requisitos impostos para o caso de estudo.

#### 2.6.3.1 DETERMINAÇÃO PESO PRÓPRIO DO CARRO $Q_C$

Considerando que o carro da ponte tem um peso próprio de 500 kg devido à sua estrutura metálica bem como devido a todo o seu diverso equipamento, faz-se o seguinte cálculo considerando a segunda lei de *Newton*.

$$Q_c = F_c \text{ (kgf)} \cdot g \text{ (m.s}^{-2}\text{)} = 500 \cdot 9,81 = 4905 \text{ N}$$

#### 2.6.3.2 DETERMINAÇÃO CARGA DE ELEVAÇÃO $Q_H$

Para o caso de estudo, e de acordo com o que já foi referido anteriormente, considera-se que a ponte rolante tem uma carga máxima de serviço de 7500 kg.

$$Q_h = F_h \text{ (kgf)} \cdot g \text{ (m.s}^{-2}\text{)} = 7500 \cdot 9,81 = 73575 \text{ N}$$

### 2.6.3.3 DETERMINAÇÃO DA ACÇÃO PARA SE EFECTUAR O MOVIMENTO DE TRANSLAÇÃO $H_L$

Este tipo de acção calcula-se utilizando a seguinte expressão (9).

$$H_{L,i} = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{nr} [N] \quad (13)$$

Onde,

$K$  - força horizontal que é necessário para mover o sistema ( $K=k_1+k_2$ , Figura 7);

$nr$  - número de carris do sistema.

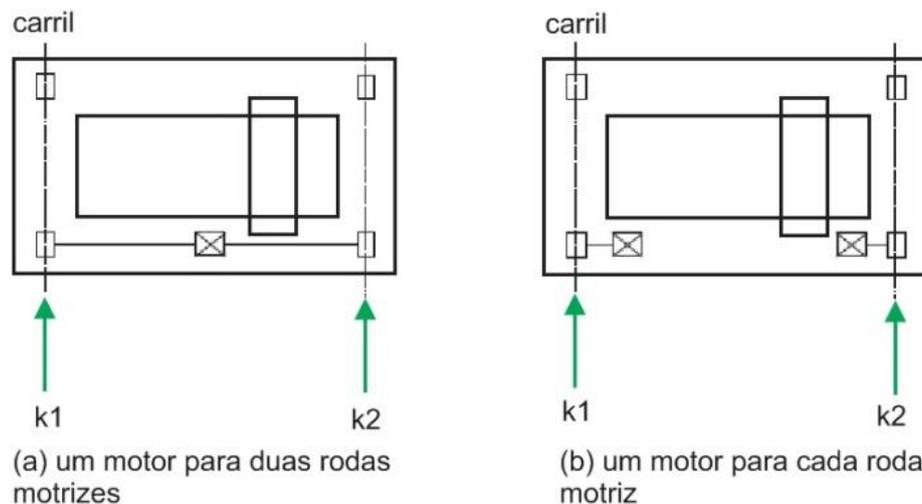


Figura 7 – Forças horizontais  $K$  (adaptado de 9).

A força  $k$  determina-se com o seguinte procedimento em função do sistema de rodas motrizes.

$$K = k_1 + k_2 = \mu \cdot \sum Q_{r, \min} * [N] \quad (14)$$

Onde,

$\mu$  - coeficiente de atrito entre a roda e o carril;

$\sum Q_{r, \min} *$  - carga total mínima vertical no sistema.

Para o sistema de rodas motrizes (a) indicado na Figura 7,

$$\sum Q_{r, \min} * = mw \times \sum Q_{r, \min} [N] \quad (15)$$

Sendo,

$mw$  - número de rodas motrizes do sistema

$\sum Q_{r, \min}$  - carga total mínima vertical por carril do sistema.

Para o sistema de rodas motrizes (b) indicado na Figura 7,

$$\sum Q_{r, \min} * = \sum Q_{r, \min} + \sum Q_{r, (min)} [N] \quad (16)$$

Onde,

$\sum Q_{r, \min}$  - carga total mínima vertical por carril do sistema (menor carga).

$\Sigma Q_{r, (min)}$  - carga total mínima vertical por carril do sistema (maior carga).

A Figura 8 ilustra as verticais do carro ou da ponte. A utilização do símbolo de somatório apenas é para indicar que a carga é a total.

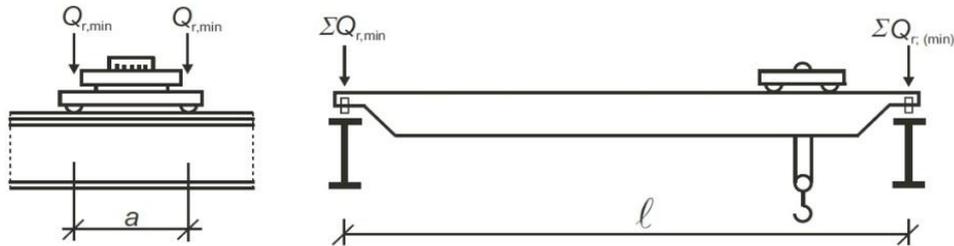


Figura 8 – Acções verticais totais na ponte rolante (9).

Para o caso de estudo, o carro foi modelado considerando duas rodas motrizes independentes. Considerando uma distribuição idêntica de esforços por cada par de rodas no carril<sup>9</sup>,

$$\Sigma Q_{r, min} = \frac{Q_c}{2} = \frac{4905}{2} = 2452,5 \text{ N}$$

Aplicando a equação 15 definida anteriormente,

$$\Sigma Q_{r, min} * = mw \times \Sigma Q_{r, min} [N] = 2 \times 2452,5 = 4905 \text{ N}$$

Considerando que as rodas motrizes do carro são em aço e os carris também são construídos em aço, segundo a norma BS EN 1991-3:2006 pode considerar o seguinte valor para o par de atrito.

$$\mu = 0,2$$

Aplicando a equação 14,

$$K = k_1 + k_2 = \mu \cdot \Sigma Q_{r, min} * = 0,2 \cdot 4905 = 981 \text{ N}$$

Considerando que  $k_1 = k_2$  obtém-se,

$$k_1 = k_2 = \frac{981}{2} = 490,5 \text{ N}$$

Aplicando a equação 13,

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi 5 \cdot K \cdot \frac{1}{nr} = 1,5 \times 981 \times \frac{1}{2} = 735,75 \text{ N}$$

A acção HL para a ponte deve ser calculada quando for feita a verificação da resistência estrutural (STR), esta consideração é feita com o objectivo de se obter, por forma de cálculo, um valor mais aproximado para tipo de acção.

<sup>9</sup> O sistema do carro na ponte tem duas rodas em cada carril e é considerado, devido à modelação do carro, que cada roda do carro suporta a mesma carga vertical.

### 2.6.3.4 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES DEVIDO À FALTA DE GUIAMENTO SISTEMA HS

As acções do tipo  $H_s$  que podem existir no carro estão ilustradas na Figura 10. A existência ou não de rodas flangeadas no carro é importante para a quantificação das acções deste tipo.

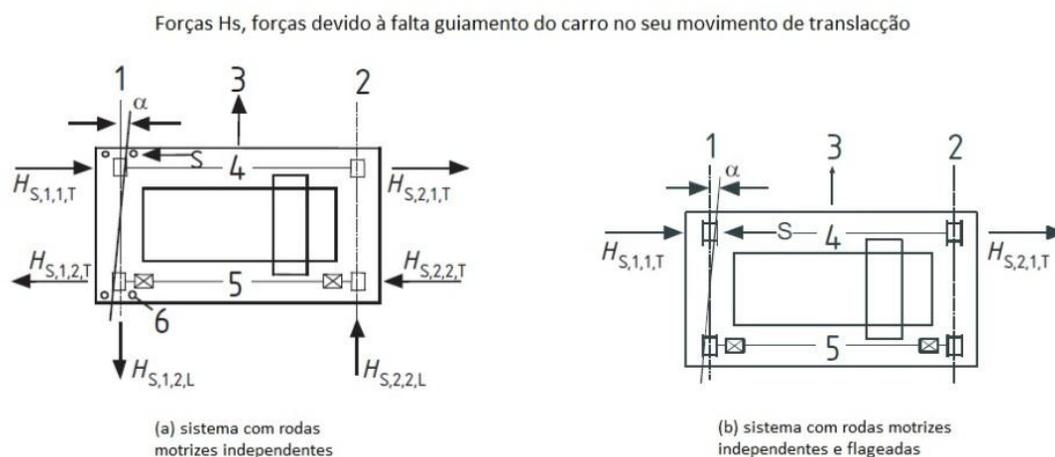


Figura 9 – Forças  $H_s$  devido à falta de guiamento (9).

No caso de estudo considera-se o modelo (b) da Figura 9 para se determinar o valor das acções  $H_s$ . Esta consideração é feita devido a que o carro modelado para a estrutura da ponte rolante seja construído com rodas flangeadas. As pontes rolantes mais recentes têm o seu carro construído com rodas flangeadas e também com rodas motrizes independentes (9).

Para o a situação de estudo, carro construído com rodas flangeadas e com rodas motrizes independentes, apenas é necessário modelar as acções devido à falta de guiamento  $H_{s,i,1,T}$  que estão representadas na Figura 9 (b), as forças  $H_{s,i,1,L}$  que estão na Figura 9 (a) não são aplicáveis ao caso de estudo.

As acções  $H_{s,i,1,T}$  ilustradas com maior pormenor na Figura 10, têm origem no desvio que existe entre o centro de aplicação da força  $K$ , necessária para mover o carro, e o centro de massa do carro ( $S$ ), esta distância está definida na Figura 10 como a distância  $ls$ .

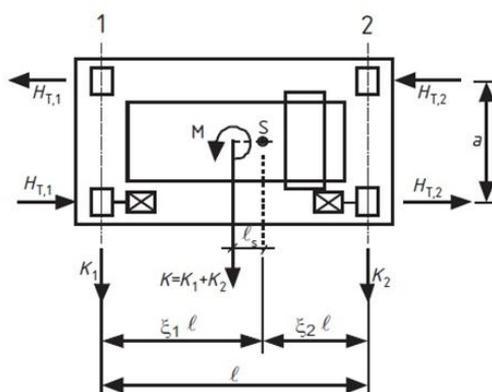


Figura 10 - Possível desvio entre o centro de aplicação de força  $H_s$  e o centro de massa (9).

No caso de estudo o carro da ponte rolante tem uma configuração de colocação dos seus equipamentos que faz com que não seja necessário o cálculo deste tipo de acções. A Figura 11 ilustra os vectores da força  $k_1$  e da força  $k_2$  em cada roda motriz do carro bem como a força  $K$  resultante. Considerando que a força  $K$  está num eixo equidistante às duas rodas motrizes (tinha-se considerado anteriormente que  $k_1=k_2$ ), estando este eixo ilustrado pelo eixo a traço interrompido (x) na Figura 11, e que o centro de massa (S) do carro é coincidente com o eixo (x), sendo a grandeza  $l_s$  definida anteriormente nula. Verifica-se que o carro, com a configuração construtiva considerada, as acções devido à falta de guiamento do tipo  $H_{s,i,1,T}$  são desprezáveis.

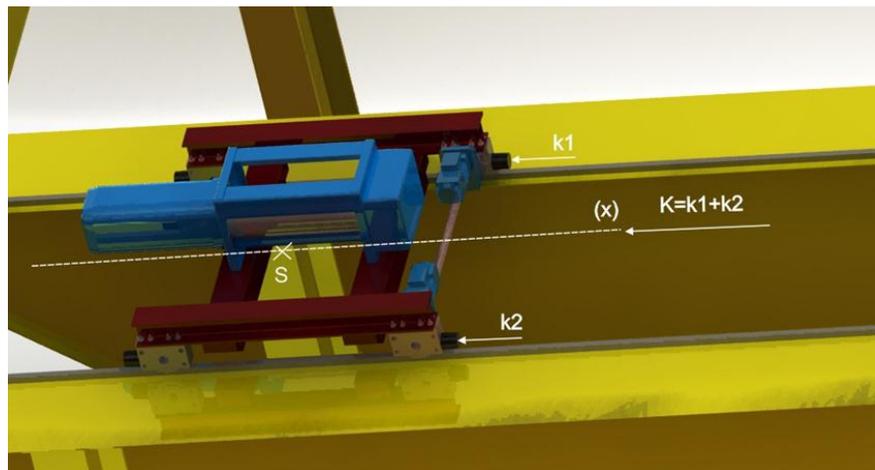


Figura 11 – Acções devido ao movimento de translação do carro, caso estudo.

### 2.6.3.5 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES DE ACIDENTE HB

A equação 17 enuncia a expressão geral para o cálculo da acção de acidente  $H_{B,i}$ .

$$H_{B,i} = \varphi \cdot v_1 \cdot \sqrt{mc \cdot S_B} \quad [N] \quad (17)$$

Onde,

$v_1$  - 70% da velocidade de translação do sistema [ $m \cdot s^{-1}$ ];

$mc$  - peso do sistema [N];

$S_B$  - constante de rigidez do batente [ $N \cdot m^{-1}$ ].

O seguinte procedimento é a demonstração do cálculo da acção de acidente  $H_{B,1}$ , choque entre o batente da ponte e a protecção fim de curso do pórtico.

Considerando que a velocidade de translação da ponte é de  $0,15 m \cdot s^{-1}$ ,

$$v_1 = 0,7 \cdot 0,150 = 0,105 m \cdot s^{-1}$$

Para o peso do sistema considera-se a carga de serviço de 7500 kg, o peso próprio do carro (500 kg) e o peso próprio da estrutura da ponte rolante. A ponte rolante é constituída, fundamentalmente, por duas vigas do tipo caixão com uma secção de  $530000 mm^2$ , um peso de  $416 Kg \cdot m^{-1}$  e um comprimento relativo à linha média de 25,012 m (geometria considerada).

$$mc = 7500 \cdot 9,81 + 500 \cdot 9,81 + (2 \cdot 416 \cdot 9,81 \cdot 25,012) = 282626 N$$

Considerando a seguinte constante de rigidez para o batente,

$$S_B = 2000 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

Aplicando a equação 17,

$$H_{B,1} = \varphi 7 \cdot v_1 \cdot \sqrt{mc \cdot S_B} = 1,425 \cdot 0,105 \cdot \sqrt{282626 \cdot 2000 \cdot 10^3} = 112493 \text{ N}$$

O seguinte procedimento é a demonstração do cálculo da acção de acidente  $H_{B,2}$ , choque do batente do carro na protecção fim de curso da ponte.

Esta acção pode ser determinada pelo método referido anteriormente ( $H_{B,1}$ ) ou então por uma forma mais simplificada considerando a equação 18.

$$H_{B,2} = 0,10 \cdot (Q_c + Q_h) [N] \quad (18)$$

Aplicando a equação 18,

$$H_{B,2} = 0,10 \cdot (Q_c + Q_h) = 0,10 \cdot (4905 + 73575) = 7848 \text{ N}$$

#### 2.6.3.6 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE TESTE QT

Anteriormente foi calculado o  $\varphi 6$  considerando que a acção de teste é uma acção dinâmica, seguindo este caminho a acção de teste calcula-se utilizando a equação 9.

$$Q_t = 1,10 \cdot Q_h = 1,10 \cdot 73575 = 80932,5 \text{ N}$$

#### 2.6.4 COEFICIENTES $\psi_i$ PARA AS ACÇÕES DE SERVIÇO DA PONTE ROLANTE

As acções variáveis devido ao funcionamento da ponte rolante têm o valor característico, conforme calculado anteriormente, contudo é necessário determinar os coeficientes  $\psi_i$  para se conhecer o valor de cálculo destas acções considerando também o efeito combinado visto que são acções variáveis. Os coeficientes  $\psi_i$ , referidos anteriormente quando se estudou os modelos de cálculo para os efeitos combinados das acções, têm uma determinada utilização conforme está descrito, de forma resumida, na Tabela 7.

Tabela 7 – Descrição dos coeficientes  $\psi_i$  (4).

coeficiente $\psi_i$	Utilização
$\psi_0$	determinação do valor de combinação de uma acção variável
$\psi_1$	determinação do valor frequente de uma acção variável
$\psi_2$	determinação do valor quase-permanente de uma acção variável

Para as acções variáveis, devido ao funcionamento da ponte rolante, os coeficientes  $\psi_i$ , têm os valores indicados na Tabela 8 considerando o EC1 parte 3 (9).

Tabela 8 – Valores dos coeficientes  $\psi_i$  para as acções variáveis da ponte rolante (9).

coeficiente $\psi_i$	Valor
$\psi_0$	1
$\psi_1$	0,9
$\psi_2$	razão entre o valor das acções permanentes e o valor total da acções na ponte rolante

O  $\psi_0$  e o  $\psi_1$ , para o caso de estudo, têm valores implícitos mas para o  $\psi_2$  é necessário fazer o seguinte cálculo.

Peso do carro ( $G_1$ ).

$$G_1 = Qc = 4905 \text{ N}$$

Peso próprio da estrutura da ponte considerando apenas o sistema de duas vigas caixão referidas anteriormente.

$$G_2 = 2 \cdot 416 \cdot 25,012 \cdot 9,81 = 204116 \text{ N}$$

Considerando as acções calculadas anteriormente.

$$Qh = 73575 \text{ N}; H_L = 735,75 \text{ N}; H_{B,2} = 7848 \text{ N}$$

Calcula-se então o  $\psi_2$ ,

$$\psi_2 = \frac{G_1 + G_2}{G_1 + G_2 + Qh + (2 \cdot H_L) + (2 \cdot H_{B,2})} = 0,697$$

### 2.6.5 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES DO VENTO NA PONTE ROLANTE

A estrutura da ponte rolante modelada tem o objectivo de ser projectada como estando sujeita às acções do vento, ou seja, foi considerado que a ponte rolante está em “*outdoor*” e que não tem qualquer restrição à incidência das acções do vento nos seus elementos estruturais. O EC1 parte 1-4 (10) é o documento que possibilita modelar as acções do vento que incidem numa estrutura.

As acções do vento são classificadas como acções que variam em função do tempo e que actuam directamente, sobre a forma de pressão, nos elementos estruturais exteriores ou até mesmo em elementos interiores que possam estar expostos devido a aberturas. Através das pressões do vento nas superfícies dos elementos resultam forças normais. Quando o vento varre áreas significativas de superfície resultam forças de atrito que não podem ser desprezadas no dimensionamento do elemento (10).

Para se determinar o valor de cálculo das acções do vento é necessário calcular determinados parâmetros. A Figura 12 indica um diagrama com os parâmetros que devem ser determinados para o cálculo de acções do vento em estruturas metálicas.

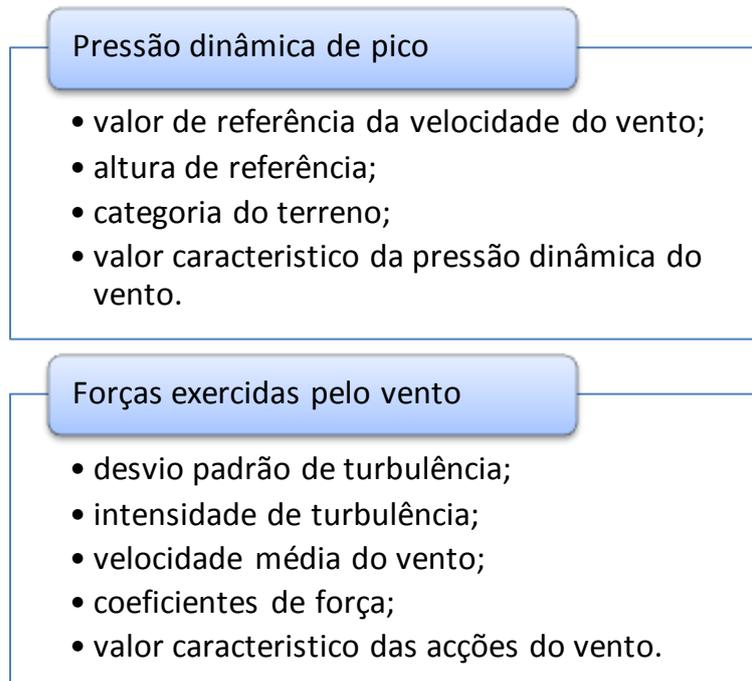


Figura 12 – Parâmetros para o cálculo de acções do vento em estruturas metálicas (adaptado de 10).

Os parâmetros indicados na Figura 14 são os que se devem utilizar quando se pretende determinar o valor das acções do vento em estruturas metálicas.

Para a ponte rolante considera-se a possibilidade de existirem duas direcções do vento na estrutura (Figura 13).

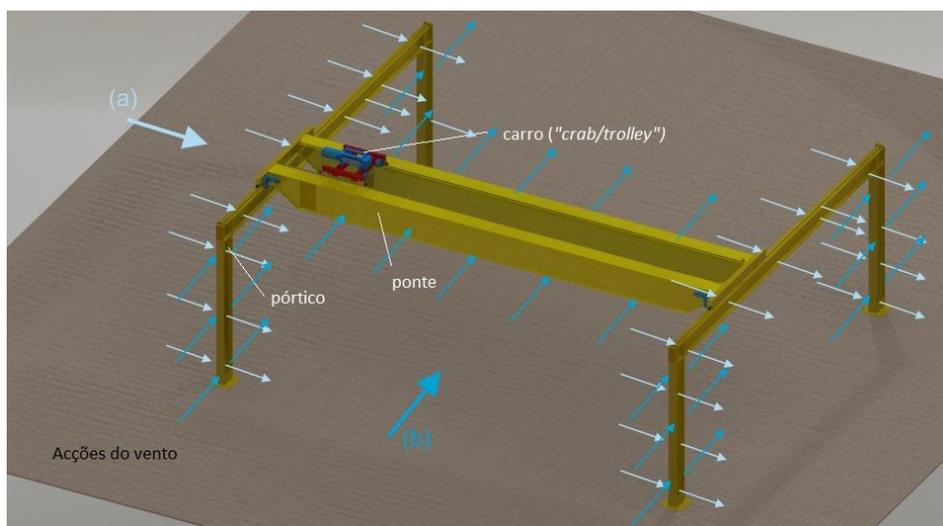


Figura 13 – Acções do vento na estrutura metálica da ponte rolante, caso de estudo.

No caso de estudo apenas se considera o dimensionamento da estrutura metálica da ponte e do pórtico. Para a estrutura metálica da ponte é apenas considerada uma direcção do vento a incidir, esta direcção está indicada na Figura 15 pelo vector (b). Para a estrutura do pórtico considera-se a

possibilidade de o vento incidir em duas direcções conforme o indicado na Figura 15 pelo vector (a) e (b).

As acções do vento actuam sobre a forma de pressão nos elementos de construção. A pressão é constituída por uma componente de compressão e outra de sucção (10). É por esta razão que na Figura 12 estão representados vectores iguais em cada superfície dos elementos, uns representam a componente de compressão e outros a componente de sucção.

A determinação das acções do vento na estrutura da ponte, situação do vento a incidir na estrutura na direcção (b) da Figura 13, apenas se considera uma das duas vigas visto que os cálculos são iguais para as duas. A Figura 14 indica as acções do vento a incidir neste elemento de forma positiva e de forma negativa considerando apenas uma direcção visto que que na outra direcção possível o valor da área de referência é relativamente pequeno.

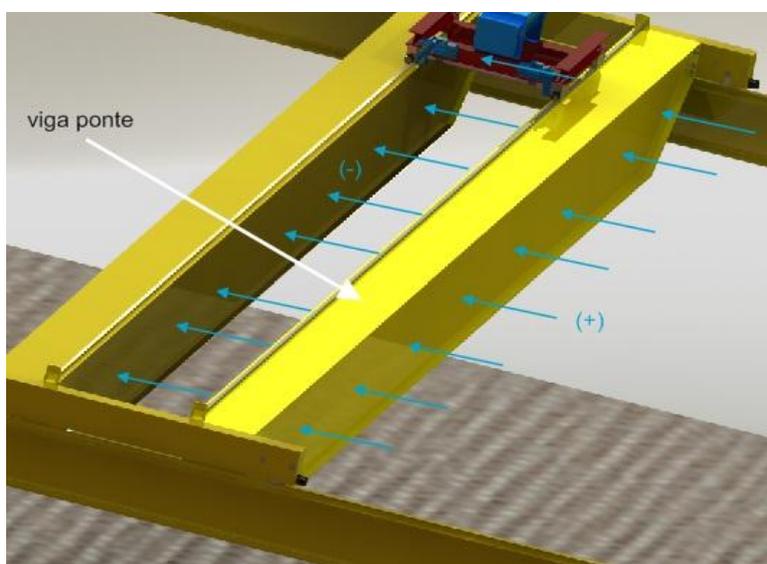


Figura 14 – Acções do vento na viga da estrutura da ponte.

Na situação do vento a incidir na estrutura na direcção (b) da Figura 13 considera-se apenas o cálculo das acções do vento nos pilares do pórtico (Figura 15). Para situação do vento a incidir na estrutura na direcção (a) da Figura 13, considera-se necessário o cálculo das acções do vento nos pilares e na viga do pórtico conforme o indicado na Figura 16.

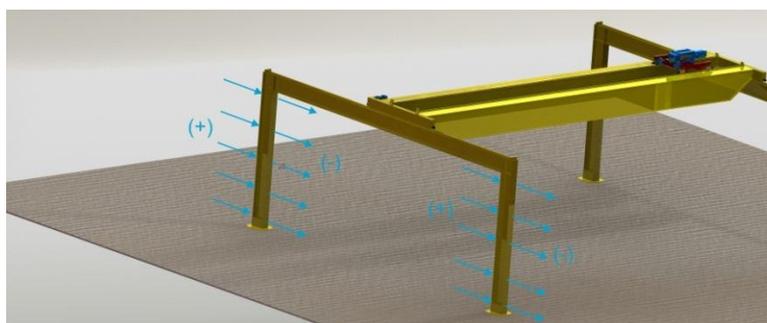


Figura 15 – Acções do vento no pórtico, vento 1 (V1).

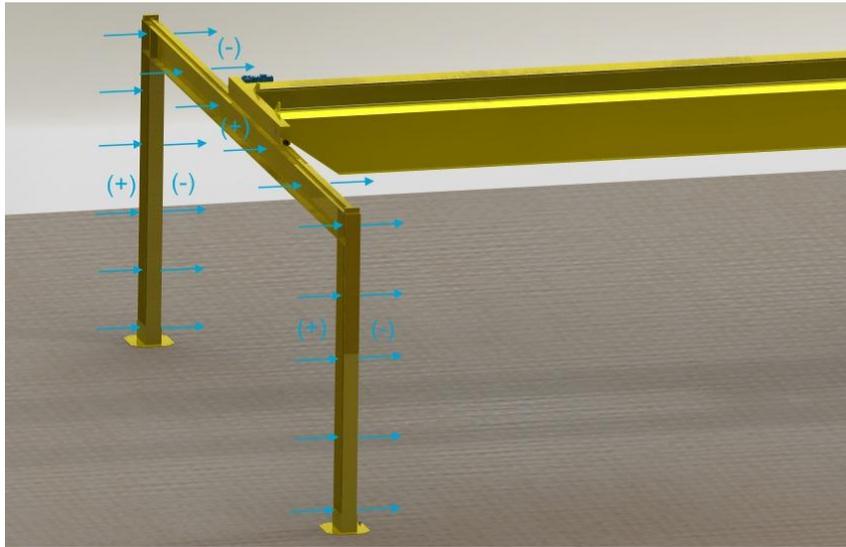


Figura 16 – Acções do vento no pórtico, vento 2 (V2).

As acções do vento que incidem na estrutura da ponte e na estrutura do pórtico descritas anteriormente (Figuras 14, 15 e 16) foram consideradas em função da possível modelação deste tipo de acções através do EC3 parte (10).

O EC3 parte 1-4 (10) apresenta um modelo de cálculo das acções do vento para elementos estruturais que consiste num cálculo numérico de determinados parâmetros que pode representar um volume de cálculo significativo.

No Anexo I está indicado todo o processo de cálculo para determinar as acções do vento na estrutura da ponte e na estrutura do pórtico. Este cálculo numérico foi baseado no modelo de acções do vento fornecido pelo EC3 parte 1-4 (10) para elementos de estruturas metálicas. Visto que o processo de cálculo é extenso e apenas consiste em determinar os parâmetros indicados no diagrama da Figura 12, está indicado na Tabela 9 o resumo dos cálculos efectuados para se determinarem as acções do vento, no Anexo I este cálculo está demonstrado de forma mais detalhada.

Tabela 9 – Resumo dos cálculos de determinação das acções do vento.

Parâmetro	Símbolo		Valor
Velocidade vento	$v_b$		27 m/s
Altura de referência	$z_e$		10 m
Categoria do terreno	III		-
Pressão dinâmica	$q_p$		774,562 N.m <sup>2</sup>
Desvio padrão de turbulência	$\sigma_v$		5,817 m/s <sup>2</sup>
Intensidade de turbulência	$I_v(z)$		0,285
Velocidade média do vento	$v_m(z)$		20,358 m/s
Coeficientes de força	Viga ponte	$c_{f,viga,ponte}$	1,62
	Viga pórtico V2	$c_{f,viga,portico V2}$	1,69
	Pilar pórtico V1	$c_{f,pilar pórtico V1}$	1,5
	Pilar pórtico V2	$c_{f,pilar,portico V2}$	1,7
Acções do vento, valor característico	Viga ponte	$f_{w,viga,ponte}(R)$	4191 N/m
	Pilar pórtico V1	$f_{w,pilar,portico V1}(R)$	1036,37N/m
	Viga pórtico V2	$f_{w,viga,portico V2}(R)$	2730,6 N/m
	Pilar pórtico V2	$f_{w,pilar,portico V2}(R)$	2746,76 N/m

### 2.6.5.1 COEFICIENTES $\psi$ PARA AS ACÇÕES DO VENTO

Os coeficientes de redução  $\psi$  são necessários para determinar o valor de cálculo das acções do vento considerando o efeito combinado de todas as acções na estrutura. O EC0 (4) apresenta os seguintes valores recomendados para as acções do vento.

$$\psi_0 = 0,6 ; \psi_1 = 0,2 ; \psi_2 = 0$$

## 2.6.6 DETERMINAÇÃO DOS PESOS PRÓPRIOS DA CONSTRUÇÃO

O EC1 parte 1-1 (12) estabelece os princípios de cálculo para do peso próprio das construções, do peso volúmico dos materiais de construção e dos materiais armazenados. Os pesos próprios da construção devem ser tidos em consideração no seu projecto ou na sua verificação como sendo acções permanentes (4).

Para o caso de estudo foram calculadas, considerando o EC1 parte 1-1 (12), o peso próprio da estrutura metálica da ponte.

### 2.6.6.1 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA DA PONTE

No cálculo do peso próprio da estrutura da ponte considerou-se que a ponte é constituída por duas vigas caixão desprezando os restantes equipamentos, como por exemplo os carris e os motores eléctricos. Esta consideração foi feita tendo em conta os coeficientes de majoração (coeficientes parciais) que posteriormente são utilizados na determinação do valor de cálculo destas acções tendo em conta as incertezas.

A ponte rolante foi modelada considerando um perfil caixão com uma determinada secção não referida em tabelas de perfis normalizados. O EC1 parte 1-1 (12) apresenta o seguinte intervalo de valores para o peso volúmico do aço.

$$77 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \leq \gamma_{\text{aço}} \leq 78,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

A viga caixão da ponte foi modelada com a seguinte área de secção transversal,

$$A_{\text{viga}} = 53000 \text{ mm}^2$$

Considerando o seguinte valor para o peso volúmico do aço,

$$\gamma_{\text{aço}} = 77 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

Pode-se fazer o seguinte cálculo do peso próprio da viga,

$$p_{k,\text{viga ponte}} = 77 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \cdot 53000 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 = 4,081 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \approx 416 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$$

### 2.6.6.2 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA DO PÓRTICO

O pórtico que suporta a ponte foi modelado com o elemento viga e o elemento pilar construídos num perfil em aço HL920X970 normalizado (geometria atribuída), a tabela técnica que contém as características normalizadas deste produto encontram-se no Anexo I. Neste tipo de situação onde o perfil da secção do elemento metálico se encontra normalizado não é necessário efectuar-se o cálculo anterior, por consulta da tabela em anexo dos dados técnicos da secção do perfil tem-se o seguinte valor de peso próprio.

$$p_{k,\text{pórtico}} = 970 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$$

Página intencionalmente em branco

### 3 Situações de projecto

Uma estrutura, de uma forma geral, deve ser projectada ou verificada para as situações de projecto relevantes, tendo em conta a as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função (4).

Para o caso de estudo o EC1 parte 3 (9) enuncia as situações de projecto para pontes rolantes. A Tabela 10 resume as situações de projecto para o caso de estudo bem como os factores dinâmicos que devem ser considerados.

Tabela 10 – Situações de projecto possíveis para a ponte rolante (9).

Acções	Símbolo	Situações de projecto										
		Estados Limites Últimos							Teste	Acidente		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Peso próprio da ponte	$Q_C$	$\varphi 1$	$\varphi 1$	1	$\varphi 4$	$\varphi 4$	$\varphi 4$	1	$\varphi 1$	1	1
2	Carga de elevação	$Q_H$	$\varphi 2$	$\varphi 3$	-	$\varphi 5$	$\varphi 4$	$\varphi 4$	n	-	1	1
3	Aceleração da ponte rolante	$H_L$	$\varphi 5$	$\varphi 5$	$\varphi 5$	$\varphi 5$	-	-	-	$\varphi 5$	-	-
4	Desalinhamento da ponte	$H_S$	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Aceleração ou abrandamento do carro	$H_L$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	Acção do vento	$F_W$	1	1	1	1	1	1	-	1	-	-
7	Acção de teste	$Q_T$	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi 6$	-	-
8	Acção de acidente, fim de curso do carro e da ponte	$H_B$	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi 7$	-
9	Acção de acidente, fim de curso na elevação cabo do carro	$H_{TA}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

n - quociente entre  $Q_H$  e o peso remanescente quando é retirado  $Q_H$  sem contar  $Q_C$ .

#### 3.1 SITUAÇÕES DE PROJECTO NA ESTRUTURA DA PONTE

Os valores característicos e dinâmicos das acções e os factores dinâmicos foram anteriormente calculados tendo em consideração as situações de projecto referidas na Tabela 12. Para a configuração da ponte rolante modelada algumas acções são nulas. A Tabela 11 indica as situações de projecto que devem ser consideradas para a estrutura da ponte.

Tabela 11 – Situações de projecto e respectivos valores para a ponte rolante.

Acções	Valor Característico	Situações de projecto											
		Estados Limites Últimos							Teste	Acidente			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	Qc	4905 N	1,05	1,05	1	1	1	1	1	1	1,05	1	1
2	QH	73575 N	1,227	0,925	-	1,5	1	1	0	-	-	1	1
3	HL	735,75 N	1,5	1,5	1,5	1,5	-	-	-	-	1,5	-	-
4	Hs	0	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-
5	Hs	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	Fw	4191 N/m	1	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Qt	80932,5 N	-	-	-	-	-	-	-	-	1,114	-	-
8	H <sub>B</sub>	7848 N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,425	-
9	HTA	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

### 3.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA A ESTRUTURA DA PONTE (ELU)

Os ELU a verificar para a estrutura da ponte são 7 conforme o indicado na Tabela 12, contudo apreciando os valores numéricos conclui-se que apenas é necessário verificar o ELU4, considerando a componente estática e a componente dinâmica, trata-se da situação mais severa para a estrutura. A verificação do ELU4 também dispensa, de forma similar, a verificação da situação de teste (Teste 8).

O valor de cálculo das acções para o ELU4, com o objectivo de posteriormente se efectuar uma análise linear à estrutura, deve ser feito utilizando o modelo de combinação fundamental indicado na equação 4.

Os coeficientes parciais, para determinar o valor de cálculo das acções, referidos no EC0 (4) como sendo aplicáveis em situações que se pretende avaliar a deformação excessiva ou a rotura da estrutura (STR) são os seguintes (4).

$$\gamma_G = 1,10 \text{ (para acções permanentes)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (para acções variáveis)}$$

Aplicando a equação 4 (modelo de combinação fundamental) para as acções na estrutura considerando o ELU4 obtêm-se os seguintes valores de cálculo das acções,

$$Q_{c,d} = \gamma_Q \cdot \psi_{0, \text{serviço}} \cdot Q_{c,\varphi 4} = 1,5 \cdot 1 \cdot 4905 = 7357,5 \text{ N}$$

$$Q_{H,d} = \gamma_Q \cdot Q_{H,\varphi 5} = 1,5 \cdot 110363 = 165545 \text{ N (acção base de combinação)}$$

$$H_{L,d} = \gamma_Q \cdot \psi_{0, \text{serviço}} \cdot H_{L,\varphi 5} = 1,5 \cdot 1 \cdot 1103,63 = 1655,45 \text{ N}$$

$$f_{w,d} = \gamma_Q \cdot \psi_{0, \text{vento}} \cdot f_{w,1} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 4191 = 3771,9 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$p_{d, \text{viga ponte}} = \gamma_G \cdot p_{k, \text{viga ponte}} = 1,10 \cdot 416 = 457,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (acção permanente)}$$

A ponte é constituída por duas vigas iguais e com solicitações também iguais o que faz com que apenas possa ser necessário estudar uma viga. Como é referido mais à frente o estudo do elemento viga como um elemento linear faz com que seja necessário escolher um eixo para o elemento.

A Figura 17 ilustra as acções no elemento viga, com o eixo de análise considerado, bem como as acções transportadas para o eixo da análise.

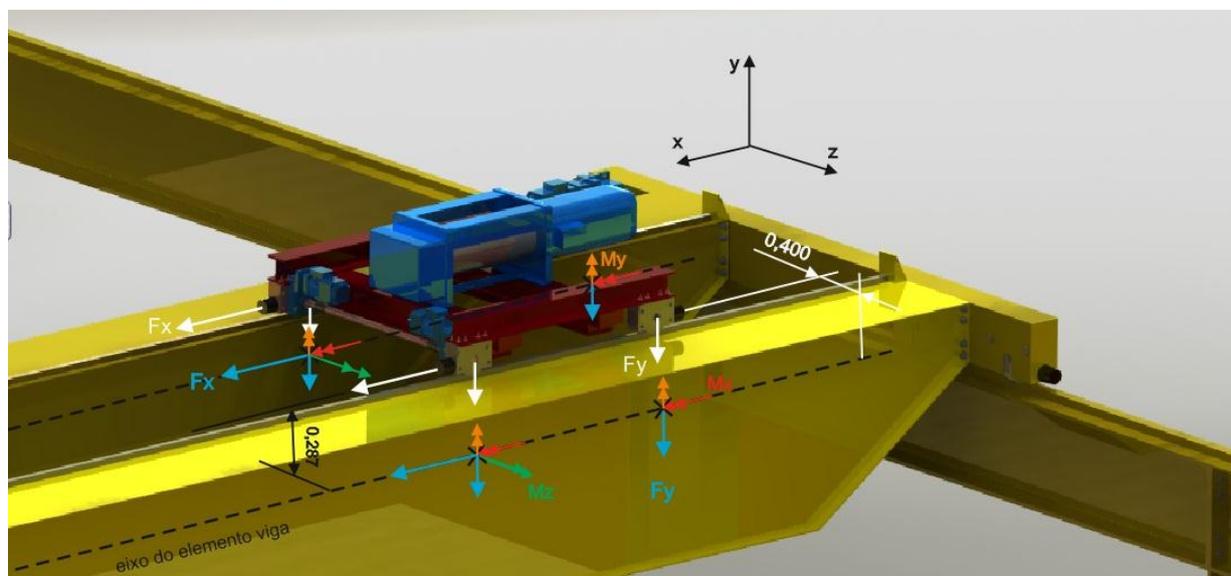


Figura 17 – Acções no elemento viga na estrutura da ponte para o ELU4.

A escolha do eixo do elemento é, na grande maioria das vezes, feita para que o eixo coincida com o centro de gravidade da secção transversal contudo não se trata de uma regra. Na escolha do eixo do elemento o que é obrigatório é o cálculo correcto dos esforços actuantes no elemento considerando o eixo escolhido (3).

As acções ilustradas na Figura 17 têm os seguintes valores considerando a soma vectorial de acções no referencial global da figura.

$$F_y = \frac{Q_{c,d} + Q_{H,d}}{4} = \frac{7357,5 + 165545}{4} = 43225,6 \text{ N}$$

$$F_x = H_{L,d} = 1655,45 \text{ N}$$

O transporte das acções  $F_y$  e  $F_x$  para o eixo do elemento escolhido faz com que resultem os seguintes momentos tendo em conta as distâncias indicadas na Figura 17.

$$M_x = F_y \cdot 0,400 = 43225,6 \cdot 0,400 = 17290,3 \text{ N.m}$$

$$M_y = F_x \cdot 0,400 = 1655,45 \cdot 0,400 = 662,18 \text{ N.m}$$

$$M_z = F_x \cdot 0,287 = 1655,45 \cdot 0,287 = 475,114 \text{ N.m}$$

Considerando as acções do vento e o peso próprio da viga que não estão representados na Figura 17.

$$f_y = -457,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (peso proprio viga)}$$

$$f_z = -3771,9 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (acção do vento)}$$

As acções do vento modeladas para o elemento viga da estrutura da ponte foram feitas desprezando a redução de secção nos terminais da viga o que resulta em sobredimensionamento do elemento, contudo devido ao eixo considerado para o elemento, ocorre torsão devido às acções descentradas do vento em relação ao eixo, sendo esta torção desprezada faz com que exista um subdimensionamento.

### 3.1.2 SITUAÇÕES DE PROJECTO DE ACIDENTE NA PONTE

A ponte rolante foi modelada considerando que não existe qualquer protecção ao movimento de elevação de carga porque na grande maioria dos casos apenas existe um sensor fim de curso que pára o movimento. A situação de projecto que é necessário verificar para a estrutura da ponte é a A9 de acordo com a Tabela 11.

Aplicando a equação, combinação de acidente (equação 5), obtém-se os seguintes valores de cálculo das acções.

$$Q_{c,d} = \psi_{2, \text{serviço}} \cdot Q_{c,1} = 0,697 \cdot 4905 = 3418,79 \text{ N}$$

$$Q_{H,d} = \psi_{2, \text{serviço}} \cdot Q_{H,1} = 0,697 \cdot 73575 = 51281,8 \text{ N}$$

$$H_{B,2,d} = \psi_{1, \text{serviço}} \cdot H_{B,2,\phi 5} = 0,9 \cdot 11183,4 = 10065,1 \text{ N (acção base de combinação)}$$

$$p_{d, \text{viga ponte}} = \gamma_G \cdot p_{k, \text{viga ponte}} = 1,10 \cdot 416 = 457,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (acção permanente)}$$

Aplicando o conceito de transporte de acções para o eixo do elemento da Figura 18 obtém-se os seguintes valores para as acções.

$$F_y = \frac{Q_{c,d} + Q_{H,d}}{4} = \frac{3418,79 + 51281,8}{4} = 13675,1 \text{ N}$$

$$F_x = H_{B,2,d} = 10065,1 \text{ N}$$

$$M_x = F_y \cdot 0,400 = 13675,1 \cdot 0,400 = 5470,04 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_y = -F_x \cdot 0,400 = -10065,1 \cdot 0,400 = -4026,04 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_z = -F_x \cdot 0,287 = -10065,1 \cdot 0,287 = -2888,68 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Considerando o peso próprio da viga que não está representado na Figura 18.

$$f_y = -457,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (peso proprio viga)}$$

As acções devido à situação de acidente A9 na ponte estão representadas para o elemento viga na Figura 18 tendo em conta o seu referencial global.

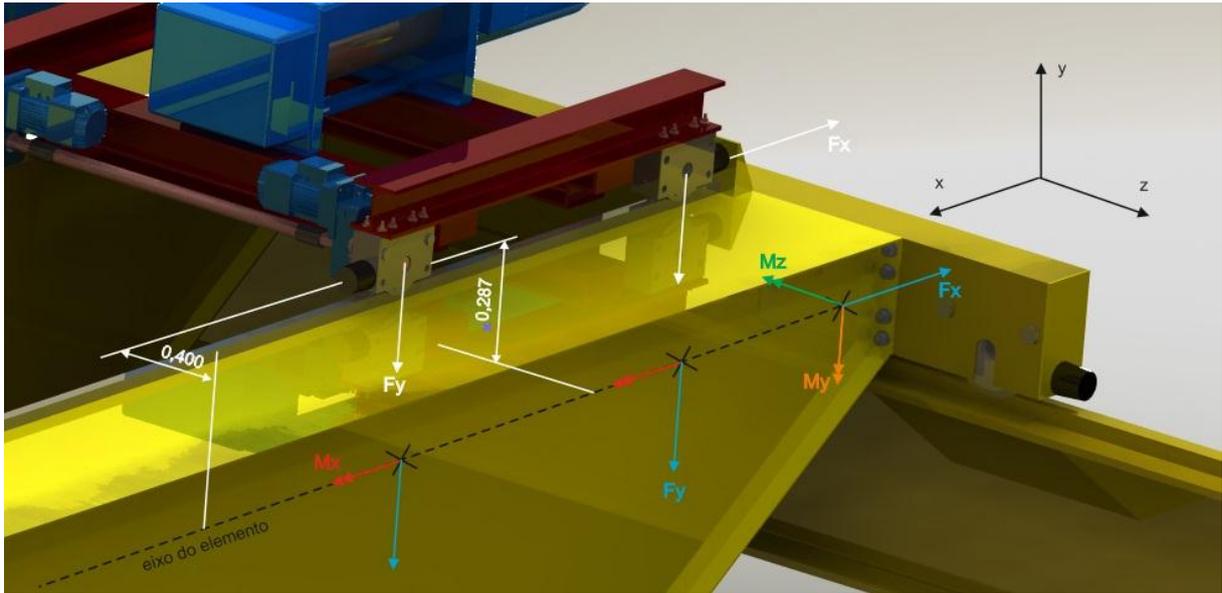


Figura 18 – Acções no elemento viga da estrutura da ponte para a situação A9.

### 3.2 SITUAÇÕES DE PROJECTO NA ESTRUTURA DO PÓRTICO

As situações de projecto na estrutura metálica do pórtico são as mesmas que foram consideradas para a estrutura da ponte considerando a Tabela 11. O valor de cálculo das acções na estrutura do pórtico é determinado depois de serem conhecidos os esforços transmitidos pela estrutura da ponte à estrutura do pórtico. Para serem conhecidos, de forma razoável, os esforços transmitidos à estrutura do pórtico é necessário fazer-se primeiro uma análise estática à estrutura da ponte.

Página intencionalmente em branco

## 4 Verificação da cedência ou deformação excessiva da estrutura, STR

A verificação da rotura ou da deformação excessiva de uma estrutura exige que sejam conhecidos os esforços na estrutura bem como os respectivos deslocamentos, para tal é necessário efectuar uma análise global estática à estrutura considerando as situações de projecto (13).

Devido à geometria considerada para a estrutura existem dois tipos distintos de análises globais, a análise de 1ª ordem e a análise de 2ª ordem. A análise de 1ª ordem considera a geometria inicial da estrutura e a análise de 2ª ordem considera a geometria deformada da estrutura. A análise global à estrutura deve ainda ser feita considerando o comportamento linear ou não linear do material.

### 4.1 ANÁLISE GLOBAL

A análise global à estrutura é feita tendo em conta a geometria da estrutura e o comportamento do material. A Tabela 12 resume os tipos de análises globais que devem ser efectuadas (13).

Tabela 12 – Tipos de análises globais a estruturas (adaptado de 13)

Análise Global	Descrição
Elástica de 1ª ordem	Análise que considera a geometria inicial da estrutura e o comportamento linear do material
Elástica de 2ª ordem	Análise que considera a geometria deformada da estrutura e o comportamento linear do material
Plástica de 1ª ordem	Análise que considera a geometria inicial da estrutura e o comportamento não linear do material
Plástica de 2ª ordem	Análise que considera a geometria deformada da estrutura e o comportamento não linear do material

#### 4.1.1 EFEITOS DA CONFIGURAÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

A análise de 2ª ordem deve ser considerada sempre que a geometria deformada da estrutura aumente os efeitos das acções<sup>10</sup>. O EC3 parte 1-1 (13) refere duas condições, indicadas nas equações 19 e 20, que quando verificadas dispensam a análise de 2ª ordem (13)

$$\alpha_{cri} = \frac{F_{cri}}{F_{ED}} \quad e \quad \alpha_{cri} \geq 10 \quad \text{para análise elástica} \quad (19)$$

$$\alpha_{cri} = \frac{F_{cri}}{F_{ED}} \quad e \quad \alpha_{cri} \geq 15 \quad \text{para análise plástica} \quad (20)$$

<sup>10</sup> Quando a deformada da geometria da estrutura tem relevância no valor dos efeitos das acções diz-se que os efeitos das acções são de segunda ordem (13).

Onde,

$\alpha_{cri}$  - factor pelo qual se multiplica o valor da acção para se ter o valor da acção crítica;

$F_{ED}$  - valor de cálculo da acção no elemento estrutural;

$F_{cri}$  - valor crítico de carregamento associado à instabilidade elástica num modo global.

A necessidade de se fazer ou não uma análise de 2ª ordem a uma estrutura tem a ver com a sensibilidade que a estrutura tem aos efeitos de segunda ordem. A verificação das condições que dispensam a análise de 2ª ordem faz com que seja necessário o cálculo do carregamento crítico associado à instabilidade elástica da estrutura, este cálculo é estudado mais à frente na verificação de estabilidade da estrutura (EQU).

A análise de segunda ordem a uma estrutura não é um processo simples, inclui sempre um volume considerável de cálculo. As estruturas sem sistema de contraventamento<sup>11</sup> são estruturas mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem, a inclusão de sistema de contraventamento numa estrutura tem o objectivo de aumentar a sua rigidez e diminuir a sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem (2).

#### 4.1.2 ANÁLISE GLOBAL PLÁSTICA

A análise global plástica considera o comportamento não linear dos materiais no cálculo dos efeitos provocados pelas acções numa estrutura. A análise plástica só poderá ser utilizada se as secções dos elementos estruturais, onde se formem rótulas plásticas, tiverem capacidade de rotação suficiente. Para se fazer este tipo de análise é também necessário que, os elementos onde se formem rótulas plásticas, estejam em estabilidade. Existem três formas distintas de análises plásticas segundo o EC3 parte 1-1 (13) que estão indicadas, de forma sucinta, na Tabela 13.

Tabela 13 – Tipos de análises plásticas para estruturas (13).

Análise	Descrição
Elasto plástica	As secções e as ligações são modeladas como rótulas plásticas
Plástica não linear	É considerada a plastificação parcial dos elementos ao longo das zonas plásticas
Rígido plástica	Despreza-se o comportamento elástico dos troços dos elementos entre rótulas plásticas

Na análise plástica de estruturas metálicas é necessário atribuir um comportamento para o aço, pode esse comportamento ser o elasto-plástico perfeito indicado na Figura 19, se o aço de construção obedecer a determinadas normas de fabrico impostas pelo EC3 parte 1-1 (13).

<sup>11</sup>O sistema de contraventamento é um sistema estrutural que tem como objectivo eliminar ou reduzir os deslocamentos laterais em estruturas (2)

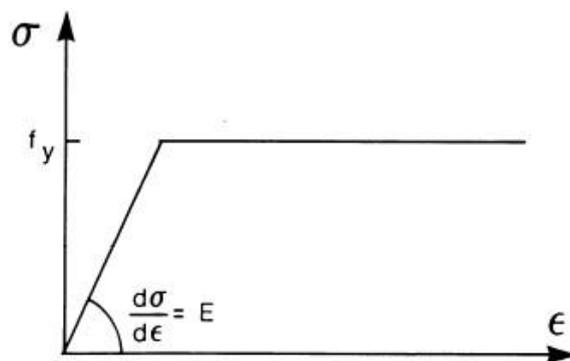


Figura 19 – Modelo elasto-plastico perfeito para o aço (13).

A utilização de uma análise plástica para se obter o efeito das acções na estrutura metálica é feita considerando que pelo menos existem zonas de plastificação parcial dos elementos estruturais. A ocorrência de plastificação em algumas zonas faz com que o material não recupere totalmente à sua geometria inicial quando lhe são retiradas as acções de carregamento, ou seja, existem sempre deformações permanentes.

A análise plástica, de uma estrutura metálica, numa situação de projecto correspondente a um estado limite reversível não deve ser considerada visto que o tipo de acções que definem o estado de carregamento da estrutura corresponde ao seu serviço normal. Se durante o serviço normal a estrutura metálica tem deformações permanentes, ao longo do tempo, é facilmente atingido um estado de deformação excessiva. A análise plástica pode ser útil em situações de projecto correspondentes a acidentes, nesse caso pode ser admissível que exista deformações permanentes e significativas na estrutura desde que não se atinge a ruptura.

#### 4.1.3 ANÁLISE GLOBAL ELÁSTICA

A análise global elástica considera que existe uma relação linear de tensão-deformação para qualquer nível de tensões. A análise elástica pode ser efectuada em qualquer caso de solitação de uma estrutura (13), o gráfico da Figura 21 indica o comportamento do aço (OA zona elástica).

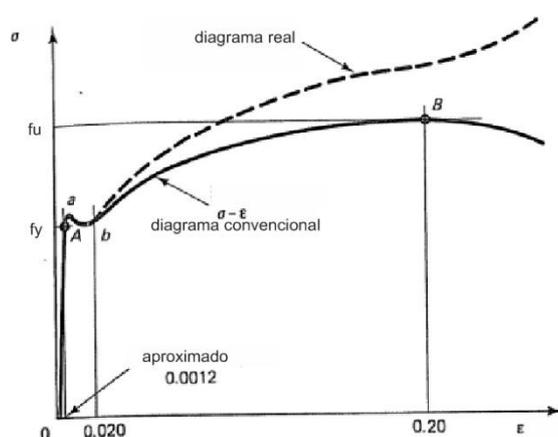


Figura 20 – Diagrama tensão-extensão para o aço (adaptado de 14).

O comportamento elástico do aço segundo o autor *Egor Popov* (14) é aquele que tem a maior relevância. A zona de comportamento elástico do aço é definida por uma linha recta que corresponde à proporcionalidade directa entre a tensão e a extensão que é e definida pela lei de *Hook*<sup>12</sup> (equação 21).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \text{ [Pa]} \quad (21)$$

Sendo,

$\sigma$  - tensão normal;

$E$  - módulo de *Young* ;

$\varepsilon$  - deformação unitária, quociente entre o deslocamento verificado e o comprimento.

O aço é um material considerado isotrópico, ou seja, as suas propriedades não variam com a direcção (14). O EC3 parte 1-1 (13) indica que de uma forma geral o módulo de Young ( $E$ ) deve ser considerado de 210 GPa e o coeficiente de *Poisson* ( $\nu$ ) de 0,3 para o aço. A tensão de limite elástico está representada no gráfico da Figura 20 por  $f_y$  e a tensão de ruptura, também designada por tensão última, está representada por  $f_u$ , a tensão limite elástico e a tensão de ruptura dependem da classe de resistência do aço (14).

A análise elástica global é a mais indicada, visto que pode abranger qualquer tipo de situação de projecto segundo o EC3 parte 1 (13).

#### 4.1.4 CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES

O EC3 parte 1-1 (13) define quatro classes de secções transversais de elementos estruturais metálicos, as classes de secções transversais está indicada, de forma sucinta, na Tabela 14.

Tabela 14 – Classes de secções transversais (adaptado de 13)

Classe	Descrição
1	Secção em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.
2	Secção em que se pode atingir o momento resistente plástico mas a sua capacidade de rotação é limitada pelo fenómeno de encurvadura local.
3	Secção em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência mas a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido.
4	Secções em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência.

<sup>12</sup> *Robert Hook*, cientista inglês que apresentou a lei de *Hook* em meados do séc.XVII (14).

Os elementos estruturais devido à sua geometria e ao seu carregamento podem sofrer encurvadura devido à instabilidade elástica, trata-se de um conceito estudado mais à frente. A encurvadura local é um aspecto importante na classificação da secção transversal de um elemento como se pode constatar na Tabela 14.

No Anexo I está indicada a Tabela 3 que ilustra as principais secções de elementos estruturais em aço classificados em função da sua relação largura-espessura. As condições impostas na nesta tabela para um determinado tipo de carregamento é o procedimento imposto pelo EC3 parte 1-1 (13) para se obter a classe da secção. As secções de classe 1 e 2 são indicadas para se efectuar uma análise global plástica enquanto as classes 3 e 4 são indicadas para se efectuar uma análise global elástica (13).

## **4.2 ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA DA PONTE ROLANTE**

A forma de se obterem os esforços nos elementos estruturais da ponte rolante é necessário fazer-se uma análise estática à estrutura (4).

Para a estrutura da ponte rolante a cláusula 5.4.2(1) da norma BS EN 1993-6:2007<sup>13</sup>, que corresponde ao EC3 Parte 6 (11), define que o projecto e verificação de estruturas que suportam pontes rolantes é feito considerando uma análise global elástica à estrutura.

### **4.2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES DOS ELEMENTOS DA PONTE ROLANTE**

Para se efectuar uma análise global a uma estrutura é necessário, numa primeira fase, classificar as secções transversais dos elementos estruturais da ponte rolante. As secções indicadas para se efectuarem a análise global elástica são as secções de classe 3 e as secções de classe 4.

A diferença entre as secções de classe 3 e de classe 4 deve-se ao facto de ser necessário verificar a resistência à encurvadura local e ao fenómeno de *shear lag* para as secções de classe 4 enquanto para as de classe 3 não. A encurvadura local deve-se à possibilidade de o elemento estrutural poder entrar em instabilidade elástica localmente enquanto o efeito de *shear lag* deve-se à distribuição de tensões não uniforme em banzos largos resultante da tensão de corte (13).

A classificação das secções das estruturas consideradas está indicada no Anexo II, este cálculo numérico foi feita utilizando o programa comercial *Maple*. O programa *Maple* é uma aplicação informática útil para a modelação e simulação matemática.

### **4.2.2 SITUAÇÕES DE PROJECTO PARA A ANÁLISE GLOBAL ELÁSTICA DA PONTE**

A análise global elástica que deve ser efectuada à estrutura é estática tendo como objectivo determinar os esforços e os deslocamentos, o que leva a que seja necessário definir a localização das acções variáveis na estrutura .

---

<sup>13</sup> A consulta da norma BS EN 1993-6:2007 deve-se ao facto de, na data de realização deste trabalho, a parte 6 do EC3 não estar publicada em Portugal como norma.

A situação de projecto A9 que corresponde ao acidente de embate do carro na protecção fim de curso corresponde a uma determinada posição do carro na estrutura da ponte, carro na posição terminal da ponte. A situação de projecto ELU4, corresponde ao normal funcionamento da ponte, leva a que o carro possa ter inúmeras posições na estrutura da ponte. Consideram-se as posições críticas para a estrutura da ponte quando o carro está na posição intermédia do carril, Figura 21 (a), e na posição terminal, Figura 21 (b).

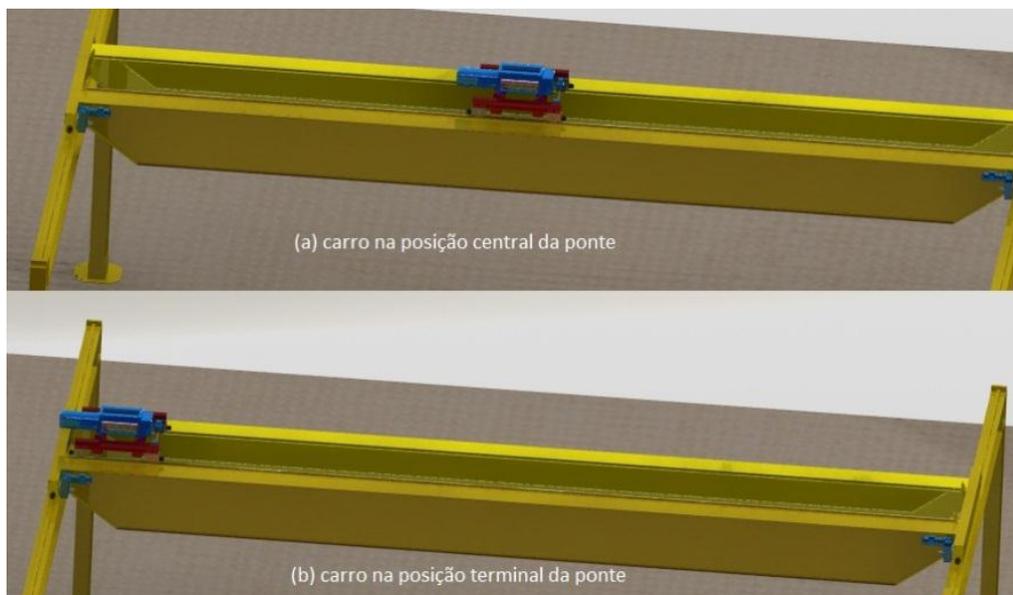


Figura 21 – Posições do carro na ponte consideradas para as situações de projecto ELU4.

A consideração da posição (b) indicada na Figura 21 para o carro da ponte deve-se ao facto do EC1 parte 3 (9) indicar que esta é a situação mais severa para o pórtico em termos de valores das acções.

O valor de cálculo das acções para as situações de projecto consideradas para a viga da estrutura da ponte estão indicados na Tabela 15 considerando as disposições de carga ilustradas na Figura 22.

Tabela 15 – Valores de cálculo das acções para as situações de projecto consideradas.

Esforço	ELU4 viga ponte (a)	ELU4 viga ponte (b)	A9 viga ponte
Fx	1655,45 N	1655,45 N	-10065,1 N
Fy	-43225,6 N	-43225,6 N	-13675,1 N
fy	-457,6 kg/m	-457,6 kg/m	-457,6 kg/m
fz	-3771,9 N/m	-3771,9 N/m	0
Mx	-17290,3 N.m	-17290,3 N.m	-5470,04 N.m
My	-662,18 N.m	-662,18 N.m	4026,04 N.m
Mz	-475,114 N.m	-475,114 N.m	2888,68 N.m

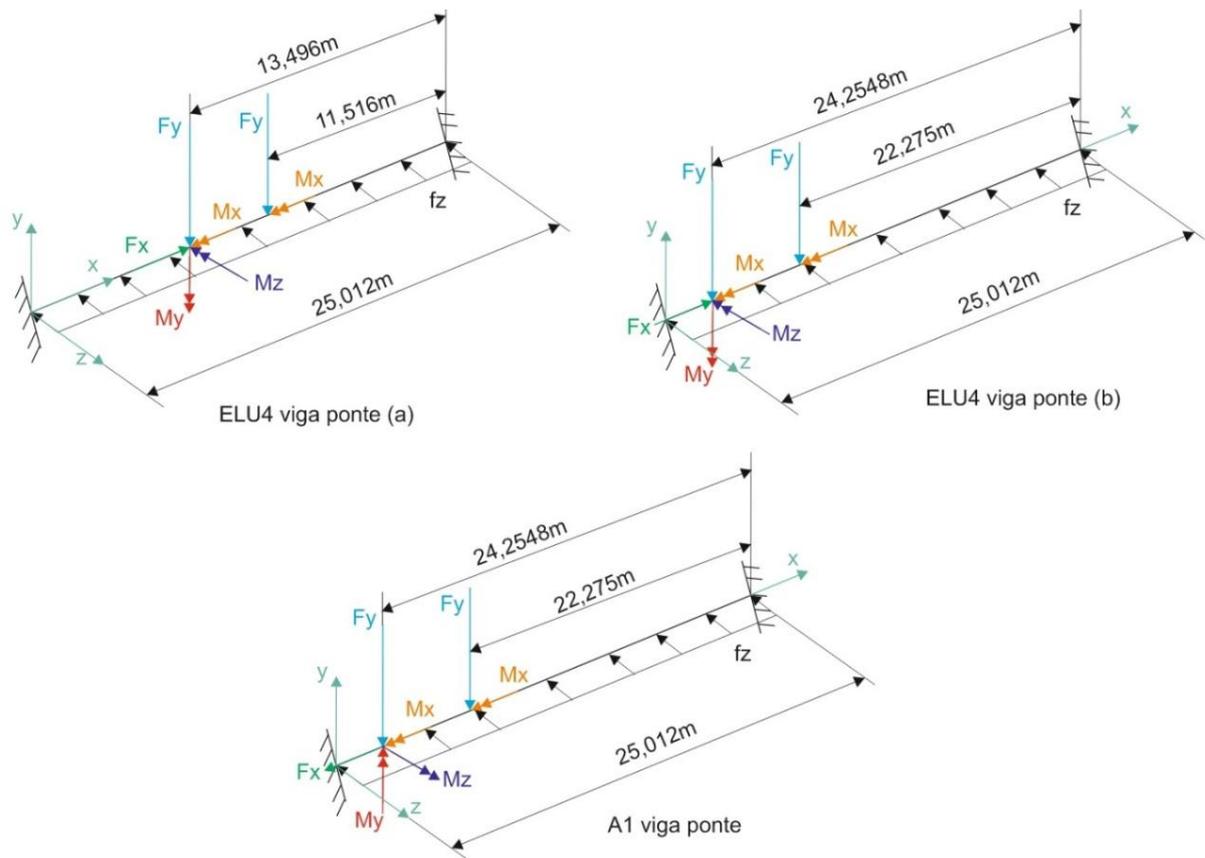


Figura 22 – Situações de projecto para a viga da estrutura da ponte.

#### 4.2.3 DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DAS ACÇÕES NA VIGA DA PONTE

A determinação dos efeitos das acções considerando uma análise global elástica para a estrutura pode ser obtida utilizando o programa comercial *Ansys*.

O programa comercial *Ansys* permite obter a deformada da estrutura e os esforços actuantes através de uma análise elástica utilizando o método dos elementos finitos. Os esforços que são obtidos para a estrutura através do *Ansys* consideram a configuração deformada da estrutura (15) o que é uma vantagem relativamente ao processo analítico de se obterem os esforços. Os autores *Silva e Gervásio* (3) consideram que existe sempre vantagem em utilizar um programa comercial de elementos finitos para se determinar os efeitos das acções, visto que a probabilidade de erro é mais reduzida e existe também uma melhor aproximação relativamente a um processo analítico, apenas deve-se ter o cuidado de se considerar o ponto crítico da estrutura.

A determinação dos esforços e deslocamentos na viga da ponte exige que sejam conhecidas as propriedades geométricas da secção da viga considerando o eixo da análise. A viga da ponte tem uma redução de secção significativa (Figura 23) que não deve ser desprezada.

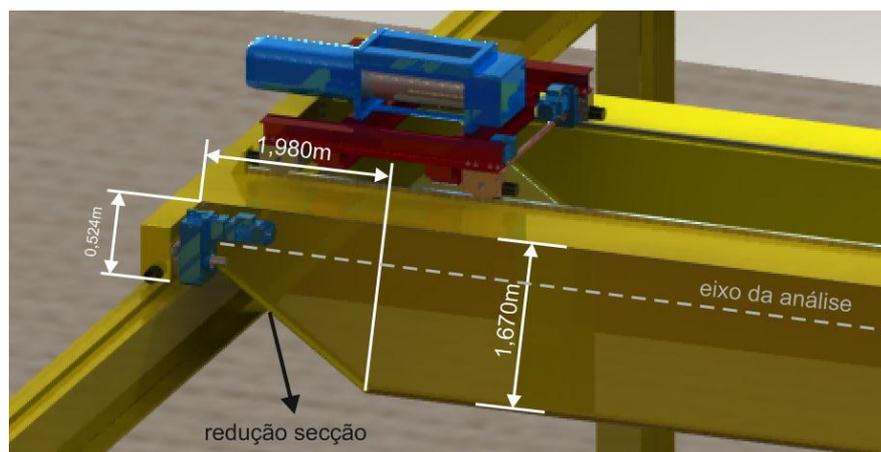
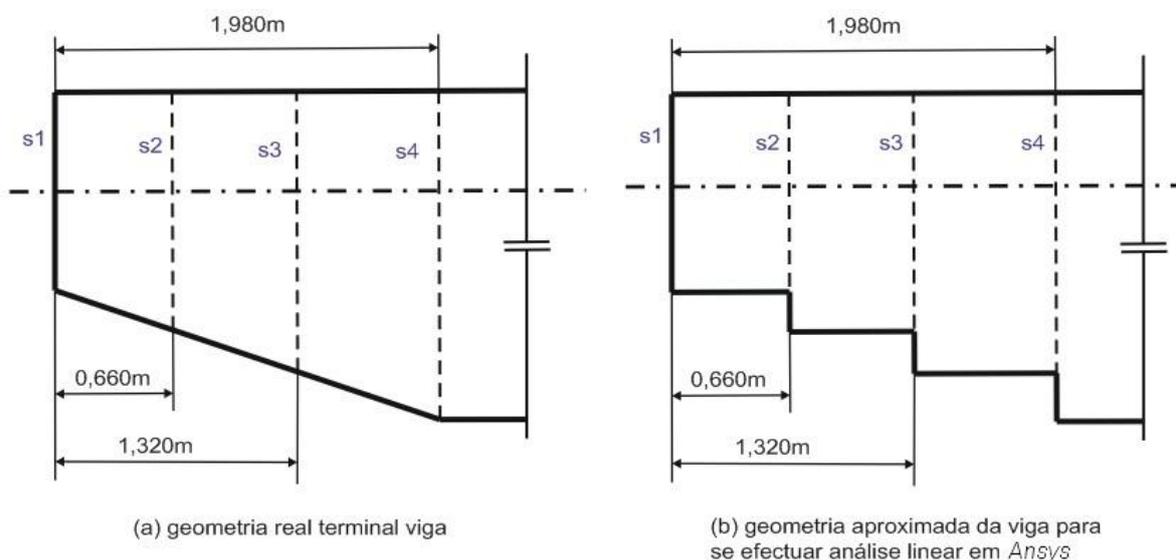


Figura 23 – Redução secção elemento viga da estrutura da ponte.

As análises em *Ansys* para a determinação dos esforços e deslocamentos dos elementos estruturais foram feitas utilizando um elemento linear 3d constituído por dois nós com três deslocamentos e três rotações por nó em direcções distintas. O tipo de análise estrutural para o elemento viga, considerando a redução nos terminais (Figura 23), faz com que seja necessário encontrar uma solução de aproximação à geometria real do elemento.

A solução considerada para o terminal da viga, considerando a análise linear em *Ansys*, está ilustrada na Figura 24, consiste em repartir o comprimento total do terminal em troços, quanto maior for o número de troços melhor será a aproximação.



(a) geometria real terminal viga

(b) geometria aproximada da viga para se efectuar análise linear em *Ansys*

Legenda:  
 si - secções consideradas para a análise  
 - - - - eixo considerado para o elemento

Figura 24 – Solução geométrica do terminal da viga para análise linear do elemento.

As propriedades geométricas da secção transversal do elemento viga (Figura 41) estão indicadas na Tabela 20 considerando o eixo do elemento indicado na Figura 26 (eixo da análise) e o referencial indicado na Figura 25.

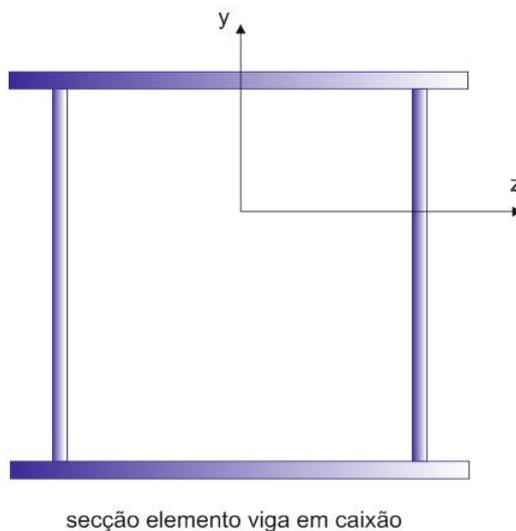


Figura 25 – Secção transversal do elemento viga da ponte.

Tabela 16 – Propriedades geométricas das secções do elemento viga da ponte.

Propriedade geométrica	Secção			
	S1	S2	S3	S4
Área (mm <sup>2</sup> )	3.008E+04	3.392E+04	4.140E+04	5.300E+04
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	4.814E+09	7.992E+09	2.818E+10	4.561E+10
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	3.280E+09	3.581E+09	4.723E+10	5.995E+10
I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	1.535E+10	4.411E+09	2.346E+10	9.167E+10

As propriedades geométricas para a secção do elemento viga, Tabela 20, foram calculadas utilizando o programa comercial Solidworks. Visto que anteriormente toda a ponte rolante tinha sido modelada utilizando este programa comercial, o cálculo das propriedades das secções torna-se simples, utilizando este programa, quando comparado com um processo analítico.

Para se efectuar a análise à viga da ponte é necessário estabelecer as condições fronteira. Considerou-se que a viga da ponte está totalmente restringida nas suas extremidades, ou seja, o elemento terminal da viga tem rigidez suficiente para impedir deslocamento e rotações, trata-se de uma imprecisão, na realidade irão existir deformações mas consideraram-se insignificativas com o objectivo de simplificar a análise. A Figura 26 ilustra a deformada da viga para a situação de projecto ELU4 viga ponte (a).

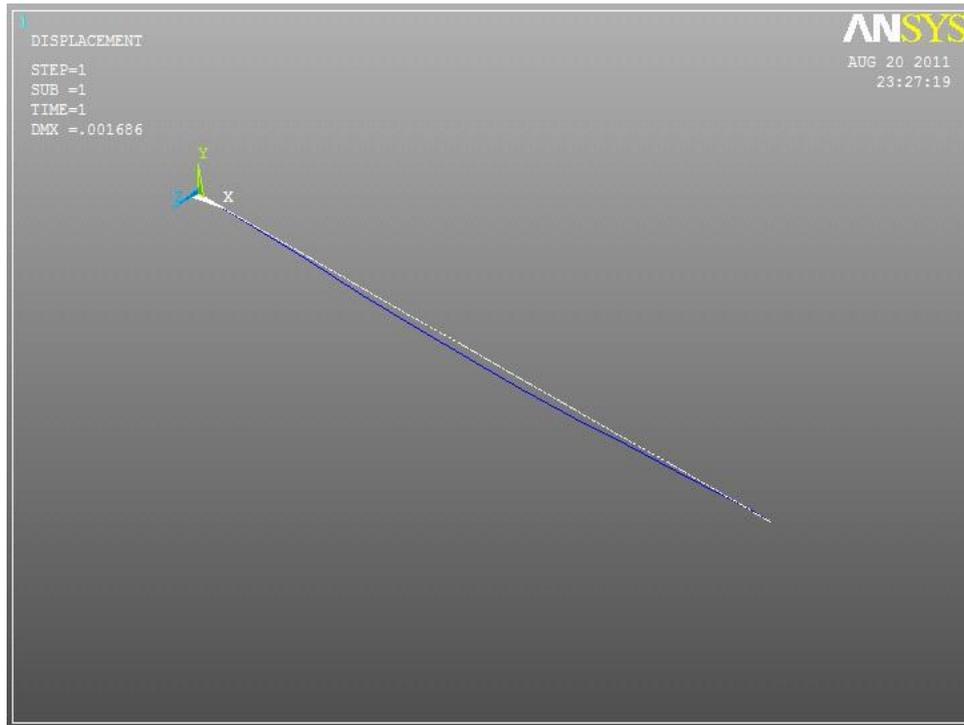


Figura 26 – Deformada da viga da estrutura da ponte, análise em Ansys, ELU4 viga ponte (a).

O outro grande objectivo da análise da estrutura é obterem-se os diagramas de esforços e dos momentos actuantes nos elementos como exemplificado na Figura 27.

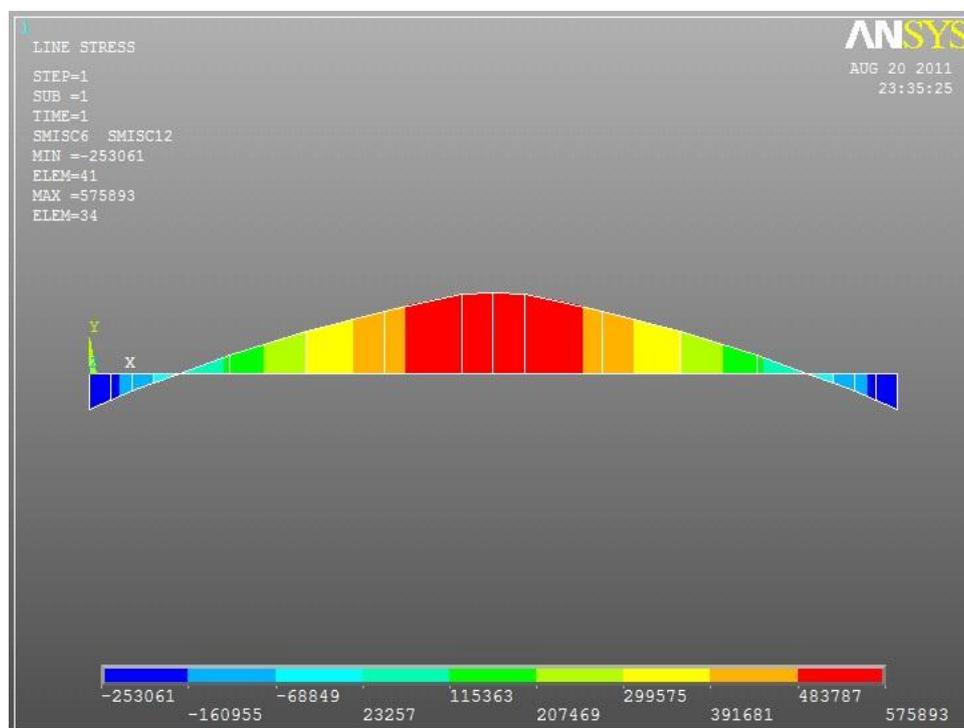


Figura 27 – Diagrama de momentos segundo o eixo z da análise em Ansys, ELU4 viga ponte (a).

O resumo dos resultados das análises utilizando o Ansys para a viga da ponte encontra-se no Anexo II, estes estudos foram feitos com o objectivo de se determinarem os deslocamentos e esforços nos pontos dos elementos estruturais.

#### 4.2.4 SITUAÇÕES DE PROJECTO PARA A ESTRUTURA DO PÓRTICO

O valor de cálculo das acções que actuam na estrutura do pórtico não foram anteriormente determinadas porque é mais correcto serem calculadas quando forem conhecidas os esforços na estrutura da ponte visto que a estrutura do pórtico serve de suporte à estrutura da ponte.

O EC1 parte 3 (9) define que a posição do carro da ponte mais severa para a estrutura do pórtico, em termos de esforços, é a posição (b) indicada na Figura 21.

As acções que são transmitidas através do serviço de funcionamento normal da ponte ao pórtico são apenas em duas direcções (Figura 28).

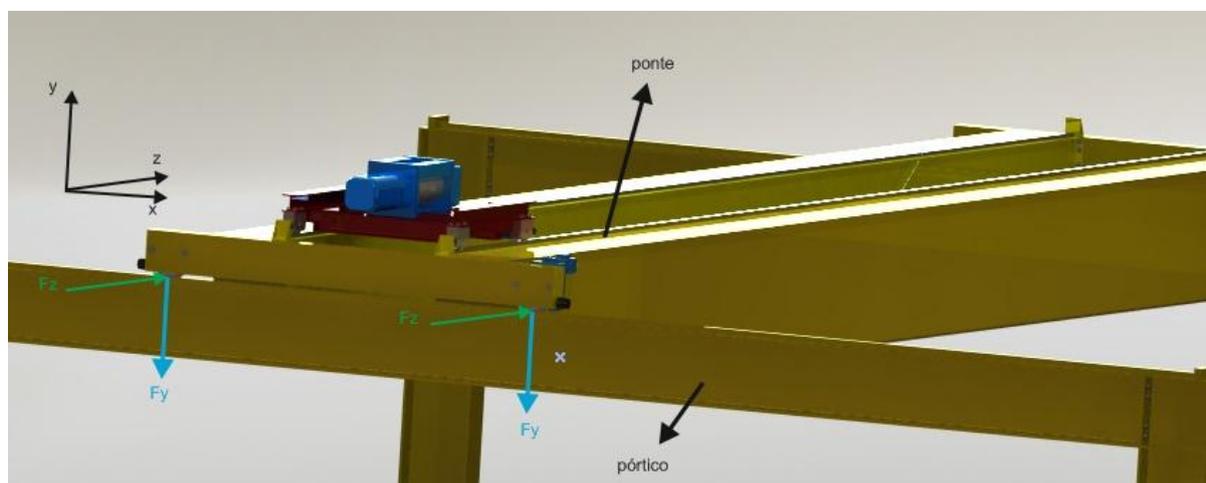
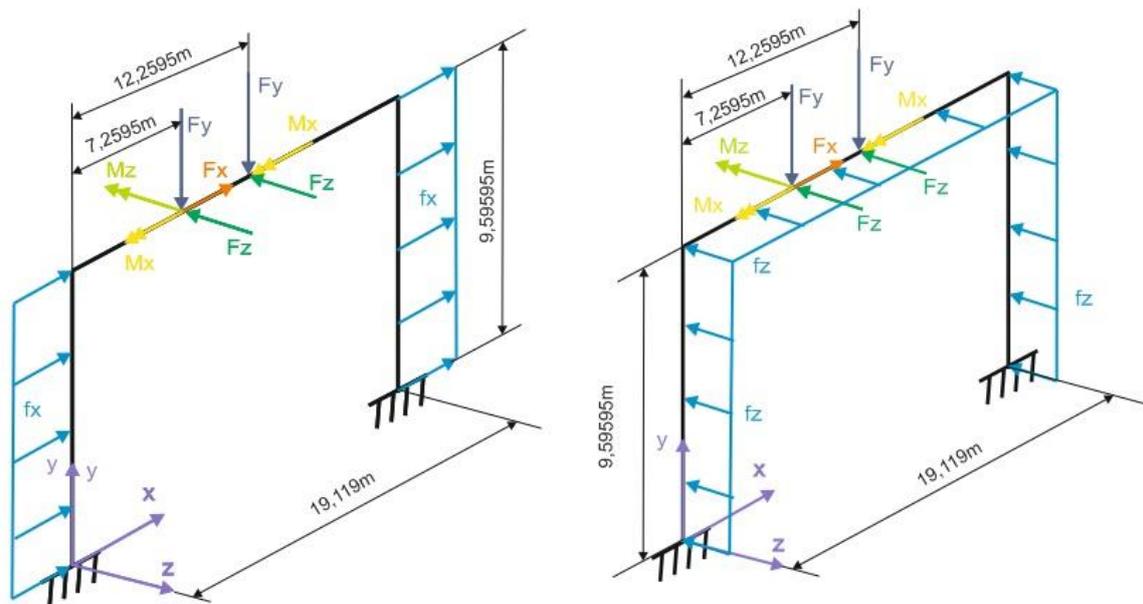


Figura 28 – Transmissão de esforços da estrutura da ponte para a estrutura do pórtico.

As situações de projecto consideradas para o pórtico que estão ilustradas na Figura 29 foram escolhidas com os seguintes objectivos de estudo.

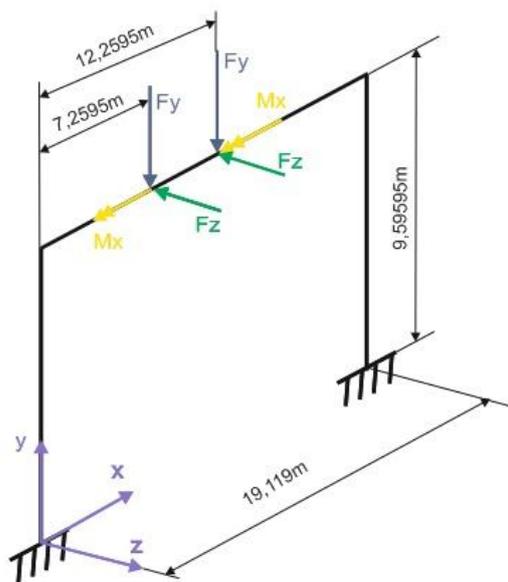
- A ELU4 pórtico v1 que considera as acções do ELU4 sendo as acções do vento na direcção 1.
- A ELU4 pórtico v2 que considera as acções do ELU4 sendo as acções do vento na direcção 2.
- A A9 pórtico, ponte que corresponde à situação de acidente de embate no carro na protecção fim de curso.

A9 pórtico que corresponde à situação de acidente de embate da ponte na protecção fim de curso.

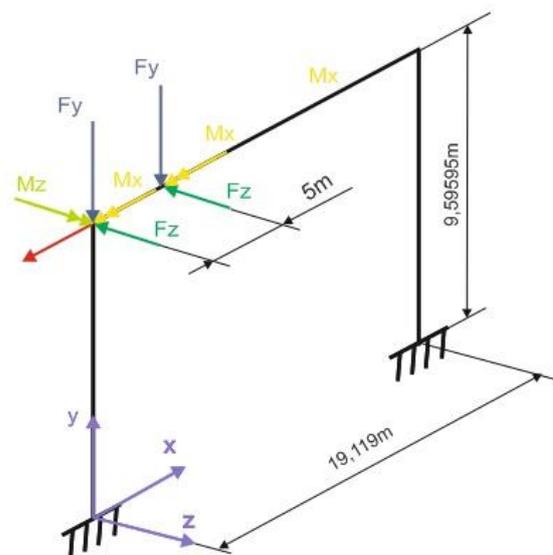


(a) ELU4 portico V1

(b) ELU4 portico V2



(c) A9 pórtico, ponte



(d) A9 pórtico

Figura 29 – Situações de projecto para a estrutura do pórtico.

#### 4.2.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA A ESTRUTURA DO PÓRTICO

Os estados limites de utilização para a estrutura do pórtico foram determinados considerando a possibilidade de movimento de translação simultâneo do carro e da ponte. Devido ao movimento de translação do carro são transmitidas à estrutura as acções  $F_x$  e  $F_y$ , considerando os esquemas (a) e (b) da Figura 21, estes valores foram determinados através da análise em Ansys para a situação de projecto ELU4 viga ponte (b) considerando os valores dos respectivos diagramas de esforços (Anexo II).

$$Fz = -1575 N ; Fy = -132949 N$$

As acções Fz e Fy são acções acompanhantes de combinação mas não são as únicas, as acções do vento também são acompanhantes de combinação e têm os seguintes valores de cálculo considerando a combinação fundamental.

$$fx = \gamma_Q \cdot \psi_{0,vento} \cdot f_{w,pilar,portico V1(R)} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1036,37 = 932,733 N \cdot m^{-1}$$

$$fz = \gamma_Q \cdot \psi_{0,vento} \cdot f_{w,pilar,portico V2(R)} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 2746,760 = 2472,08 N \cdot m^{-1}$$

$$fz = \gamma_Q \cdot \psi_{0,vento} \cdot f_{w,viga,portico V2(R)} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 2730,6 = 2457,54 N \cdot m^{-1}$$

A acção H<sub>L</sub> para a ponte rolante é possível de ser determinada com uma melhor aproximação nesta fase visto que é conhecida a carga máxima vertical por roda da ponte.

Considerando o par de atrito roda ponte carril pórtico em aço,

$$\mu = 0,2$$

Aplicando a equação 17,

$$K = k_1 + k_2 = \mu \cdot \sum Q_r, \min * = 0,2 \cdot (2 \cdot 132949) = 53179,6 N$$

Considerando que k<sub>1</sub> = k<sub>2</sub> obtém-se,

$$k_1 = k_2 = \frac{53179,6}{2} = 26589,8 N, \text{ pode-se então considerar } H_{L,1} = H_{L,2}$$

Aplicando a equação 16,

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{nr} = 1,5 \times 26589,8 \times \frac{1}{2} = 19942,4 N$$

Tendo em consideração que esta acção é a base de combinação para ELU4 pórtico V1 e ELU4 pórtico V1 tem-se,

$$Fx = H_{L,d} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,serviço} \cdot H_{L,\varphi_5} = 1,5 \cdot 1 \cdot 19942,4 \cdot 1,5 = 44870,4 N$$

O valor de combinação da acção permanente considerando os pesos próprios da estrutura é o seguinte.

$$fy = p_{d,pórtico} = \gamma_G \cdot p_{kpórtico} = 1,10 \cdot -970 = -1067 kg \cdot m^{-1} \text{ (acção permanente)}$$

O transporte de acções para o eixo do elemento viga do pórtico considerado para a análise faz com que existam os momentos M<sub>x</sub> e M<sub>z</sub> devido às acções F<sub>x</sub> e F<sub>z</sub> (Figura 30). O cálculo destes momentos é feito da seguinte forma.

Considerando  $b = 0,524 m$  (Figura 30).

$$M_z = F_x \cdot b = -44870,4 \cdot 0,524 = -23512,1 N \cdot m$$

$$M_x = F_z \cdot b = -1575 \cdot 0,524 = -825,3 N \cdot m$$

O sentido das acções do vento para a situação de projecto ELU4 pórtico V1 foi considerado o mesmo da acção F<sub>x</sub> (Figura 30) com o objectivo de corresponder à solicitação mais severa para a estrutura do pórtico. De forma similar para a situação de projecto ELU4 pórtico V2 o sentido das acções do vento foi considerado coincidente com as acções F<sub>z</sub> (Figura 30). De acordo com o EC0 (4) devem ser consideradas, em termos de solicitação, as situações mais severas para a estrutura.

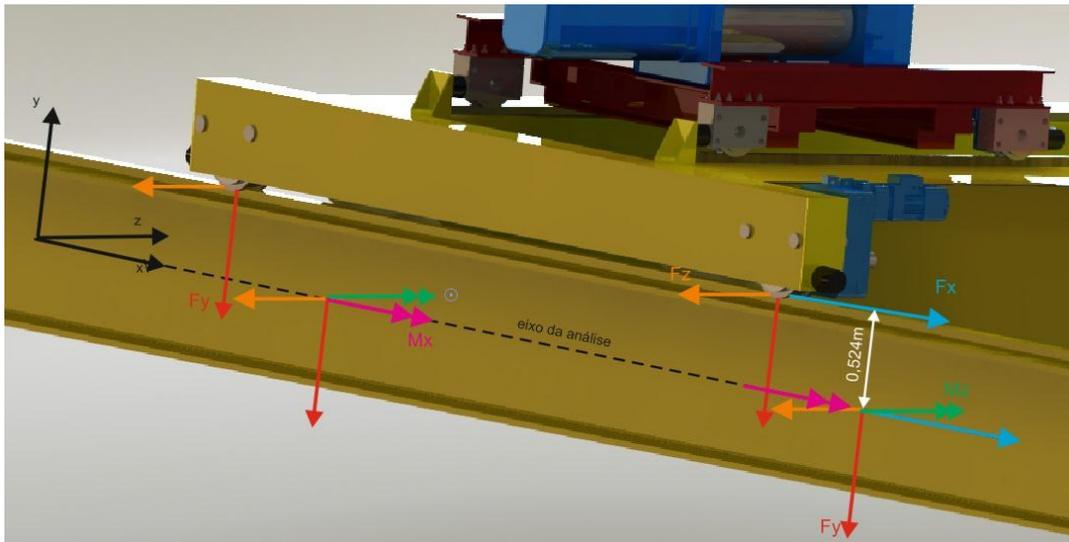


Figura 30 – Acções no elemento viga da estrutura do pórtico para a ELU4.

O valor de cálculo das acções que actuam na estrutura do pórtico correspondentes à situação de projecto ELU4 está resumido na Tabela 17.

Tabela 17 – Valor de cálculo das acções correspondentes a ELU4 na estrutura do pórtico.

Esforço	ELU4 pórtico V1	ELU4 pórtico V2
Fx	44870,4N	44870,4N
Fy	-132949 N	-132949 N
Fz	-1575 N	-1575 N
fx	932.733 N/m	-
fy	-1067 kg/m	-1067 kg/m
fz	-	Pilar: 2472,08N/m
	-	Viga: 2457,54 N/m
Mx	-8525,3 N.m	-8525,3 N.m
My	-	-
Mz	-23512,1 N.m	-23512,1 N.m

#### 4.2.4.2 SITUAÇÕES DE ACIDENTE PARA A ESTRUTURA DO PÓRTICO

A situação de acidente A9 pórtico, ponte deve-se à necessidade de estudo dos efeitos na estrutura do pórtico do acidente de embate do carro da ponte na protecção fim de curso. Os valores das acções consideradas para a situação de acidente A9 pórtico, são obtidas através da análise em *Ansys* para a situação A9 viga ponte considerando os respectivos diagramas de esforços.

$$F_y = -80994 \text{ N} ; F_z = -9577 \text{ N}$$

Devido ao transporte destas acções para o eixo da análise existem os momentos Mx devido a Fz.

$$M_x = F_z \cdot b = 9577 \cdot 0,524 = 5018,35 \text{ N.m}$$

A situação de acidente A9 pórtico é totalmente diferente da situação de acidente A9 pórtico, ponte. Esta situação corresponde ao acidente de embate da ponte na protecção fim de curso. Existem duas acções que são transmitidas à estrutura do pórtico pela estrutura da ponte,  $F_y$  e  $F_z$  de acordo com a Figura 29. O valor de cálculo destas acções é determinado através da análise em *Ansys* para a situação de projecto ELU4 viga ponte (b) considerando os valores dos respectivos diagramas de esforços.

$$F_z = -1575 \text{ N} ; F_y = -132949 \text{ N}$$

A acção base de combinação é a acção horizontal de embate da ponte na protecção fim de curso ( $H_{B,1}$ ).

$$H_{B,1} = 112493 \text{ N (determinado anteriormente)}$$

O seu valor de cálculo é o seguinte considerando a combinação de acidente,

$$F_x = H_{B,1,d} = \psi_{1, \text{serviço}} \cdot H_{B,1,\varphi_5} = 0,9 \cdot (-112493 \cdot 1,5) = -151866 \text{ N}$$

Devido ao transporte destas acções para o eixo da análise existem os momentos  $M_x$  devido a  $F_z$  e o momento  $M_z$  devido a  $F_x$ .

$$M_x = F_z \cdot b = -1575 \cdot 0,524 = -825,3 \text{ N.m}$$

$$M_z = F_x \cdot b = 151866 \cdot 0,524 = 79577,8 \text{ N.m}$$

As acções devido ao peso próprio da estrutura para as situações de projecto A9 pórtico, ponte e A9 pórtico têm o mesmo valor que para as situações de projecto correspondentes a ELU4 pórtico V1 e ELU4 pórtico V2.

O resumo do valor de cálculo das acções considerando as situações de projecto de acidente para o pórtico estão indicadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Valores de cálculo das acções de acidente para a estrutura do pórtico.

Esforço	A9 pórtico, ponte	A9 pórtico
$F_x$	-	-151866 N
$F_y$	-80994 N	-132949 N
$F_z$	-9577 N	-1575 N
$f_y$	-1067 kg/m	-1067 kg/m
$M_x$	-5018,35 N.m	-825,3 N.m
$M_z$	-	79577,8 N.m

#### 4.2.5 DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DAS ACÇÕES NA ESTRUTURA DO PÓRTICO

Os deslocamentos, os esforços e os momentos na estrutura do pórtico foram também determinados através de uma análise linear elástica utilizando o programa *Ansys* estando o resumo dos resultados obtidos indicado no Anexo III. A secção considerada para o elemento de construção do pórtico é o perfil HL920X970 com as características indicadas na Tabela 4 do Anexo I.

### 4.3 DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS

Os deslocamentos máximos admissíveis para uma determinada construção devem ser considerados como critério de rigidez, trata-se de uma forma de garantir que a estrutura não se deforme excessivamente, a deformação excessiva da estrutura metálica, para além do efeito visual, pode fazer com que a estrutura não consiga cumprir os seus requisitos de serviço normal.

O EC3 parte 1-1 (13) impõe, de uma forma geral, deslocamentos horizontais e verticais máximos. A Figura 31 refere os deslocamentos verticais a considerar.

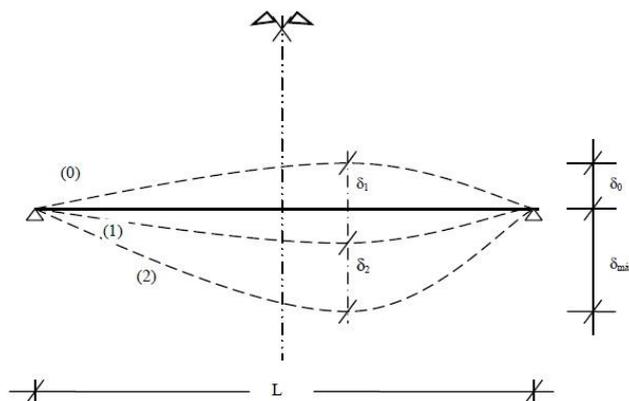


Figura 31 – Deslocamentos verticais a considerar (13).

O cálculo do deslocamento vertical máximo ( $\delta_{V,max}$ ) considerando a configuração de deformação geral para um determinado elemento indicada na Figura 31, é feito através da equação 22.

$$\delta_{V,max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \text{ [m]} \quad (22)$$

Os deslocamentos verticais máximos para uma estrutura, de uma forma geral, estão indicados na Tabela 5 do Anexo I

Os deslocamentos horizontais ( $\delta_{H,max}$ ) para uma estrutura, de uma forma global, devem ser calculados através da equação 23 (13).

$$\delta_{H,max} = \frac{h_0}{500} \text{ [m]} \quad (23)$$

Onde,

$h_0$ -altura da estrutura.

Para determinado tipo de estruturas é necessário adoptar outros deslocamentos verticais e horizontais admissíveis, o EC1 parte 1-1 refere que estes deslocamentos admissíveis podem ter um valor menor se assim for acordado para a construção (13).

#### 4.3.1 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DA PONTE ROLANTE

A verificação dos deslocamentos máximos na estrutura da ponte e do pórtico está indicada na Tabela 19.

Tabela 19 – Verificação dos deslocamentos máximos.

Análise	desl. Máx (m)			máx. Adm. (m)			Factor segurança		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
ELU4 viga (a)	1.00E-06	1.42E-03	9.09E-04	2.00E-02	6.25E-02	6.25E-02	1.99E+04	4.40E+01	6.88E+01
ELU4 viga (b)	1.86E-07	8.04E-04	9.08E-04	2.00E-02	6.25E-02	6.25E-02	1.07E+05	7.78E+01	6.88E+01
A9 viga ponte	1.13E-06	6.94E-04	5.36E-06	2.00E-02	6.25E-02	6.25E-02	1.77E+04	9.02E+01	1.17E+04
ELU4 pórtico V1	1.00E-03	4.68E-03	3.54E-03	2.00E-02	4.78E-02	4.78E-02	2.00E+01	1.02E+01	1.35E+01
ELU4 pórtico V2	9.26E-04	4.68E-03	4.22E-02	2.00E-02	4.78E-02	4.78E-02	2.16E+01	1.02E+01	1.13E+00
A9 pórtico, ponte	4.10E-04	3.43E-03	1.56E-03	2.00E-02	4.78E-02	4.78E-02	4.88E+01	1.39E+01	3.06E+01
A9 pórtico	2.04E-03	2.59E-03	2.19E-03	2.00E-02	4.78E-02	4.78E-02	9.81E+00	1.85E+01	2.18E+01

O deslocamento máximo admissível, segundo o eixo y do referencial das análises, é considerado de  $l/400$  sendo  $l$  o comprimento do elemento (varia entre  $l/200$  e  $l/400$ ), para o deslocamento máximo admissível segundo o eixo z das análises fez-se a mesma consideração, ou seja, consideraram-se estes dois tipos de deslocamentos como verticais. O deslocamento máximo admissível segundo o eixo x do referencial das análises considerou-se como um deslocamento horizontal e aplicou-se a equação 23 para o seu cálculo.

Os deslocamentos máximos na estrutura do pórtico foram verificados para o elemento viga, visto que os elementos pilar têm deslocamentos reduzidos. Os deslocamentos para os nós de todas as análises efectuadas considerando as respectivas situações de projecto estão indicados no Anexo III.

#### 4.4 RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

O valor de cálculo do efeito das acções a actuarem simultaneamente na estrutura ou num elemento estrutural não deve ser superior ao seu valor de resistência (13). Todas as secções, qualquer que seja a sua classe, podem ser sujeitas a uma verificação elástica em relação à sua resistência mas para as secções de classe 4 é necessário utilizar as propriedades efectivas da secção, como por exemplo, ter em consideração furos que reduzem a área efectiva (13).

Para uma verificação elástica o EC3 parte 1-1 (13) apresenta o critério de cedência indicado na expressão 24. Este critério de cedência é para ser aplicado, numa verificação elástica, num determinado ponto crítico da secção do elemento estrutural (13).

$$\left(\frac{\sigma_{x,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (24)$$

Onde,

$\sigma_{x,ED}$  - valor de cálculo da tensão longitudinal actuante no ponto considerado;

$\sigma_{z,ED}$  - valor de cálculo da tensão transversal actuante no ponto considerado;

$\tau_{,ED}$  - valor de cálculo da tensão tangencial actuante no ponto considerado;

$f_y$  - tensão de limite elástico do material;

$\gamma_{M0}$  - coeficiente parcial relativo à resistência da secção, toma o valor de 1.

A tensão transversal ( $\sigma_{z,ED}$ ) referida na expressão 24 corresponde à tensão radial em elementos curvos. Os autores *Oden e Ripperger* (16) fazem uma abordagem ao cálculo deste tipo de tensão. Para elementos considerados rectos esta tensão radial é nula (16).

Considerando que os elementos estruturais são rectos, tensão transversal ( $\sigma_{z,ED}$ ) nula, pode-se simplificar a expressão 24 para a expressão 25.

$$\left(\frac{\sigma_{x,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{,ED}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (25)$$

Considerando a expressão 25 é necessário, para um estado de carregamento geral da estrutura, calcular a tensão normal ( $\sigma_{x,ED}$ ), e a tensão tangencial ( $\tau_{,ED}$ ) para cada ponto crítico de um elemento de forma a ser verificada a resistência da sua secção transversal.

#### 4.4.1 TENSÃO NORMAL EM ELEMENTOS RECTOS

A tensão normal que um elemento estrutural tem devido ao carregamento que está submetido deve ser calculada considerando dois tipos distintos de esforços, uma parcela correspondente à flexão composta e outra correspondente à torção não uniforme (13).

$$\sigma_x = \sigma_{x,flex} + \sigma_{x,torção\ não\ uniforme} [Pa] \quad (26)$$

##### 4.4.1.1 TENSÃO NORMAL EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS, CASO GERAL

Os autores *Oden e Ripperger* (16) definem a equação 27 como forma geral de calcular a tensão normal num elemento estrutural (16).

$$\sigma_{x,flex} = \frac{F_x}{A} - \frac{M_z}{R \cdot A} + \frac{M_z \cdot I_y - M_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot \frac{y}{1-y/R} + \frac{M_y \cdot I_z - M_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot \frac{z}{1-z/R} [Pa] \quad (27)$$

Onde,

$\sigma_{x,flex}$  - tensão normal no elemento estrutural;

$F_x$  - força axial no elemento estrutural;

$R$  - raio de curvatura;

$A$  - área da secção transversal do elemento estrutural;

$M_z$  - momento flector segundo o eixo z do elemento estrutural;

$I_y$  - segundo momento de área segundo o eixo y do elemento estrutural;

$M_y$  - momento flector segundo o eixo y do elemento estrutural;

$I_{yz}$  - produto de inércia relativamente aos eixos principais x e y;

$I_z$  - segundo momento de área do eixo z do elemento estrutural;

y - distância em y entre o eixo neutro e o ponto que se pretende determinar  $\sigma_{x,flex}$ ;

z - distância em z entre o eixo neutro e o ponto que se pretende determinar  $\sigma_{x,flex}$ .

A equação pode ser simplificada considerando o cálculo da tensão normal em elementos rectos (equação 28). O raio de curvatura neste tipo de situação pode ser considerado infinito ( $R \approx \infty$ ).

$$\sigma_{x,flex} = \frac{F_x}{A} + \frac{M_z \cdot I_y - M_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot y + \frac{M_y \cdot I_z - M_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot z \quad [Pa] \quad (28)$$

A equação 28 pode ainda estar sujeita a mais simplificações, dependendo do carregamento do elemento bem como da geometria da secção (16).

A aplicação da equação 27 ou da equação 28 implica que seja necessário determinar a localização do eixo neutro em relação ao eixo da análise. A Figura 32 indica a posição do eixo neutro em relação ao plano do momento resultante numa secção genérica (16).

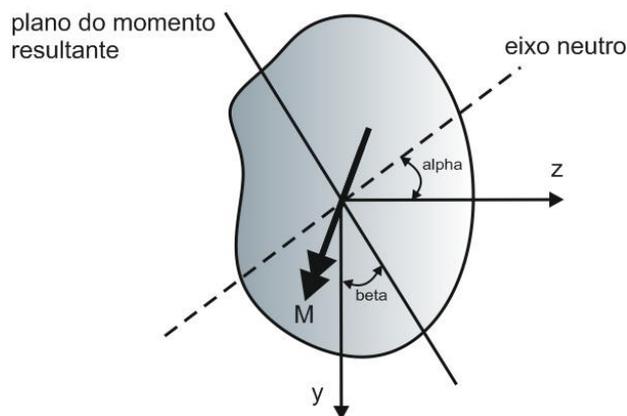


Figura 32-Momento resultante numa secção assimétrica (adaptado de 16).

A localização do eixo neutro é feita considerando um sistema de duas equações formado pela equação 29 e pela equação 30. A solução em ordem y e z destas equações permite localizar o eixo neutro. A equação 30 é constituída considerando a tensão nula ( $\sigma_{x,flex} = 0$ ) no eixo neutro, a equação 30 é constituída considerando a equação 29 e as relações trigonométricas indicadas na Figura 32. Na equação 30 é considerado que a carga axial é nula,  $F_x \approx 0$  (16), trata-se de um erro de cálculo quando esta equação for utilizada para um caso de flexão composta, a não utilização da equação 30 implica que a determinação da localização do eixo neutro é feita considerando apenas a equação 29, desta forma calcula-se y e z forma iterativa até se encontrar uma solução satisfatória, esta consideração pode representar um volume de cálculo considerável. Para situações de flexão composta em que a carga axial é relativamente baixa não é de excluir a utilização da equação 30.

$$\frac{F_x}{A} + \frac{M_z \cdot I_y - M_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot y + \frac{M_y \cdot I_z - M_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot z = 0 \quad (29)$$

$$-\frac{y}{z} = \tan(\alpha) = \frac{I_z \cdot \tan(\beta) - I_{yz}}{I_y - I_{yz} \cdot \tan(\beta)} \quad (30)$$

Onde,

$\alpha$  - ângulo entre o eixo neutro e o eixo z do referencial (Figura 32);

$\beta$  - ângulo entre o eixo neutro e o eixo y do referencial (Figura 32).

#### 4.4.1.2 TENSÃO NORMAL DEVIDO À TORÇÃO NÃO UNIFORME

O momento torsor a que um elemento estrutural pode estar submetido é constituído por duas parcelas (equação 31), que correspondem à torção uniforme e à torção não uniforme (2).

$$T = T_t + T_w [N \cdot m] \quad (31)$$

Sendo,

$T$  - torção total num elemento estrutural;

$T_t$  - torção uniforme num elemento estrutura (torção de St.Venant);

$T_w$  - torção não uniforme num elemento estrutural (torção de empenamento).

A componente de torção não uniforme tem uma maior amplitude na zona de restrição à torção enquanto que a torção uniforme é considerada nula segundo o autor Rui Simões (2). A Figura 33 ilustra um elemento de secção em I submetido à torção.

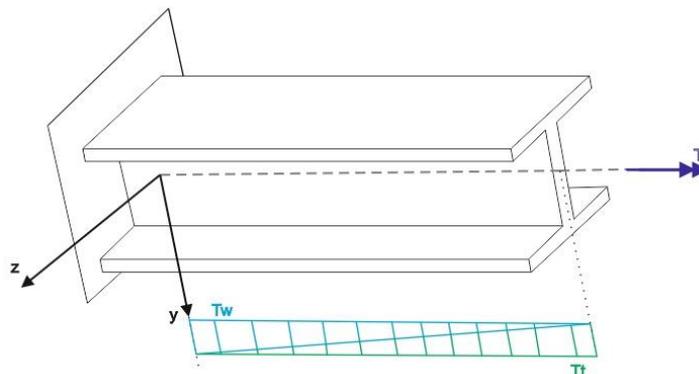


Figura 33 – Elemento estrutural de secção em I submetido à torção (2).

A torsão não uniforme faz com que exista tensão de corte e tensão normal. O problema da tensão devido a torção não uniforme, segundo o autor Rui Simões (2), é que é de difícil determinação apesar de já existirem métodos aproximados para o seu cálculo.

A tensão normal devido à torção não uniforme tem o seu valor máximo na zona de restrição (apoio ou encastramento) e resulta do bi-momento formado devido empenamento dos banzos para uma secção em I (Figura 34). A torção não uniforme apenas existe em perfis abertos, em perfis fechados de paredes finas é nula (2).

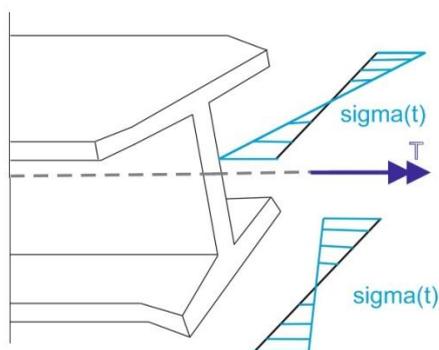


Figura 34 – Tensão normal devido a torção não uniforme num perfil em I (adaptado de 2).

Devido à dificuldade do seu cálculo deve-se evitar elementos estruturais que possam sofrer este tipo de efeitos. Várias soluções se podem adoptar, como por exemplo a utilização de perfis fechados de paredes finas ou então restringir à torção apenas a alma do perfil (caso o perfil seja em I ou H). A restrição à torção aplicada apenas à alma do perfil em I ou H faz com que os banzos não sofram nenhum empeno e que daí não resulte qualquer tipo de tensão normal.

#### 4.4.2 TENSÃO DE CORTE EM ELEMENTOS RECTOS

A tensão de corte num elemento estrutural deve ser calculada, de uma forma geral, considerando três componentes distintas, a componente da tensão de corte devido ao esforço transversal ( $\tau_{y,z,esf.transv.}$ ), a componente da tensão de corte devido à torção uniforme ( $\tau_{y,z,torção\ uniforme}$ ) e a torsão de corte devido à torção não uniforme ( $\tau_{y,z,torção\ não\ uniforme}$ ) conforme indicado na equação 32 (13).

$$\tau_{y,z} = \tau_{y,z,esf.transv.} + \tau_{y,z,torção\ uniforme} + \tau_{y,z,torção\ não\ uniforme} [Pa] \quad (32)$$

##### 4.4.2.1 TENSÃO DE CORTE DEVIDO AO ESFORÇO TRANSVERSO

As secções de elementos estruturais que estejam submetidas a esforços transversos devem ser dimensionadas ou verificadas considerando a sua tensão de corte num ponto crítico (13).

De uma forma geral a secção de um elemento estrutural pode ter dois esforços de corte (Figura 35) considerando os dois eixos do referencial geométrico da secção.

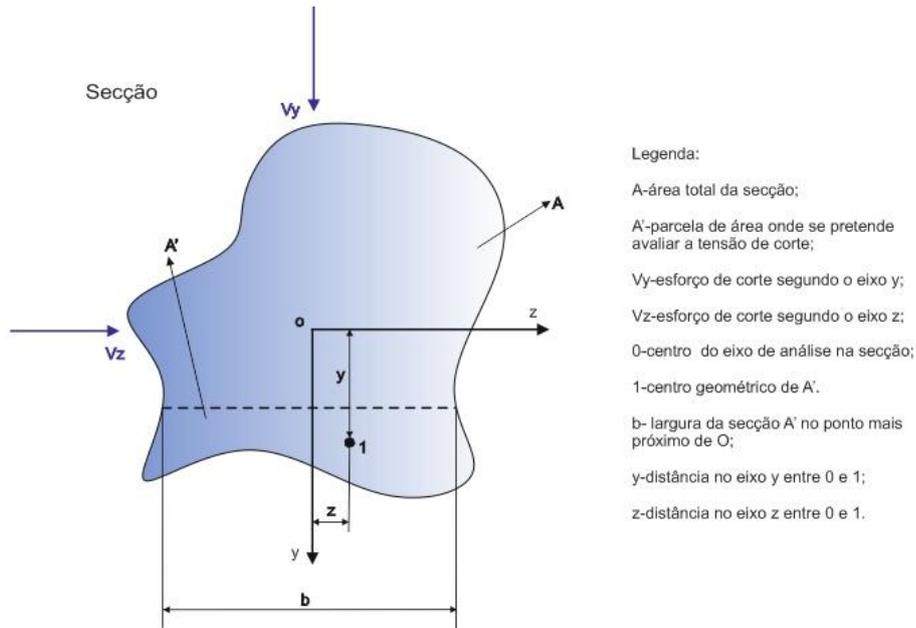


Figura 35 – Esforços de corte numa secção genérica (adaptado de 16).

O esforço de corte numa dada secção, como por exemplo a secção da Figura 35, é para ser determinada a tensão resultante numa parcela de área da secção. Os autores *Oden e Ripperger* (16) definem a equação 33 como forma de cálculo.

$$\tau_{yz,esf.transv.} = \frac{1}{b(1-y/R)} \cdot \left( \frac{\bar{Q}_z \cdot I_y - \bar{Q}_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot V_y + \frac{\bar{Q}_y \cdot I_z - \bar{Q}_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot V_z - \frac{A'}{A \cdot R} \cdot V_y \right) \quad (33)$$

Onde,

$b$  - largura da secção parcial;

$y$  - distância entre o centro secção e o centro geométrico da secção parcial;

$\bar{Q}_z$  - primeiro momento de área da secção segundo o eixo  $z$ ;

$\bar{Q}_y$  - primeiro momento de área da secção segundo o eixo  $y$ ;

$V_y$  - esforço de corte segundo o eixo  $y$ ;

$V_z$  - esforço de corte segundo o eixo  $z$ .

Para o caso de o elemento estrutural ser recto o raio de curvatura pode ser considerado infinito ( $R \approx \infty$ ) o que faz com que a equação 33 seja simplificada para a equação 34 (16).

$$\tau_{yz,esf.transv.} = \frac{1}{b} \cdot \left( \frac{\bar{Q}_z \cdot I_y - \bar{Q}_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot V_y + \frac{\bar{Q}_y \cdot I_z - \bar{Q}_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot V_z \right) \quad (34)$$

Os primeiros momentos de área ( $\bar{Q}_y$  e  $\bar{Q}_z$ ) necessários para o cálculo da tensão de corte devido ao esforço transversal são calculados através da equação 35 e da equação 36 considerando a parcela de área onde se pretende determinar a tensão de corte (16).

$$\bar{Q}_y = \int \frac{z}{1-\frac{z}{R}} \cdot dA' \quad [m^3] \quad (35)$$

$$\bar{Q}_z = \int \frac{y}{1-\frac{y}{R}} \cdot dA' [m^3] \quad (36)$$

A equação 34 pode ser simplificada em função da geometria da secção bem como do carregamento do elemento (16).

A tensão de corte numa secção deve ser calculada considerando o seu valor máximo. A tensão de corte máxima numa secção de um elemento estrutural submetido ao corte tem o valor máximo na parcela de secção mais afastada relativamente ao eixo da secção (16). Esta consideração é importante para se determinar a tensão de corte máxima num determinado perfil, por exemplo num perfil em I ou H, a tensão de corte máxima deve ser avaliada nos banzos do perfil.

#### 4.4.2.2 TENSÃO DE CORTE DEVIDO À TORÇÃO UNIFORME

As tensões de corte devidas à torção uniforme são obtidas através de metodologias diferentes, umas aproximadas e outras exactas, a metodologia para determinar a tensão de corte numa secção depende da forma da secção (2).

As secções constituídas por perfis abertos de paredes finas (Figura 36) são bastantes utilizadas em elementos estruturais. A equação 37 representa, segundo os autores *Oden e Ripperger* (16), uma forma de cálculo da tensão de corte neste tipo de secções (16).

$$\tau_{y,z,torção\ uniforme} = \frac{M_x}{J} \cdot t_{max} [Pa] \quad (37)$$

Onde,

$M_x$  - momento torsor aplicado;

$J$  - constante de torção;

$t_{max}$  - espessura máxima das paredes da secção.

A constante de torção ( $J$ ) para uma secção de paredes finas abertas calcula-se utilizando a equação 38 (16).

$$J = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i \cdot t_i^3 [m^4] \quad (38)$$

Onde,

$b_i$  - largura do elemento rectangular  $i$ ;

$t_i$  - espessura do elemento rectangular  $i$ .

A Figura 36 ilustra uma secção do tipo H submetida à torção ( $M_x$ ). Neste tipo de secções a tensão de corte será máxima no elemento de secção com a espessura maior (16).

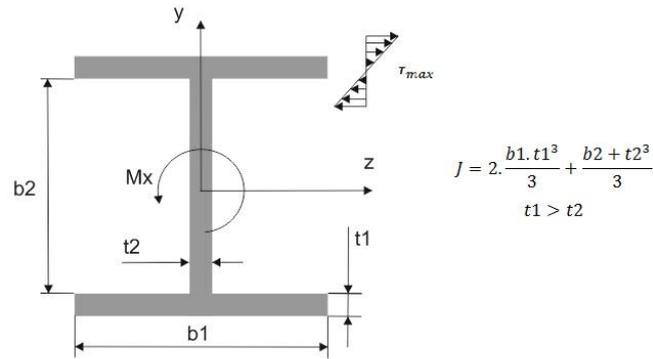


Figura 36 – Secção aberta de paredes finas em H submetida à torsão (adaptado de 16).

As secções fechadas constituídas por paredes finas (Figura 37) têm uma forma diferente de cálculo da constante de torção em relação às secções abertas de paredes finas. O cálculo da constante de torção para este tipo de secções é feito utilizando a equação 39 (16).

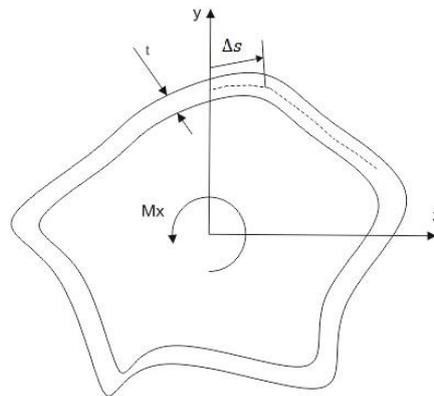


Figura 37 – Secção fechada de paredes finas irregular submetida à torção (adaptado de 16).

$$J = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad [m^4] \quad (39)$$

Onde,

$\Omega$  - perímetro da linha média da secção (traço interrompido indicado na Figura 37);

$t$  - espessura da parede da secção.

Existe o caso particular de a secção fechada corresponder a uma secção circular nesse caso a constante de torção determina-se através da equação 40 (16).

$$J = I_x = \frac{\pi}{2} \cdot (Re^4 - Ri^4) \quad [m^4] \quad (40)$$

Onde,

$I_x$  - momento polar de inércia;

$Re$  - raio externo da secção circular;

$Ri$  - raio interno da secção circular.

A secção de um elemento estrutural pode ainda ser constituída por uma parcela de secção fechada e outra parcela de secção aberta, a este tipo de secções chamam-se secções híbridas (16). Na figura 38 está, genericamente, representada uma secção deste tipo.

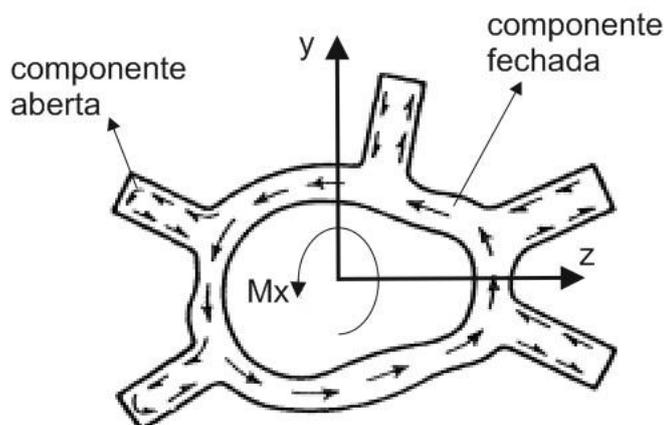


Figura 38 – Secção híbrida submetida à torção (adaptado de 16).

A avaliação de tensão de corte para este tipo de secção é feita de forma similar como o que foi referido para as secções fechadas e abertas de paredes finas contudo a constante de torção é determinada considerando uma componente da secção aberta e outra componente fechada conforme o indicado na equação 41 (16).

$$J = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i \cdot t_i^3 + \frac{4 \cdot \Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} [m^4] \quad (41)$$

Os dois tipos de secções estudadas anteriormente são secções unicelulares contudo ainda existe o caso de a secção ser multicelular. Para as secções multicelulares a metodologia de cálculo da tensão de corte na secção é diferente, apesar deste tipo de secções serem as mais indicadas para resistirem à torção (16) não são secções muito utilizadas em perfis de elementos estruturais para a construção metálica.

Os autores *Oden e Ripperger* (16) apresentam a equação 42 como uma forma de determinar a constante de torção para secções de paredes finas excepto no caso de uma dimensão de largura na secção muito maior que as restantes (16).

$$J \approx \frac{0,025 \cdot A^4}{I_x} [m^4] \quad (42)$$

#### 4.4.2.3 TENSÃO DE CORTE DEVIDO À TORÇÃO NÃO UNIFORME

Em perfis em I, como o ilustrado na Figura 36, que estejam sujeitos a torção não uniforme desenvolvem-se esforços de corte nos banzos, considerando o equilíbrio estático do efeito da restrição, e daí resultam tensões de corte (2).

As considerações que devem de ser feitas para se evitar a ocorrência de tensão de corte devido à torção não uniforme em elementos estruturais são as mesmas referidas anteriormente para a tensão normal devido à torsão não uniforme.

#### 4.4.3 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

A teoria referida anteriormente teve como objectivo indicar o procedimento de cálculo, de uma forma geral, para de determinar a tensão normal e a tensão de corte num elemento estrutural recto.

A resistência das secções transversais dos elementos da estrutura da ponte e do pórtico foram calculadas considerando determinados nós críticos nos elementos, ou seja, nós onde pode existir cedência.

O cálculo da tensão máxima, verificada nos nós críticos considerados, para elementos rectos pode ser feito considerando o critério de *Von Mises* ( $\sigma_{VM}$ ) conforme indicado na equação 43 (14).

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{y,z}^2} \quad [Pa] \quad (43)$$

Onde,

$\sigma_x$  - tensão normal no elemento recto devido a flexão composta;

$\tau_{y,z}$  - tensão de corte no elemento recto devido à torção uniforme e ao esforço de corte.

A expressão 25 que foi referida anteriormente como uma regra de verificação de resistência da secção transversal de elementos estruturais rectos segundo o EC3 parte 1-1 (13) não é mais do que uma adaptação do critério de *Von Mises* enunciado na equação 43. A verificação da segurança à resistência mecânica da secção pode ser feita considerando a equação 44.

$$n_{seguran\c{c}a} = \frac{f_y}{\gamma M_0 \sigma_{VM}} \quad (44)$$

Onde,

$n_{seguran\c{c}a}$  - factor de segurança para a resistência mecânica da secção

##### 4.4.3.1 RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA PONTE ROLANTE

Numa situação de projecto real o ideal seria considerar todos os nós das análises que se fizeram para determinar os esforços e deslocamentos, contudo neste caso de estudo, por simplificação seleccionaram-se os nós onde possivelmente poderia ocorrer cedência por flexão do elemento ou por corte considerando os valores dos respectivos diagramas de esforços e de momentos.

As secções consideradas para verificar a resistência mecânicas dos elementos da estrutura da ponte e do pórtico estão indicadas na Figura 39 com as respectivas dimensões em mm. A estrutura da ponte e do pórtico foi considerado que é construída em aço da classe de resistência S355 ( $f_y=355$  MPa).

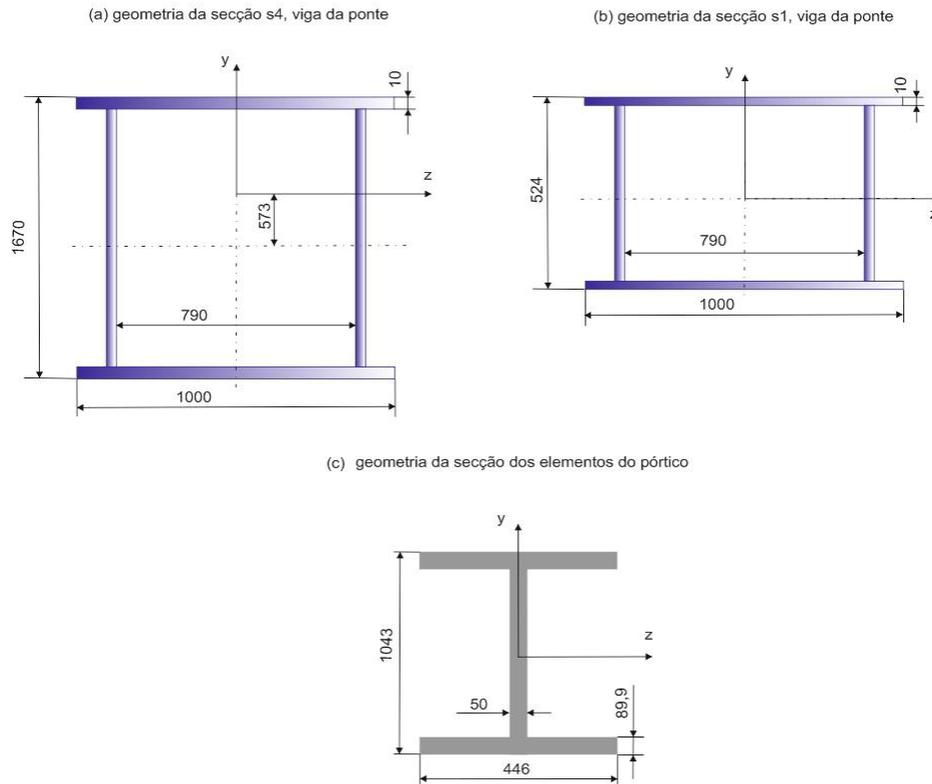


Figura 39 – Secções utilizadas para a verificação da resistência mecânica.

Os cálculos da resistência das secções transversais da ponte rolante estão resumidos na Tabela 20. Os cálculos correspondentes à verificação da resistência mecânica das secções indicados resumidamente na Tabela 24 foram feitos utilizando o programa comercial *Maple* que é uma ferramenta matemática bastante útil em termos de cálculo numérico. Um exemplo dos cálculos indicados na Tabela 20 utilizando o programa *Maple* está indicado no Anexo III para o nó 1 da análise ELU4 viga ponte (a).

Tabela 20 – Resumo dos cálculos de verificação da resistência das secções.

Estrutura	Elemento	Análise	Nó crítico	Tensão normal (Pa)	Tensão Corte (Pa)	Tensão Von Mises (Pa)	Tensão admissível (Pa)	Factor segurança
Ponte	Viga	ELU4 viga ponte (a)	1	2.65E+07	3.91E+07	7.27E+07	3.55E+08	4.88E+00
		ELU4 viga ponte (a)	11	8.78E+06	0.00E+00	8.78E+06	3.55E+08	4.04E+01
		ELU4 viga ponte (b)	1	2.40E+07	5.96E+07	1.06E+08	3.55E+08	3.35E+00
		ELU4 viga ponte (b)	11	5.88E+06	1.82E+07	3.21E+07	3.55E+08	1.11E+01
		A9 viga ponte	1	1.48E+07	1.94E+07	3.67E+07	3.55E+08	9.67E+00
		A9 viga ponte	11	3.83E+06	6.26E+06	1.15E+07	3.55E+08	3.09E+01
Pórtico	Viga	ELU4 pórtico V1	4	1.86E+07	2.93E+06	1.93E+07	3.55E+08	1.84E+01
	Viga	ELU4 pórtico V1	Entre 5 e 8	2.00E+07	0.00E+00	2.00E+07	3.55E+08	1.78E+01
	Pilar	ELU4 pórtico V1	2	1.61E+07	8.21E+06	2.14E+07	3.55E+08	1.66E+01
	Pilar	ELU4 pórtico V1	4	2.31E+07	2.70E+06	2.36E+07	3.55E+08	1.50E+01
	Viga	ELU4 pórtico V2	4	1.87E+07	8.95E+06	2.43E+07	3.55E+08	1.46E+01
	Viga	ELU4 pórtico V2	Entre 5 e 8	1.96E+07	0.00E+00	1.96E+07	3.55E+08	1.81E+01
	Pilar	ELU4 pórtico V2	2	1.36E+08	1.26E+08	2.57E+08	3.55E+08	1.38E+00
	Pilar	ELU4 pórtico V2	4	2.31E+07	5.21E+05	2.31E+07	3.55E+08	1.54E+01
	Viga	A9 pórtico, ponte	4	1.52E+07	4.50E+06	1.71E+07	3.55E+08	2.08E+01
	Viga	A9 pórtico, ponte	Entre 5 e 8	1.44E+07	0.00E+00	1.44E+07	3.55E+08	2.47E+01
	Pilar	A9 pórtico ponte	2	8.56E+06	3.39E+07	5.93E+07	3.55E+08	5.99E+00
	Pilar	A9 pórtico ponte	4	8.56E+06	3.39E+07	5.93E+07	3.55E+08	5.99E+00
	Viga	A9 pórtico ponte	3	1.98E+07	1.18E+06	1.99E+07	3.55E+08	1.78E+01
	Viga	A9 pórtico ponte	12	1.23E+07	1.71E+06	1.26E+07	3.55E+08	2.82E+01
	Pilar	A9 pórtico ponte	1	1.84E+07	7.45E+06	2.25E+07	3.55E+08	1.58E+01
Pilar	A9 pórtico ponte	3	2.19E+07	1.45E+06	2.20E+07	3.55E+08	1.61E+01	

Para o elemento viga da estrutura da ponte apenas se consideraram nós críticos com as secções s1 e s4 visto que a verificação de nós onde seja considerada a secção s1 dispensa a verificação das secções s2 e s3 porque a secção s1 tem uma área transversal menor bem como uma menor resistência de inércia.

A tensão de corte e a tensão normal devido à torção não uniforme, referida anteriormente, não foi considerada nos cálculos para os elementos estruturais do pórtico apesar de a secção destes elementos ser uma secção HL (aberta de paredes finas) porque a componente de torção tem um valor máximo e significativo na zona de restrição à torção (Figura 40). Nessa zona anulou-se esta componente de torção. A colocação de uma chapa de reforço na ligação pilar/fundação da estrutura do pórtico (Figura 40) não tem só o objectivo de anular a componente de torção não uniforme mas também o objectivo de aumentar a rigidez da ligação que será estudada mais à frente.

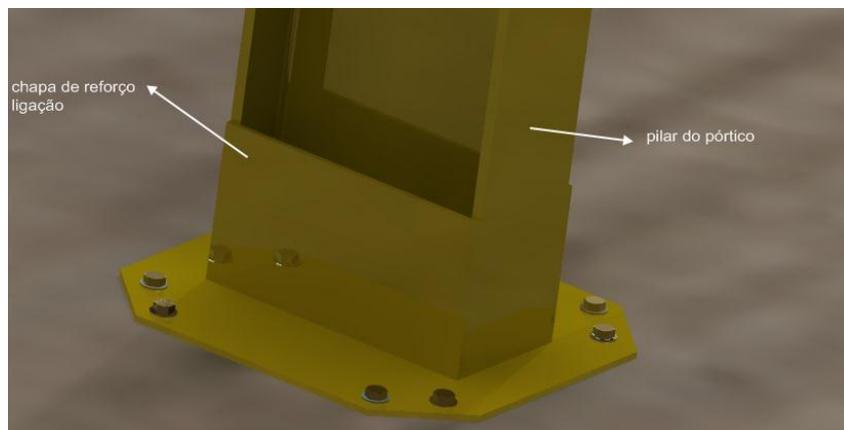


Figura 40 – Ligação pilar/fundação, caso de estudo, chapa de reforço.

Página intencionalmente em branco

## 5 Verificação da perda de equilíbrio estático da estrutura, EQU

A instabilidade elástica de um elemento estrutural ou até mesmo da estrutura global acontece quando se verificarem deformações elevadas devido ao estado de carregamento mesmo dentro do domínio elástico do material. A forma mais comum de instabilidade elástica é a encurvadura. Este fenómeno verifica-se em elementos estruturais com um comprimento considerável e com reduzido momento de inércia que quando submetidos à flexão composta ou à compressão simples entram em ruptura devido à deformação excessiva (17).

O autor Moura Branco (17) considera que o comportamento realista dos materiais dúcteis à encurvadura, como por exemplo o aço, é melhor traduzido por modelos matemáticos de instabilidade plástica sendo o seu tratamento complexo. Como o cálculo das estruturas é essencialmente elástico e dado que as condições de instabilidade elástica permitem margens de segurança maiores deve-se utilizar o cálculo elástico à encurvadura no projecto de elementos estruturais (17).

A verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural, segundo o EC3 parte 1-1 (13), deve ser feito considerando, de uma forma geral, três tipos de esforços no elemento, a compressão simples, a flexão composta e a flexão composta com compressão (13). A verificação da resistência à encurvadura deve ser feita considerando três algoritmos de cálculo, uma para a compressão (encurvadura lateral), outro para a flexão composta com torção (encurvadura por flexão) e outro para a flexão composta com torção e compressão (18).

### 5.1 VERIFICAÇÃO RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DEVIDO À COMPRESSÃO

A verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural com secção de classe 3, considerando o esforço de compressão a que este está sujeito, é feita determinando determinados parâmetros e esforços para o elemento (Figura 41).



Figura 41 – Algoritmo para verificação de resistência à encurvadura devido a compressão.

#### 5.1.1 ESBELTEZA DE REFERÊNCIA

A esbelteza de referência ( $\lambda_1$ ) para um determinado elemento estrutural tem como possível forma de cálculo a equação 45 (13).

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (45)$$

### 5.1.2 ELEMENTO AO ESFORÇO AXIAL CRÍTICO DE COMPRESSÃO

O esforço axial crítico ( $N_{cr,n}$ ) para um elemento que está simplesmente solicitado ao esforço axial pode ser calculado considerando a equação 46 (2).

$$N_{cr,n} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_n}{l^2} \quad (46)$$

Onde,

$I_n$  - segundo momento de área da seção transversal do elemento segundo o eixo  $n$ ;

$l$  - comprimento do elemento.

### 5.1.3 ESFORÇO AXIAL CRÍTICO DE ELEMENTO SUJEITO À TORÇÃO

A equação 47 indica o cálculo da ação axial crítica de um elemento que também esteja solicitado à torção (2).

$$N_{cr,T} = \frac{1}{ic^2} \left( G \cdot I_x + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{RT}} \right) [N] \quad (47)$$

Onde,

$ic$  - raio de giração polar,  $ic = \sqrt{yc^2 + (I_y + I_z)}$ ;

$yc$  - distância entre o centro de corte e o centro geométrico da seção;

$I_y$  e  $I_z$  são os segundos momentos de área segundo os eixos principais da seção,  $y$  é o eixo vertical e  $z$  o eixo horizontal;

$G$  - módulo de distorção

$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ , para o aço  $E = 210 \text{ GPa}$  e  $\nu = 0,3 \therefore G = 80,770 \text{ GPa}$ ;

$I_t$  - momento polar de inércia;

$I_w$  - constante de empenamento devido a torção não uniforme;

$L_{RT}$  - comprimento de encurvadura do elemento (Figura 42).

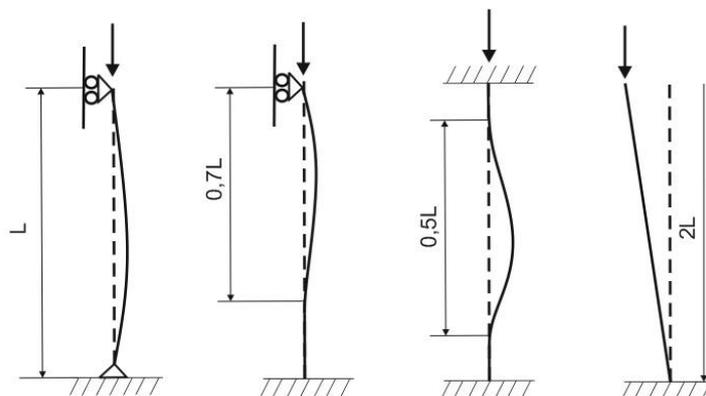


Figura 42 – Comprimentos de encurvadura em função do comprimento real  $L$  (2).

#### 5.1.4 ELEMENTO SUJEITO À TORÇÃO E À FLEXÃO

Para um elemento que, para além de estar sujeito ao esforço de compressão axial, esteja também solicitado à flexão e à torção o cálculo do esforço axial de compressão crítico é feito através da equação 48 (2).

$$N_{cr,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[ (N_{cr,n} + N_{cr,T}) - \sqrt{(N_{cr,n} + N_{cr,T})^2 - 4\beta \cdot N_{cr,n} \cdot N_{cr,T}} \right] [N] \quad (48)$$

Onde,

$\beta$  - é um parâmetro de imperfeição,  $\beta=1-(y_c/ic)^2$ .

#### 5.1.5 ESBELTEZA NORMALIZADA

A esbelteza normalizada ( $\bar{\lambda}$ ) é um parâmetro adimensional que se calcula através da equação 49 (13).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (49)$$

#### 5.1.6 FACTOR DE IMPERFEIÇÃO

O factor de imperfeição ( $\alpha$ ), para um elemento estrutural, é um parâmetro adimensional que depende da curva de encurvadura (13). A Tabela 21 indica os factores de imperfeição em função de determinadas curvas de encurvadura.

Tabela 21 – Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura (13).

Curvas de Encurvadura	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Factor de imperfeição $\alpha$ ou $\alpha_{LT}$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

A classificação das curvas de encurvadura indicadas na Tabela 21 é feita em função da forma da secção transversal do elemento, a Tabela 1 do Anexo IV indica as classificações de curvas de encurvadura segundo o EC3 parte 1-1 (13).

#### 5.1.7 PARÂMETRO $\Phi$

O parâmetro  $\Phi$  para um determinado elemento depende da sua esbelteza normalizada e do factor de imperfeição, o seu cálculo é feito através da equação 50 (13).

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (50)$$

### 5.1.8 PARÂMETRO DE REDUÇÃO $\chi$

O parâmetro  $\chi$  é um parâmetro de redução e depende da esbelteza normalizada de um elemento e do parâmetro  $\Phi$ , o seu cálculo é feito através da equação 51 (13).

$$\chi = \min\left(1, \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}\right) \quad (51)$$

### 5.1.9 VALOR DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

A resistência à encurvadura, de um elemento estrutural, que esteja sujeito a um determinado esforço axial de compressão tem um valor de cálculo conforme indicado na equação 52.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} [N] \quad (52)$$

Onde,

$\gamma_{M1}$  - coeficiente parcial respectivo à resistência à encurvadura da estrutura.

### 5.1.10 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ELÁSTICA DEVIDO A COMPRESSÃO

A verificação da resistência à encurvadura é feita comparando o valor de cálculo do esforço de compressão, que o elemento estrutural está sujeito, com o valor de cálculo da resistência à encurvadura (13).

$$\frac{N_{E,Rd}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (53)$$

Considerando a equação 53 é possível estabelecer uma forma de determinar o factor de segurança à encurvadura por esforço de compressão ( $n_{enc,comp}$ ), conforme o indicado na equação 70.

$$n_{enc,comp} = \left(\frac{N_{E,Rd}}{N_{b,Rd}}\right)^{-1} \quad (54)$$

## 5.2 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DEVIDO A FLEXÃO E A TORÇÃO

A resistência à encurvadura para um elemento estrutural submetido à flexão e à torção em simultâneo é verificada através de um procedimento de cálculo indicado no EC3 parte 1-1 (13) para secções de classe 3. A Figura 52 apresenta um diagrama onde estão descritos os passos para a verificação do elemento a este tipo de encurvadura.



Figura 43 – Algoritmo para a verificação da resistência à encurvadura devido a flexão e torção.

A resistência à encurvadura é quantificada, segundo o EC3 parte 1-1 (13), através de um momento flector resistente ( $M_{c,Rd}$ ), a equação 55 indica o cálculo do momento resistente.

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad [N.m] \quad (55)$$

Onde,

$W_{eff}$  - módulo de flexão efectivo (Equação 56).

$$W_{eff,n} = \frac{I_n}{c} \quad (56)$$

Sendo,

$I_n$  - segundo momento de área da secção transversal segundo o eixo  $n$ ;

$c$  - distância entre o centro da secção e o ponto onde se pretende avaliar a tensão.

Um elemento estrutural pode estar submetido a momentos flectores em dois eixos distintos. Para situações em que o elemento estrutural esteja submetido a flexão em dois eixos deve ser avaliada a resistência à encurvadura em cada eixo de flexão a que o elemento está submetido (13).

### 5.2.1 MOMENTO CRÍTICO

Os autores *Silva e Gervásio* (3) consideram a equação 57 como a forma correcta do cálculo do momento crítico de instabilidade elástica de um elemento estrutural em flexão.

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_n}{(k_z \cdot L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_n} + \frac{(k_z \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_x}{\pi^2 \cdot E \cdot I_n} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j)^2 \right]^2 - (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j) \right\} \quad (57)$$

Onde,

$c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$  são coeficientes que dependem da forma do diagrama de momentos flectores dos apoios, são obtidos através da Tabela 2 do Anexo IV para elementos carregados transversalmente;

$k_z$  e  $k_w$  são factores que dependem das condições de apoio nas extremidades do apoio, de forma conservativa pode-se considerar  $k_z = k_w = 1$ ;

$Z_g=(z_a-z_b)$ , em que  $z_a$  é a coordenada do ponto de aplicação da carga e  $z_b$  a coordenada do centro de corte da secção considerando o eixo  $z$  (eixo vertical) da secção;

$z_j = z_b - \frac{(f(y^2+z^2)_z da)}{I_y}$ , é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo  $y$  (eixo vertical da secção), para secções simétricas em relação aos dois eixos ( $y$  e  $z$ ) o  $z_j$  é nulo.

### 5.2.2 ESBELTEZA NOMINAL

A esbelteza nominal ( $\bar{\lambda}_{LT}$ ) é determinada através da equação 58 (13).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd}}{M_{cr}}} \quad (58)$$

### 5.2.3 PARÂMETRO $\Phi_{LT}$

O parâmetro  $\Phi_{LT}$  é determinado através da equação 59 (13). O parâmetro  $\alpha_{LT}$  representa as imperfeições geométricas do elemento estrutural é determinado através da Tabela 21 com o mesmo procedimento referido anteriormente para o parâmetro  $\alpha$ .

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (59)$$

### 5.2.4 PARÂMETRO DE REDUÇÃO $\chi_{LT}$

O parâmetro de redução é determinado pela expressão 60 (13).

$$\chi_{LT} = \min \left( \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1 \right) \quad (60)$$

O cálculo do parâmetro de redução  $\chi_{LT}$  pode ser melhorado (equação 61), ou seja, pode ser calculado considerando a distribuição de momentos entre apoios (13).

$$\chi_{LT,mod} = \min \left( \frac{\chi_{LT}}{f}, \chi_{LT}, 1 \right) \quad (61)$$

Sendo,

$f$  - factor adimensional (expressão 62).

$$f = \min \left[ \left( 1 - 0,5 - (1 - kc) \left( 1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right) \right), 1 \right] \quad (62)$$

Onde,

$kc$  - factor de correcção.

O factor  $kc$  varia com a distribuição de momentos no elemento considerado e pode ser determinado através da Tabela 3 do Anexo IV.

### 5.2.5 VALOR DE CÁLCULO DO MOMENTO CRÍTICO

O valor de cálculo do momento do momento crítico ( $M_{b,Rd}$ ), para um elemento estrutural, é obtido pela equação 63 (13).

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} [N \cdot m] \quad (63)$$

Se for considerado o cálculo melhorado do parâmetro  $\chi_{LT}$  determina-se o valor de cálculo do momento crítico obtém-se através da equação 64 (13).

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT,mod} \cdot W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} [N \cdot m] \quad (64)$$

### 5.2.6 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ELÁSTICA DEVIDO A FLEXÃO E A TORÇÃO

A verificação da estabilidade elástica de um elemento estrutural submetido a flexão e torção é feita, através da expressão 65, comparando o valor do momento flector máximo a que o elemento está submetido com o valor de cálculo do momento crítico (13).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (65)$$

O factor de segurança à encurvadura, de um elemento, devido a torção e a flexão ( $n_{enc,TF}$ ) pode ser determinado através da equação 66.

$$n_{enc,TF} = \left( \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{-1} \quad (66)$$

## 5.3 VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DEVIDO A FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO E TORÇÃO

A verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural submetido à flexão composta com esforço de compressão e também solicitado à torção só é possível fazer, depois de ser verificada parcialmente a resistência à encurvadura devido a compressão e devido a flexão e torção.

O EC3 parte 1-1 (13) apresenta as duas condições referidas nas expressões 67 e 68 como forma geral de verificar a resistência de um elemento à encurvadura submetido à flexão com compressão.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (67)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (68)$$

Sendo,

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  - factores de iteração que são determinados através das Tabelas 4,5 e 6 do Anexo IV;

$\chi_y, \chi_z$  - parâmetros de redução para o eixo y (vertical da secção) e o eixo z (horizontal da secção).

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  - valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximo no elemento;

$\chi_{LT}$  - parâmetro de redução conforme o indicado na verificação à encurvadura devido a flexão e a torção, considerando o momento flector no eixo y (eixo vertical da secção);

$N_{R,k}$  – valor de cálculo do esforço de compressão resistente à encurvadura;

$M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$  – valor de cálculo dos momentos flectores resistentes à encurvadura.

A segurança de um elemento estrutural à encurvadura pode ser determinada através da equação 69,  $n_{enc1}$ , e da equação 70,  $n_{enc2}$ . O diagrama indicado na Figura 44 representa, de forma sucinta, os passos sucessivos necessários na verificação da resistência de um elemento à encurvadura com um estado de carregamento geral.

$$n_{enc1} = \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma M_1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma M_1} \right)^{-1} \quad (69)$$

$$n_{enc2} = \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma M_1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma M_1} \right)^{-1} \quad (70)$$

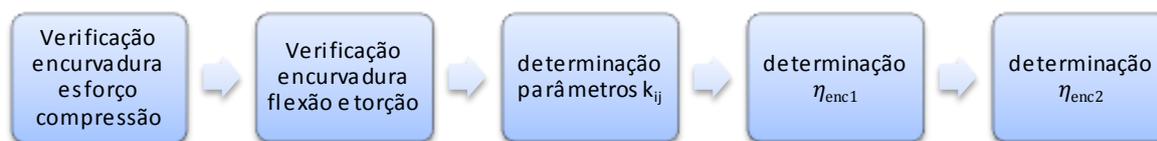


Figura 44 – Algoritmo para a verificação da resistência à encurvadura.

## 5.4 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DA PONTE ROLANTE

Para o caso de estudo foi considerado o algoritmo referido na Figura 44 para verificar a resistência à encurvadura dos elementos estruturais da ponte e do pórtico. Os deslocamentos obtidos anteriormente, nas análises em *Ansys* para a verificação da resistência das secções dos elementos, são fundamentais para reduzir o volume de cálculo na verificação da resistência à encurvadura, um elemento só entra em instabilidade elástica quando sofre uma deformação considerável logo só é necessário verificar as situações de projecto em que foram verificados os maiores deslocamentos para os elementos.

É aqui nesta fase que se podem validar as análises de primeira ordem efectuadas às estruturas. A determinação do parâmetro  $\alpha_{cri}$  referido na expressão 19 tem de ser maior ou igual a 10 para se desprezar os efeitos de segunda ordem. A Tabela 22 resume os cálculos efectuados na verificação da validade das análises de 1ª ordem efectuadas anteriormente.

Tabela 22 – Verificação das análises de 1ª ordem, resumo cálculos.

Análise		$N_{Ed}$ (N)	$M_{yEd}$ (N.m)	$M_{zEd}$ (N.m)	$N_{cri,TF}$ (N)	$M_{ycri}$ (N.m)	$M_{zcri}$ (N.m)	$\alpha_{cri}$ ( $N_{Ed}/N_{cri,TF}$ )	$\alpha_{cri}$ ( $M_{yEd}/M_{ycri}$ )	$\alpha_{cri}$ ( $M_{zEd}/M_{zcri}$ )
ELU4 viga (a)	Viga	8.88E+02	2.04E+05	5.76E+05	1.99E+08	1.31E+09	1.31E+09	2.24E+05	6.43E+03	2.28E+03
ELU4 pórtico V2	Viga	1.47E+05	5.22E+04	7.07E+05	7.59E+06	6.42E+08	6.42E+08	5.15E+01	1.23E+04	9.08E+02
ELU4 pórtico V2	Pilar	9.05E+04	7.08E+04	8.12E+05	3.04E+07	6.42E+08	6.42E+08	3.35E+02	9.07E+03	7.91E+02

No estudo efectuado à estrutura da ponte e do pórtico verificou-se que os factores de segurança na Tabela 19 (critério de rigidez, STR) são menores que os factores de segurança da Tabela 22 (validação das análises de 1ª ordem), ou seja, a consideração do critério de rigidez dispensa, para este caso, a validação das análises de 1ª ordem contudo é um procedimento obrigatório do EC3 parte 1-1 (13).

A verificação da resistência à encurvadura dos elementos da estrutura da ponte (viga) e da estrutura do pórtico (pilar e viga) foi feita considerando os passos indicados na Figura 45.

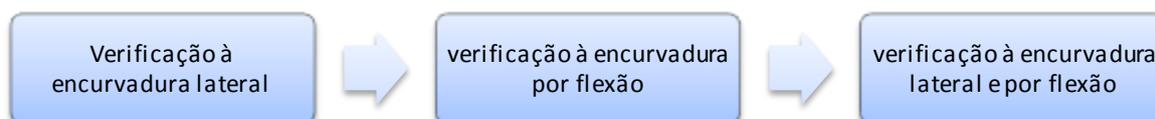


Figura 45 – Procedimento para a verificação à encurvadura do caso estudo.

A Tabela 23 resume os cálculos efectuados para os elementos das estruturas consideradas. Estes cálculos foram efectuados através do programa *Maple*.

Tabela 23 – Verificação da resistência à encurvadura, resumo cálculos para o caso de estudo.

Análise		Factores de segurança					
		$\eta_{enc,comp}$ (y)	$\eta_{enc,comp}$ (z)	$\eta_{enc,TF}$ (y)	$\eta_{enc,TF}$ (z)	$\eta_{enc1}$	$\eta_{enc2}$
ELU4 viga (a)	Viga	2.04E+04	2.08E+04	1.99E+02	4.01E+01	3.81E+01	3.81E+01
ELU4 pórtico V2	Viga	4.47E+01	2.48E+02	4.09E+01	2.01E+01	1.65E+00	2.04E+00
ELU4 pórtico V2	Pilar	1.82E+02	4.47E+02	3.01E+01	1.75E+01	1.65E+00	1.67E+00

Os cálculos de verificação de resistência à encurvadura do elemento viga da estrutura da ponte foi feita desprezando a redução de secção nos terminais, esta consideração foi necessária visto que o

procedimento de verificação enunciado é para elementos de secção constante. No Anexo IV está indicado, a título de exemplo, os cálculos numéricos para o elemento viga da estrutura da ponte (primeira linha da Tabela 23) utilizando o programa *Maple*. As situações de projecto consideradas para se verificar a resistência à encurvadura foram aquelas onde se verificara os maiores deslocamentos, para existir cedência por encurvadura é necessário verificarem-se deformações excessivas.

## 6 Verificação da resistência ao fogo

A análise estrutural de resistência ao fogo é um processo que pode ser feito considerando diversos modelos, na Tabela 1 do Anexo 5 está indicado um diagrama em que o EC3 parte 1-2 (19) define todos os modelos possíveis de verificação ao fogo para uma estrutura metálica.

Um dos caminhos que pode ser seguido como modelo de cálculo para a verificação da resistência ao fogo de uma estrutura metálica está indicado no diagrama da Figura 46.



Figura 46 – Modelo de cálculo para a verificação da resistência ao fogo.

O modelo de cálculo indicado na Figura 46 que corresponde à verificação da resistência ao fogo, por elemento da estrutura, é o processo seguido por *Franssen et al* (7) e por *Lu e Makeilanein* (20), trata-se da forma mais simples, seguindo os procedimentos do EC3 parte 1-2 (19), de avaliar a resistência ao fogo de uma estrutura metálica. Este modelo de cálculo pode ainda ser, de uma forma mais detalhada, repartido nos passos indicados no diagrama da Figura 47.

A verificação da resistência ao fogo, considerando o algoritmo da Figura 47, pode-se dizer que do passo 1 até ao passo 3 corresponde à modelação de acções, do passo 4 ao passo 6 corresponde à verificação da deformação excessiva ou rotura da estrutura (STR) e o passo 7 corresponde à verificação da estabilidade estrutural (EQU).

Para as estruturas metálicas de edifícios a verificação da resistência ao fogo é obrigatória (19), para outro tipo de estruturas, como por exemplo a estrutura da ponte rolante modelada, a verificação da resistência ao fogo não é referida no EC1 parte 3<sup>14</sup> (9) como sendo necessária, contudo, considerando que uma estrutura metálica é susceptível de estar sujeita à acção do fogo deve ser verificada a sua resistência (7)

<sup>14</sup> Acções em estruturas. Acções induzidas por gruas e máquinas.



Figura 47 – Algoritmo para verificação da resistência ao fogo de uma estrutura metálica.

## 6.1 RESISTÊNCIA AO FOGO DA PONTE ROLANTE

A estrutura da ponte rolante que foi modelada considerado a hipótese da estrutura estar sujeita a acções do fogo devido ao tipo de cargas que movimenta. A verificação da resistência ao fogo da estrutura da ponte e do pórtico tem o objectivo de exemplificar os procedimentos impostos nos Eurocódigos para estruturas metálicas exteriores.

### 6.1.1 DETERMINAÇÃO DO INCÊNDIO DE CÁLCULO

O incêndio de cálculo que serve de base para determinar o efeito das acções do fogo nos elementos estruturais pode ser determinado, de uma forma genérica, através dos passos indicados na Figura 48. As grandezas referidas para o incêndio de cálculo são necessárias para se determinar a temperatura que é desenvolvida dos elementos estruturais. A determinação das grandezas físicas representativas do incêndio de cálculo é feita por um processo de cálculo analítico em função da geometria e condições da estrutura.

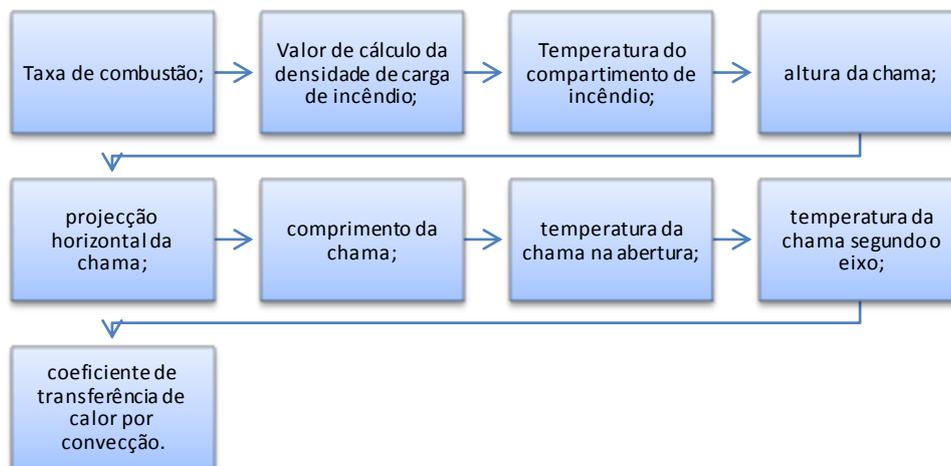


Figura 48 – Algoritmo para a determinação do incêndio de cálculo.

O EC3 parte 1-2 (19) em conjunto com o EC1 parte 1-2 (21) refere todos os elementos necessários para se determinar estas grandezas. A determinação das grandezas do incêndio de cálculo para a estrutura metálica da ponte rolante está indicada no Anexo V, a Tabela 28 resume os cálculos efectuados.

Tabela 24 – Grandezas representativas do incêndio de cálculo para a ponte rolante.

Grandeza	Símbolo	Valor	Unidade
Taxa combustão	$Q$	1500	$MW$
Densidade de carga de incêndio	$q_{f,d}$	3664,08	$MJ/m^2$
Temperatura do compartimento	$T_F$	1492	$k$
Altura chama	$L_L$	3,679	$m$
Projeção horizontal chama	$L_H$	9,225	$m$
Comprimento chama eixo	$L_f$	9,931	$m$
Temperatura da chama na abertura	$T_w$	573,804	$k$
Temperatura chama segundo eixo	$T_z$	546,464	$k$
Coefficiente de transferência de calor convecção	$\alpha_c$	45,235	$\frac{w}{m.k}$

### 6.1.2 EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA NA ESTRUTURA

A temperatura que um elemento estrutural está submetido devido ao incêndio de cálculo referido anteriormente é determinada considerando os 5 passos indicados no diagrama da Figura 49.

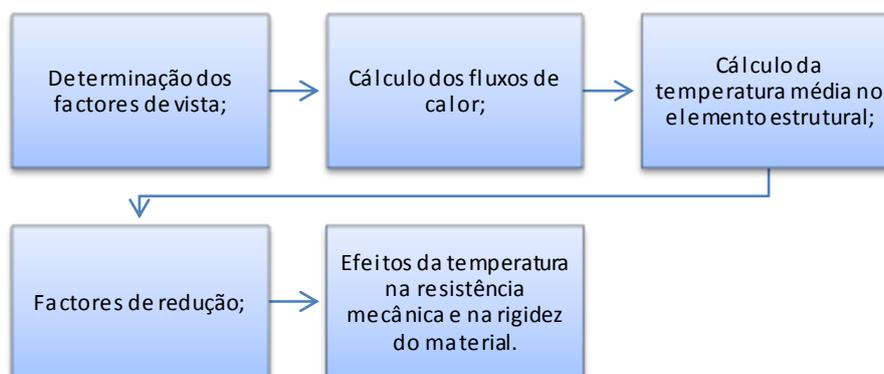


Figura 49 – Algoritmo para determinar a temperatura dos elementos.

Uma estrutura quando está submetida a um incêndio pode receber calor de duas formas distintas. Pode existir transferência de calor para o elemento devido à radiação da chama de incêndio e devido à radiação da abertura do compartimento (que contenha uma chama). Devido a isto são definidos dois factores de vista, o factor de vista global  $\phi_z$  devido à radiação de calor de uma chama para o elemento e o factor de vista global  $\phi_f$  devido à radiação de calor de uma abertura para o elemento (19).

No Anexo V está indicado o procedimento de cálculo bem como as devidas considerações para se obter os factores de vista globais dos elementos da estrutura da ponte e do pórtico considerando que estão envolvidos pelo fogo. A Tabela 25 indica os valores dos factores de vista.

Tabela 25 – Factores de vista globais.

Estrutura	Elemento	$\phi_z$	$\phi_f$
Ponte	viga	1	0
Pórtico	viga	1	0
	pilar	1	0

O fluxo de calor a que um elemento estrutural pode estar submetido é constituído por duas parcelas, um fluxo de calor proveniente da radiação da chama ( $I_z$ ) e outro proveniente da radiação da abertura ( $I_f$ ). A Tabela 26 indica o valor dos fluxos de calor para os elementos da estrutura da ponte e do pórtico sendo que o seu cálculo está indicado no Anexo V, todo este cálculo foi baseado no EC1 parte 1-2 (21).

Tabela 26 – Fluxos de calor.

Estrutura	Elemento	$I_z$	$I_f$
Ponte	viga	$39,137 \frac{kW}{m^2}$	0
Pórtico	viga	$25,558 \frac{kW}{m^2}$	0
	pilar	$25,558 \frac{kW}{m^2}$	0

A temperatura média que um elemento estrutural em aço fica submetido numa situação de incêndio deve ser obtida através da equação 71 para uma estrutura com os seus elementos envolvidos pela chama (19).

$$\sigma T_m^4 + \alpha_c \cdot T_m = I_z + I_f + \alpha_c \cdot T_z \quad (71)$$

Onde,

$\sigma$  – constante de Stephan Boltzman,  $\sigma = 56,7 \times 10^{-12} kW/m^2k^{-4}$

Para os elementos estruturais da ponte e do pórtico é possível determinar a temperatura média, a que estes elementos ficam sujeitos devido ao fogo, considerando a equação 71, a Tabela 27 indica as temperaturas médias nestes elemento.

Tabela 27 – Temperatura média nos elementos estruturais devido ao fogo.

Estrutura	Elemento	Tm (k)	Tm (°C)
Ponte	viga	826,568	553,418
Pórtico	viga	738,546	465,396
	pilar	738,546	465,396

A elevação das temperaturas devido ao fogo nos elementos estruturais em aço tem duas consequências significativas para o material que são a perda de resistência mecânica e a perda de rigidez (20). Em termos de grandezas físicas a perda de resistência mecânica é traduzida pela redução do valor da tensão de cedência enquanto a perda de rigidez do material é traduzido pela redução do *módulo de Young* do aço (19).

O EC3 parte 1-1 (19) enuncia um modelo baseado em factores de redução para as propriedades do aço. O factor de redução  $k_{p,\theta}$  é relativo ao valor de tensão de limite elástico devido ao aumento de temperatura (equação 72) enquanto o factor de redução  $k_{E,\theta}$  é relativo à diminuição do *módulo de Young* com o aumento de temperatura (equação 73).

$$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y} \quad (72)$$

Onde,

$f_{p,\theta}$  - valor de cálculo da tensão de limite elástico considerando o efeito da temperatura.

$$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a} \quad (73)$$

Sendo,

$E_{a,\theta}$  - valor de cálculo do módulo young considerando o efeito da temperatura.

O valor destes factores de redução é obtido, para o aço carbono, através da Tabela 1 do Anexo V em função do valor das temperaturas nos elementos (19). Os factores de redução para os elementos estruturais estão indicados na Tabela 28, trata-se de valores interpolados linearmente da Tabela 1 do Anexo 5 considerando as temperaturas desenvolvidas uniformemente nos elementos. A Tabela 29 indica os valores da tensão de limite elástico e do *módulo de Young* devido ao efeito da temperatura para os elementos da estrutura da ponte.

Tabela 28 – Factores de redução, caso de estudo.

Estrutura	Elemento	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Ponte	viga	0,26	0,445
Pórtico	viga	0,381	0,635
	pilar	0,381	0,635

Tabela 29 – Efeitos da temperatura na resistência mecânica e na rigidez, caso estudo.

Estrutura	Elemento	$f_{p,\theta}$ (MPa)	$E_{a,\theta}$ (GPa)
Ponte	Viga	92,3	93,45
Pórtico	Viga	135,255	133,35
	Pilar	135,255	133,35

### 6.1.3 SITUAÇÕES DE PROJECTO, VALOR DAS ACÇÕES DEVIDO AO FOGO

O efeito das acções a que uma estrutura metálica está sujeita devido às acções do fogo podem ser determinadas, por simplificação, através de uma análise à temperatura ambiente.

O EC3 parte 1-2 (19) indica que a ocorrência de fogo na estrutura é uma situação de acidente e que a probabilidade de ocorrer o acidente devido ao fogo em simultâneo com outro tipo de acidente é muito reduzida como tal as situações de projecto devido ao fogo, em termos de carregamento da estrutura, correspondem às acções de serviço normal na estrutura, ou seja, aos estados limites de utilização ou últimos.

As acções variáveis na estrutura, da verificação à temperatura ambiente, quando utilizadas na verificação da resistência ao fogo devem ser reduzidas visto que a sua probabilidade de ocorrerem em simultâneo com as acções do fogo é menor e como tal devem ser multiplicadas pelo factor de redução  $\eta_{fi}$ , este conceito é indicado na equação 74 (19).

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (74)$$

Onde,

$E_{d,fi}$  - efeito das acções na estrutura em situação de incêndio;

$E_d$  - efeito das acções na estrutura à temperatura ambiente;

$\eta_{fi}$  - factor de redução para o efeito das acções devido ao fogo.

O factor de redução  $\eta_{fi}$  é calculado através da equação 75 considerando o modelo de combinação de acções para a situação de projecto na verificação da estrutura à temperatura ambiente (19).

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,k1} \cdot \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}} \quad (75)$$

Onde,

$G_k$  - valor característico da acção permanente;

$\psi_{fi}$  - coeficiente de combinação, é o valor  $\psi_{1,1}$  ou  $\psi_{0,1}$  da acção variável base de combinação;

$Q_{k,1}$  - acção variável de base de combinação;

$\gamma_G$  - coeficiente parcial respectivo à acção permanente;

$\gamma_{Q,k1}$  - coeficiente parcial respectivo a  $Q_{k,1}$ .

Na verificação da estrutura da ponte rolante do caso de estudo verificaram-se, considerando os factores de segurança da verificação da resistência mecânica e da resistência à encurvadura, que as situações de projecto críticas, isto é, aquelas com menores factores de segurança, são a situação ELU4 viga ponte (b) com vista ao estudo da estrutura da ponte e a situação ELU4 pórtico V2 com vista ao estudo da estrutura do pórtico, como tal devem ser estas as consideradas para se determinar os efeitos das acções na verificação da resistência ao fogo.

Considerando o valor característico das acções das situações de projecto ELU4 viga ponte (b) e ELU4 pórtico V2 determinadas anteriormente é possível determinar os factores de redução  $\eta_{fi}$  para cada situação.

$$\eta_{fvigaponte} = 0,835$$

$$\eta_{fpórtico} = 0,880$$

Considerando os eixos das estruturas, definidos anteriormente. as Tabelas 30 e a 31 indicam os valores das acções na ponte e no pórtico para a situação de incêndio.

Tabela 30 – Valores de cálculo para a situação de fogo na viga da ponte.

Esforço	ELU4 viga ponte (b) Tamb.	$\eta_{fvigaponte}$	ELU4 viga ponte (b) fogo
Fx	1655,45 N	0,835	1382,3 N
Fy	-41475,6 N	0,835	-34632,1 N
fy	-457,6 kg/m	-	-457,6 kg/m
fz	-3771,9 N/m	0,835	-3149,54 N/m
Mx	-16590,3 N.m	0,835	-13825,9 N.m
My	-662,18 N.m	0,835	-552,92 N.m
Mz	-475,114 N.m	0,835	-396,72 N.m

Tabela 31 – Valores de cálculo para a situação de fogo no pórtico.

Esforço	ELU4 pórtico V2 Tamb.	$\eta_{fpórtico}$	ELU4 pórtico V2 fogo
Fx	44870,4N	0,880	39485,6 N
Fy	-132949 N	0,880	-116995 N
Fz	-1575 N	0,880	-1386 N
fy	-1067 kg/m	-	-1067 kg/m
fz	Pilar: 2472,08N/m	0,880	2175,43 N/m
	Viga: 2457,54 N/m	0,880	2162,23 N/m
Mx	-8525,3 N.m	0,880	-7502,26 N.m
Mz	-23512,1 N.m	0,880	-20690,6 N.m

#### 6.1.4 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

A classificação das secções dos elementos estruturais submetidos às acções do fogo é diferente da classificação para a temperatura ambiente, apenas o parâmetro  $\varepsilon$  (equação 76) é calculado de forma diferente do que a indicada na Tabela 3 do anexo I de resto o procedimento é igual (19).

$$\varepsilon = 0,85(235/f_y)^{0,5} \quad (76)$$

Onde,

$f_y$ -tensão de limite elástico do material à temperatura de 20°C.

Para a estrutura da ponte rolante as secções do elemento viga da ponte e do elemento viga e pilar do pórtico os cálculos para se verificar que as secções destes elementos são de classe 3 estão indicados no anexo V.

#### 6.1.5 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DOS DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA DEVIDO AO FOGO

Os esforços e os deslocamentos para a estrutura podem ser obtidos através do programa comercial *Ansys* como foi feito anteriormente para a temperatura ambiente.

Os esforços e os momentos na estrutura poderiam ser considerados os determinados a temperatura ambiente multiplicados pelo factor de redução  $\eta_{fi}$  visto que a análise à estrutura é elástica de 1ª ordem. Contudo, devido à temperatura provocada pelo incêndio, existe uma alteração na rigidez da estrutura. O módulo de *Young* baixa o que faz com que a estrutura seja mais sensível à deformação o que traduz a necessidade de se efectuarem novas análises com o módulo de *Young* correspondente à temperatura de incêndio nos elementos.

No Anexo V está indicado o resumo das análises em *Ansys* à estrutura da ponte considerando os efeitos do fogo.

#### 6.1.6 VERIFICAÇÃO DA CEDÊNCIA OU DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DA ESTRUTURA DEVIDO AO FOGO

A existência de fogo numa estrutura metálica faz com que exista uma diminuição da rigidez e da resistência mecânica do material. A verificação das deformações da estrutura em condições de incêndio consiste na utilização de um critério de rigidez, este conceito já foi referido para a verificação da estrutura a temperatura ambiente, trata-se de um critério de rigidez igual. A verificação da resistência dos elementos pelo método das secções é idêntico ao que foi enunciado para a verificação à temperatura ambiente.

##### 6.1.6.1 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A verificação dos deslocamentos da estrutura está indicada na Tabela 32. Todo este processo de verificação de deslocamentos máximos admissíveis para a estrutura em situação de incêndio é igual ao que foi indicado anteriormente para a estrutura à temperatura ambiente.

Tabela 32 – Verificação dos deslocamentos máximos para a situação de incêndio.

Análise	desl. Máx (m)			máx. Adm. (m)			Factor segurança		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
ELU4 viga ponte (b)	3.49E-07	1.74E-03	1.70E-03	2.00E-02	6.25E-02	6.25E-02	5.73E+04	3.60E+01	3.67E+01
ELU4 pórtico V2	1.32E-03	6.78E-03	5.87E-02	2.00E-02	4.78E-02	4.78E-02	1.52E+01	7.05E+00	8.15E-01

### 6.1.6.2 RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A resistência das secções dos elementos em situação de incêndio é determinada da mesma forma que é determinada para a temperatura ambiente. Na verificação da resistência das secções dos elementos à temperatura ambiente foram verificados os nós considerados críticos. Na verificação da resistência ao fogo apenas é necessário verificar os nós onde se verificou o factor de segurança mais baixo para a temperatura ambiente.

O cálculo da tensão equivalente de *Von Mises* para a estrutura em situação de incêndio é igual ao processo referido anteriormente para a temperatura ambiente, apenas é necessário considerar o efeito da temperatura devido ao incêndio na determinação do factor de segurança (19), a equação 93 indica o cálculo do factor de segurança ( $n_{segurança, fogo}$ ).

$$n_{segurança, fogo} = \frac{k_{p, \theta} \cdot f_y}{\sigma_{VM}} \quad (77)$$

A Tabela 33 resume os cálculos efectuados para se verificar a resistência das secções, os cálculos numéricos foram feitos utilizando o programa *Maple* da mesma forma que foi feito para a temperatura ambiente, trata-se de um procedimento de cálculo igual.

Tabela 33 – Verificação da resistência das secções para a situação de incêndio.

Estrutura	Elemento	Análise	Nó crítico	Tensão normal (Pa)	Tensão corte (Pa)	Tensão <i>Von Mises</i> (Pa)	Tensão admissível (Pa)	Factor segurança, fogo
Ponte	Viga	ELU4 viga ponte (b)	1	2.15E+07	4.97E+07	8.87E+07	9.27E+07	1.04E+00
Pórtico	Viga	ELU4 pórtico V2	4	1.72E+07	7.91E+06	2.20E+07	1.35E+08	6.15E+00
	Pilar	ELU4 pórtico V2	2	5.11E+07	2.28E+07	6.46E+07	1.35E+08	2.09E+00

### 6.1.7 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A verificação de resistência à encurvadura de elementos estruturais submetidos a temperaturas do fogo é feito através de um processo que é mais simples quando comparado com a verificação à temperatura ambiente. A encurvadura para elementos submetidos ao fogo é verificada, de uma forma geral, através dos 8 passos indicados no diagrama da Figura 50, o EC3 parte 1-2 (19) refere o procedimento de cálculo para se determinar os parâmetros e as condições de verificação indicadas no diagrama.

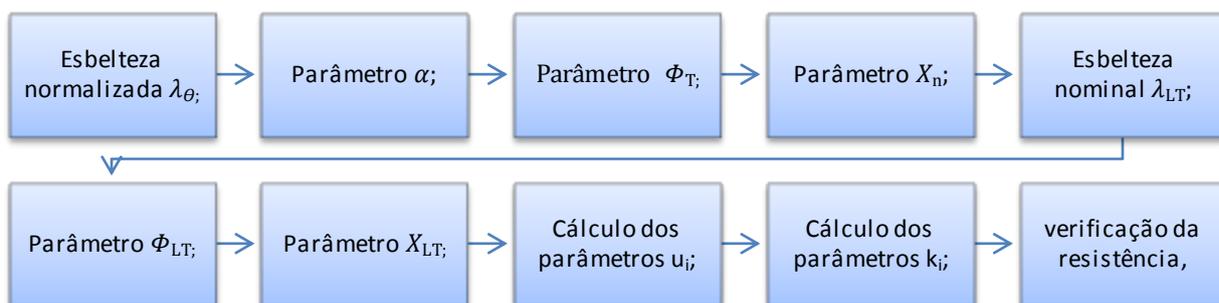


Figura 50 – Algoritmo para verificar a resistência à encurvadura de elementos estruturais em situação de incêndio.

### 6.1.7.1 ESBELTEZA NORMALIZADA $\lambda_{\theta}$

A esbelteza normalizada é para a temperatura de incêndio  $\lambda_{\theta}$  é determinada através da equação 78 (19).

$$\lambda_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{p,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (78)$$

### 6.1.7.2 PARÂMETRO $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é determinado através da equação 79 (19).

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{(235 \times 10^6 / fy)} \quad (79)$$

### 6.1.7.3 PARÂMETRO $\Phi_T$

A equação 80 indica o cálculo do parâmetro adimensional  $\Phi_T$  (19) □

$$\Phi_T = 0,5(1 + \alpha \cdot \lambda_{\theta} + \lambda_{\theta}^2) \quad (80)$$

### 6.1.7.4 PARÂMETRO $X_n$

O cálculo do parâmetro  $X_n$  é feito através da equação 81, trata-se de um factor de redução para o eixo n da secção transversal do elemento (19).

$$X_n = \min \left( 1, \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{\Phi_T^2 - \lambda_{\theta}^2}} \right) \quad (81)$$

### 6.1.7.5 ESBELTEZA NOMINAL $\lambda_{LT,\theta}$

O parâmetro adimensional  $\lambda_{LT,\theta}$  que é a esbelteza nominal para um elemento em situação de incêndio determina-se através da equação 82 (19).

$$\lambda_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{p,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (82)$$

### 6.1.7.6 PARÂMETRO $\Phi_{LT}$

O parâmetro  $\Phi_{LT}$  é calculado de forma idêntica ao  $\Phi_T$  como indicado na equação 83 (19).

$$\Phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha \cdot \lambda_{LT,\theta} + \lambda_{LT,\theta}^2) \quad (83)$$

### 6.1.7.7 PARÂMETRO $X_{LT}$

O parâmetro de redução  $X_{LT}$  é determinado através da equação 84 (19).

$$X_{LT} = \min\left(1, \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT,\theta}^2}}\right) \quad (84)$$

### 6.1.7.8 CÁLCULO DOS PARÂMETROS U

Os coeficientes  $u_i$  são calculados para os dois eixos de inércia da secção transversal do elemento estrutural em análise. Considerando o eixo z, o eixo de maior inércia de uma secção transversal e o eixo y o eixo de menor inércia e os parâmetros são determinados através das expressões 85, 86 e 87 (19).

$$u_z = \min[(2 \cdot \beta_{M,y} - 5) \cdot \lambda_{\theta,y} + 0,44 \cdot \beta_{M,y} + 0,29; 0,8] \quad (85)$$

$$u_y = \min[(1,2 \cdot \beta_{M,z} - 3) \cdot \lambda_{\theta,z} + 0,71 \cdot \beta_{M,z} + 0,29; 0,8] \quad (86)$$

$$u_{LT} = \min[0,15 \cdot \lambda_{\theta,y} \cdot \beta_{M,LT} - 0,15; 0,9] \quad (87)$$

Onde,

$\beta_{M,i}$  - Coeficientes de momento uniforme equivalente (Tabela 4 do Anexo V).

### 6.1.7.9 CÁLCULO DOS PARÂMETROS K

Os factores  $k_i$  são factores de redução que são calculados através das equações 88, 89 e 90 considerando z como o eixo de maior inércia e y de menor inércia da secção transversal do elemento considerado (19).

$$k_z = \min\left(1 - \frac{u_z \cdot N_{Ed}}{X_z \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}}, 3\right) \quad (88)$$

$$k_y = \min\left(1 - \frac{u_y \cdot N_{Ed}}{X_y \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}}, 3\right) \quad (89)$$

$$k_{LT} = \left(1 - \frac{u_{LT} \cdot N_{Ed}}{X_y \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}}, 1\right) \quad (90)$$

Onde,

$\gamma_{Mf}$  - factor parcial correspondente à resistência de um elemento em situação de incêndio.

### 6.1.7.10 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA

A verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais de classe 3 em situação de incêndio é feita considerando as condições indicadas nas expressões 91 e 92 (19).

$$\frac{N_{E,d}}{\min(X_y, X_z) \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{eff,y} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{eff,z} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} \leq 1 \quad (91)$$

$$\frac{N_{E,d}}{X_y \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{eff,y} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{z,Ed}}{W_{eff,z} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} \leq 1 \quad (92)$$

Através das condições de verificação da resistência à encurvadura impostas pelo EC3 parte 1-2 (19) é possível definir dois factores de segurança, o  $\eta_{enc,fogo,1}$  e o  $\eta_{enc,fogo,2}$  indicados nas equações 93 e 94.

$$\eta_{enc,fogo,1} = \left( \frac{N_{E,d}}{\min(X_y, X_z) \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{eff,y} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{eff,z} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} \right)^{-1} \quad (93)$$

$$\eta_{enc,fogo,2} = \left( \frac{N_{E,d}}{X_y \cdot A \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{eff,y} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{z,Ed}}{W_{eff,z} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mf}}} \right)^{-1} \quad (94)$$

### 6.1.8 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DEVIDO AO FOGO, CASO DE ESTUDO

O cálculo numérico para cada elemento das estruturas consideradas (Tabela 34) foi feito utilizando o programa *Maple*, visto que se trata de um cálculo relativamente extenso e repetitivo. no Anexo V está indicado os cálculos numéricos em *Maple* para o elemento viga da estrutura da ponte (primeira linha da Tabela 34)

Tabela 34 – Resumo dos cálculos de verificação da encurvadura em situação de incêndio, caso de estudo.

Análise		Factores segurança	
		$\eta_{enc,fogo,1}$	$\eta_{enc,fogo,1}$
ELU4 viga (a)	Viga	4.61E+01	3.93E+01
ELU4 pórtico V2	Viga	4.38E+00	5.50E+00
ELU4 pórtico V2	Pilar	5.62E+00	5.75E+00

## 7 Projecto e verificação de ligações

A análise de esforços numa estrutura, que foi referida anteriormente para o caso de estudo, foi feita considerando que na ligação dos elementos estruturais não existe qualquer tipo de influência da ligação, ou seja, existe continuidade de esforços. A análise global elástica é o tipo de análise que se deve efectuar à estrutura, no seu dimensionamento, quando não se pretende danos permanentes devido às acções.

O projecto e verificação de ligações em estruturas metálicas deve ser feito considerando as regras impostas pelo EC3 parte 1-8 (22). As juntas são classificadas em função de três modelos simplificados conforme indicado na Tabela 35 (22).

Tabela 35 – Classificação de juntas para análise global elástica (adaptado de 22).

Método de análise global	Classificação da junta		
Elástica	Articulada	Rígida	Semi-rígidas

A classificação das juntas é feita em função da transmissão de esforços que pode ocorrer devido à rigidez da junta. A junta articulada corresponde à situação em que os momentos flectores não são transmitidos, a junta continua corresponde ao modelo em que existe transmissão total de esforços através da junta e na junta semi-continua existe transmissão parcial de esforços (22).

O autor *Rui Simões* (2) considera que devem ser determinados os esforços com um comportamento estimado nas ligações dos elementos e posteriormente, quando se dimensionar as ligações, se o comportamento destas não tiverem de acordo com o comportamento estimado deve haver um redimensionamento dos elementos até existir uma convergência de valores. Este processo pode corresponder a um elevado volume de cálculo e é facilmente evitado se as ligações forem dimensionadas de forma a terem um comportamento rígido.

O EC3 parte 1-8 (22) enuncia as regras de dimensionamento e verificação de ligações em estruturas metálicas considerando três tipos possíveis de ligações, as ligações aparafusadas, as ligações soldadas e as ligações rebitadas. Os autores *Budynas e Nysbett* (23) consideram as ligações soldadas e as rebitadas como permanentes e as ligações aparafusadas como ligações não permanentes.

A possível reutilização de uma estrutura metálica é um factor importante de escolha do material da estrutura quando comparado com uma estrutura não reutilizável, por exemplo uma estrutura construída em betão armado. A construção da estrutura com ligações não permanentes é um factor bastante relevante com vista à reutilização da estrutura.

O dimensionamento de ligações aparafusadas para estruturas metálicas deve ser feito considerando os três passos indicados no diagrama da Figura 51 considerando que a estrutura é dimensionada para o limite elástico do seu material.



Figura 51 – Algoritmo para o dimensionamento de ligações aparafusadas.

## 7.1 VERIFICAÇÃO DAS DISTÂNCIAS DOS FUROS DAS LIGAÇÕES

As ligações aparafusadas são, de uma forma geral, constituídas pelos elementos, que são os parafusos, e pelos membros que são as peças de ligação (23). As distâncias que os furos das ligações têm entre si ou têm em relação aos bordos dos membros são medidas que podem transmitir a resistência dos membros da ligação. O EC3 parte 1-8 (22) refere um método de verificação de determinadas distâncias aceitáveis de furos (Figura 61).

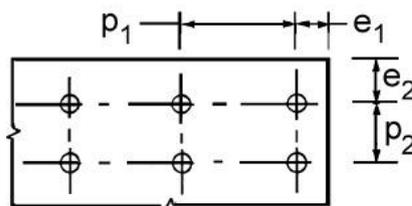


Figura 52 – Símbolos para as distâncias entre os eixos de furos nas peças de ligação (22).

A Figura 1 do Anexo IV indica de uma forma mais abrangente as distâncias máximas e mínimas que devem ser consideradas no projecto ou verificação de uma ligação. Na Tabela 1 do Anexo VI são indicados os valores para verificar a aceitabilidade das distâncias.

### 7.1.1 DISTÂNCIAS DOS FUROS DAS LIGAÇÕES DO CASO DE ESTUDO

A estrutura da ponte rolante é constituída por três ligações aparafusadas conforme indicado na Figura 53.

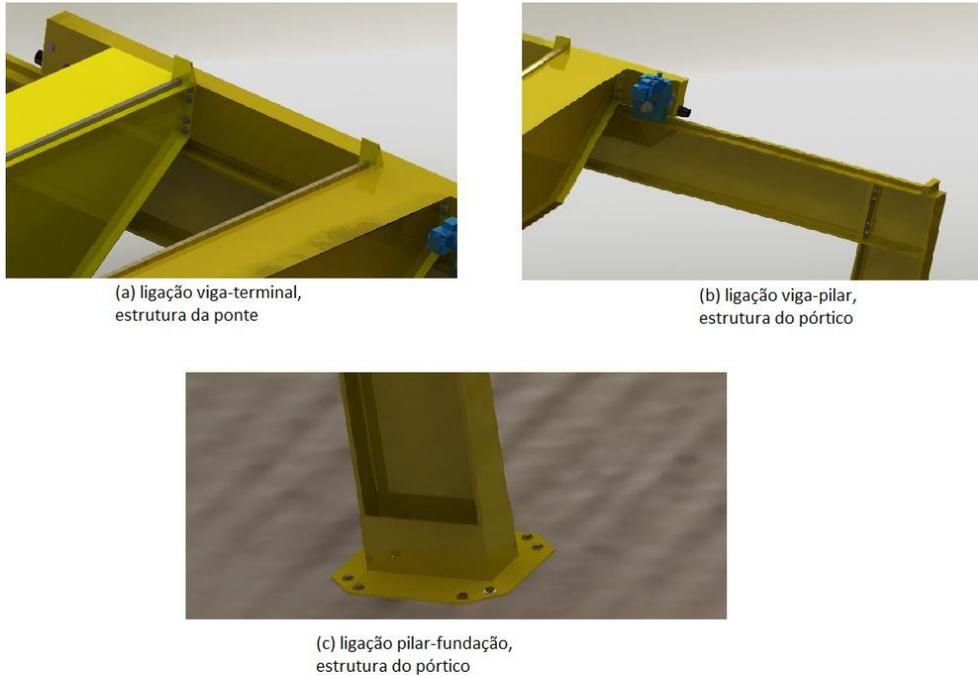


Figura 53 – Ligações aparafusadas da estrutura da ponte rolante.

As distâncias indicadas na Figura 52 ( $e_1$ ,  $e_2$  e  $p_1$ ) são as distâncias que devem ser verificadas. Para as três ligações da estrutura da ponte indicadas na Figura 53 foram modeladas e verificadas as distâncias dos furos das ligações considerando as distâncias mínimas (Tabela 36) e as distâncias máximas (Tabela 37).

Tabela 36 – Verificação das distâncias mínimas dos furos das ligações da ponte rolante.

Ligação	d0 (mm)	Distância $e_1$ (mm)	min $e_1$ (mm)	Verifica condição	Distância $e_2$ (mm)	min $e_2$ (mm)	Verifica condição	Distância $p_1$ (mm)	min $p_1$ (mm)	Verifica condição
Viga-terminal	36	62	43.2	sim	47.5	43.2	sim	100	79.2	sim
Viga-pilar	36	145.5	43.2	sim	88	43.2	sim	130	79.2	sim
Pilar-fundação	30	86	36	sim	86.098	36	sim	200	66	sim

Nas ligações de elementos sujeitos à tracção ou à compressão o EC3 parte 1-8 (22) indica que também devem ser verificadas as distâncias máximas para  $e_1$ ,  $e_2$  e  $p_1$  nas ligações. Esta verificação deve-se à necessidade de impedir a corrosão do elemento. A Tabela 36 indica a verificação das distâncias máximas. Verifica-se que o critério não foi cumprido para determinados furos críticos, contudo não se alterou a geometria das ligações, visto que apenas indica a possibilidade de corrosão.

Tabela 37 - Verificação das distâncias máximas dos furos das ligações da ponte rolante.

Ligação	t (mm)	Distância $e_1$ (mm)	Max $e_1$ (mm)	Verifica condição	Distância $e_2$ (mm)	Max $e_2$ (mm)	Verifica condição	Distância $p_1$ (mm)	Max $p_1$ (mm)	Verifica condição
Viga-terminal	20	62	120	sim	47.5	120	sim	100	80	não
Viga-pilar	38.5	145.5	194	sim	87.675	194	sim	130	154	sim
Pilar-fundação	20	86.098	120	sim	86.098	120	sim	200	80	não

## 7.2 RESISTÊNCIA INDIVIDUAL DOS ELEMENTOS DA LIGAÇÃO

Os parafusos são um elemento de ligação construídos com o propósito de suportar dois tipos de acções distintas, as acções de corte, cargas tipo Ps, e as acções de tracção, cargas tipo P (23). Para se obter o valor de cálculo das acções, a que o parafuso mais solicitado da ligação está submetido, é necessário conhecer-se os esforços no eixo da junta e só posteriormente se pode dimensionar ou verificar a resistência do parafuso.

O dimensionamento ou verificação do parafuso mais carregado de uma ligação aparafusada pode ser feita considerando os passos indicados na Figura 63.

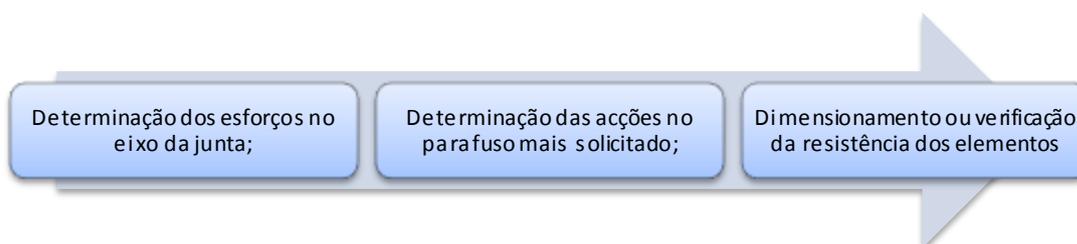


Figura 54 – Algoritmo para dimensionamento ou verificação dos elementos da ligação.

### 7.2.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NO EIXO DA JUNTA

Os esforços para a estrutura da ponte rolante do caso de estudo foram obtidos através do programa de elementos finitos *Ansys*. As estruturas são modeladas considerando a linha média definida pelos seus elementos para se efectuar a análise linear em *Ansys* e de uma forma geral existe uma excentricidade entre o nó que se obtém os esforços e o eixo da junta, o tipo de excentricidade referida corresponde à distância e indicada na Figura 55.

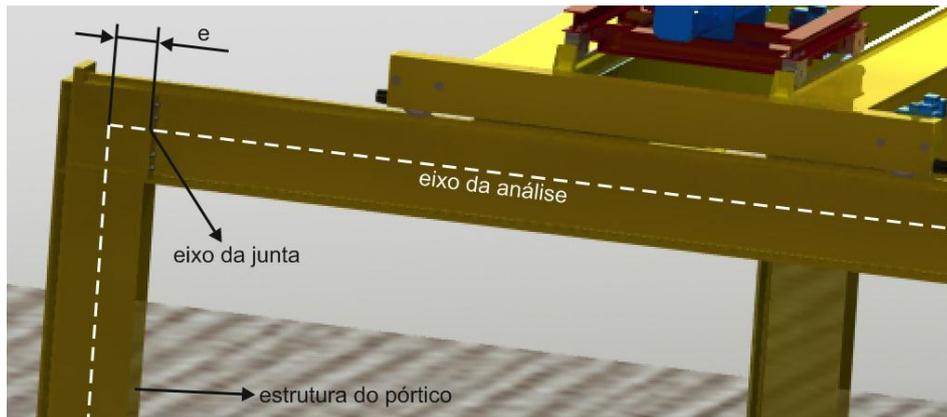


Figura 55 – Excentricidades na determinação de esforços nas ligações.

A determinação dos esforços no eixo da junta pode ser feita de uma forma correcta, por exemplo, através de uma análise em *Ansys* considerando um nó coincidente com o eixo da junta, caso não seja feita esta consideração no dimensionamento da junta sem considerar as excentricidades resulta num erro de cálculo que pode ou não ser significativo.

### 7.2.2 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES NO PARAFUSO MAIS SOLICITADO

As análises à estrutura possibilitou determinar esforços e momentos para o eixo da junta, torna-se necessário determinar o valor das acções do parafuso mais solicitado da junta. Na Figura 56 está indicado uma peça de ligação (chapa de topo) com quatro conjuntos de dois furos equidistantes ao eixo da junta com parafusos iguais e está também representado um caso de esforço geral no eixo da junta.

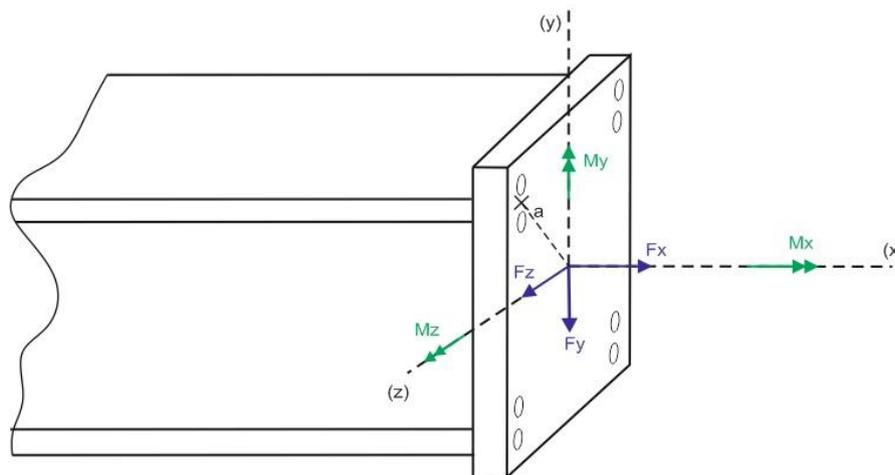


Figura 56 – Peça de ligação, exemplo de determinação de esforços.

O conjunto de dois parafusos da Figura 56 que está mais solicitado em termos de esforços de tracção e corte é o conjunto à distância (a) do eixo. Dos esforços solicitados no eixo da junta as acções

$F_y$ ,  $F_z$  e  $M_x$  provocam corte, ou seja, a acção resultante é uma carga do tipo  $P_s$ , já as acções  $F_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$  provocam tracção ou compressão nos elementos, isto é, a acção resultante é uma carga do tipo  $P$ .

As acções de corte em cada conjunto de dois elementos devido a  $F_y$ ,  $F_z$  podem ser determinadas através da equação 95 se cada conjunto de parafusos estiver equidistante do eixo da junta e se todos os parafusos forem iguais (23).

$$F_{ni} = \frac{F_n}{4} [N] \quad (95)$$

Onde,

$F_{ni}$  - acção segundo o eixo  $n$  ( $y$  ou  $z$  de acordo com a Figura 56) no elemento  $i$ ;

$F_n$  - acção segundo o eixo  $n$  da junta.

A acção de corte devido a  $M_x$ , indicado na Figura 56, pode ser determinada através da equação 96 (23).

$$F_{Mx} = \frac{M_x \cdot a}{4 \cdot a^2} [N] \quad (96)$$

Onde,

$M_x$  - momento segundo o eixo  $x$  de acordo com a Figura 65;

$a$  - distância entre o eixo da junta e o conjunto de parafusos considerado.

Considerando o cálculo vectorial é possível determinar a acção de corte resultante no conjunto de parafusos considerado (23). A acção de corte resultante  $F_{corte1}$  devido a  $F_{yi}$  e  $F_{zi}$  pode ser determinada através da equação 97 sabendo que  $F_{yi} \wedge F_{zi} = 90^\circ$ .

$$F_{corte1} = \left( F_{yi}^2 + F_{zi}^2 + 2 \cdot F_{yi} \cdot F_{zi} \cdot \cos(F_{yi} \wedge F_{zi}) \right)^{0,5} [N] \quad (97)$$

A acção de corte resultante no conjunto de parafusos ( $F_{corte2}$ ) devido a  $F_{corte1}$  e a  $F_{Mx}$  pode então ser determinada considerando o cálculo vectorial indicado na equação 98. O ângulo  $F_{corte1} \wedge F_{Mx}$  facilmente se determina visto que é conhecida a posição e intensidade dos respectivos vectores.

$$F_{corte2} = \left( F_{corte1}^2 + F_{Mx}^2 + 2 \cdot F_{corte1} \cdot F_{Mx} \cdot \cos(F_{corte1} \wedge F_{Mx}) \right)^{0,5} [N] \quad (98)$$

As acções que provocam tracção ou compressão nos parafusos da ligação devido a  $M_y$  e  $M_z$  são o tipo de acções que no EC3 parte 1-8 (22) é referido como acções devido ao efeito de alavanca da junta, ou seja, devido aos momentos  $M_y$  e  $M_z$  a peça de ligação da junta tem os eixos de compressão indicados na Figura 57.

As acções de tracção no eixo de cada conjunto de parafusos devido ao efeito de alavanca podem ser determinadas através da equação 99 (23).

$$F_{Mni} = \frac{M_n \cdot s_{ni}}{\sum s_{ni}^2} \quad (99)$$

Onde,

$F_{Mni}$  - acção de tracção no conjunto de parafusos  $i$  devido ao momento no eixo  $n$ ;

$M_n$  - momento no eixo  $n$  que provoca o efeito de alavanca;

$s_{ni}$  - distância ao centro de compressão devido ao momento no eixo n.

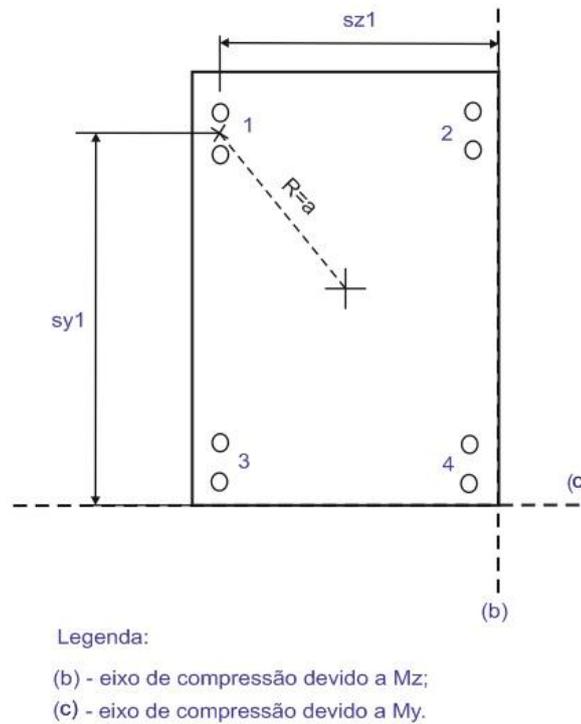


Figura 57 – Eixos de compressão de uma peça de ligação devido ao efeito de alavanca.

A acção de tracção no conjunto de parafusos considerado ( $F_{xi}$ ) devido à acção  $F_x$  pode ser determinada conforme o indicado na equação 100 (23).

$$F_{xi} = \frac{F_x}{4} [N] \quad (100)$$

Onde,

$F_x$ -acção segundo o x do eixo da junta, de acordo com Figura 56.

A acção de tracção resultante no conjunto de parafusos pode então ser determinada através da equação 101.

$$F_{tracção} = F_{Mxi} + F_{Myi} + F_{xi} [N] \quad (101)$$

As acções de tracção  $P_i$  e de corte  $P_{si}$  em cada parafuso do conjunto mais solicitado é feito considerando, por exemplo, a ligação referida na Figura 65 e na Figura 66 através das equações 102 e 103.

$$P_i = \frac{F_{tracção}}{2} \quad (102)$$

$$P_{si} = \frac{F_{corte2}}{2} \quad (103)$$

### 7.2.3 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES NAS LIGAÇÕES DA ESTRUTURA DA PONTE ROLANTE

As acções dos parafusos das ligações da ponte rolante foram determinadas para o parafuso mais solicitado conforme o procedimento de cálculo demonstrado anteriormente. A Tabela 38 indica o resumo dos cálculos das acções de tracção  $P$  e de corte  $P_s$  para o elemento mais carregado de cada ligação.

Tabela 38 – Resumo dos cálculos das acções  $P$  e  $P_s$  para o parafuso mais solicitado.

Acções nos parafusos mais carregados				
Ligação	Análise	Nó	Carga tipo P [N]	Carga tipo $P_s$ [N]
Viga-terminal	ELU4 viga ponte (b)	1	1.351E+05	2.427E+04
Viga-pilar	ELU4 pórtico V2	4	2.948E+05	4.117E+04
Pilar-fundação	ELU4 pórtico V2	2	1.402E+05	3.300E+04

Os cálculos indicados na Tabela 42 foram efectuados considerando as análises efectuadas em *Ansys* (Anexo II) que se verificou o maior carregamento dos nós correspondentes ao eixo das ligações. Para o cálculo das acções nos parafusos, consideraram-se os estudos, e os respectivos nós dos eixos das ligações, onde se verificaram os maiores valores de tensão de *Von Mises* na verificação da resistência das secções..

No Anexo VI está indicado, o cálculo das acções  $P$  e  $P_s$  para o parafuso mais solicitado na ligação viga-terminal da estrutura da ponte através do programa *Maple*.

Na determinação das acções  $P$  e  $P_s$  para o parafuso mais solicitado na ligação viga-pilar da estrutura do pórtico foi desprezado a excentricidade referida anteriormente trata-se de uma simplificação que resulta num sobredimensionamento considerando a consulta dos diagramas de esforços e de momentos.

### 7.2.4 DIMENSIONAMENTO OU VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS

O parafuso mais solicitado de uma ligação (Figura 58) deve ter uma resistência que suporte uma pré carga ( $F_p$ ) necessária para que não exista afastamento nem escorregamento nos membros da ligação devido às acções  $P$  e  $P_s$  (23).

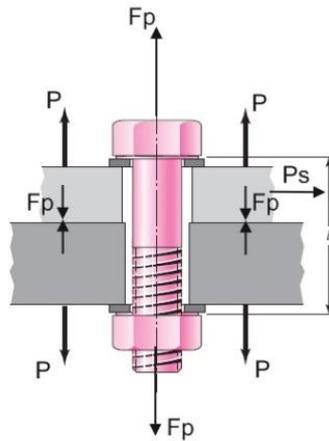


Figura 58 – Parafuso com pré carga  $F_p$  (adaptado de 23).

O dimensionamento ou verificação de um parafuso através do EC3 parte 1-8 (22) pode ser feito considerando os passos indicados no diagrama da Figura 59, trata-se do modelo de cálculo simplificado.



Figura 59 – Algoritmo para verificar a resistência mecânica de parafusos através do EC3 parte 1-8 (22).

#### 7.2.4.1 DETERMINAÇÃO DA PRÉ CARGA RECOMENDADA

A pré carga recomendada  $F_p$  para o parafuso mais solicitado de uma ligação é determinada através da equação 104 (22).

$$F_p = \frac{0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M7}} \quad (104)$$

Onde,

$f_{ub}$  - tensão de ruptura do parafuso;

$A_s$  - área da secção resistente do parafuso (Tabela 2 do anexo VI);

$\gamma_{M7}$  - factor parcial respectivo à resistência do elemento de ligação.

Os parafusos são fabricados com determinadas classes de resistência conforme indicado na Tabela 39. Para os parafusos sujeitos a uma pré carga o EC3 parte 1-8 (22) indica que apenas os parafusos de classe 8.8 e 10.9 podem ser utilizados.

Tabela 39 – Classes de resistência de parafusos (22).

Classe de Resistência (CR)	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
fyb (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
fub (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

#### 7.2.4.2 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCORREGAMENTO

O valor de cálculo da resistência ao escorregamento individual de um parafuso ( $F_s$ ) é determinado através da equação 105 (22).

$$F_s = \frac{k_s.n.(F_p - 0,8.P)}{\gamma M3} [N] \quad (105)$$

Onde,

$k_s$  - parâmetro determinado através da Tabela 3 do Anexo VI;

$n$  - número de planos de atrito;

$F_p$  - pré carga requerida;

$P$  - acção de tracção no parafuso.

$\gamma M3$  - coeficiente parcial.

Com o valor de  $F_s$  determinado é possível então verificar a segurança da ligação ao escorregamento através do factor de segurança ao escorregamento ( $n_{esc.}$ ) conforme indicado na equação 106.

$$n_{esc.} = \frac{F_s}{P_s} \quad (106)$$

#### 7.2.4.3 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO AFASTAMENTO

A verificação da segurança da ligação ao afastamento deve ser feito comparando a pré carga no parafuso  $F_s$  com a acção de tracção  $P$ . Se a pré carga tiver um valor superior à acção de tracção é garantido que não existe afastamento dos membros da ligação, o cálculo do factor de segurança ao afastamento ( $n_{afast.}$ ) está indicado na equação 107.

$$n_{afast.} = \frac{F_p}{P} \quad (107)$$

#### 7.2.4.4 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE

O valor de cálculo da resistência ao corte de um parafuso é determinado através da equação 108 (22).

$$F_v = \frac{0,6.fub.As}{\gamma M3} \quad (108)$$

Pode ser definido o factor de segurança para a resistência ao corte do parafuso ( $n_{corte}$ ) conforme indicado na equação 109.

$$n_{corte} = \frac{F_v}{P_s} \quad (109)$$

#### 7.2.4.5 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO

A equação 110 indica como se determina o valor de cálculo da resistência à tracção de um parafuso,  $F_t$  (22).

$$F_t = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M3}} \quad (110)$$

Pode ser definido o factor de segurança para a resistência à tracção do parafuso ( $n_{tracção}$ ) conforme indicado na equação 111.

$$n_{tracção} = \frac{F_t}{P} \quad (111)$$

#### 7.2.4.6 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESFORÇO COMBINADO

O Ec3 parte 1-8 define a equação 128 como forma de verificar o efeito combinado de tracção e corte num parafuso (22).

$$n_{ct} = \frac{F_v}{P_s} + \frac{F_t}{1,4 \cdot P} \quad (112)$$

Onde,

$n_{ct}$  - factor de segurança da resistência do parafuso devido a corte e a tracção.

#### 7.2.4.7 DIMENSIONAMENTO DOS PARAFUSOS DAS LIGAÇÕES DA PONTE ROLANTE

Para as ligações da estrutura da ponte rolante foram dimensionados os parafusos das respectivas ligações considerando o algoritmo indicado na Figura 59.

A Tabela 40 indica o resumo dos cálculos efectuados para o dimensionamento dos parafusos. Todos estes cálculos foram feitos utilizando o programa *Maple*, no Anexo VI está indicado como exemplo os cálculos em *Maple* para o parafuso da ligação viga-terminal (primeira linha da Tabela 40).

Tabela 40 – Resumo dos cálculos de dimensionamento dos parafusos.

Ligação	Parafuso	Classe	Pré Carga [N]	$n_{esc.}$	$n_{afast.}$	$n_{corte.}$	$n_{tracção}$	$n_{ct}$
Viga-terminal	M36	CR 8.8	2.856E+05	2.340E+00	2.113E+00	8.877E+00	2.391E+00	1.059E+01
Viga-pilar	M36	CR 8.8	5.199E+05	2.207E+00	1.763E+00	9.525E+00	1.995E+00	1.095E+01
Viga-fundação	M30	CR 8.8	2.856E+05	1.682E+00	2.038E+00	6.528E+00	2.305E+00	8.175E+00

O dimensionamento do parafuso mais solicitado numa determinada ligação pode ser feita através de outro modelo de cálculo mais pormenorizado, como o modelo apresentado pelos autores

*Budynas e Nisbett* (23) contudo o EC3 parte 1-8 (22) apresenta um modelo de cálculo muito mais simplificado e que se pressupõe que seja mais conservativo.

No modelo de cálculo para o dimensionamento de parafusos apresentado pelos autores *Budynas e Nisbett* (23) é referido que os parafusos são dimensionados, em termos de resistência mecânica, para o instante de aperto considerando que é nesta fase que os parafusos estão expostos à maior solicitação devido à pré carga requerida. O EC3 parte 1-8 (22) refere que o seu modelo de cálculo, apresentado aqui no diagrama da Figura 59, considera que o aperto dos parafusos deve ser feito de forma controlada em conformidade com a norma EN 1090-2<sup>15</sup>.

No dimensionamento dos parafusos da ponte rolante verificou-se, através dos cálculos resumidos na Tabela 40, que o factor de segurança devido ao esforço combinado de corte e tracção  $n_{ct}$  tem sempre um valor superior quando comparado com a verificação considerando apenas um esforço simples ( $n_{corte}$  ou  $n_{tracção}$ ), este facto leva a considerar que a equação 112 necessita de sofrer alterações para traduzir de melhor forma em termos numéricos que acontece fisicamente, contudo trata-se de uma regra imposta pelo EC3 parte 1-8 (22) que é necessário cumprir.

### 7.2.5 CLASSIFICAÇÃO GLOBAL DE LIGAÇÕES

A classificação das ligações de uma estrutura é um factor importante na determinação dos esforços como foi referido anteriormente. As ligações são classificadas em função da sua capacidade de rotação (Figura 60).

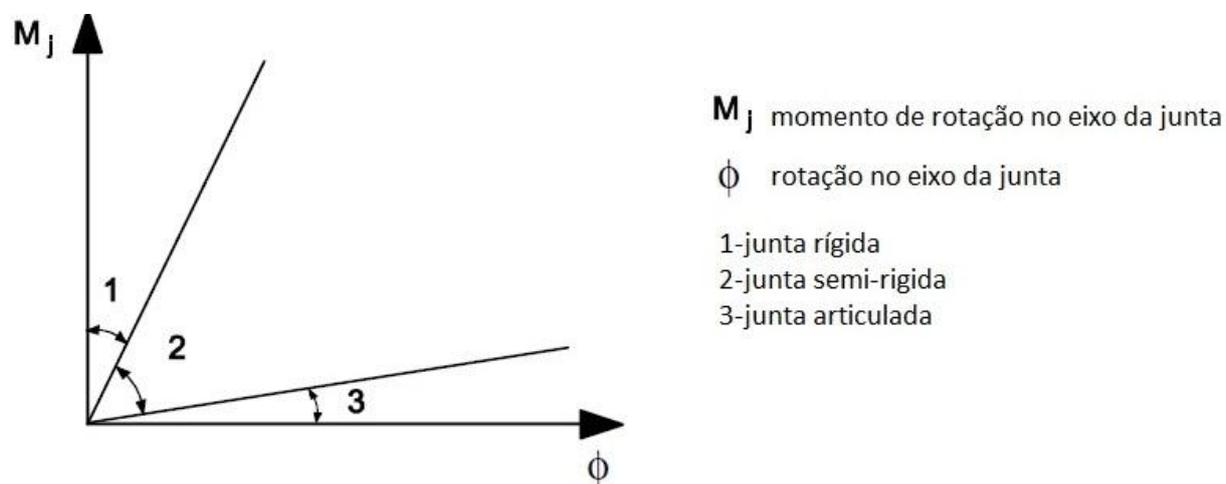


Figura 60 – Classificação das juntas segundo a rigidez (adaptado de 22).

A classificação das juntas é feita, em termos de cálculos numéricos, considerando as condições indicadas na Tabela 41 (22).

<sup>15</sup> Requerimentos para construção de estruturas de aço.

Tabela 41 – Condições de classificação de juntas (adaptado de 22)

Junta	Condição
Rígida	$S_{j,ini} \geq \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b}$
Semi-rígida	$\frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b} > S_{j,ini} > \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$
Articulada	$S_{j,ini} \leq \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$

Em que:

$S_{j,ini}$  - rigidez inicial de uma ligação;

$k_b$  - valor médio de  $\frac{I_b}{L_b}$ ;

$I_b$  - momento de inércia da secção da viga;

$L_b$  - vão da viga;

A rigidez inicial de uma ligação  $S_{j,ini}$  é determinada através da equação 113 (22).

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (113)$$

Onde,

$z$  - braço do binário na junta devido ao efeito de alavanca (Tabela 4 do Anexo VI);

$k_i$  - coeficiente de rigidez do componente básico  $i$  da junta.

O comportamento global da ligação é obtido em função das componentes de rigidez dos seus elementos constituintes. Uma forma de determinar a curva de comportamento da ligação é o modelo mecânico chamado *método das componentes* e que consiste em substituir os elementos da junta por molas deformáveis axialmente de rigidez igual (24).

Na Figura 70 está indicado como exemplo a aplicação do método das componentes a uma ligação viga pilar com placa de topo; neste caso as componentes mais relevantes, incluindo os respectivos coeficientes de rigidez  $k_i$ , são: alma do pilar ao corte ( $k_1$ ), alma do pilar à compressão ( $k_2$ ), alma do pilar à tracção ( $k_3$ ), banzo do pilar à flexão ( $k_4$ ), placa de extremidade à flexão ( $k_5$ ) e parafusos à tracção ( $k_{10}$ ), trata-se de um modelo mecânico que possibilita estudar a rigidez da ligação (24).

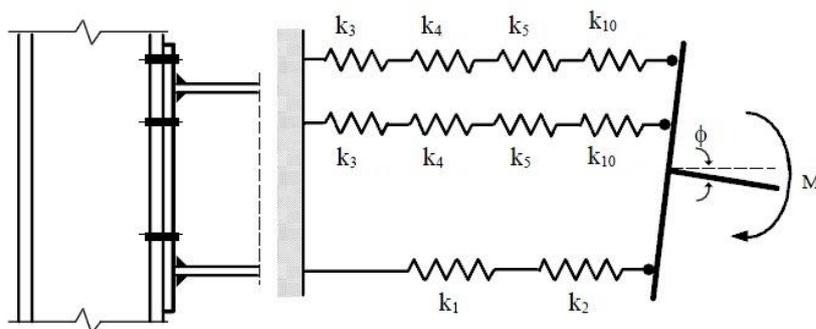


Figura 61 – Método das componentes (adaptado de 24).

O comportamento das componentes pode ser obtido por via analítica (24) sendo que o EC3 parte 1-8 (22) refere uma forma de cálculo analítico que possibilita determinar dezasseis coeficientes de rigidez  $k_i$  para diversos tipos de elementos de ligações.

#### **7.2.5.1 CLASSIFICAÇÃO GLOBAL DAS LIGAÇÕES DA ESTRUTURA DA PONTE ROLANTE**

A estrutura da ponte rolante foi dimensionada considerando um comportamento linear do material e que as ligações não têm qualquer influência na determinação dos esforços, ou seja, foi considerada a continuidade de esforços nas ligações. Para isso ser válido é, segundo o EC3 parte 1-8 (22), necessário classificar todas as ligações como rígidas.

A verificação das ligações principais da ponte rolante foi feita considerando dois passos. Primeiro calculou-se, considerando os elementos fornecidos pelo EC3 parte 1-8 (22), a rigidez dos elementos da junta e posteriormente verificou-se se a ligação tem um comportamento rígido.

No anexo VI está indicado, em forma de exemplo, o cálculo da rigidez dos elementos e membros da ligação viga-pilar da estrutura do pórtico e está também demonstrado que a junta é classificada como rígida. Todos os cálculos indicados no Anexo VI, como exemplo da determinação da classificação da ligação, foram efectuados com recurso ao programa *Maple* considerando os elementos necessários fornecidos no EC3 parte 1-8 (22).

Com o objectivo de estudar as ligações da estrutura da ponte foi verificado, através de cálculo numérico, que as ligações têm um comportamento rígido. A ligação viga terminal da estrutura da ponte e a ligação pilar-fundação da estrutura do pórtico têm algumas particularidades na determinação da classificação da rigidez segundo o EC3 parte 1-8 (22) devido ao tipo de ligação. O EC3 parte 1-8 fornece os elementos necessários para se fazer este tipo de cálculo.

#### **7.2.6 PROJECTO E VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES SUJEITAS A ACÇÕES DO FOGO**

No caso de uma estrutura estar sujeita às acções do fogo o EC3 parte 1-2 (19) estipula que não é necessária a verificação de resistência ao fogo das ligações desde que sejam cumpridos os seguintes requisitos para as ligações.

- As ligações têm protecções contra incêndio;
- As ligações resistem aos esforços determinados à temperatura ambiente;

Caso as ligações não contenham protecções contra incêndio existe a necessidade de garantir a resistência individual dos elementos da ligação considerando o efeito das acções do fogo (19). É um processo idêntico ao referido anteriormente para a verificação da resistência dos parafusos à temperatura ambiente só que se considera os efeitos do fogo na sua resistência mecânica. A Tabela 5 do Anexo VI apresenta os factores de redução indicados no EC3 parte 1-3 (19) para a verificação ao fogo.

##### **7.2.6.1 VERIFICAÇÃO AO FOGO DAS LIGAÇÕES DA ESTRUTURA DA PONTE ROLANTE**

As ligações da estrutura da ponte rolante não foram dimensionadas considerando o efeito das acções do fogo visto que foi considerado a inclusão de chapas de protecção contra incêndio capazes de reduzir significativamente a condutibilidade térmica nas ligações devido a incêndio.

## 8 Verificação da resistência à fadiga, FAT

As acções dinâmicas estão presentes num grande número de estruturas metálicas e este tipo de solicitações pode provocar um tipo de rotura conhecido como *fadiga* (17). O autor *Moura Branco* (17) define o fenómeno de fadiga como “*enfraquecimento progressivo de um metal quando este está submetido a cargas dinâmicas*” e refere também que cerca de 80% a 90% das estruturas que entram em ruína deve-se a fadiga do material.

A fadiga dos materiais é então um fenómeno importante que se deve levar em consideração no projecto de estruturas metálicas. Trata-se de um mecanismo de propagação de fendas devido à variação de tensões no tempo que tem as seguintes etapas que podem levar à ruína completa da estrutura (20).

- Mudanças subestruturais que provocam a nucleação de danos;
- Crescimento de falhas microscópicas que formam fissuras dominantes nos elementos estruturais;
- Propagação estável ou instável de fendas que pode levar à ruína da estrutura.

Devido à importância que o fenómeno de fadiga tem em estruturas metálicas o EC3 parte 1-9 (25) indica um método de concepção e cálculo das estruturas sujeitas a fadiga visto que para uma estrutura está sempre associado um tempo de vida útil de projecto que tem de ser cumprido (Tabela 42).

O EC0 (4) refere que uma estrutura deve ser dimensionada de forma a resistir às acções de serviço e que deve ter a durabilidade, devido aos efeitos de fadiga, que cumpra o requisito de projecto. Para garantir a durabilidade da estrutura, através de um determinado índice de fiabilidade, existem dois tipos distintos de métodos de verificação de resistência à fadiga, o método de tempo de vida garantido e o método de dano controlado (25).

Tabela 42 – Tempo de vida útil de projectos (adaptado de 4).

Categoria do tempo de vida útil de projecto	Valor indicativo do tempo de vida útil do projecto, anos	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias.
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril.
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes.
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes.
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

O método de verificação do dano controlado é baseado em inspeções periódicas à estrutura em função do seu plano de manutenção estabelecido e que tem como objectivo inspeccionar os pormenores na estrutura que possam sofrer fadiga e controlar a propagação das fendas até um determinado comprimento crítico (25). Trata-se de um método onde é acompanhada a degradação da estrutura devido a fadiga até um estado limite que após o qual são efectuadas reparações na estrutura para restabelecer a fiabilidade.

O método de verificação do tempo de vida garantido consiste na escolha de determinados pormenores para a estrutura e de níveis de tensão que conduzam a um tempo de vida em relação à fadiga igual ou superior aos valores de cálculo do tempo de vida útil adoptado nas verificações em relação aos estados limites (25).

Na fase de projecto de uma estrutura o método que toma maior relevância de verificar a resistência à fadiga de uma estrutura metálica é o método de tempo de vida garantido. O EC3 parte 1-9 (25) refere um procedimento de cálculo, para diversos pormenores estruturais, de forma a verificar-se a resistência à fadiga da estrutura.

## 8.1 MÉTODO DO TEMPO DE VIDA GARANTIDA

A verificação da resistência à fadiga pelo método do tempo de vida garantido consiste, segundo o EC3 parte 1-9 (25) em verificar a resistência à fadiga de cada pormenor da estrutura susceptível de sofrer efeitos de fadiga e que seja considerado de extrema importância para a vitalidade da estrutura.

O procedimento de cálculo que o EC3 parte 1-9 exige na verificação da resistência à fadiga de um determinado pormenor estrutural está indicado no diagrama ilustrado na Figura 62 que refere os passos fundamentais. Alguns dos parâmetros indicados no diagrama são obtidos em função do tipo de estrutura metálica, ou seja, do passo 1 ao passo 4 os cálculos são efectuados em função do tipo de estrutura o que faz com que seja difícil de definir uma teoria de cálculo aplicada a estruturas metálicas baseada nos Eurocódigos para a verificação de resistência à fadiga.

Com o objectivo de exemplificar o processo de verificação da resistência à fadiga através do EC3 parte 1-9 (25), é estudada a verificação à fadiga de um pormenor importante da estrutura da ponte rolante.

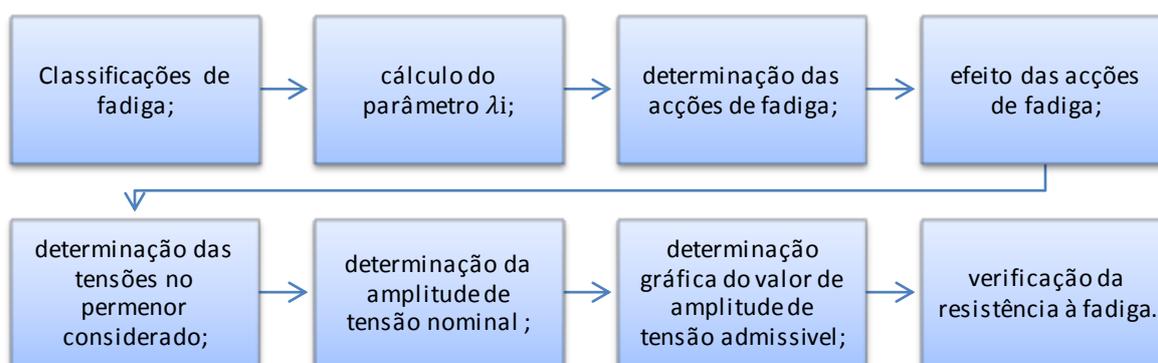


Figura 62 – Algoritmo para verificação de resistência à fadiga.

## 8.2 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA DA PONTE ROLANTE

A estrutura metálica da ponte rolante contém diversos pormenores que são susceptíveis de sofrer do fenómeno de fadiga. A estrutura da ponte é, fundamentalmente, constituída por duas vigas iguais do tipo caixão que são fabricadas por construção soldada (Figura 63). Como se trata de um elemento importante da estrutura a verificação da resistência à fadiga do cordão de soldadura deste elemento é um exemplo da verificação da resistência à fadiga pelo método do tempo de vida garantido.

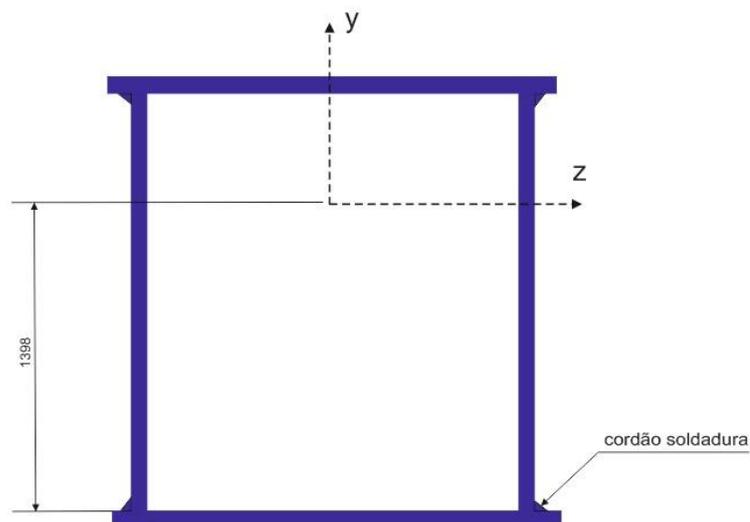


Figura 63 – Cordão de soldadura no elemento viga da estrutura da ponte, secção s1.

### 8.2.1 CLASSIFICAÇÕES DE FADIGA

As estruturas que suportam pontes rolantes e equipamentos similares devem ser projectadas para ter um tempo de vida útil de 25 anos (9). As pontes rolantes, em termos de solicitações de fadiga têm segundo o EC1 parte 3 (9) determinadas classificação em função do número total de ciclos de funcionamento e do espectro de carga, a Tabela 1 do Anexo VII indica as classificações possíveis. A Tabela 43 indica as classificações consideradas para a ponte rolante, estas classificações foram arbitradas.

Tabela 43 – Classificações de fadiga para a ponte rolante, caso de estudo.

Parâmetro	Classe
Classe número de ciclos de funcionamento	U4 com $C=2.5E5$ ciclos
Classe espectro carga	Q2
Classe S	S1

A classe S indicada na Tabela 43 é um parâmetro que é obtido através da Tabela 1 do Anexo VII em função da classe do número de ciclos e da classe do espectro de carga.

### 8.2.2 CÁLCULO DO PARÂMETRO $\lambda_i$

O parâmetro  $\lambda_i$  é obtido em função das classificações de fadiga para a ponte rolante, trata-se de um parâmetro que é definido pelo EC1 parte 3 (9) como o factor de dano equivalente. Para a estrutura da ponte rolante, considerando a Tabela 2 do Anexo VII, obtém-se os parâmetros  $\lambda_i$  (Tabela44).

Tabela 44 – Parâmetros  $\lambda_i$  para a ponte rolante, caso de estudo.

Avaliação da fadiga devido a:	Parâmetro $\lambda_i$
Tensão normal	0,250
Tensão de corte	0,436

### 8.2.3 DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES DE FADIGA

A acção de fadiga ( $Q_e$ ), numa estrutura metálica que suporte uma ponte rolante, é determinada considerando o parâmetro  $\lambda_i$  e os factores de ampliação dinâmica  $\varphi_i$  (9). A equação 114 indica como é feito o cálculo.

$$Q_e = \varphi_{fat} \cdot \lambda_i \cdot Q_h [N] \quad (114)$$

Sendo,

$\varphi_{fat}$  - factor de ampliação dinâmica (equação 115).

$$\varphi_{fat} = \left[ \left( 1 + \frac{\varphi_1}{2} \right) + \left( 1 + \frac{\varphi_2}{2} \right) \right] \quad (115)$$

A Tabela 45 indica o resumo dos cálculos efectuados para se obter  $Q_e$  considerando a equação 114 e o tipo de pormenor que se pretende estudar as solicitações de fadiga.

Tabela 45 – Resumo dos cálculos para se obter  $Q_e$ , caso de estudo.

Resumo cálculos	Valores
$\varphi_{fat}$	2,402
$\lambda_i$	0,250
$Q_e$	11048,378 N

O pormenor que se pretende avaliar é o cordão de soldadura da viga da ponte considerando a secção s4 e desprezando a redução de secção nos terminais da viga. A situação de projecto que deve ser considerada (Fadiga 1) é semelhante à situação de projecto ELU4 viga ponte (a), apenas o valor das acções sofre um decréscimo devido a  $Q_e$ .

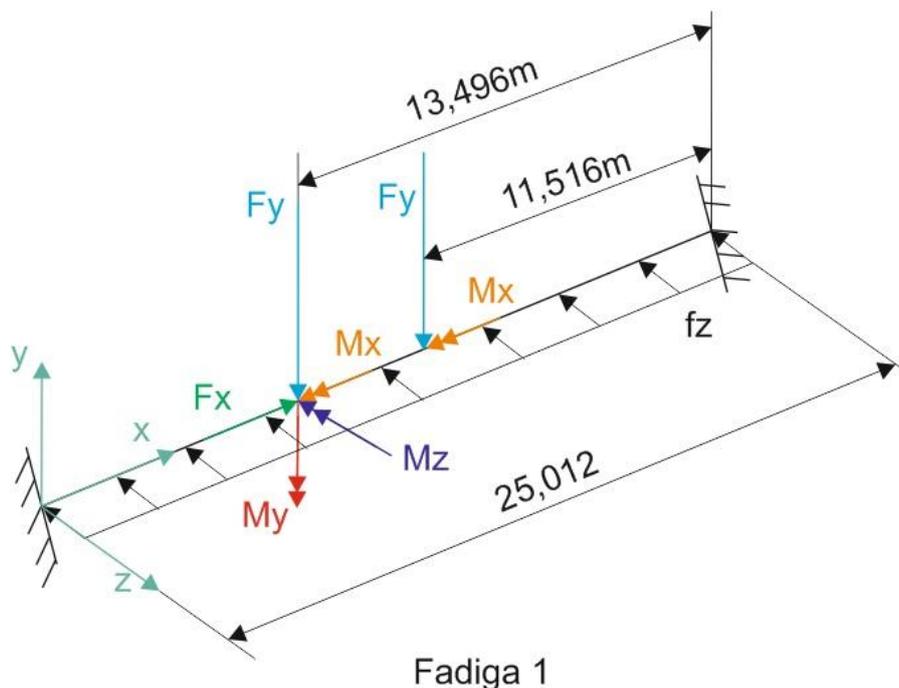


Figura 64 – Situação de projecto considerada, caso de estudo.

Por simplificação o valor de cálculo das acções na viga da ponte pode ser determinado da seguinte forma considerando o factor de redução devido à carga equivalente de fadiga.

$$f_{redução} = \frac{Qe}{Qh} = \frac{11048,378}{18393,75} = 0,601 \quad (116)$$

A Tabela 46 indica o valor de cálculo das acções na viga da ponte para a situação de Fadiga 1, estes valores foram determinados com base nos valores para a situação ELU4 viga ponte (a), visto que a resistência à fadiga deve ser estudada para um estado limite último.

Tabela 46 – Valores de cálculo das acções de fadiga para a situação Fadiga 1.

Esforço	ELU4 viga ponte (a)	$f_{redução}$	Fadiga 1
Fx	1655,45 N	-	1655,45 N
Fy	-41475,6 N	0,601	-24926,8 N
fy	-457,6 kg/m	-	-457,6 kg/m
fz	-3771,9 N/m	-	-3771,9 N/m
Mx	-16590,3 N.m	0,601	-14956,1 N.m
My	-662,18 N.m	-	-662,18 N.m
Mz	-475,114 N.m	-	-475,114 N.m

A resistência à fadiga é avaliada considerando a amplitude de tensões verificada na estrutura, como será referido mais à frente. As acções dinâmicas a que a estrutura está solicitada variam entre um valor mínimo e um valor máximo, para o caso da estrutura da ponte rolante pode-se considerar, de forma conservativa, os valores de cálculo das acções na estrutura para a solicitação mínima e para a

solicitação máxima indicados na Tabela 47. Considerou-se que a estrutura fica apenas solicitada ao seu peso próprio quando as acções dinâmicas são nulas.

Tabela 47 - Valores de cálculo das acções de fadiga, valores máximo e mínimo.

Esforço	Fadiga 1 (esforço máximo)	Fadiga 1 (esforço mínimo)
Fx	1655,45 N	0
Fy	-24926,8	0
fy	-457,6 kg/m	-457,6 kg/m
fz	-3771,9 N/m	0
Mx	-14956,1 N.m	0
My	-662,18 N.m	0
Mz	-475,114 N.m	0

#### 8.2.4 EFEITO DAS ACÇÕES DE FADIGA

Os efeitos das acções de fadiga na estrutura considerada podem ser obtidos utilizando o programa *Ansys*. No anexo VII estão indicados os diagramas de esforços e de momentos para as situações de carregamento da viga indicadas na Tabela 47.

#### 8.2.5 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES NO PORMENOR CONSIDERADO

Com os valores de carregamento no pormenor considerado para estudar a fadiga da estrutura a tensão verificada pode ser determinada da mesma forma enunciada para a verificação da resistência das secções dos elementos estruturais.

No anexo VII está indicado, a título de exemplo, o cálculo da tensão normal máxima para o elemento viga no nó onde se verificou o maior momento flector, de forma similar também se calculou a tensão mínima. As tensões foram calculadas com recurso ao programa *Maple*.

A consideração de uma situação de carregamento máximo e outra de carregamento mínimo para a estrutura tem como objectivo determinar-se estas duas tensões. A Tabela 48 resume os cálculos efectuados.

Tabela 48 – Tensão normal máxima e mínima no nó de maior flexão do elemento viga.

Situação	Tensão	Valor (Pa)
Fadiga 1 (esforço máximo)	$\sigma_{max}$	6.197E+06
Fadiga 1 (esforço mínimo)	$\sigma_{min}$	4.141E+06

## 8.2.6 DETERMINAÇÃO DA AMPLITUDE DE TENSÃO NOMINAL

A amplitude de tensões ( $\Delta\sigma$ ) no pormenor considerado devido ao carregamento cíclico da estrutura pode ser obtida através da equação 117 (23).

$$\Delta\sigma = 2 \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad (117)$$

Para as tensões indicadas na Tabela 48 tem-se a seguinte amplitude de tensão para o pormenor considerado para o elemento viga.

$$\Delta\sigma = 2,056 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

O EC3 parte 1-9 (25) indica que é necessário garantir os limites para os intervalos de tensão normal ou de corte indicados na Tabela 49.

Tabela 49 – Limites para o intervalo de tensão (25).

Situação	Limite
Intervalos de tensão normais	$\Delta\sigma \leq 1,5fy$
Intervalos de tensão de corte	$\Delta\tau \leq (1,5/\sqrt{3})fy$

$$\Delta\sigma = 2,056 \cdot 10^6 \text{ Pa} < 1,5 \cdot 355 \cdot 10^6 \text{ Pa} \text{ (para o pormenor considerado)}$$

A amplitude de tensão nominal ( $\gamma Ff \cdot \Delta\sigma E$ ) que representa o valor de cálculo da amplitude de tensões verificada para o pormenor considerado é determinada através da equação 118 (25).

$$\gamma Ff \cdot \Delta\sigma E = \lambda i \cdot \Delta\sigma \quad (118)$$

Onde,

$\gamma Ff$  - coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente.

Para a situação considerada tem-se,

$$\gamma Ff \cdot \Delta\sigma E = 0,250 \cdot 2,056 \cdot 10^6 = 0,514 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

O EC3 parte 1-9 (25) define ainda a amplitude de tensão considerando o efeito de escala ( $\Delta\sigma_{c,red}$ ) devido ao pormenor seleccionado para o estudo de fadiga. O seu cálculo é feito através da equação 119 (25).

$$\Delta\sigma_{c,red} = k_s \cdot \gamma Ff \cdot \Delta\sigma E \text{ [Pa]} \quad (119)$$

Onde,

$k_s$  - factor de efeito de escala para o pormenor construtivo considerado (Tabelas 3 e 4 do Anexo VII).

O pormenor construtivo considerado corresponde a uma soldadura de ângulo para o fabrico do elemento viga tipo caixão, consultando a Tabela 4 do Anexo II verifica-se que para esta situação  $k_s$  toma o valor de 1 (categoria 100 de pormenor) o que faz com que se obtenha o seguinte valor de  $\Delta\sigma_{c,red}$ .

$$\Delta\sigma_{c,red} = 1.0,514.10^6 = 0,514.10^6 Pa$$

### 8.2.7 DETERMINAÇÃO DA AMPLITUDE DE TENSÃO ADMISSÍVEL

O EC3 parte 1-9 (25) contém gráficos que permitem determinar a amplitude de tensão admissível para um determinado pormenor com um número de ciclos total de tempo de vida útil requerido. Os gráficos são representados por uma série de curvas  $\log(\Delta\sigma R) - \log(N)$  ou  $\log(\Delta\tau R) - \log(N)$  em função do tipo de pormenor. Estes gráficos foram estabelecidos através de um estudo probabilístico com um nível de confiança de 70% e uma probabilidade de 90% de  $\log(N)$  não ser excedido (25).

O gráfico indicado na Figura 65 é o que deve ser utilizado quando se considera a tensão normal no pormenor e o gráfico da Figura 66 é o indicado quando se considera a tensão de corte para verificar o efeito da fadiga (25).

O pormenor construtivo considerado como exemplo é de classe 100, o que significa, segundo o EC3 parte 1-9 (25), que para  $N = 2 \times 10^6$  ciclos funcionamento regista uma amplitude de  $\Delta\sigma R = 100 MPa$ . A estrutura da ponte, devido à classificação considerada, considera-se que para 25 anos de vida útil sofre  $N = 2,5 \times 10^5$  ciclos de funcionamento o que leva a que seja necessário determinar  $\Delta\sigma R$  através do gráfico da Figura 74, considerando este gráfico, bem como o cálculo indicado a vermelho nele obtém-se a amplitude de tensão admissível.

$$\Delta\sigma R \approx 150 MPa$$

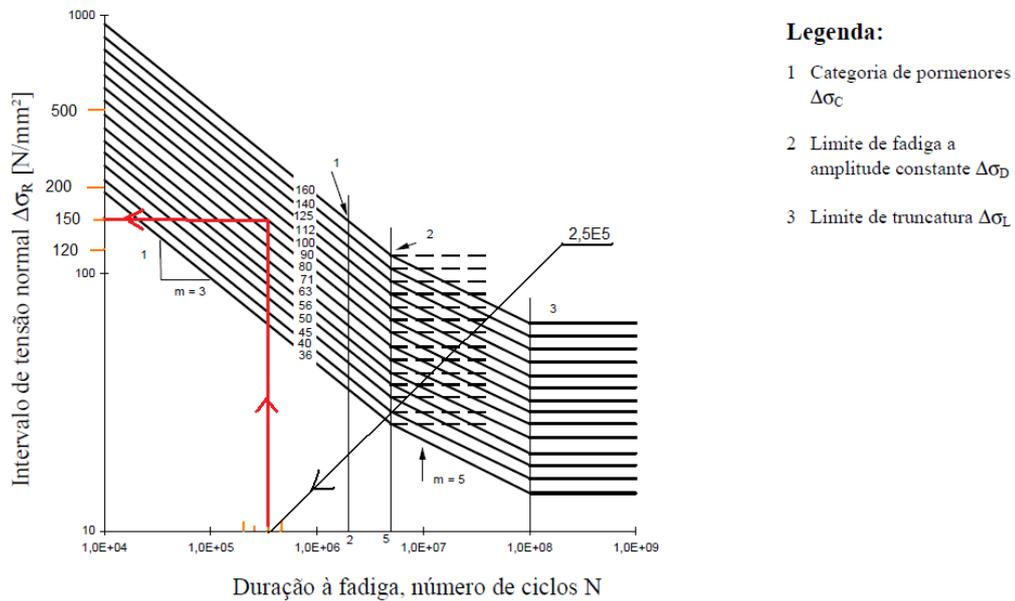


Figura 65 – Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normais (25).

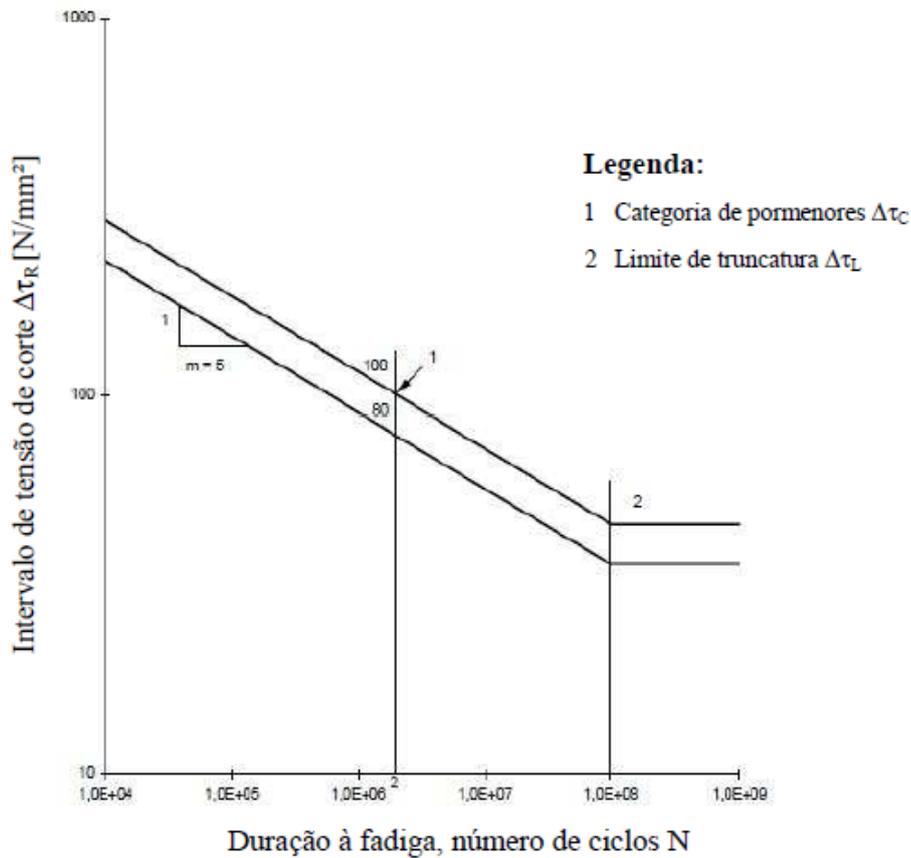


Figura 66 – curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (25).

### 8.2.8 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA

A comparação entre o valor nominal da amplitude de tensões e o valor da amplitude de tensões para um determinado pormenor é o que o EC3 parte 1-9 (25) enuncia como método de verificar a resistência à fadiga.

A condição indicada na expressão 120 é para ser utilizada quando se considerou intervalos de tensão normal e a condição referida na expressão 121 quando se considerou intervalos de tensão de corte. Existe ainda a possibilidade de para o mesmo pormenor se considerar intervalos de tensão de corte e de tensão normal o que leva a que seja necessário verificar-se também a condição da expressão 122 (25).

$$\frac{\Delta\sigma_{red}}{\Delta\sigma_R/\gamma M_f} \leq 1 \quad (120)$$

$$\frac{\Delta\tau_{red}}{\Delta\sigma_R/\gamma M_f} \leq 1 \quad (121)$$

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{red}}{\Delta\sigma_R/\gamma M_f}\right)^3 + \left(\frac{\Delta\tau_{red}}{\Delta\sigma_R/\gamma M_f}\right)^2 \leq 1 \quad (122)$$

Onde,

$\gamma M_f$  - coeficiente parcial de resistência à fadiga.

Para as estruturas que suportem pontes rolante deve-se considerar, segundo o EC3 parte 6 (11), um coeficiente de 1,35 para a resistência à fadiga. Aplicando a equação 136 verifica-se a resistência à fadiga do pormenor considerado.

$$\frac{\Delta\sigma_{c,red}}{\Delta\sigma_R/\gamma M_f} = \frac{0,514 \cdot 10^6 Pa}{\frac{150 \cdot 10^6 Pa}{1,35}} = 0,00514 < 1$$

## 9 Conclusão

A utilização dos Eurocódigos no projecto e dimensionamento de estruturas metálicas é um passo importante na uniformização das normas técnicas aplicadas a este tipo de estruturas. A existência dos Eurocódigos possibilita que os países membros da União Europeia tenham os mesmos procedimentos de projecto e verificação de estruturas o que faz com que exista uma uniformização na concepção, fabrico e comercialização de estruturas e de elementos estruturais.

Os Eurocódigos publicados como normas em Portugal representam um passo importante no projecto e verificação de estruturas metálicas. A normalização aplicável à construção metálica em Portugal carece de algum desenvolvimento o que faz com que os Eurocódigos sejam fundamentais para tipo de construção.

Um dos objectivos dos Eurocódigos é serem aplicáveis a qualquer tipo de estrutura enquanto norma técnica. Para se projectar a estrutura metálica de uma ponte rolante sem recurso aos Eurocódigos, seria necessário recorrer a normas não publicadas em Portugal. Os Eurocódigos ainda não foram totalmente publicados em Portugal mas possivelmente num futuro próximo isso já se verifique.

A modelação e combinação de acções em estruturas, que representa as situações de projecto, é um passo primordial e importante no projecto e verificação de estruturas metálicas. Se as acções em estruturas não forem correctamente determinadas todos os procedimentos posteriores que se fazem para o seu projecto ou verificação estão negligenciados.

A verificação da resistência mecânica dos elementos e da sua deformação (STR) bem como a verificação da estabilidade da estrutura (EQU) são dois procedimentos obrigatórios no projecto e verificação de estruturas metálicas. O dimensionamento da estrutura metálica da ponte rolante (caso de estudo), feita com base nestes dois procedimentos impostos pelos Eurocódigos, representa um volume de cálculo considerável.

A utilização dos programas comerciais *Maple* e *Ansys* veio-se a revelar fundamental visto tratar-se de um processo iterativo e extenso até se obterem factores de segurança satisfatórios. Este tipo de programas permite a programação dos problemas e a alteração das variáveis de cálculo o que é fundamental no dimensionamento iterativo de estruturas metálicas.

O projecto ou verificação ao fogo para uma estrutura metálica através dos Eurocódigos, considerando o método simplificado apresentado, é um processo idêntico à verificação STR e EQU considerando os efeitos do fogo na resistência mecânica e na rigidez da estrutura.

O projecto ou a verificação de ligações em estruturas metálicas é uma das vantagens da implementação dos Eurocódigos. Neste trabalho apenas foi referido o procedimento de projecto de ligações aparafusadas devido à sua importância e também devido ao tipo de ligações modeladas para a estrutura da ponte rolante. Contudo os Eurocódigos fornecem elementos necessários para o projecto e verificação de ligações aparafusadas, soldadas e rebitadas. Este tipo de dimensionamento ou verificação demonstra, com o caso de estudo da ponte rolante, que representa um volume de cálculo

considerável o que faz com que a programação do problema através do programa *Maple* seja uma mais-valia.

Uma construção tem sempre um tempo de vida útil de projecto associado sendo que a ruína de estruturas metálicas é muitas vezes provocada pelo fenómeno de *fadiga* material. Os Eurocódigos fornecem um método de verificação simplificado da resistência à fadiga da estrutura considerando determinados pormenores estruturais.

Neste trabalho foram apresentadas metodologias de dimensionamento e verificação de estruturas metálicas baseadas nos Eurocódigos e teve-se sempre o objectivo de apresentar teorias de cálculo baseadas num estado de carregamento geral da estrutura. É possível particularizar um procedimento geral contudo é impossível fazer o inverso, trata-se de uma desvantagem dos Eurocódigos que se constatou na verificação STR. Os Eurocódigos apresentam métodos de verificação baseados em casos particulares e torna-se difícil por vezes compreender o método geral de verificação. O cálculo da tensão normal e da tensão de corte em elementos estruturais para o critério de cedência de *Von Mises*, apresentado neste trabalho, só foi possível consultando a bibliografia especializada, os Eurocódigos apenas referem casos particulares para este tipo de cálculo.

Os Eurocódigos aplicados à construção metálica representam um volume considerável de normas. O projecto da estrutura da ponte rolante, considerada como caso de estudo, fez com que fosse necessário recorrer a várias partes dos Eurocódigos, contudo o dimensionamento não foi intrínseco, ficaram a faltar determinados pormenores construtivos que não estavam no âmbito deste trabalho. Na consulta dos Eurocódigos, com o objectivo de se realizar este trabalho, verificou-se uma falta de organização documental considerável que possivelmente no futuro será corrigida. Foi também verificada outra desvantagem nos Eurocódigos que consiste na interpretação pessoal que se pode fazer de determinadas regras, isto é, existem determinados conceitos que podem ter variadas interpretações.

De uma forma geral pode-se dizer que os Eurocódigos apresentam um método de projecto ou verificação de estruturas metálicas com um conjunto elevado de regras que quando comparado com regulamentações mais antigas apresenta um estudo mais aprofundado com a desvantagem de representar um volume de cálculo analítico considerável.

## Bibliografia

1. **ECCS**. Convenção Europeia de Construção e Arquitectura Metálica. *Convenção Europeia de Construção e Arquitectura Metálica*. [Online] [Citação: 15 de Janeiro de 2011.] [www.eccs.com](http://www.eccs.com).
2. **Simões, Rui**. *Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. Coimbra : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
3. **Simões da Silva, Luis e Gervásio, Helena**. *Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*. Coimbra : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
4. **CEN, ECO**. *Bases para o projecto de estruturas*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1990:2009, 2009.
5. **LNEC**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. [Online] [Citação: 20 de Setembro de 2010.] [www.lnec.pt](http://www.lnec.pt).
6. **IPQ**. Instituto Português da Qualidade. *Instituto Português da Qualidade*. [Online] [Citação: 14 de Novembro de 2010.] [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).
7. **Franssen, Jean-Marc; Kodur, Venkatesh e Zahaira, Raul**. *Designing Steel Structures for Fire Safety*. London : CRC Press, 2009.
8. **Brettle, M. e Brown, D**. *Steel Building Design : Concise Eurocodes*. Berkshire : The Steel Construction Institute , 2009.
9. **CEN, Eurocode 1 part 3**. *Actions on Structures. Actions induced by cranes and machines*. [ed.] European Committee for Standardization. United Kingdom : BS EN 1991-3:2006, 2006.
10. **CEN, EC1 parte 1-4**. *Acções em estruturas. Acções gerais. Acções do vento*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1991-1-4:2010, 2010.
11. **CEN, EC3 part 6**. *Design of Steel Structures. Crane Supporting Structures*. [ed.] European Committee for Standardization. United Kingdom : BS EN 1993-6:2007, 2007.
12. **CEN, EC1 parte 1-1**. *Acções em estruturas. Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1991-1:2009, 2009.
13. **CEN, EC3 parte 1-1**. *Projecto de estruturas de aço. Regras gerais e regras para edifícios*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-1:2010, 2010.
14. **Popov, Egor P**. *Engineering Mechanics of Solids*. New Jersey : Prentice-Hall Inc., 1990.
15. **Nakasone, Y., T., Stolarsky e S., Yoshimoto**. *Engineering analysis with Ansys software*. Oxford : Butterworth-Heinemann, 2006.
16. **Oden, J. e Ripperger, E**. *Mechanics of Elastic Structures*. London : McGraw-Hill, 1981. Vol. 2.
17. **Moura Branco, Carlos**. *Mecânica dos Materiais*. Lisboa : Fundação Calouste Gulbenkian, 1998. 3.

18. **Gervásio, Helena; Simões da Silva, Luis e Simão, Pedro.** Dimensionamento de Elementos Metálicos com Perfis Enformados a Frio de Acordo com a Parte 1-3 do EC3. *IV Congresso Nacional de Construção Metálica e Mista*. Lisboa : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2003.
19. **CEN, EC3 parte 1-2.** *Projecto de estruturas de aço. Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo.* [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-2, 2010.
20. **Lu, Wei. e Makeilanein, Pentti.** *Advanced Steel Structures. Helsinki University of Technology of Steel Publications.* 2003, Vol. 29.
21. **CEN, EC1 parte 1-2.** *Acções em estruturas. Acções gerais. Acções em estruturas expostas ao fogo.* [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1991-1-2:2010, 2010.
22. **CEN, EC3 parte 1-8.** *Projecto de estruturas de aço. Projecto de ligações.* [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-8, 2010.
23. **Budynas-Nisbett.** *Shigley's Mechanical Engineering Design.* 8. s.l. : McGraw-Hill, 2008.
24. **Leitão, J., et al.** *Modelação de Ligações Metálicas e Mistas Pelo Método das Componentes: Um Pré-Processador para a Geração de Modelos Generalizados Bidimensionais. V Congresso Nacional de Construção Metálica e Mista.* Coimbra : Associação Portuguesa de construção Metálica e Mista, 2004.
25. **CEN, EC3 parte 1-9.** *Projecto de estruturas de aço. Fadiga.* [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-9:2010, 2010.

# Anexo I

---

## Determinação das acções do vento na ponte rolante, caso de estudo

### Determinação da pressão dinâmica de pico

Cálculo do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$

Considerando a cláusula 4.2 (2)P do EC1 parte 1-4 calcula-se  $v_b$  através da equação 1.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} [m \cdot s^{-1}] \quad (1)$$

Onde,

$c_{dir}$  – coeficiente de direcção;

$c_{season}$  – coeficiente de sazão;

$v_{b,0}$  – valor básico de referência da velocidade do vento.

Considerando,

$c_{dir} = 1$  (valor recomendado pela Nota 2 da cláusula 4.2 (2)P do EC1 parte 1 – 4)

$c_{season} = 1$  (valor recomendado pela Nota 2 da cláusula 4.2 (2)P do EC1 parte 1 – 4)

$v_{b,0} = 27 m \cdot s^{-1}$  (Anexo Nacional do EC1 parte 1 – 4, zona A)

Aplicando a equação 1,

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 m \cdot s^{-1}$$

Altura de referência,  $z_e$

A cláusula 7.7 (3) do EC1 parte 1-4 indica que para elementos de construção metálica de arestas vivas (por exemplo secções em I e secções em H) a altura de referência,  $z_e$ , corresponde à altura máxima que o elemento tem do solo (1).

Para o caso de estudo considera-se que todos os elementos têm a seguinte altura de referência.

$$z_e = 10 m$$

Categoria do terreno

As categorias de terreno são classificadas em função da exposição ao vento que a construção possa estar. As possíveis classificações de categorias de terrenos estão indicadas, de forma sucinta, na Tabela 1. Para o caso de estudo considera-se a categoria de terreno III e os respectivos parâmetros

1– Classificação de categorias de terrenos e respectivos parâmetros (1).

Categoria de terreno	$Z_0$ (m)	$Z_{\min}$ (m)
I - zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II zona de vegetação rasteira e de obstáculos isolados (árvores e edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III - zona com cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo 20 vezes a sua altura	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	15
Nota: $z_0$ é o comprimento de rugosidade e $z_{\min}$ é a altura mínima de construção.		

Valor característico da pressão dinâmica,  $q_p$

Com os valores dos parâmetros calculados anteriormente é possível determinar o valor característico da pressão dinâmica pela equação 2 (1).

$$q_p = C_e(z) \cdot q_b [N \cdot m^2] \quad (2)$$

Onde,

$C_e(z)$  – *coeficiente de exposição*;

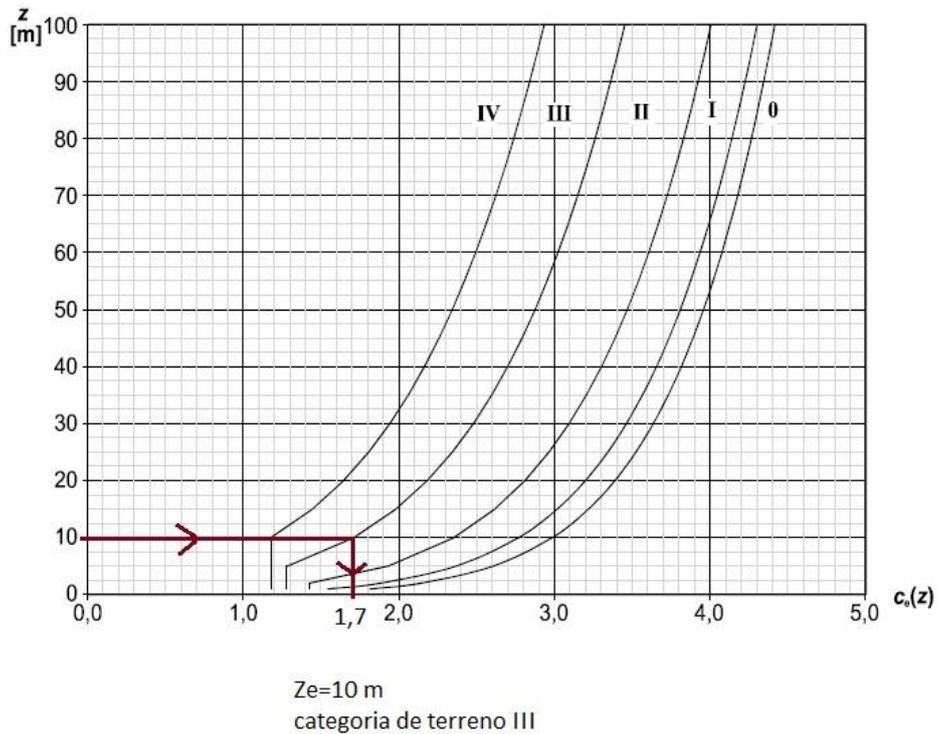
$q_b$  – *pressão dinâmica de referência, equação 3.*

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 [N \cdot m^2] \quad (3)$$

Sendo,

$\rho$  – *massa volúmica do ar* [ $kg \cdot m^{-3}$ ]

Para o caso de estudo determina-se coeficiente de exposição considerando o valor de um para o coeficiente de orografia ( $c_0$ ) e também o valor de um para o coeficiente de turbulência. Estas considerações são feitas para se poder utilizar o gráfico da Figura 1.



1- Gráfico para determinação de  $C_e(z)$  (1).

Através do gráfico da Figura 1,

$$C_e(Z_e) = 1,7$$

O peso volúmico de ar, segundo o Anexo Nacional do EC1 parte 1-4, tem o seguinte valor recomendado,

$$\rho = 1,25 \text{ kg.m}^{-3}$$

Com o valor de referência da velocidade do vento, calculado anteriormente, e aplicando a equação 24 obtém-se o valor de referência da pressão dinâmica,

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 465,625 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

Aplicando a equação 23 obtém-se o valor característico da pressão dinâmica,

$$q_p = 1,7 \cdot 465,625 = 774,563 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

### Determinação das forças exercidas pelo vento

Cálculo do desvio padrão de turbulência,  $\sigma_v$

Considera-se a equação 25 para o cálculo de  $\sigma_v$ .

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \text{ [m.s}^{-2}\text{]} \quad (4)$$

Onde,

$k_r$  – coeficiente do terreno;

---

<sup>1</sup>  $1 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2} = 1 \text{ N.m}^{-2}$

$k_I$  – coeficiente de turbulência.

O valor recomendado de  $k_I$ , considerando o Anexo Nacional do EC1 parte 1-4, é de um, já se fez esta consideração quando se calculou o parâmetro  $C_e(Z_e)$ .

$$k_I = 1$$

O parâmetro  $k_r$  determina-se através da equação 5.

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (5)$$

Onde,

$z_0$  – altura mínima da construção considerando a classificação de categoria de terreno;

$z_{0,II}$  – altura mínima da construção para a categoria II de terreno.

Considerando a Tabela 1,

$$z_0 = 0,3$$

$$z_{0,II} = 0,05$$

Aplicando a equação 5,

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

Por fim, utilizando a equação 4 obtém-se o desvio padrão de turbulência,

$$\sigma_v = 0,215 \cdot 27 \cdot 1 = 5,817 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Cálculo da intensidade de turbulência,  $I_v$

A intensidade de turbulência é definida pela cláusula 4.4(1) do EC1 parte 1-4 como o quociente entre o desvio padrão de turbulência e a velocidade média do vento e calcula-se considerando uma das duas seguintes equações (1).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m} = \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min} \quad (7)$$

Onde,

$v_m$  – velocidade média do vento;

$c_0$  – coeficiente de orografia.

A cláusula 1.1 (1) do EC1 parte 1-4 refere que o cálculo de ações do vento está limitado a estruturas com 200 m de altura (1), o que leva a que se considere a seguinte altura máxima.

$$z_{max} = 200 \text{ m}$$

Os restantes valores de alturas da construção já tinham sido determinados.

$$z_{min} = 8 \text{ m (Tabela 1, categoria de terreno II)}$$

$z_e = 10 \text{ m}$  (altura de referência considerada)

Verifica-se a condição de utilização da equação 6,  $z_{min} \leq z_e \leq z_{max}$ .

O coeficiente de orografia para a maioria das situações tem valor igual a 1, considerando a cláusula 4.3.1 (1) do EC1 parte 1-4. É necessário o cálculo de  $c_0$  em situações que devido à orografia do terreno, por exemplo colinas ou falésias, exista um aumento de 5% da velocidade do vento considerando a cláusula 4.3.3 (1) do EC1 parte 1-4. A cláusula A1 do Anexo A do EC1 parte 1-4 refere um procedimento de cálculo de  $c_0$  (1).

Para o caso de estudo considera-se,

$$c_0 = 1$$

Por fim aplicando a equação 6 obtém-se o índice de turbulência.

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{10}{0,3}\right)} = 0,285$$

Cálculo da velocidade média do vento,  $v_m$

A velocidade média do vento é calculada através da equação 8 (1).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \text{ [m.s}^{-1}\text{]} \quad (8)$$

Onde,

$c_r(z)$  – coeficiente de rugosidade.

O coeficiente de rugosidade calcula-se através da equação 9 ou da equação 10, existe a necessidade de verificar uma de duas condições (1).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (9)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min} \quad (10)$$

Para o caso de estudo cumpre-se a condição da equação 9.

$$c_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = 0,754$$

Aplicando a equação 8 obtém-se a velocidade média do vento.

$$v_m(z) = 0,754 \cdot 1 \cdot 27 = 20,358 \text{ m.s}^{-1}$$

Cálculo dos coeficientes de força,  $c_f$

Os coeficientes de força para os elementos estruturais de arestas vivas (Figura 2) calculam-se através da seguinte equação (1).

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (11)$$

Onde,

$c_{f,0}$  – coeficiente de força para elementos estruturais sem livre escoamento em torno das extremidades;

$\psi_\lambda$  – coeficiente de efeitos de extremidade.

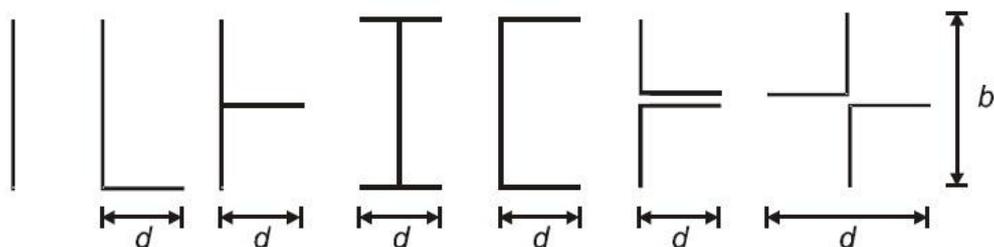


Figura 2 – Secções de elementos estruturais de arestas vivas (1).

A Nota 1 da cláusula 7.1 (1) do EC1 parte 1-4 indica que para os elementos sem livre escoamento nas suas extremidades, como os indicados na Figura 2, pode-se considerar o valor conservativo de 2 (1).

Para o caso de estudo considera-se para  $c_{f,0}$  o valor conservativo.

$$c_{f,0} = 2$$

Para o cálculo de  $\psi_\lambda$  é necessário calcular a esbelteza efectiva,  $\lambda$ , e o índice de cheios,  $\varphi$ . A esbelteza efectiva para cada elemento estrutural determina-se considerando a Tabela 2.

Tabela 2 – Valores de esbelteza efectiva para elementos estruturais (1).

Nº	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da estrutura	Esbelteza efectiva, $\lambda$
1		<p>Para os elementos de arestas vivas e estruturas treliçadas:  - para <math>\ell \geq 50</math> m, o menor dos valores <math>\lambda = 1,4\ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>;</p>
2		<p>- para <math>\ell &lt; 15</math> m, o menor dos valores <math>\lambda = 2\ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>.</p> <p>Para os cilindros de base circular:  - para <math>\ell \geq 50</math> m, o menor dos valores <math>\lambda = 0,7\ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>;</p>
3		<p>- para <math>\ell &lt; 15</math> m, o menor dos valores <math>\lambda = \ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>.</p>
4		<p>Para <math>\ell \geq 50</math> m, o maior dos valores <math>\lambda = 0,7\ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>;</p> <p>para <math>\ell &lt; 15</math> m, o maior dos valores <math>\lambda = \ell/b</math> ou <math>\lambda = 70</math>.</p>

Para o caso de estudo é necessário calcular os coeficientes de força para cada elemento considerando as duas possíveis direcções do vento na estrutura. A Figura 3 contém as dimensões necessárias para o cálculo das esbeltezas efectivas dos elementos considerando as duas possíveis

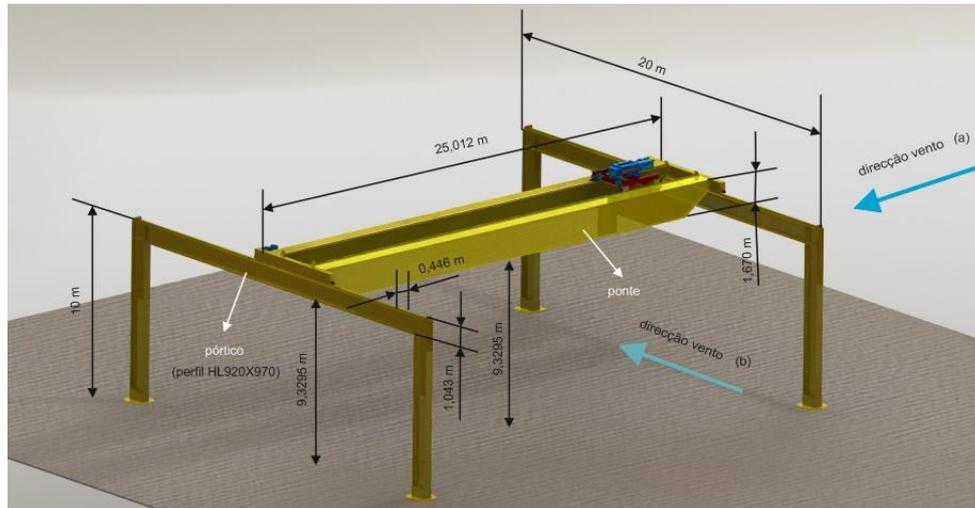


Figura 3 – Dimensões da ponte rolante e direcções do vento consideradas.

Considerando a viga da ponte ,

$$l_{viga} = 25,012 \text{ m} ; b_{viga} = 1,670 \text{ m}$$

Considerando a Tabela 2,  $z_g$  é a distância mínima entre o elemento e o solo, para a viga da ponte  $z_g = 9329,5 \text{ m}$  (Figura 3).

Cálculo de  $\lambda_{viga,ponte}$  considerando a entrada Nº1 na Tabela 2 e elemento de construção de arestas vivas.

$$l = 50 \text{ m} \rightarrow \lambda = 1,4 \cdot \frac{25,012}{1,670} = 20,968 ; l = 15 \text{ m} \rightarrow \lambda = 2 \cdot \frac{25,012}{1,670} = 29,955$$

Interpolando os valores visto que  $l_{viga} = 25,012 \text{ m}$ .

$$\lambda_{viga,ponte} = 27,284$$

Considerando o vento 1 para o pórtico (V1),

$$l_{pilar} = 9,3295 \text{ m} ; b_{pilar} = 1,043 \text{ m}$$

Cálculo de  $\lambda_{pilar,porticoV1}$  considerando a entrada Nº2 na Tabela 2 e elemento de construção de arestas vivas.

$$l < 15 \text{ m} \rightarrow \lambda_{pilar,porticoV1} = \min \left( \left( 2 \cdot \frac{9,3295}{1,043} = 17,890 \right), 70 \right) \therefore \lambda_{pilar,porticoV1} = 17,890$$

Considerando o vento 2 para o pórtico (V2),

$$l_{pilar} = 9,3295 \text{ m} ; b_{pilar} = 0,446 \text{ m}$$

Cálculo de  $\lambda_{pilar,porticoV2}$  considerando a entrada N°2 na Tabela 2 e elemento de construção de arestas vivas.

$$l < 15 \text{ m} \rightarrow \lambda = \min\left(\left(2 \cdot \frac{9,3295}{0,446} = 41,836\right), 70\right) \therefore \lambda_{pilar,porticoV2} = 41,836$$

Cálculo de  $\lambda_{viga,pórticoV2}$  considerando a entrada N°2 na Tabela 2 e elemento de construção de arestas vivas.

$$l_{viga,pórtico} = 20 \text{ m} ; b_{viga,pórtico} = 1,043 \text{ m}$$

$$l = 50 \text{ m} \rightarrow \lambda = 1,4 \cdot \frac{20}{1,043} = 26,846 ; l = 15 \text{ m} \rightarrow \lambda = 2 \cdot \frac{20}{1,043} = 38,351$$

Interpolando os valores visto que  $l_{viga,pórtico} = 20 \text{ m}$

$$\lambda_{viga,pórticoV2} = 36,707$$

O índice de cheios  $\varphi$  para um elemento estrutural ou para uma estrutura é definido pela equação 12 (1).

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (12)$$

Onde,

$A$  – área projectada do elemento estrutural ou da estrutura (Figura 19);

$A_c$  – área de contorno (Figura 19).

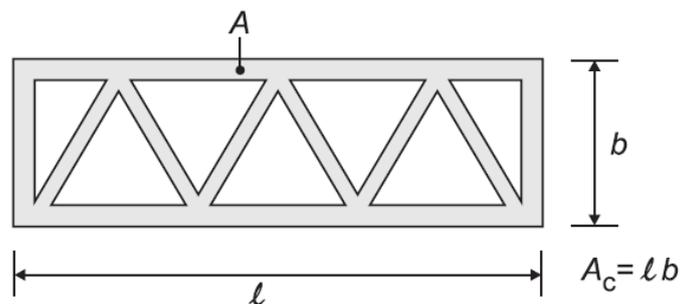


Figura 4 – Conceito de área projectada e de área de contorno (1).

Os elementos estruturais da ponte e do pórtico não têm qualquer tipo de abertura portanto pode-se considerar que o índice de cheios é unitário para todos os elementos.

$$\varphi = 1$$

Com o parâmetro  $\lambda$  e o parâmetro  $\varphi$  determinado para cada elemento estrutural é possível calcular o respectivo parâmetro.  $\psi_\lambda$  através do gráfico ilustrado na Figura 5 (1).

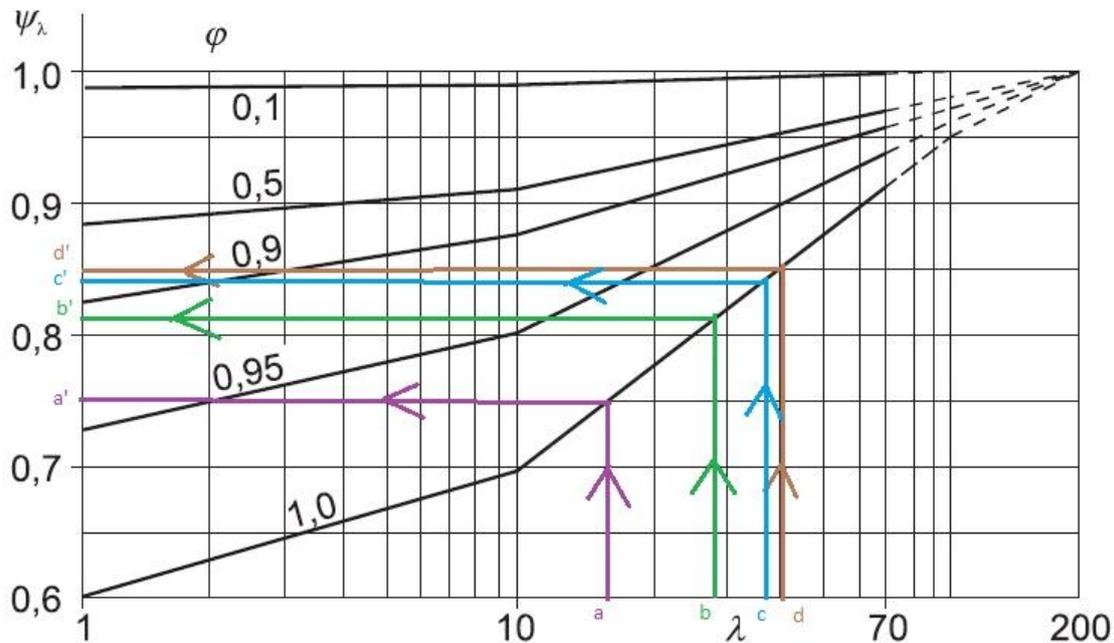


Figura 5 – Valores indicativos do coeficiente  $\psi_\lambda$  em função do índice  $\varphi$  e de  $\lambda$  (1).

Considerando o gráfico da Figura 20 obtém-se os seguintes valores.

$$a = \lambda_{\text{pilar,portico}V1} = 17,890 \rightarrow a' = \psi_{\lambda_{\text{pilar,portico}V1}} \approx 0,750$$

$$b = \lambda_{\text{viga,ponte}} = 27,284 \rightarrow b' = \psi_{\lambda_{\text{viga,ponte}}} \approx 0,810$$

$$c = \lambda_{\text{viga,portico}V2} = 36,707 \rightarrow c' = \psi_{\lambda_{\text{viga,portico}V2}} \approx 0,845$$

$$d = \lambda_{\text{pilar,portico}V2} = 41,836 \rightarrow d' = \psi_{\lambda_{\text{pilar,portico}V2}} \approx 0,850$$

Por fim, aplicando a equação 11 obtém os coeficientes de força.

$$C_{f,\text{pilar,portico}V1} = 2 \cdot 0,750 = 1,5$$

$$C_{f,\text{viga,ponte}} = 2 \cdot 0,810 = 1,62$$

$$C_{f,\text{viga,portico}V2} = 2 \cdot 0,845 = 1,69$$

$$C_{f,\text{pilar,portico}V2} = 2 \cdot 0,850 = 1,70$$

Cálculo do valor característico das acções do vento

A cláusula 5.3(2) do EC1 parte 1-4 refere que as acções do vento sobre uma construção ou sobre um seu elemento deverão ser determinadas através da equação 13 (1).

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} [N] \quad (13)$$

Onde,

$c_s c_d$  – coeficiente estrutural;

$A_{ref}$  – área de referência da construção ou do elemento de construção.

O coeficiente  $c_s c_d$  tem em conta a simultaneidade da ocorrência da pressão dinâmica de pico sobre a estrutura com a vibração da estrutura devido à turbulência do vento. Este coeficiente pode ser considerado igual a um no caso de a construção não ter uma altura superior a 15 m e para construções portificadas com uma altura inferior a 100 m. Caso exista a necessidade de determinar  $c_s c_d$  o Anexo B do EC1 parte 1-4 contém um procedimento de cálculo (1).

No calcula das acções do vento é necessário ter em consideração que a pressão resultante numa parede, numa cobertura ou num elemento de construção é a diferença entre as pressões que actuam sobre as faces opostas tendo em conta os respectivos sinais. Uma pressão sobre uma superfície é considerada positiva, uma pressão de sucção numa superfície é considerada negativa, a Figura 6 ilustra exemplos de pressões sobre as construções (1).

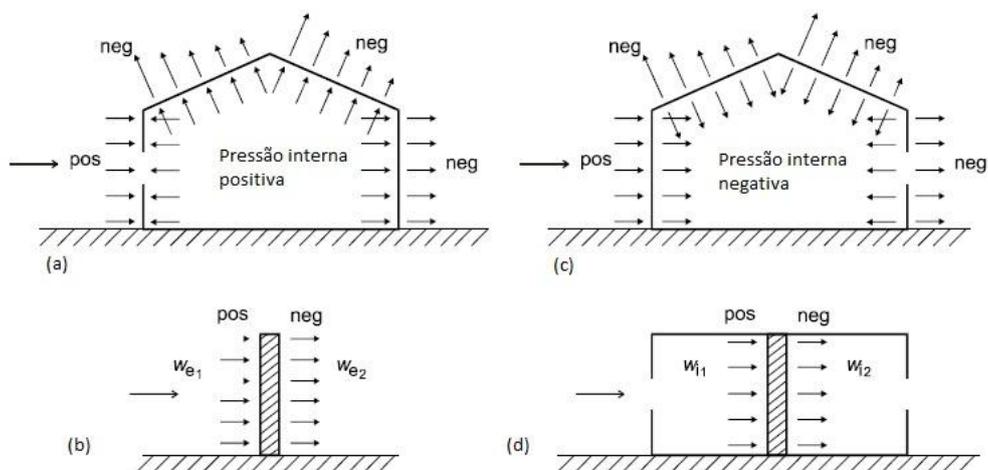


Figura 6 – Pressão do vento em superfícies, exemplos (1).

### Acções do vento na viga da ponte

A área de referência para este elemento, desprezando a redução linear de secção nos terminais tem o seguinte valor.

$$l = 25,012 \text{ m} ; b = 1,670 \text{ m} ; A_{ref} = 25,012 \cdot 1,670 = 41,770 \text{ m}^2$$

Aplicando a equação 13,

$$c_s c_d = 1 ; c_f = 1,62 ; q_p(10) = 774,563 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$F_{w,viga,ponte} = 1 \cdot 1,62 \cdot 774,563 \cdot 41,770 = 52412,7 \text{ N}$$

Considerando que esta acção é de pressão sobre os elementos.

$$f_{w,viga,ponte} = \frac{F_{w,viga,ponte}}{l} = \frac{52412,7}{25,012} = 2095,5 \text{ N.m}^{-1}$$

Tendo em consideração o efeito de pressão negativa e pressão positiva e considerando que estas duas pressões são iguais em intensidade obtém-se a acção total do vento no elemento  $f_{w,viga,ponte}(R)$ .

$$f_{w,viga,ponte}(R) = f_{w,viga,ponte} - (-f_{w,viga,ponte}) = 2 \cdot 2095,5 = 4191 \text{ N.m}^{-1}$$

Acções do vento no pórtico, vento1

A área de referência para o elemento pilar tem o seguinte valor.

$$l = 10 \text{ m} ; b = 0,446 \text{ m} ; A_{ref} = 10 \cdot 0,446 = 4,460 \text{ m}^2$$

Aplicando a equação 13,

$$c_s c_d = 1 ; c_f = 1,5 ; q_p(10) = 774,563 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$F_{w,pilar,porticoV1} = 1 \cdot 1,5 \cdot 774,563 \cdot 4,460 = 5181,83 \text{ N}$$

Considerando que esta acção é de pressão sobre os elementos.

$$f_{w,pilar,porticoV1} = \frac{F_{w,pilar,porticoV1}}{l} = \frac{5181,83}{10} = 518,183 \text{ N.m}^{-1}$$

Tendo em consideração o efeito de pressão negativa e pressão positiva e considerando que estas duas pressões são iguais em intensidade obtém-se a acção total do vento no elemento.

$$f_{w,pilar,porticoV1}(R) = f_{w,pilar,porticoV1} - (-f_{w,pilar,porticoV1}) = 2 \cdot 518,183 = 1036,37 \text{ N.m}^{-1}$$

Acções do vento no pórtico, vento2

A área de referência para o elemento pilar tem o seguinte valor.

$$l = 10 \text{ m} ; b = 1,043 \text{ m} ; A_{ref} = 10 \cdot 1,043 = 10,430 \text{ m}^2$$

Aplicando a equação 13.

$$c_s c_d = 1 ; c_f = 1,70 ; q_p(10) = 774,563 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$F_{w,pilar,porticoV2} = 1 \cdot 1,7 \cdot 774,563 \cdot 10,430 = 13733,8 \text{ N}$$

Considerando que esta acção é de pressão sobre os elementos.

$$f_{w,pilar,porticoV2} = \frac{F_{w,pilar,porticoV2}}{l} = \frac{13733,8}{10} = 1373,38 \text{ N.m}^{-1}$$

$$f_{w,pilar,porticoV2}(R) = 2 \cdot f_{w,pilar,porticoV2} = 2 \cdot 1373,38 \text{ N.m}^{-1} = 2746,760 \text{ N.m}^{-1}$$

A área de referência para o elemento viga tem o seguinte valor.

$$l = 20 \text{ m} ; b = 1,043 \text{ m} ; A_{ref} = 20 \cdot 1,043 = 20,860 \text{ m}^2$$

Aplicando a equação 13.

$$c_s c_d = 1 ; c_f = 1,69 ; q_p(10) = 774,563 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$F_{w,viga,portico v2} = 1 \cdot 1,69 \cdot 774,563 \cdot 20,860 = 27306 \text{ N}$$

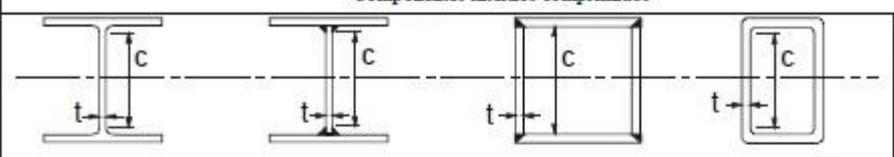
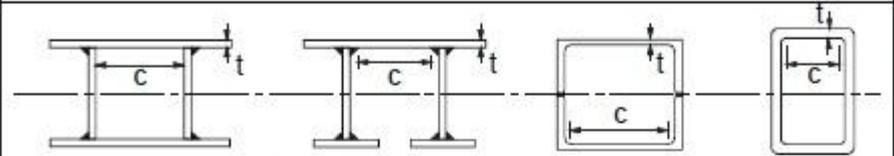
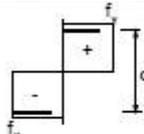
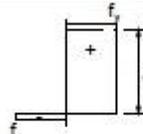
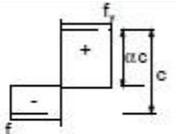
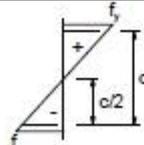
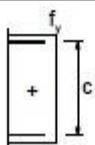
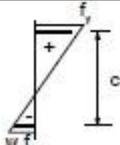
Considerando que esta acção é de pressão sobre os elementos.

$$f_{w,viga,portico v2} = \frac{F_{w,viga,portico v2}}{l} = \frac{27306}{20} = 1365,3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$f_{w,viga,portico v2}(R) = 2 \cdot f_{w,viga,portico v2} = 2 \cdot 1365,3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1} = 2730,6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

## Classes de secções

### 3 - Classes de secções transversais em função da relação largura-espessura (2).

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

# Secção considerada para os elementos do pórtico

## 4 – Secção HL de perfil normalizado, catálogo.

### Poutrelles européennes à très larges ailes

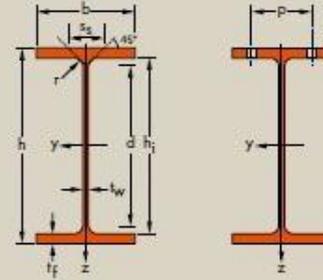
Dimensions: ASTM A 6/A 6M - 07  
Tolerances: ASTM A 6/A 6M - 07  
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

### European extra wide flange beams

Dimensions: ASTM A 6/A 6M - 07  
Tolerances: ASTM A 6/A 6M - 07  
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

### Europäische Träger mit besonders breiten Flanschen

Abmessungen: ASTM A 6/A 6M - 07  
Toleranzen: ASTM A 6/A 6M - 07  
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	∅ mm	p <sub>max</sub> mm	p <sub>min</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
HL 920 x 344*	344	927	418	19,3	32,0	19	437,2	863,0	825,0	M 27	126	312	3,455	10,07
HL 920 x 368*	368	931	419	20,3	34,3	19	465,6	862,4	824,4	M 27	128	314	3,465	9,480
HL 920 x 390*	390	936	420	21,3	36,6	19	494,3	862,8	824,8	M 27	128	314	3,477	8,960
HL 920 x 420*	420	943	422	22,5	39,9	19	534,1	863,2	825,2	M 27	130	316	3,496	8,340
HL 920 x 449*	449	948	423	24,0	42,7	19	571,4	862,6	824,6	M 27	130	318	3,507	7,820
HL 920 x 491*	491	957	422	25,9	47,0	19	623,3	863,0	825,0	M 27	132	316	3,518	7,189
HL 920 x 537*	537	965	425	28,4	51,1	19	682,5	862,8	824,8	M 27	136	320	3,541	6,609
HL 920 x 588*	588	975	427	31,0	55,9	19	748,1	863,2	825,2	M 27	138	322	3,563	6,068
HL 920 x 656*	656	987	431	34,5	62,0	19	835,3	863,0	825,0	M 27	144	320	3,596	5,485
HL 920 x 725*	725	999	434	38,1	68,1	19	922,9	862,8	824,8	M 27	148	323	3,625	5,004
HL 920 x 787*	787	1011	437	40,9	73,9	19	1002	863,2	825,2	M 27	152	326	3,656	4,647
HL 920 x 970*	970	1043	446	50,0	89,9	19	1237	863,2	825,2	M 27	160	334	3,737	3,850

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005									
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y		Pure compression		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001			
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10	A <sub>c</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10	S <sub>c</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>6</sup>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>	S <sub>460</sub>	S <sub>235</sub>				S <sub>355</sub>	S <sub>460</sub>	
HL 920 x 344	344	645000	13920	15700	38,41	188,0	39010	1867	2880	9,45	105,6	1159	78120	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
HL 920 x 368	368	692200	14870	16790	38,56	198,2	42120	2010	3104	9,51	111,2	1408	84670	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI
HL 920 x 390	390	741700	15850	17920	38,74	208,6	45270	2156	3331	9,57	116,8	1691	91550	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI
HL 920 x 420	420	813300	17250	19530	39,02	221,5	50070	2373	3667	9,68	124,6	2151	102100	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HL 920 x 449	449	874700	18450	20950	39,13	236,6	53970	2552	3949	9,72	131,7	2627	110600	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HL 920 x 491	491	966300	20200	23000	39,37	256,6	59000	2796	4335	9,73	142,2	3441	122200	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HL 920 x 537	537	1066000	22080	25270	39,51	282,1	65550	3085	4795	9,80	152,9	4447	136900	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HL 920 x 588	588	1181000	24230	27840	39,74	309,3	72760	3408	5310	9,86	165,1	5860	153200	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HL 920 x 656	656	1335000	27060	31270	39,98	345,8	83040	3853	6022	9,97	180,8	7950	177600	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HL 920 x 725	725	1492000	29880	34740	40,21	383,6	93200	4295	6734	10,05	196,6	10570	201900	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HL 920 x 787	787	1646000	32560	38010	40,53	414,5	103300	4728	7425	10,15	211,0	13430	226800	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HL 920 x 970	970	2100000	40270	47660	41,21	513,8	133900	6002	9490	10,40	252,1	24320	304000	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

## Determinação dos deslocamentos máximos

### 5 - Limites verticais máximos (2).

Condições	Limites (ver Figura 29)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\max}$ possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

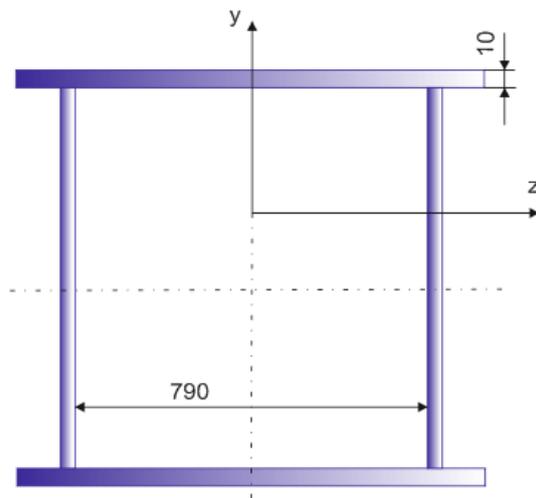
*NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.*

# Anexo II

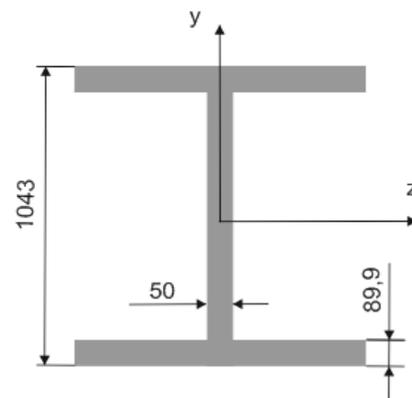
## Classificação das Secções transversais da viga da ponte e dos elementos estruturais do pórtico.

Cálculos utilizando o programa Maple.

(a) dimensões das secções viga ponte necessárias para a sua classificação



(b) dimensões da secção dos elementos do pórtico necessárias para a sua classificação



```
> restart;
#secção maior ponte #Considerando a Tabela 17
#tensão limite elastico, MPa
fy := 235;
```

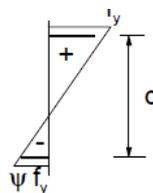
235

```
e := sqrt( (235 / fy) );
```

1

```
#viga caixa c := 790; t := 10;
```

790




---

quando  $\psi > -1$ :  $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$   
 quando  $\psi \leq -1$ :  $c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$

> # para uma análise elástica, as secções podem ser de classe 3 e 4

#verificação classe 3, elemento sujeito à compressão e flexão  
(Tabela 17)

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

> #considerando a 2 condição de  $\psi$ ,  $\psi$  menor ou igual a 1 eq1 :=  $\frac{c}{t}$ ;

79

#fazendo esta consideração conservativa  $PPsi := -1$ ;

-1

eq2 :=  $62 \cdot e \cdot (1 - PPsi) \cdot \text{sqrt}(-PPsi)$ ;

124

#como eq2 é maior que eq1 verifica a condição de secção classe 3

# todas as secções da viga ponte rolante são de classe 3, as  
grandezas geométrica c e t não variam

#secção portico

#viga H

c1 := 863.2;

t1 := 50;

863.2

50

eq3 :=  $\frac{c1}{t1}$ ;

17.2640000

#como eq2 é maior que eq3 pode-se também considerar que a  
secção dos elementos estruturais do portico são de classe 3  
(HL920X970)

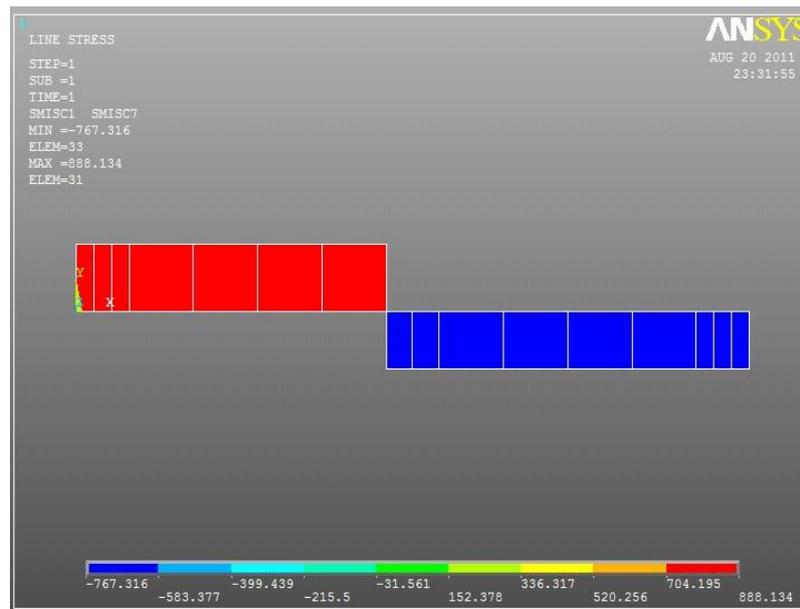
# Anexo III

## Análise global elástica viga ponte – STR

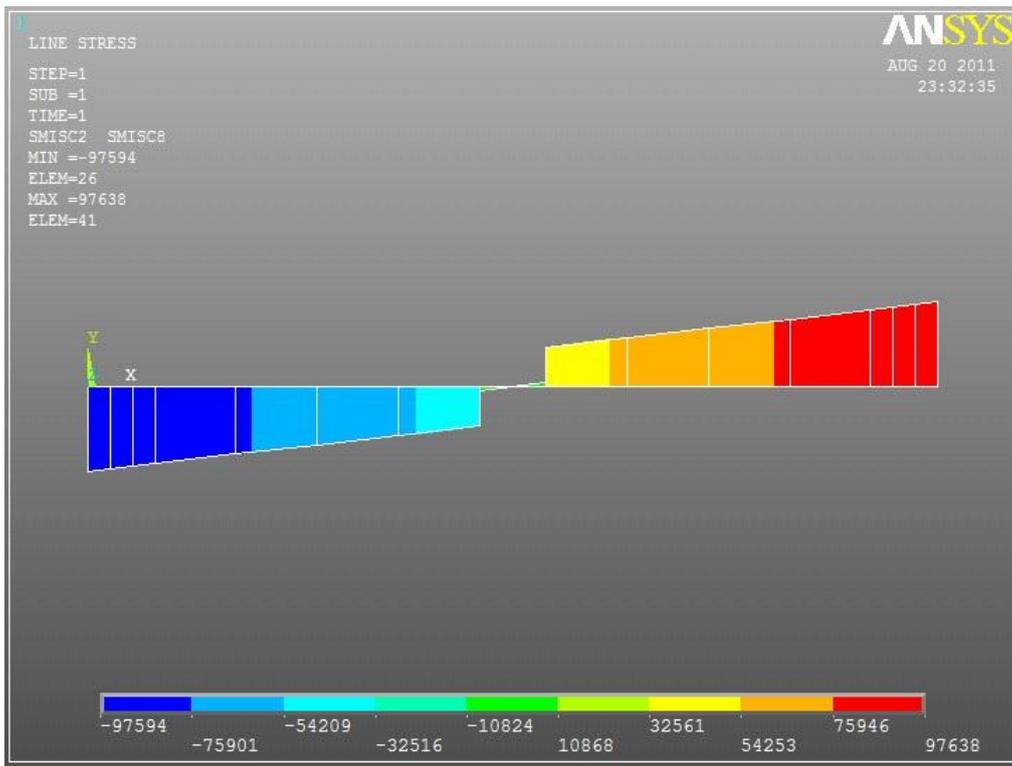
Estudo Ansys ELU4 viga ponte (a), resumo de resultados

6 – Coordenadas dos nós considerados.

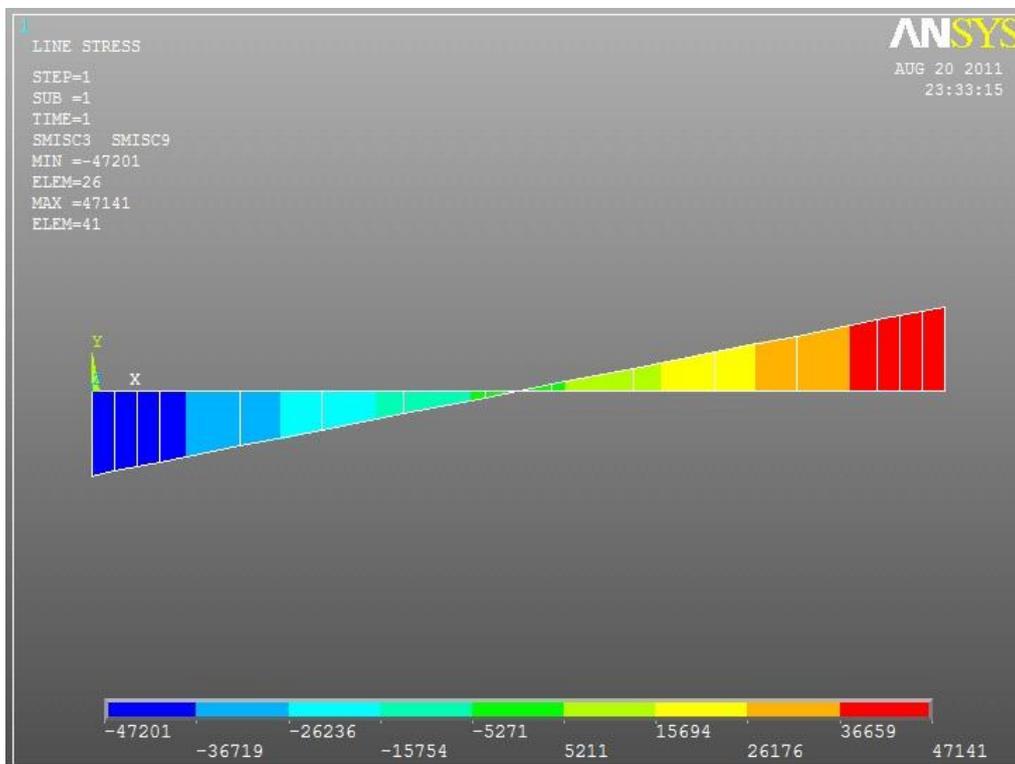
Nó	Coordenadas		
	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0	0
2	0.66	0	0
3	1.32	0	0
4	11.516	0	0
5	13.496	0	0
6	23.692	0	0
7	24.352	0	0
8	25.012	0	0
9	1.98	0	0
10	23.032	0	0
11	12.506	0	0
12	4.364	0	0
13	6.748	0	0
14	9.132	0	0
15	15.88	0	0
16	18.264	0	0
17	20.648	0	0



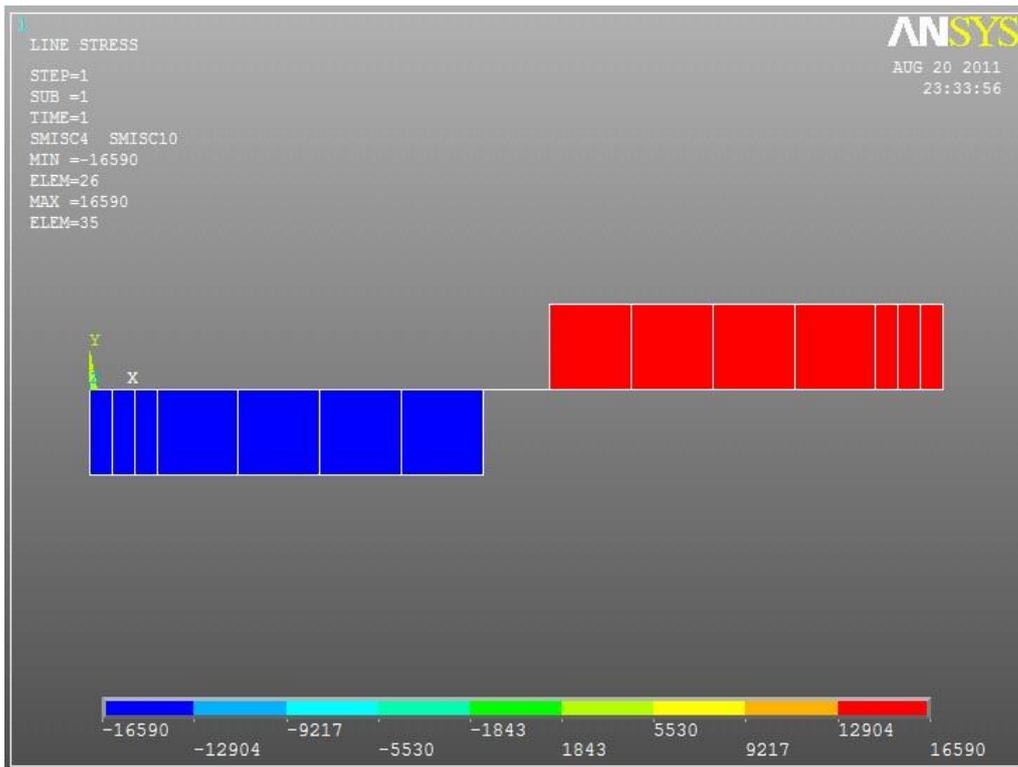
1 – Diagrama de esforços segundo x.



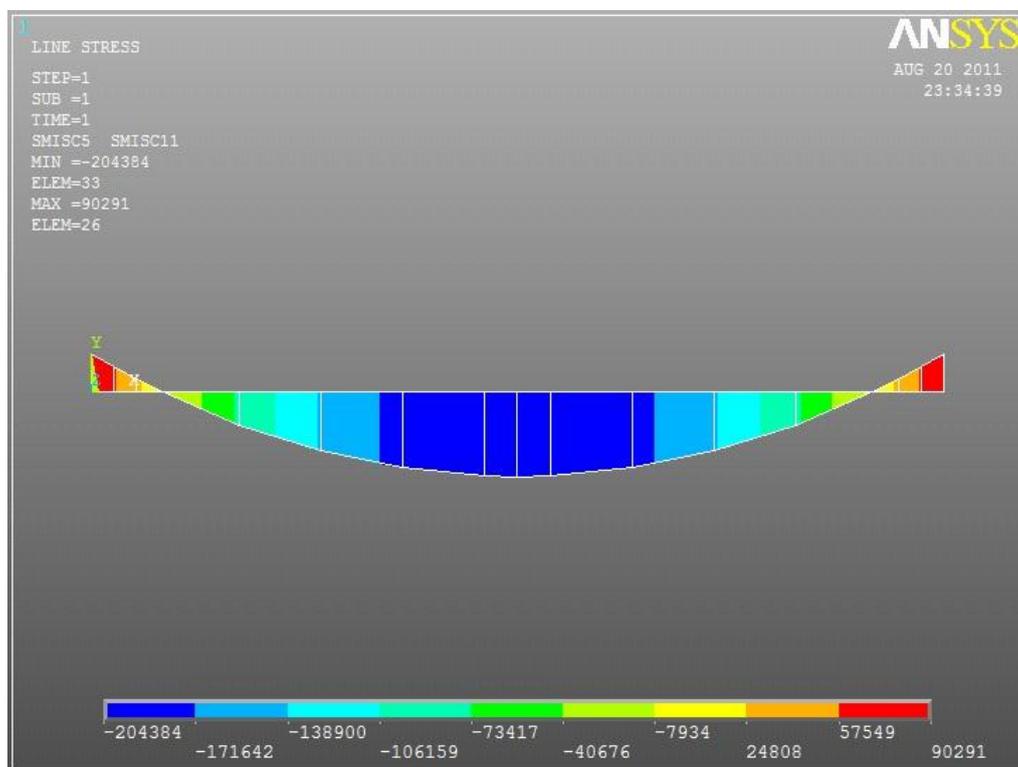
2 – Diagrama esforços segundo y.



3 – Diagrama de esforços segundo z.



4 – Diagrama de momentos segundo x.



5 – Diagrama de momentos segundo y.

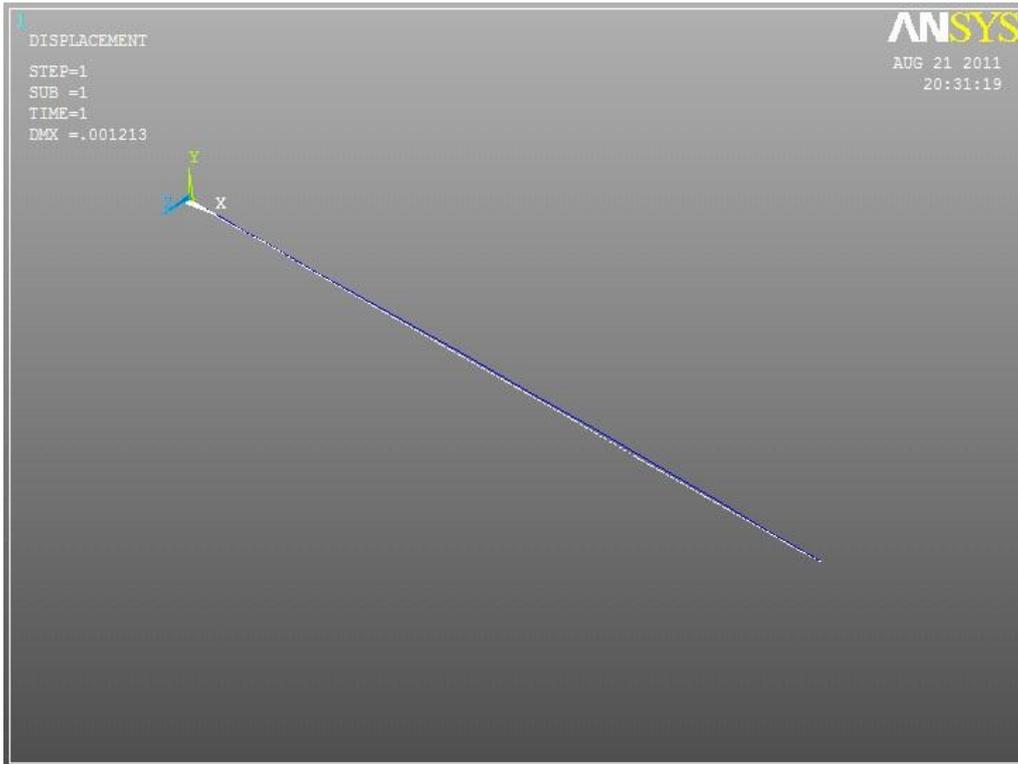
7 – Deslocamentos.

Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	9.28E-08	-1.57E-05	-2.53E-05
3	1.75E-07	-8.53E-05	-8.73E-05
4	1.00E-06	-1.41E-03	-9.01E-04
5	8.67E-07	-1.41E-03	-9.01E-04
6	1.51E-07	-8.53E-05	-8.72E-05
7	8.02E-08	-1.57E-05	-2.53E-05
8	0	0	0
9	2.43E-07	-1.95E-04	-1.62E-04
10	2.10E-07	-1.95E-04	-1.61E-04
11	9.35E-07	-1.42E-03	-9.09E-04
12	4.33E-07	-6.03E-04	-4.25E-04
13	6.23E-07	-9.74E-04	-6.53E-04
14	8.13E-07	-1.26E-03	-8.18E-04
15	7.03E-07	1.26E-03	-8.18E-04
16	5.38E-07	9.75E-04	-6.53E-04
17	3.74E-07	-6.03E-04	-4.25E-04
Máx	1.00E-06	0.001257	-2.5E-05
Min	8.02E-08	-0.00142	-0.00091

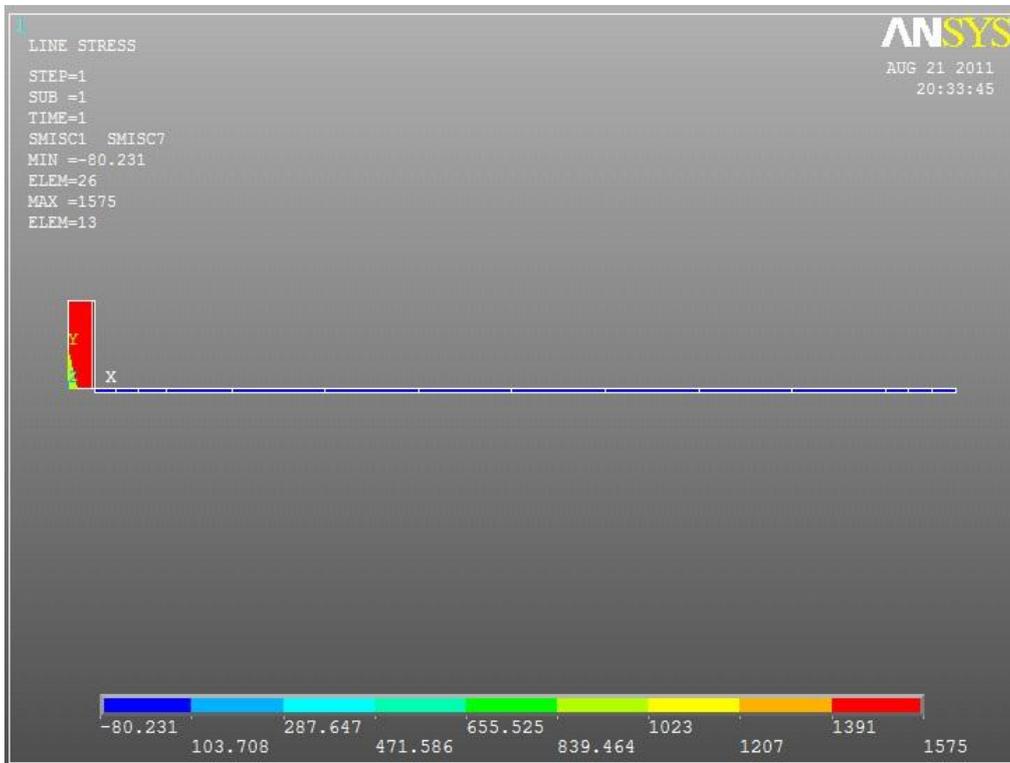
Estudo Ansys ELU4 viga ponte (b),resumo de resultados

Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	0.66	0	0
3	1.32	0	0
4	0.75725	0	0
5	2.73725	0	0
6	23.692	0	0
7	24.352	0	0
8	25.012	0	0
9	1.98	0	0
10	23.032	0	0
11	12.506	0	0
12	4.6115	0	0
13	7.243	0	0
14	9.8745	0	0
15	15.1375	0	0
16	17.769	0	0
17	20.4005	0	0

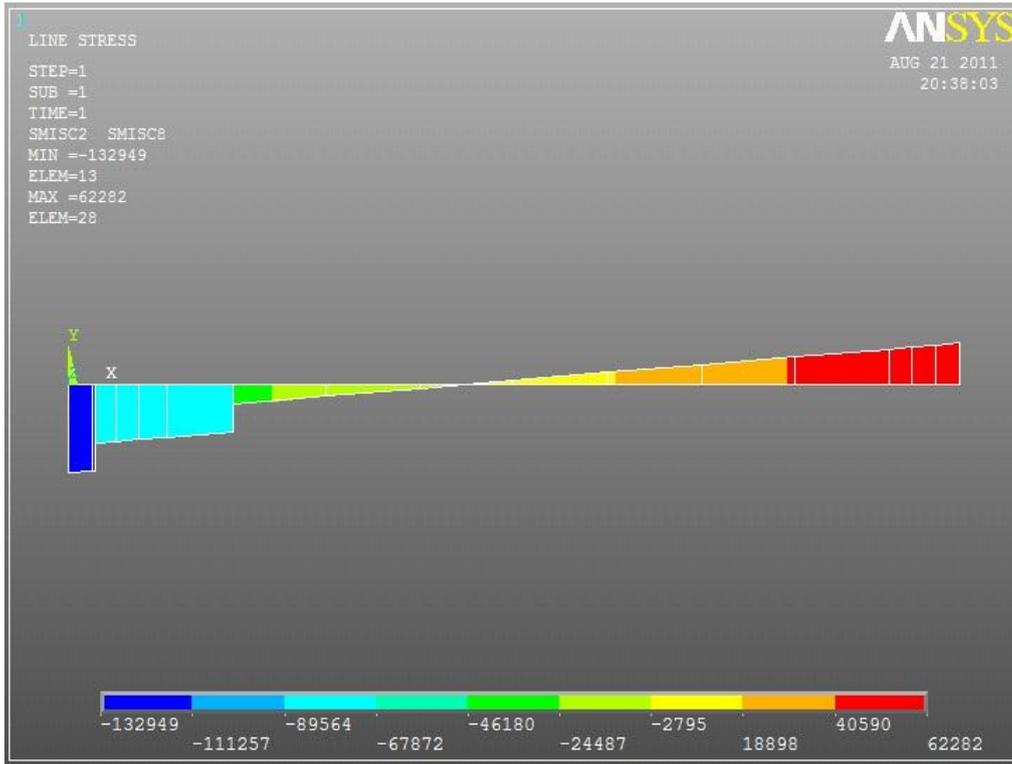
6 – Coordenadas dos nós considerados



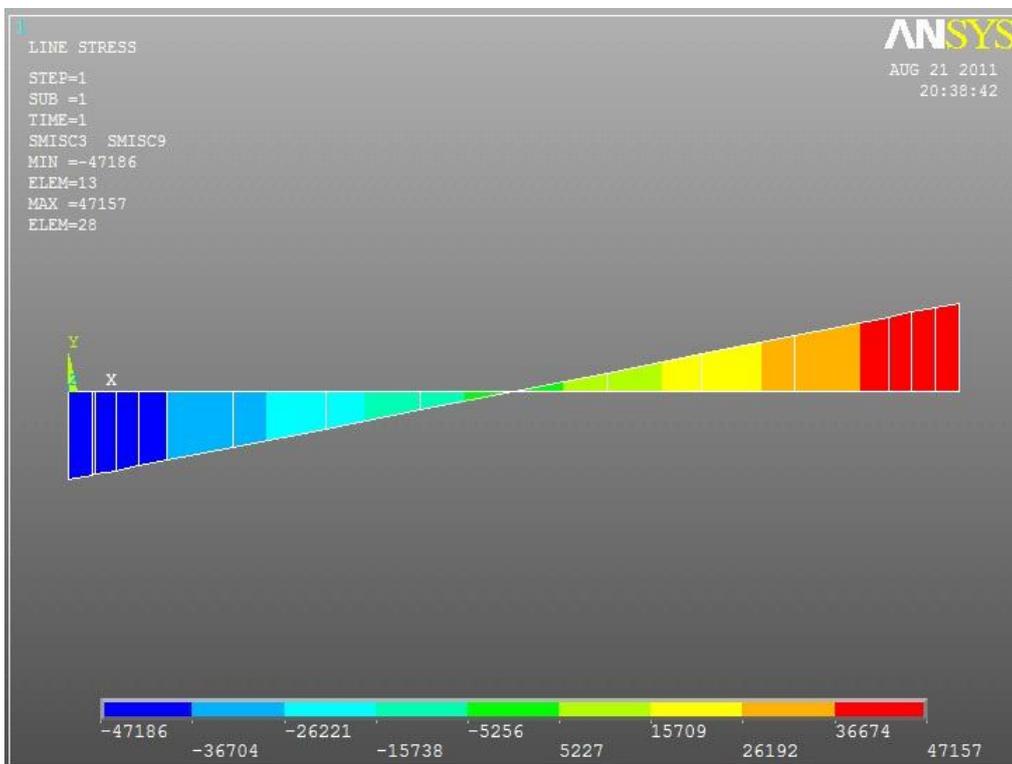
7 – Deformada.



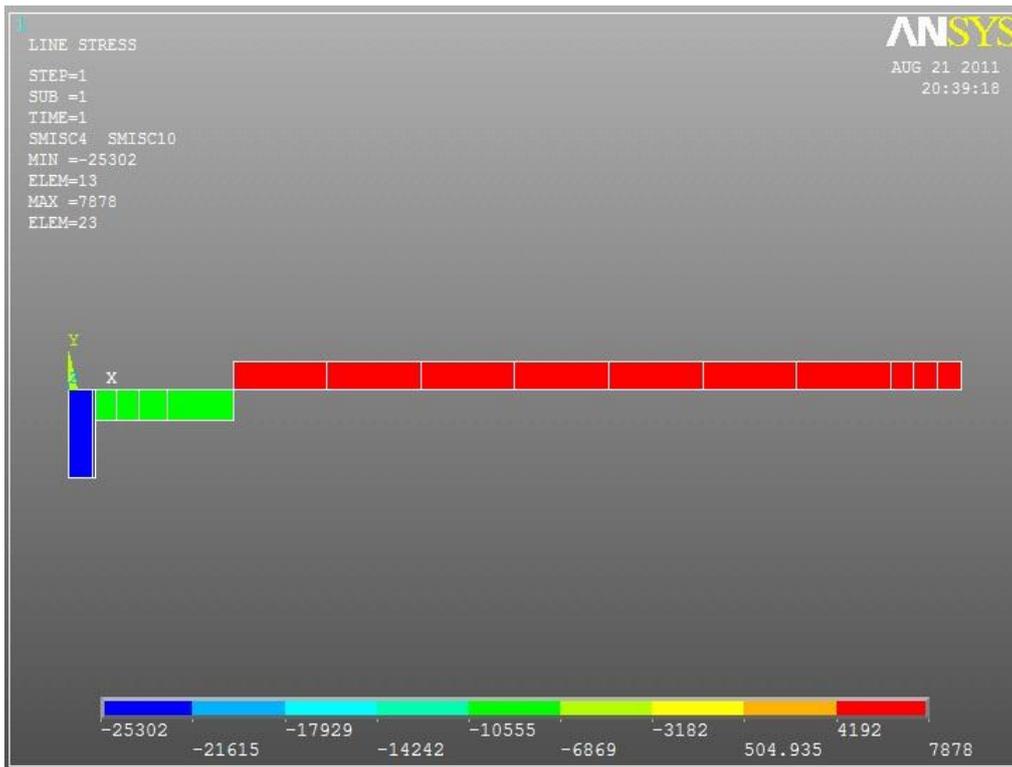
8 – Diagrama de esforços segundo x.



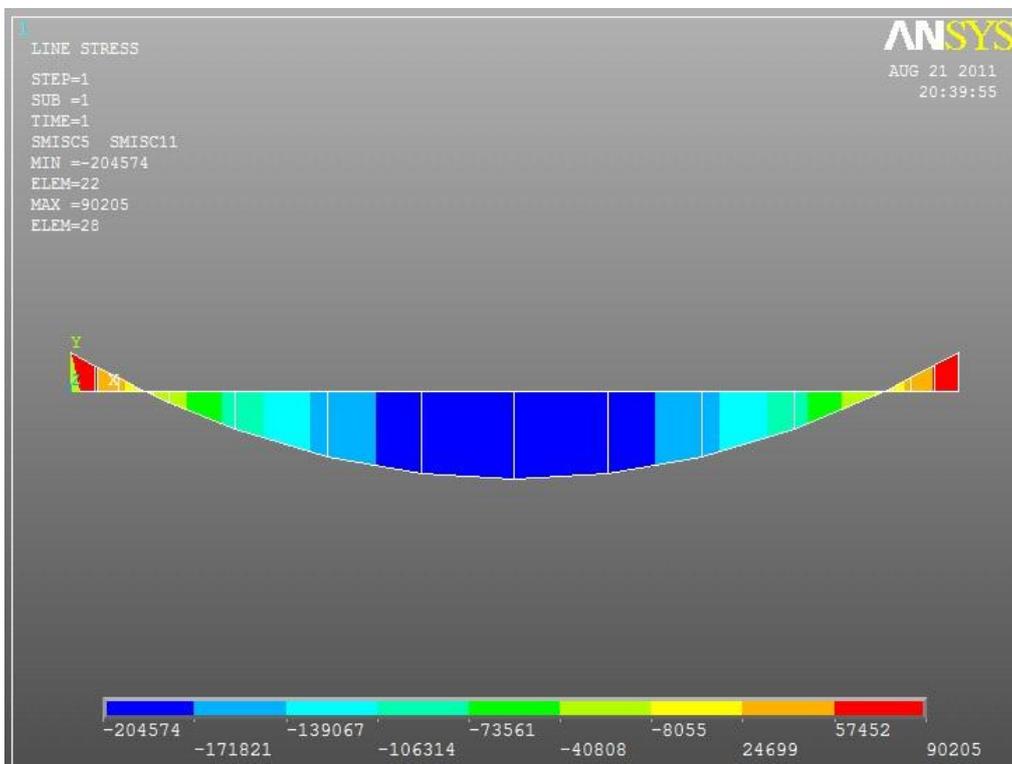
9 – Diagrama de esforços segundo o eixo y.



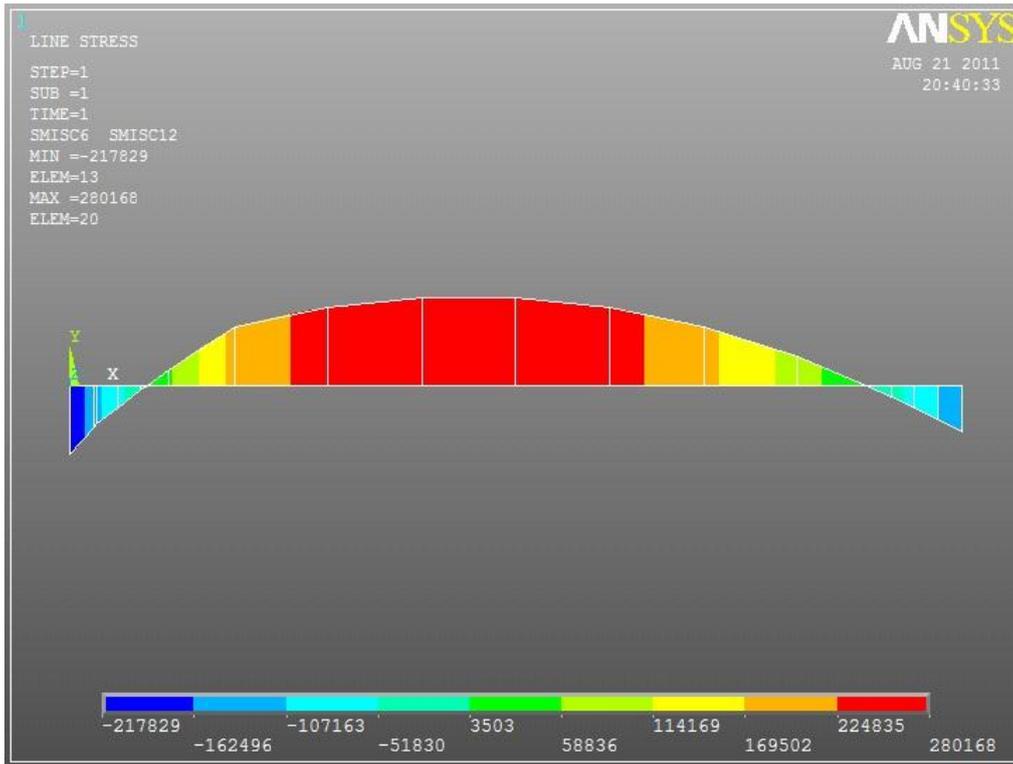
10 – Diagrama de esforços segundo o eixo z.



11 – Diagrama momentos segundo x.



12 – Diagrama momentos segundo y.



13 – Diagrama momentos segundo z.

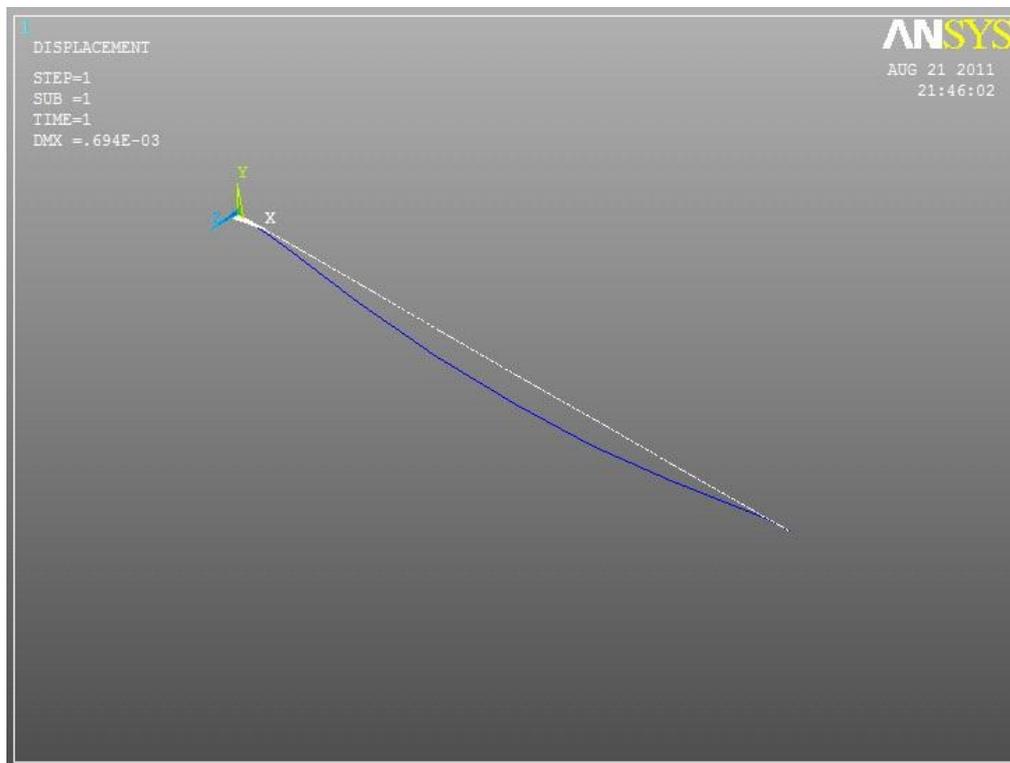
8 – Deslocamentos.

Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	1.65E-07	-1.28E-05	-2.52E-05
3	1.80E-07	-6.17E-05	-8.70E-05
4	1.86E-07	-1.69E-05	-3.25E-05
5	1.68E-07	-2.18E-04	-2.46E-04
6	1.58E-08	-4.88E-05	-8.72E-05
7	8.38E-09	-9.11E-06	-2.53E-05
8	0	0	0
9	1.74E-07	-1.34E-04	-1.61E-04
10	2.19E-08	-1.11E-04	-1.61E-04
11	9.78E-08	-8.04E-04	-9.08E-04
12	1.55E-07	-4.16E-04	-4.50E-04
13	1.36E-07	-6.38E-04	-6.93E-04
14	1.17E-07	-7.71E-04	-8.52E-04
15	7.88E-08	-7.38E-04	-8.53E-04
16	5.98E-08	-5.83E-04	-6.93E-04
17	4.09E-08	-3.63E-04	-4.51E-04
Máx	1.86E-07	-9.1E-06	-2.5E-05
Min	8.38E-09	-8.04E-04	-9.08E-04

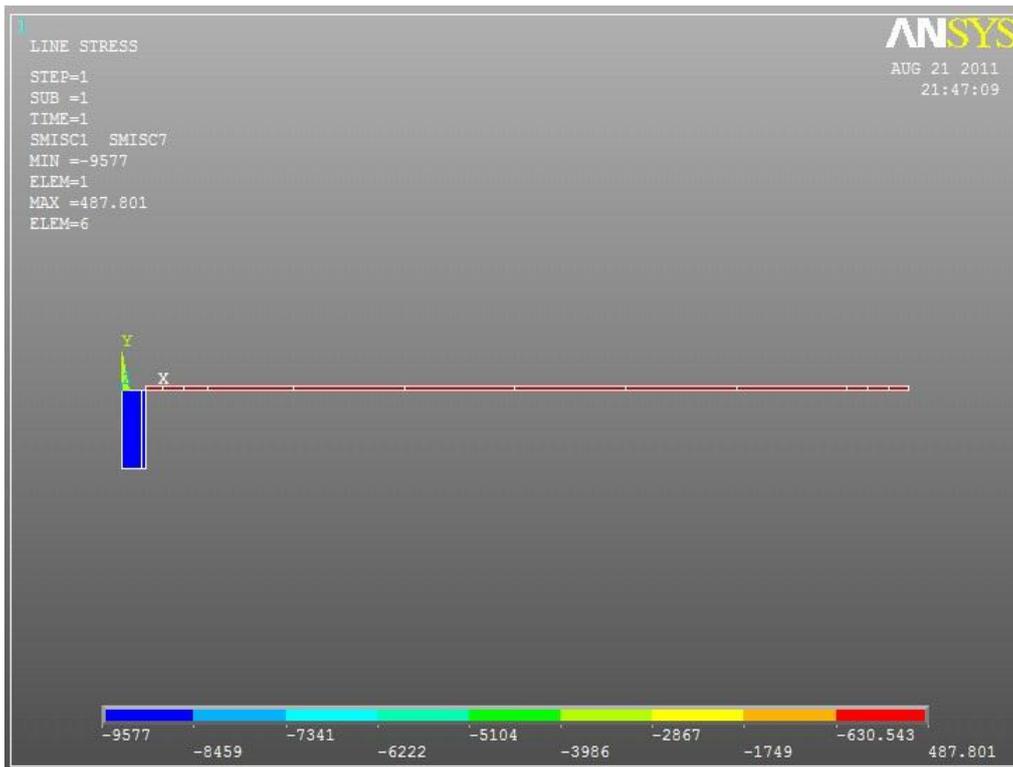
## Estudo Ansys A9 viga ponte, resumo resultados

### 9 – Coordenadas dos nós considerados.

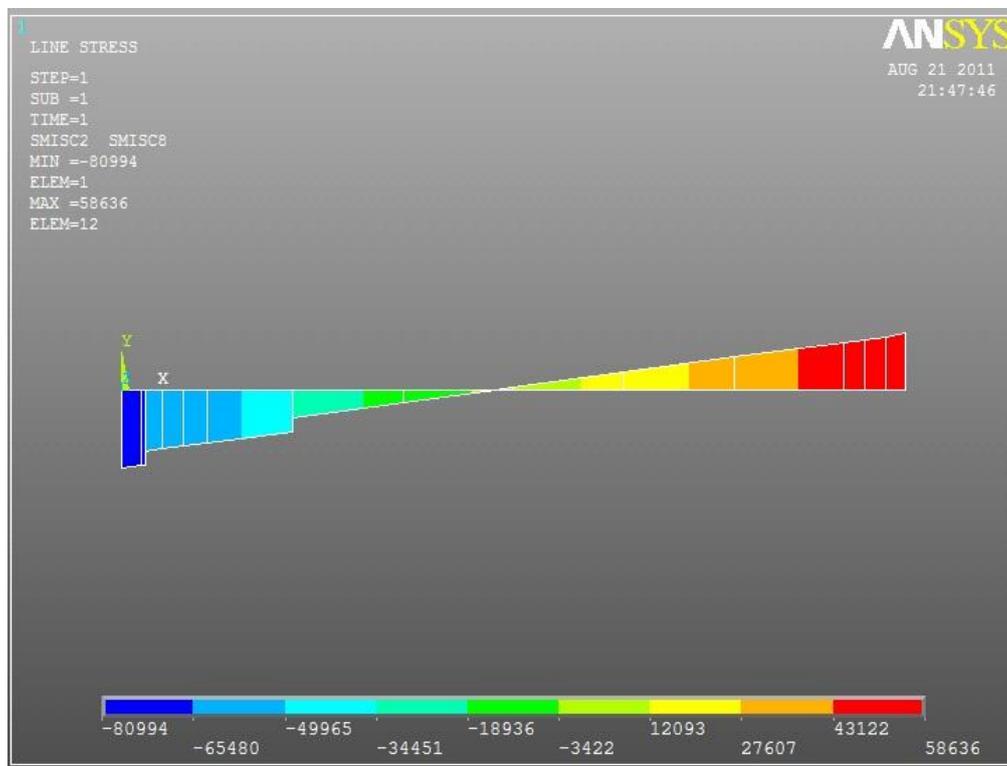
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	0.66	0	0
3	1.32	0	0
4	0.75725	0	0
5	2.73725	0	0
6	23.692	0	0
7	24.352	0	0
8	25.012	0	0
9	1.98	0	0
10	23.032	0	0
11	12.506	0	0
13	5.488667	0	0
14	8.997333	0	0
15	16.01467	0	0
16	19.52333	0	0



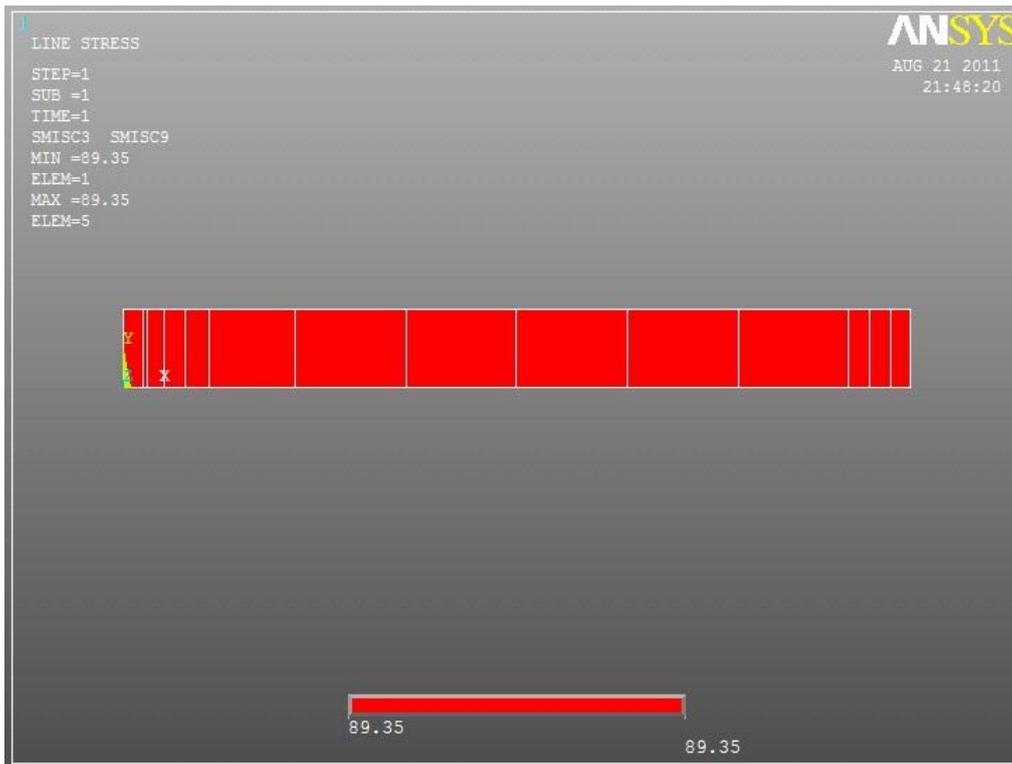
14 – Deformada.



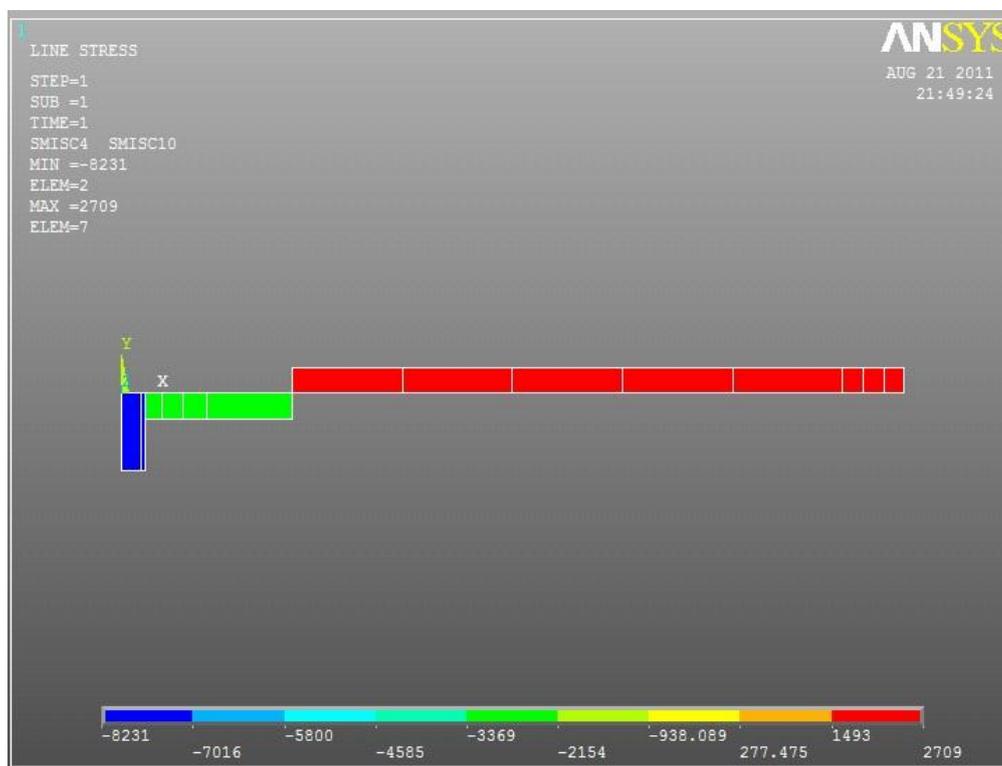
15 – Diagrama de esforços segundo x.



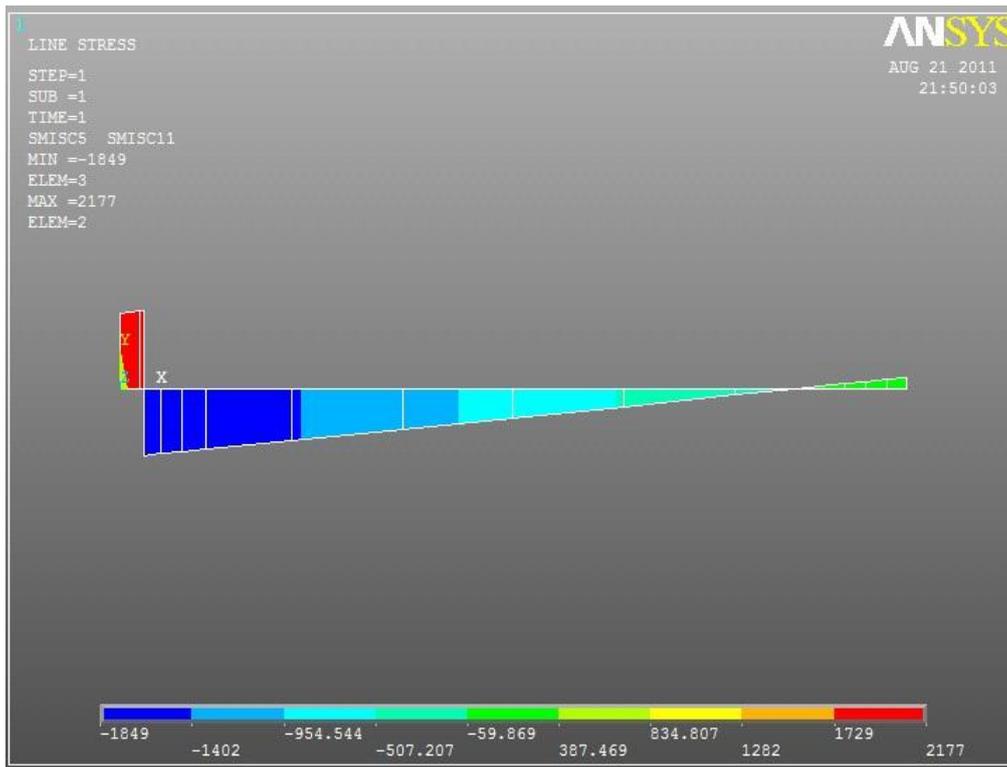
16 – Diagrama de esforços segundo y.



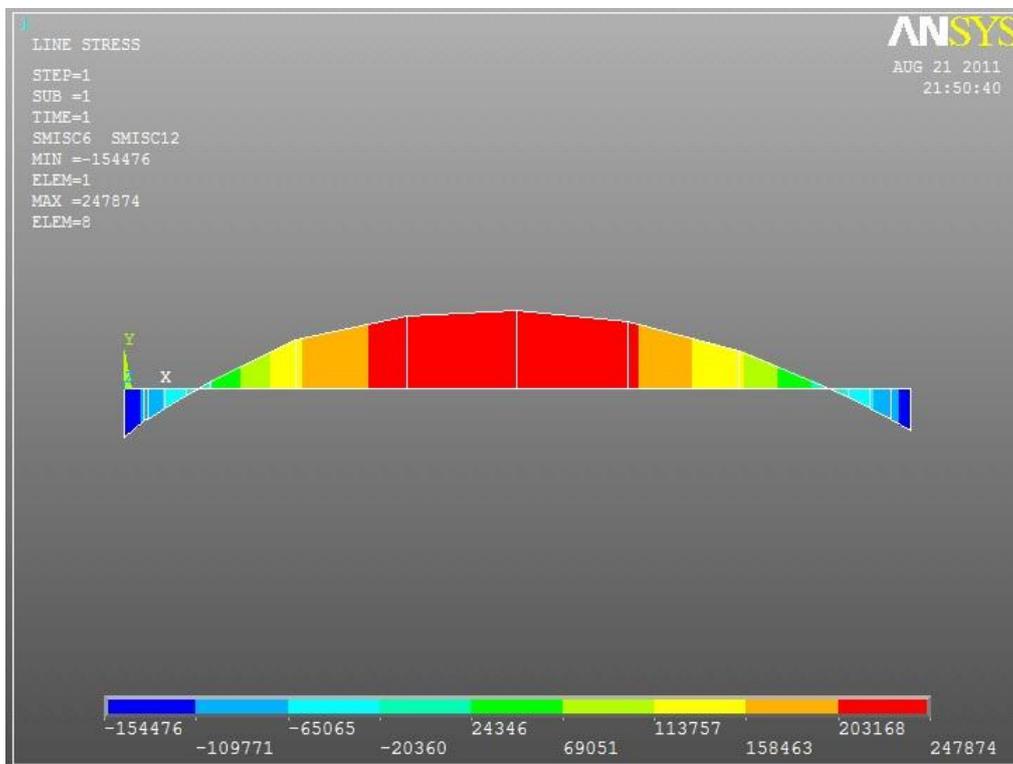
17 – Diagrama de esforços segundo z.



18 – Diagrama de momentos segundo x.



19 – Diagrama de momentos segundo y.



20 – Diagrama de momentos segundo z.

10 – Deslocamentos.

Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	-1.00E-06	-9.25E-06	-6.73E-07
3	-1.09E-06	-4.75E-05	-1.81E-06
4	-1.13E-06	-1.23E-05	-8.86E-07
5	-1.02E-06	-1.74E-04	-3.01E-06
6	-9.62E-08	-4.37E-05	-3.46E-07
7	-5.10E-08	-8.22E-06	-9.43E-08
8	0	0	0
9	-1.06E-06	-1.06E-04	-2.41E-06
10	-1.33E-07	-9.85E-05	-6.65E-07
11	-5.95E-07	-6.94E-04	-5.06E-06
13	-9.02E-07	-4.10E-04	-4.58E-06
14	-7.48E-07	-6.24E-04	-5.36E-06
15	-4.41E-07	-6.08E-04	-3.97E-06
16	-2.87E-07	-3.90E-04	-2.40E-06
Máx	-5.10E-08	-8.2E-06	-9.4E-08
Min	-1.13E-06	-6.94E-04	-5.36E-06

## Análise global da estrutura do pórtico, STR

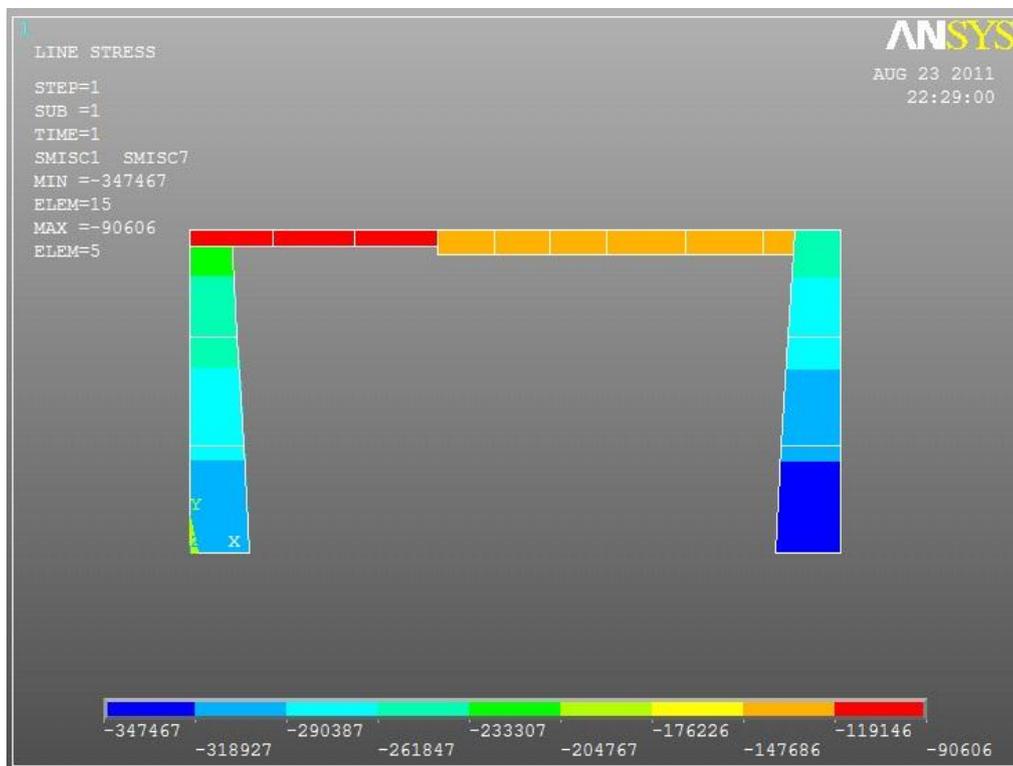
### Estudo Ansys ELU4 pórtico V1

11 – Coordenadas dos nós considerados.

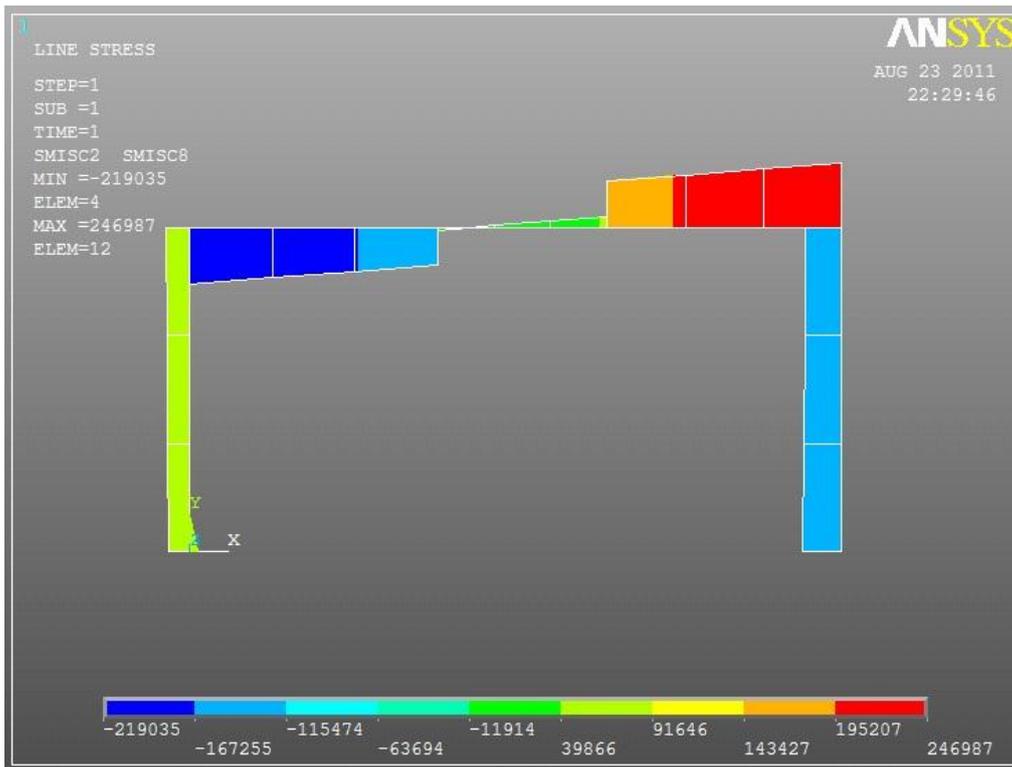
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	1.91E+01	0.00E+00	0
3	0.00E+00	9.60E+00	0
4	1.91E+01	9.60E+00	0
5	7.26E+00	9.60E+00	0
6	1.23E+01	9.60E+00	0
7	0.00E+00	3.20E+00	0
8	0	6.399667	0
9	1.91E+01	3.20E+00	0
10	1.91E+01	6.40E+00	0
11	2.42E+00	9.60E+00	0
12	4.84E+00	9.60E+00	0
13	1.68E+01	9.60E+00	0
14	1.45E+01	9.60E+00	0
15	8.93E+00	9.60E+00	0
16	1.06E+01	9.5995	0



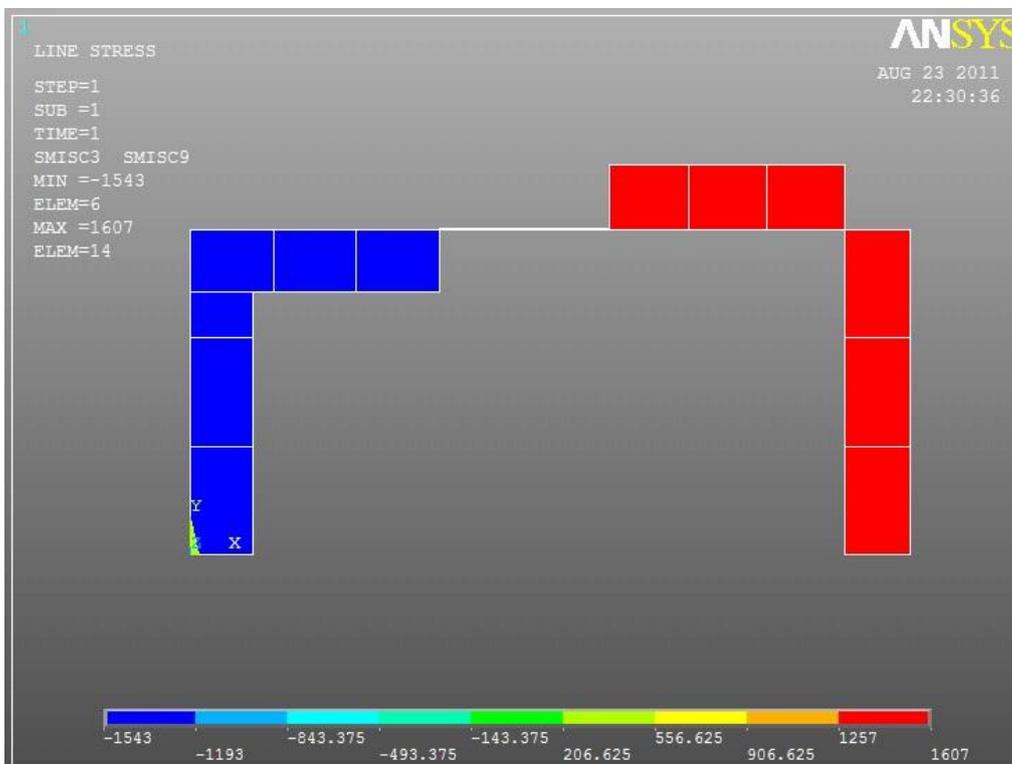
21 – Deformada.



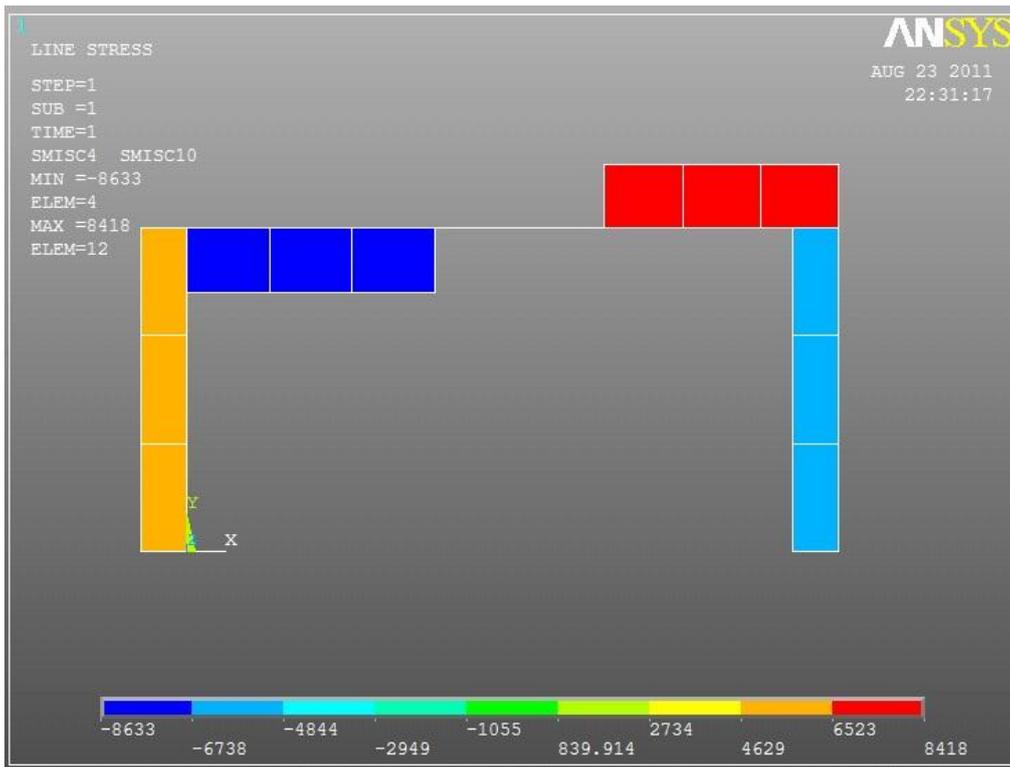
22 – Diagrama de esforços segundo x.



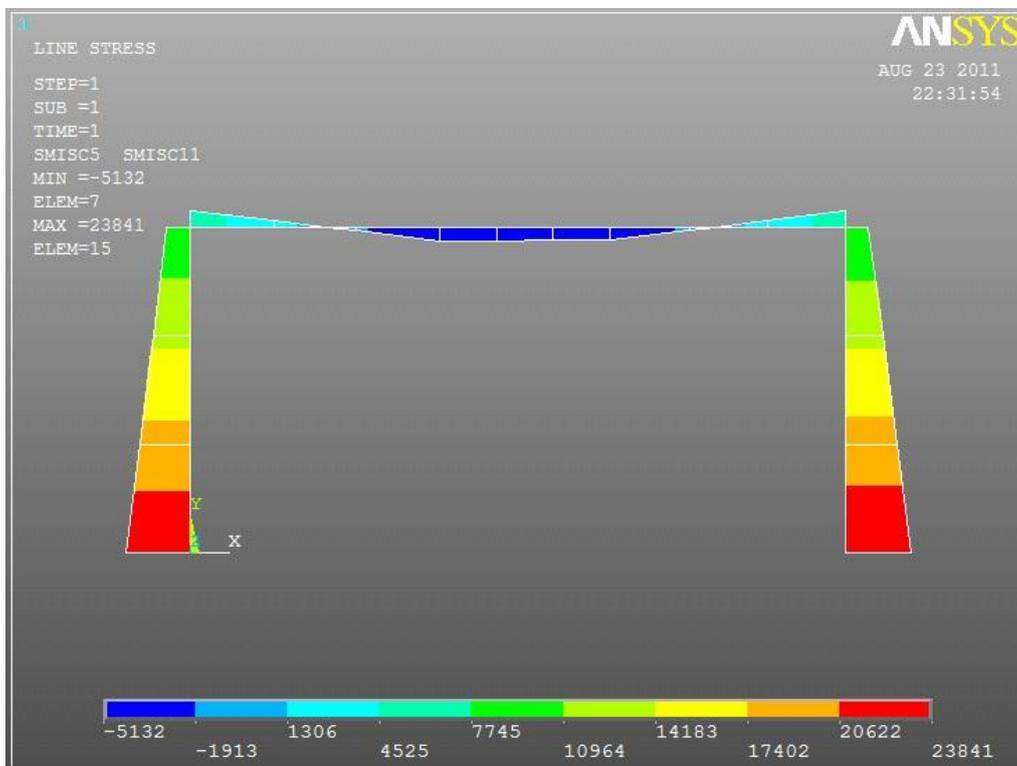
23 – Diagrama de esforços segundo y.



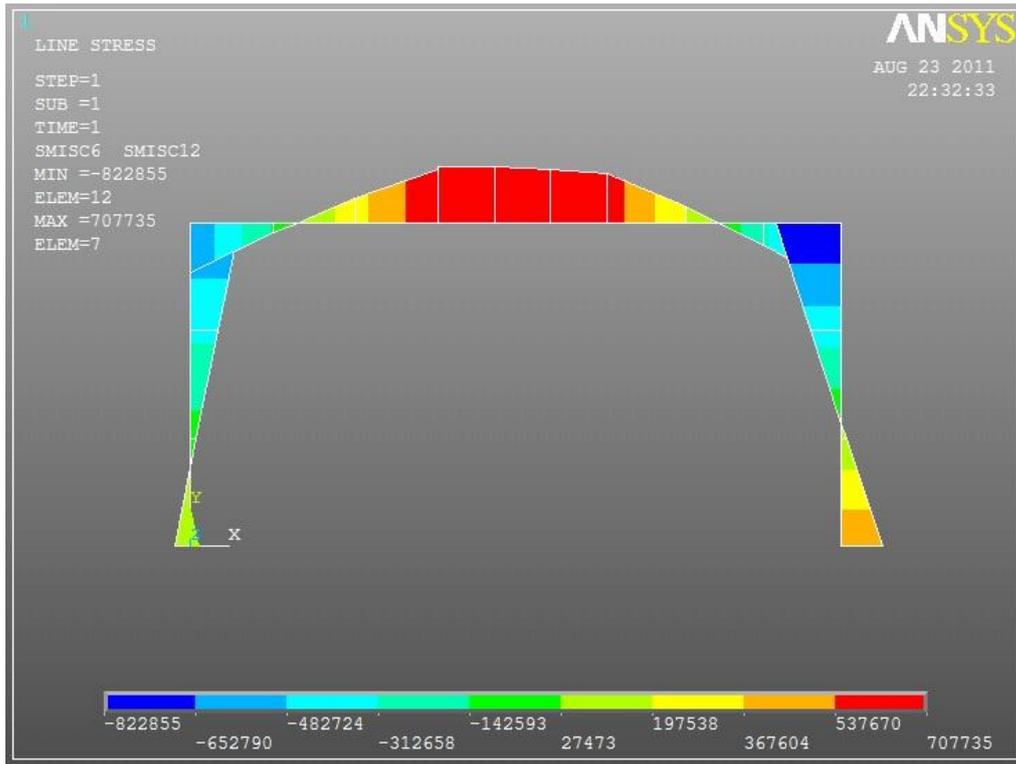
24 – Diagrama de esforços segundo z.



25 – Diagrama de momentos segundo x.



26 – Diagrama de momentos segundo y.



27 – Diagrama de momentos segundo z.

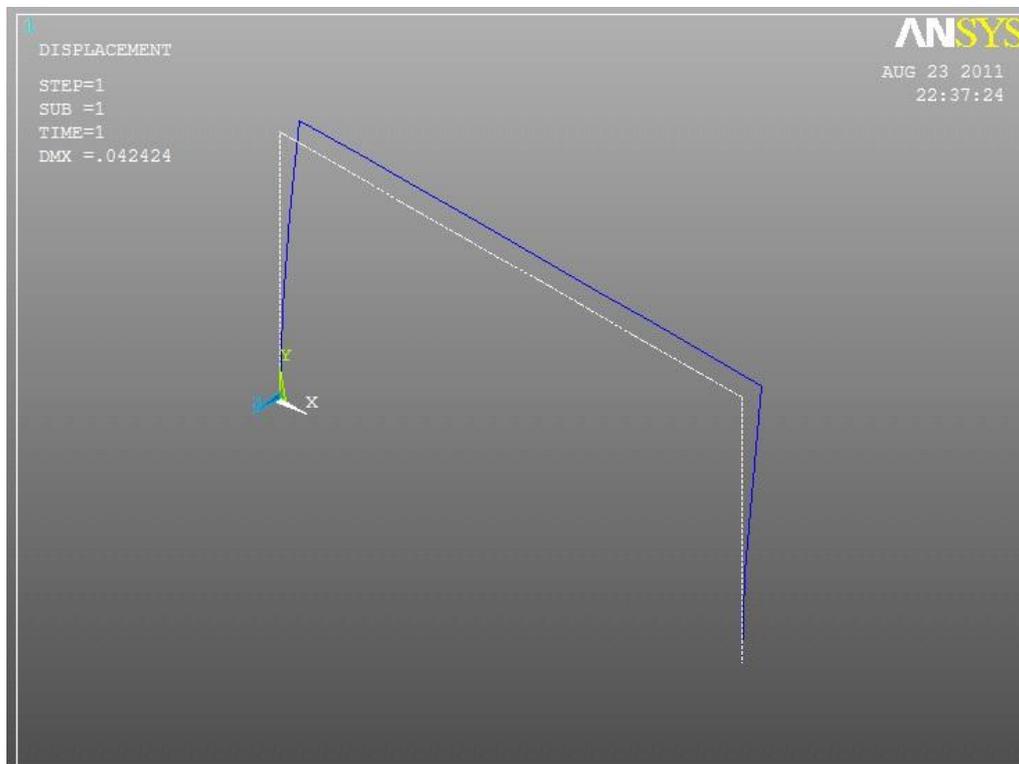
12 – Desplacamientos.

Nó	desplacamientos		
	x	y	z
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	-9.95E-05	-3.03E-03
3	7.73E-04	-1.10E-04	-3.06E-03
4	6.86E-04	-4.33E-03	-3.49E-03
5	7.48E-04	-4.07E-03	-3.48E-03
6	7.22E-04	-3.73E-05	-3.97E-04
7	-1.24E-04	-7.05E-05	-1.47E-03
8	-7.94E-05	-4.07E-05	-4.03E-04
9	4.26E-04	7.74E-05	-1.49E-03
10	1.00E-03	-1.52E-03	-3.16E-03
11	7.64E-04	-3.13E-03	-3.34E-03
13	7.56E-04	-1.28E-03	-3.18E-03
14	6.98E-04	-2.79E-03	-3.35E-03
15	7.10E-04	-4.68E-03	-3.54E-03
16	7.39E-04	-4.59E-03	-3.53E-03
Máx	1.00E-03	7.74E-05	-3.97E-04
Min	-1.24E-04	-4.68E-03	-3.54E-03

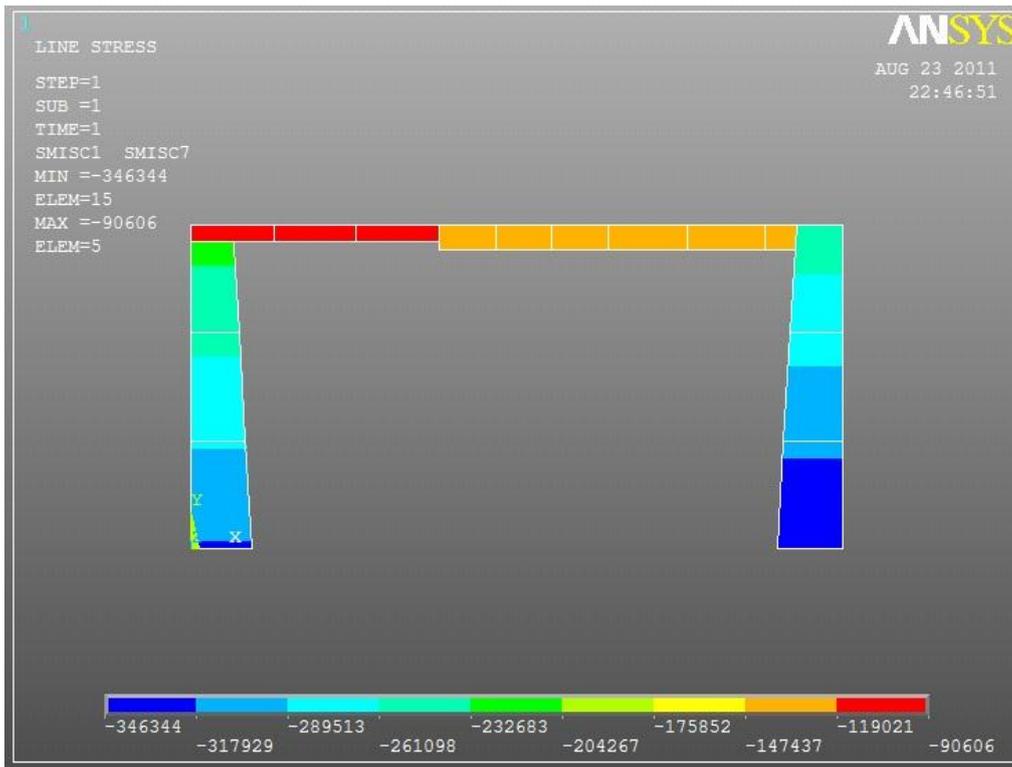
## Estudo Ansys ELU4 pórtico V2

### 13 – Coordenadas dos nós considerados.

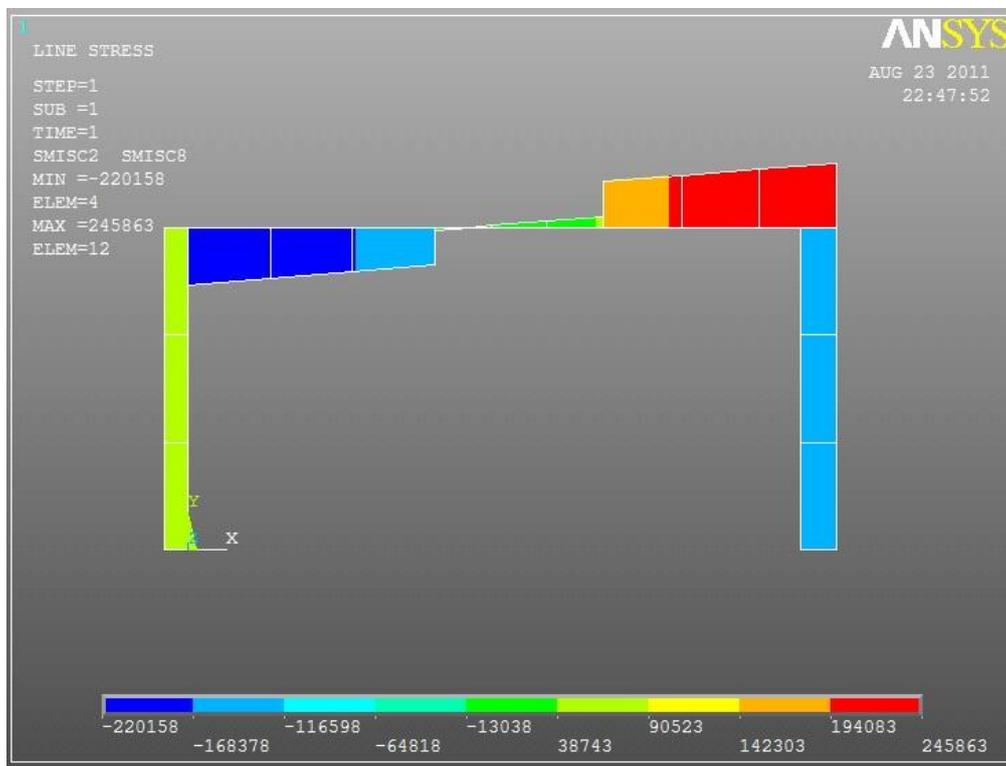
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	1.91E+01	0.00E+00	0
3	0.00E+00	9.60E+00	0
4	1.91E+01	9.60E+00	0
5	7.26E+00	9.60E+00	0
6	1.23E+01	9.60E+00	0
7	0.00E+00	3.20E+00	0
8	0	6.399667	0
9	1.91E+01	3.20E+00	0
10	1.91E+01	6.40E+00	0
11	2.42E+00	9.60E+00	0
12	4.84E+00	9.60E+00	0
13	1.68E+01	9.60E+00	0
14	1.45E+01	9.60E+00	0
15	8.93E+00	9.60E+00	0
16	1.06E+01	9.5995	0



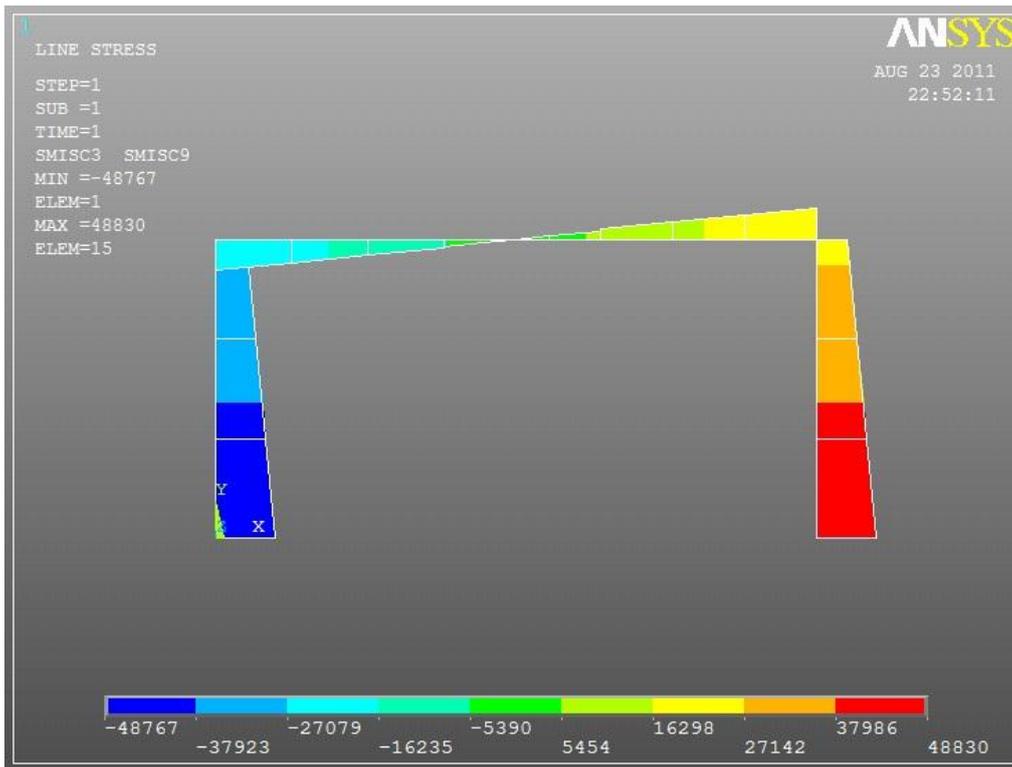
28 – Deformada.



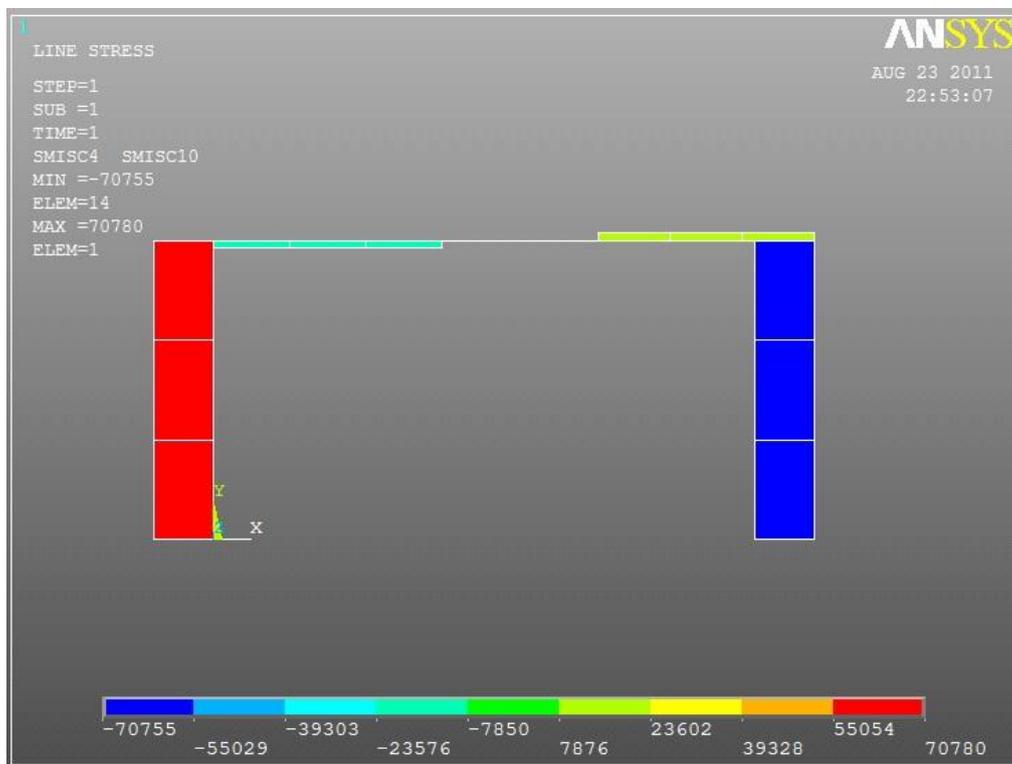
29 – Diagrama de esforços segundo x.



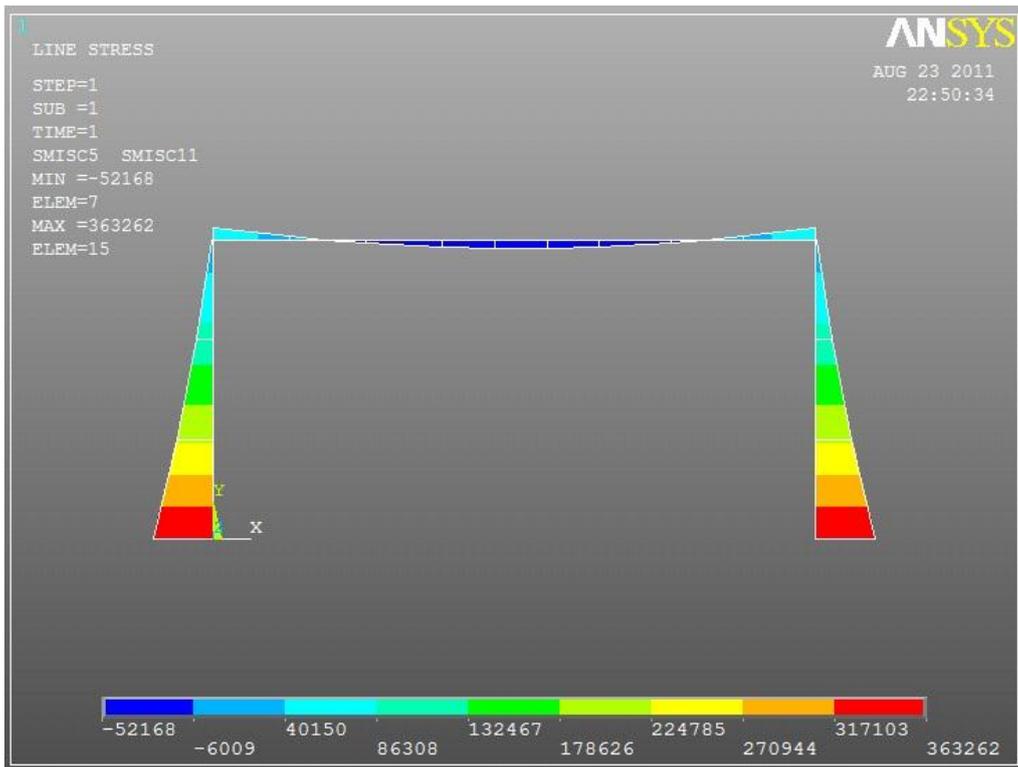
30 – Diagrama de esforços segundo y.



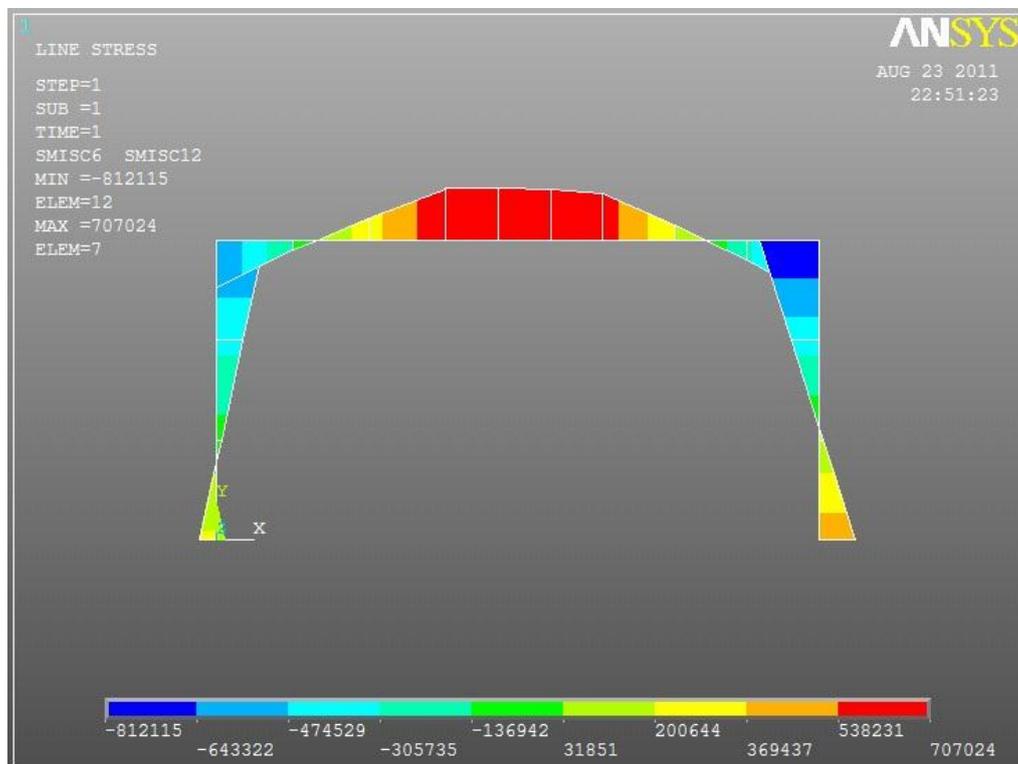
31 – Diagrama de esforços segundo z.



32 – Diagrama de momentos segundo x.



33 – Diagrama de momentos segundo y.



34 – Diagrama de momentos segundo z.

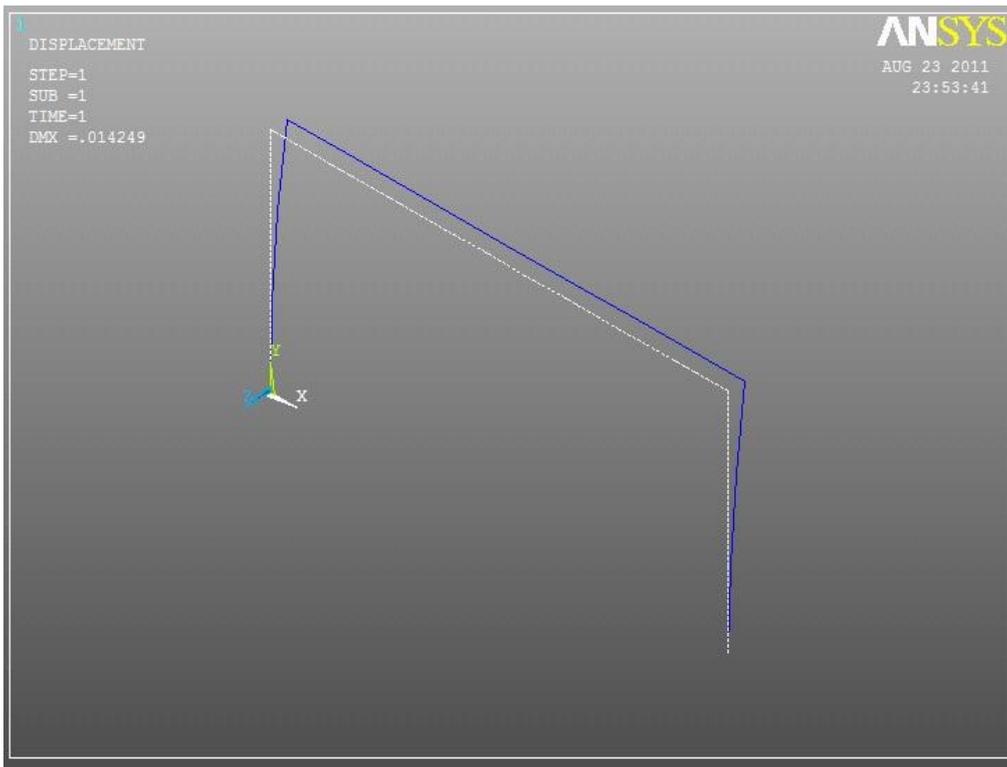
14 – Deslocamentos.

Nó	Deslocamentos		
	x	y	z
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	6.61E-04	-9.99E-05	-3.70E-02
4	5.73E-04	-1.09E-04	-3.70E-02
5	6.35E-04	-4.32E-03	-4.17E-02
6	6.09E-04	-4.08E-03	-4.15E-02
7	-1.51E-04	-3.74E-05	-5.70E-03
8	-1.55E-04	-7.07E-05	-1.95E-02
9	3.99E-04	-4.06E-05	-5.70E-03
10	9.26E-04	-7.71E-05	-1.95E-02
11	6.52E-04	-1.51E-03	-3.85E-02
13	6.44E-04	-3.11E-03	-4.03E-02
14	5.85E-04	-1.29E-03	-3.84E-02
15	5.97E-04	-2.80E-03	-4.01E-02
16	6.27E-04	-4.68E-03	-4.22E-02
Máx	9.26E-04	-3.74E-05	-5.70E-03
Min	-1.55E-04	-4.68E-03	-4.22E-02

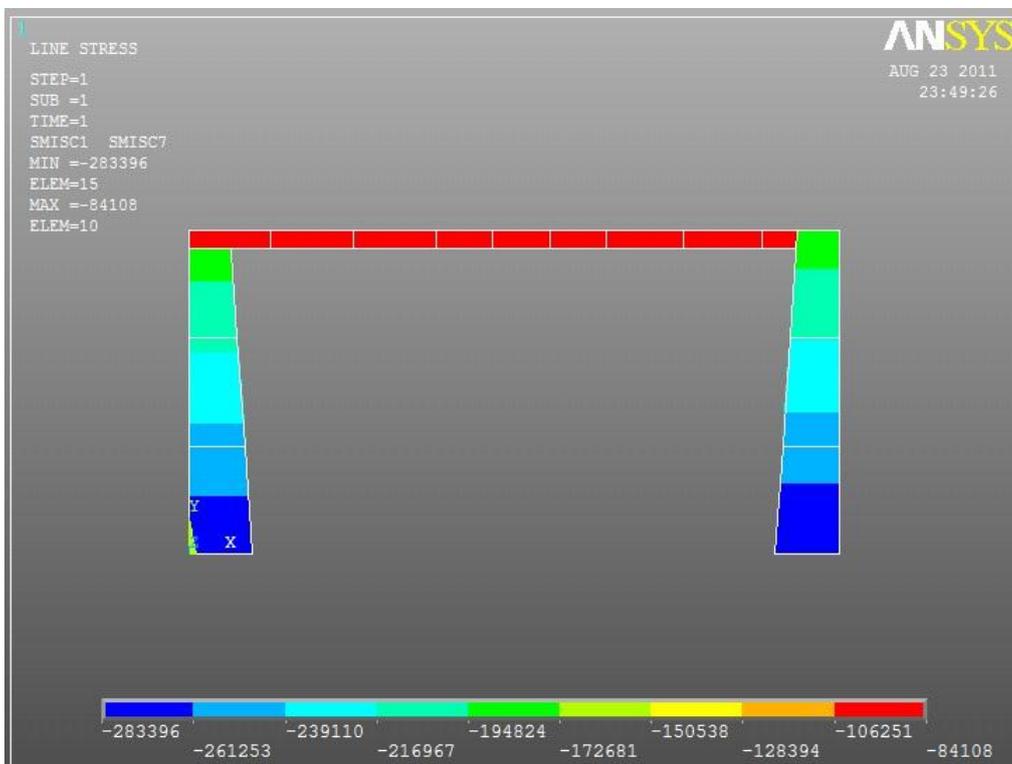
Estudo Ansys A9 pórtico, ponte

15 – Coordenadas dos nós considerados

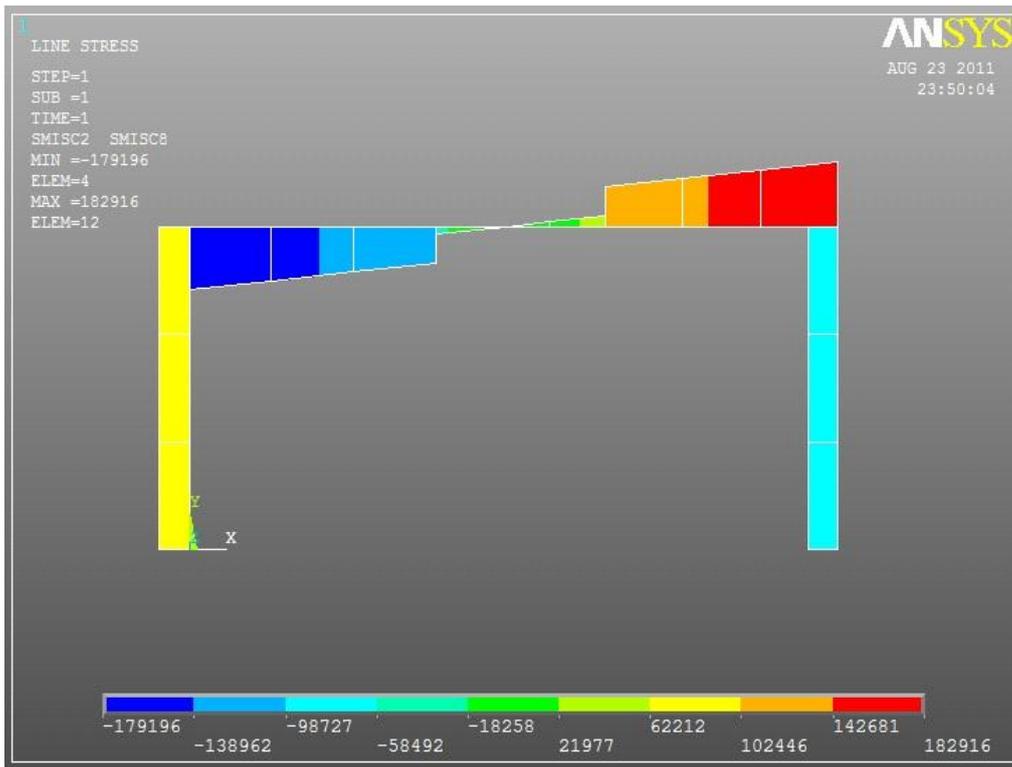
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	1.91E+01	0.00E+00	0
3	0.00E+00	9.60E+00	0
4	1.91E+01	9.60E+00	0
5	7.26E+00	9.60E+00	0
6	1.23E+01	9.60E+00	0
7	0.00E+00	3.20E+00	0
8	0	6.399667	0
9	1.91E+01	3.20E+00	0
10	1.91E+01	6.40E+00	0
11	2.42E+00	9.60E+00	0
12	4.84E+00	9.60E+00	0
13	1.68E+01	9.60E+00	0
14	1.45E+01	9.60E+00	0
15	8.93E+00	9.60E+00	0
16	1.06E+01	9.5995	0



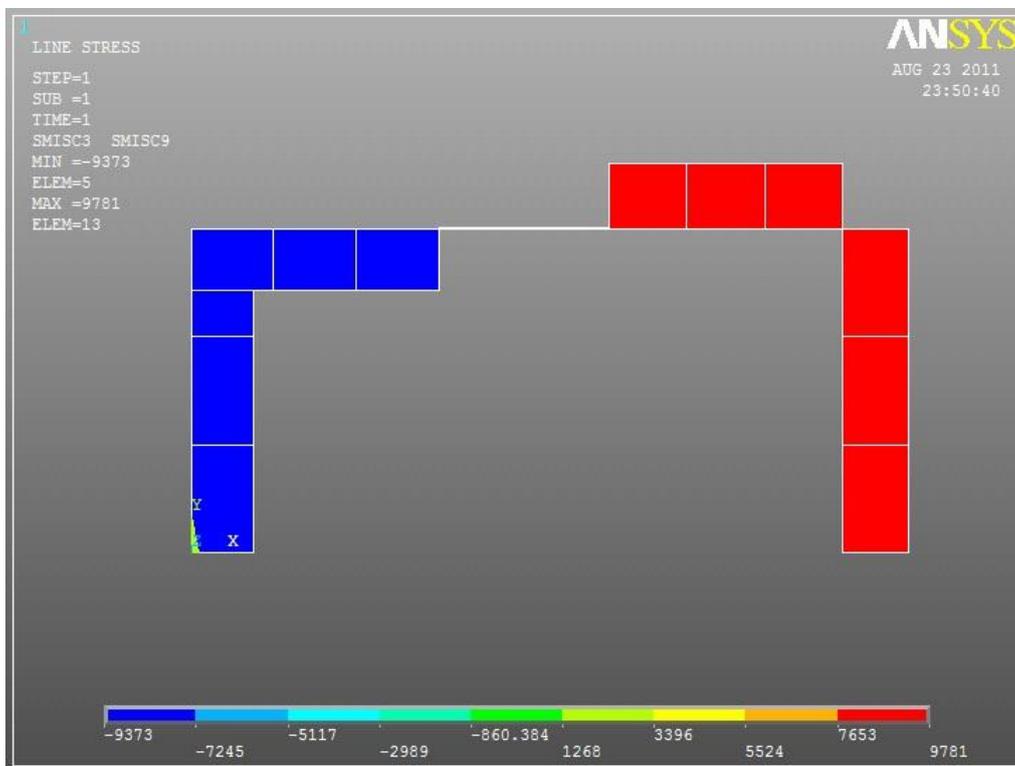
35 – Deformada.



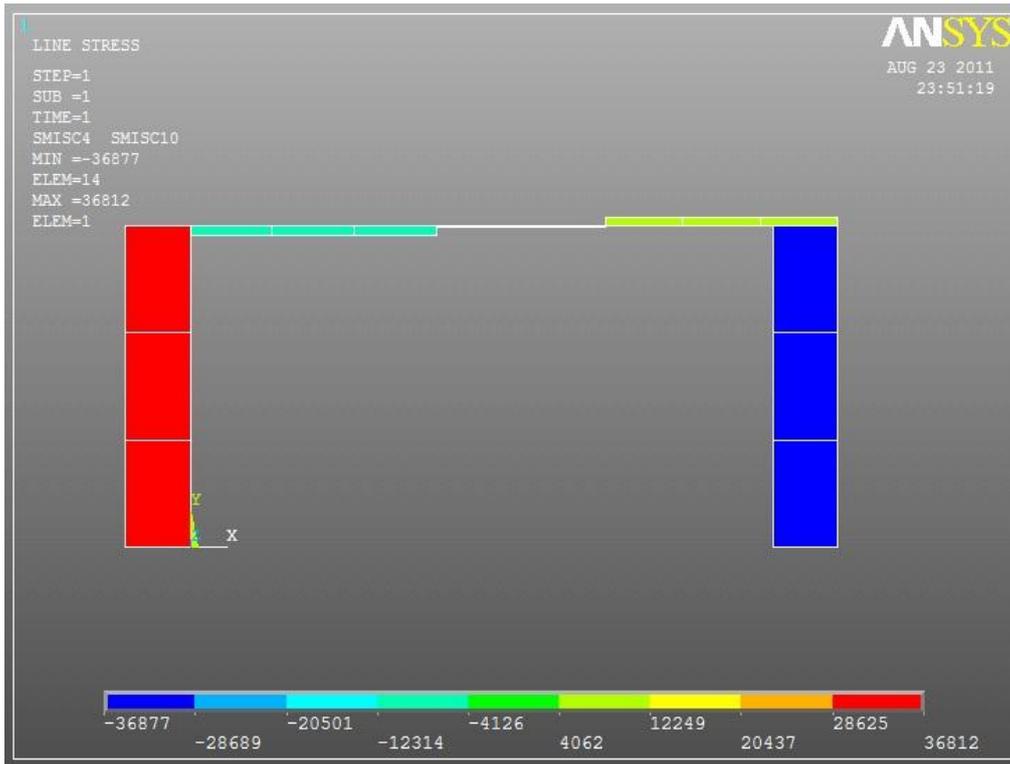
36 – Diagrama de esforços segundo x.



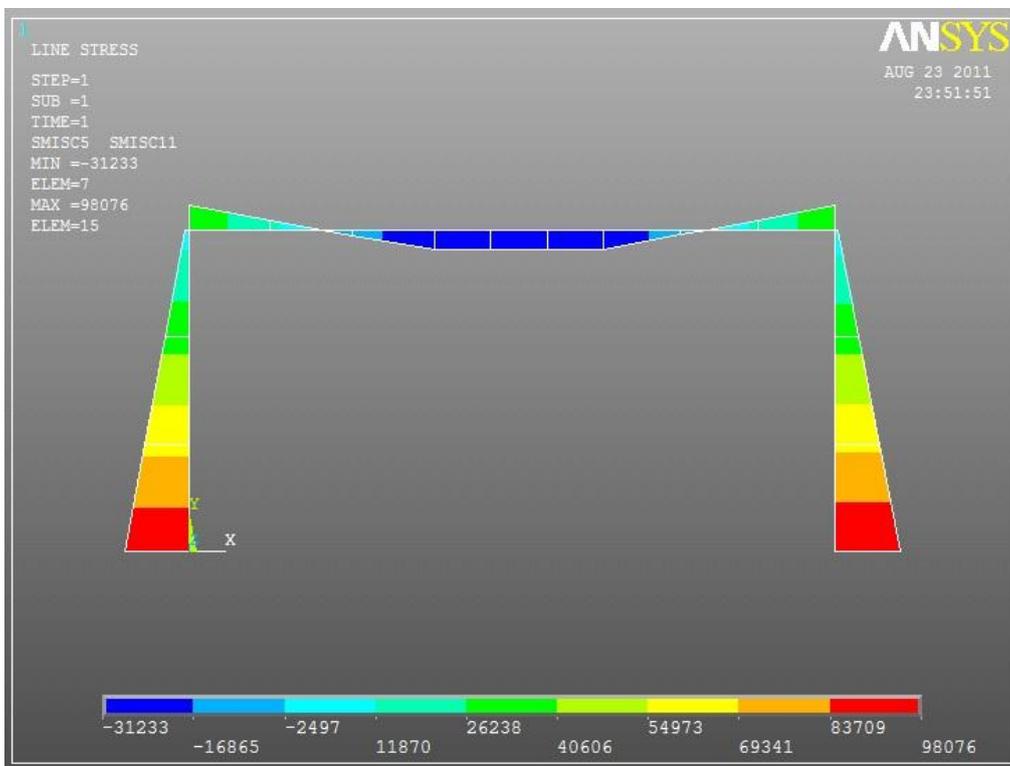
37 – Diagrama esforços segundos y.



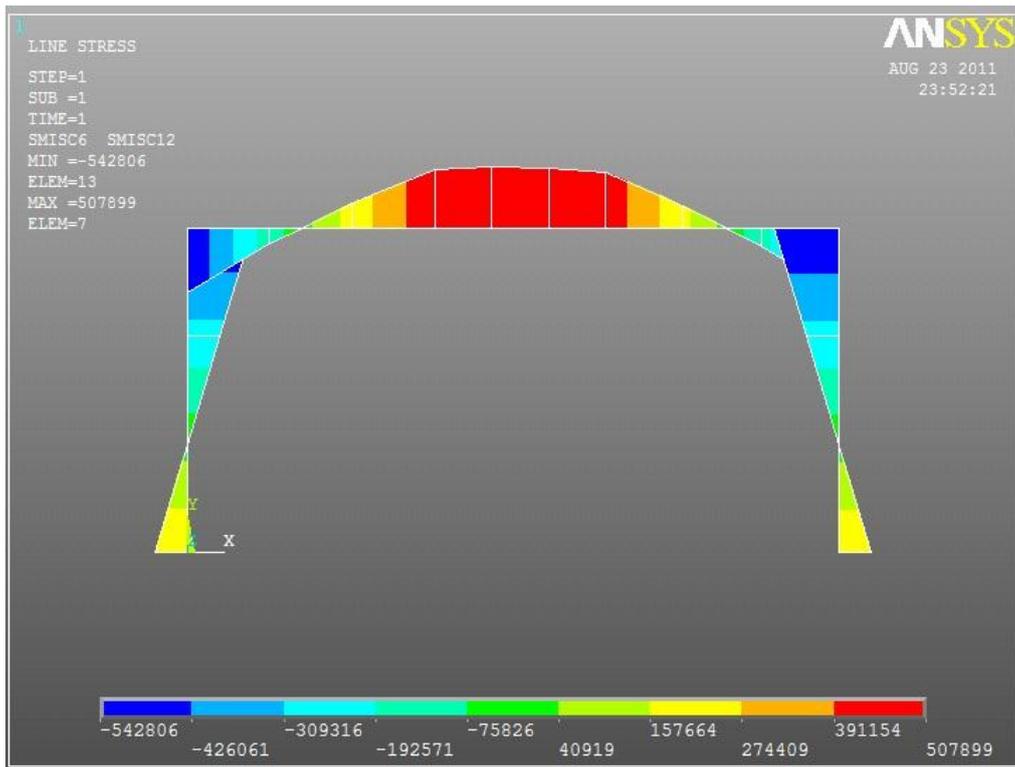
38 – Diagrama de esforços segundo z.



39 – Diagrama de momentos segundo x.



40 – Diagrama de momentos segundo y.



41 – Diagrama de momentos segundo z.

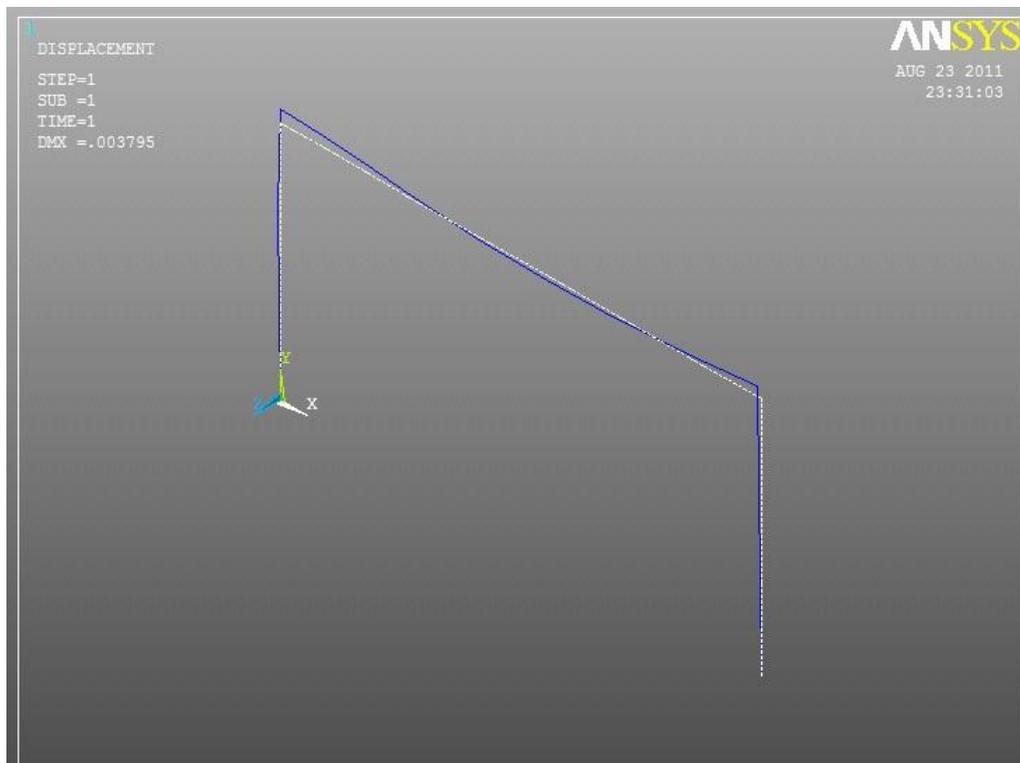
16 – Deslocamentos.

Nó	deslocamentos		
	x	y	z
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	1.45E-05	-8.48E-05	-1.08E-02
4	-4.74E-05	-8.62E-05	-1.09E-02
5	-9.05E-06	-3.14E-03	-1.35E-02
6	-2.52E-05	-3.05E-03	-1.35E-02
7	-2.07E-04	-3.24E-05	-1.56E-03
8	-4.10E-04	-6.06E-05	-5.52E-03
9	2.03E-04	-3.28E-05	-1.60E-03
10	3.95E-04	-6.16E-05	-5.62E-03
11	6.62E-06	-1.07E-03	-1.16E-02
13	-1.21E-06	-2.24E-03	-1.26E-02
14	-4.00E-05	-1.02E-03	-1.17E-02
15	-3.26E-05	-2.14E-03	-1.27E-02
16	-1.44E-05	-3.43E-03	-1.38E-02
Máx	3.95E-04	-3.24E-05	-1.56E-03
Min	-4.10E-04	-3.43E-03	-1.38E-02

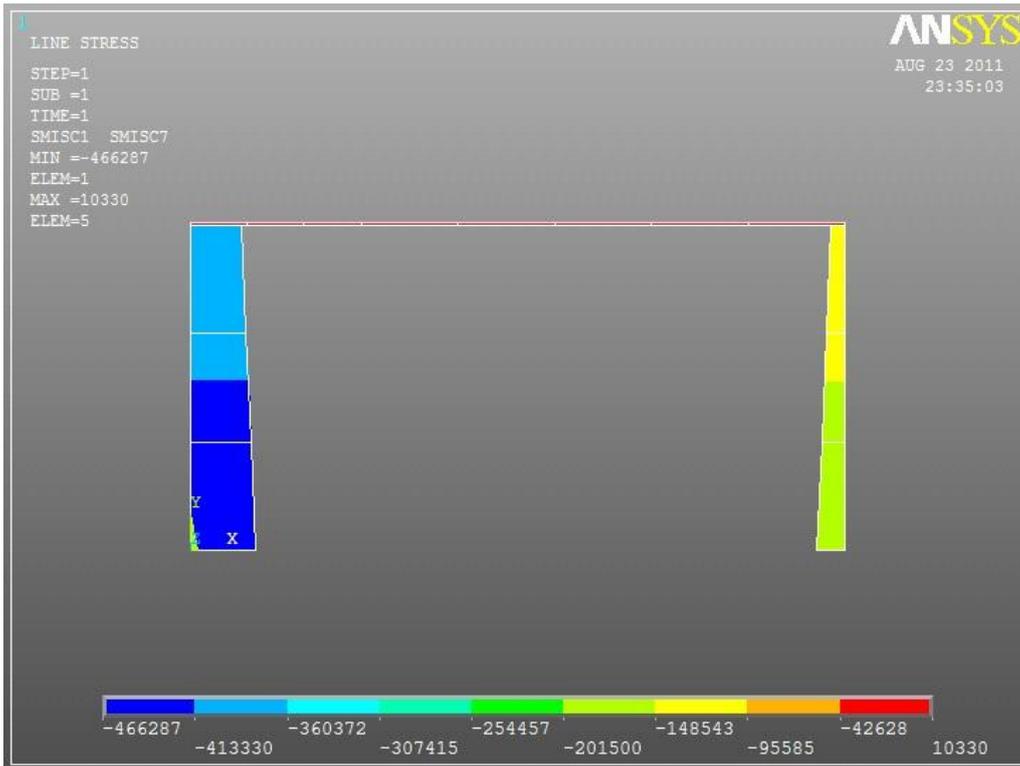
## Estudo Ansys A9 pórtico, resumo de resultados

17 – coordenadas dos nós considerados.

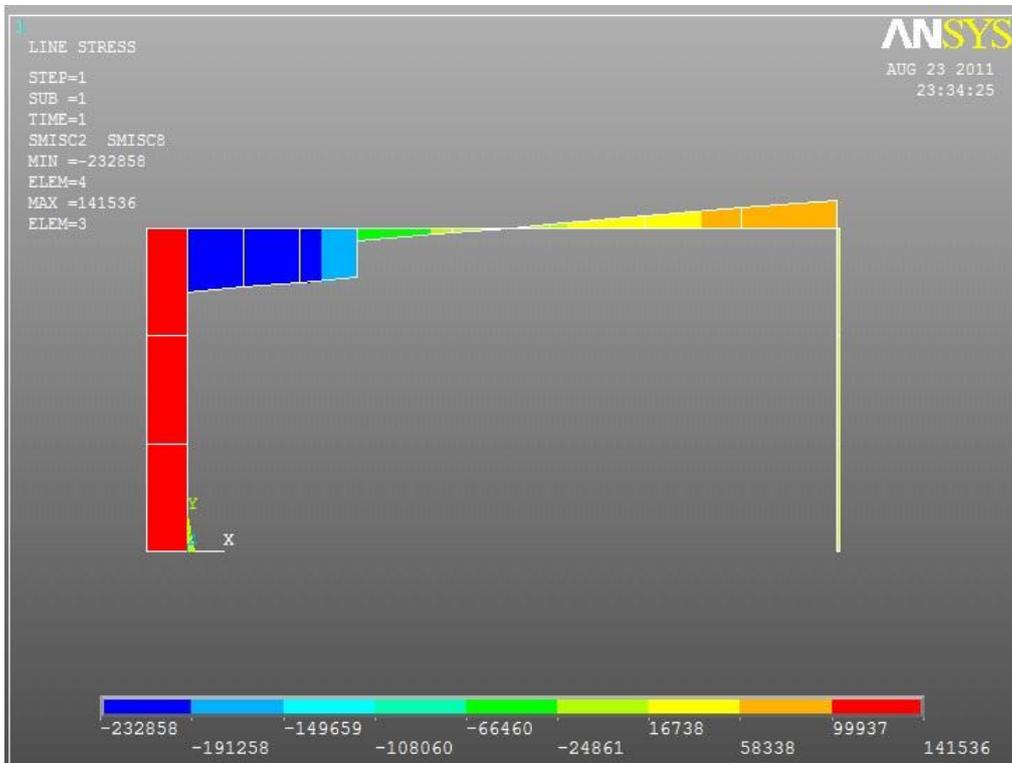
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	19.119	0	0
3	0	9.5995	0
4	19.119	9.5995	0
5	5	9.5995	0
6	0	3.199833	0
7	0	6.399667	0
8	19.119	3.199833	0
9	19.119	6.399667	0
10	16.2952	9.5995	0
11	13.4714	9.5995	0
12	10.6476	9.5995	0
13	7.8238	9.5995	0
14	1.666667	9.5995	0
15	3.333333	9.5995	0



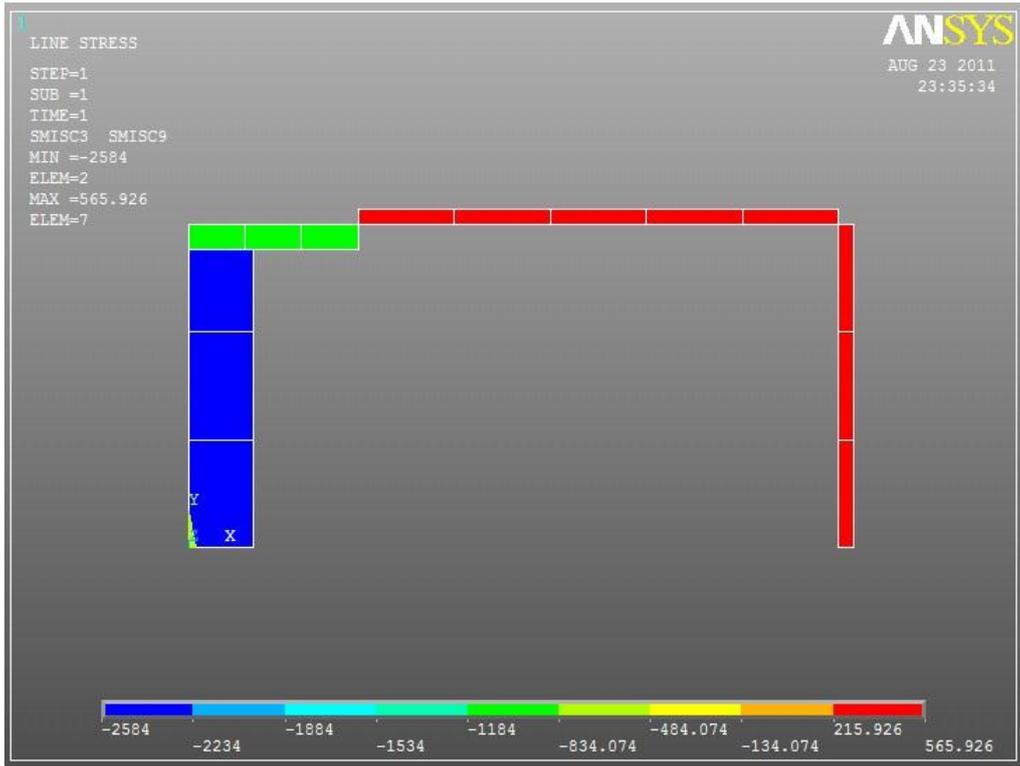
42 – Deformada



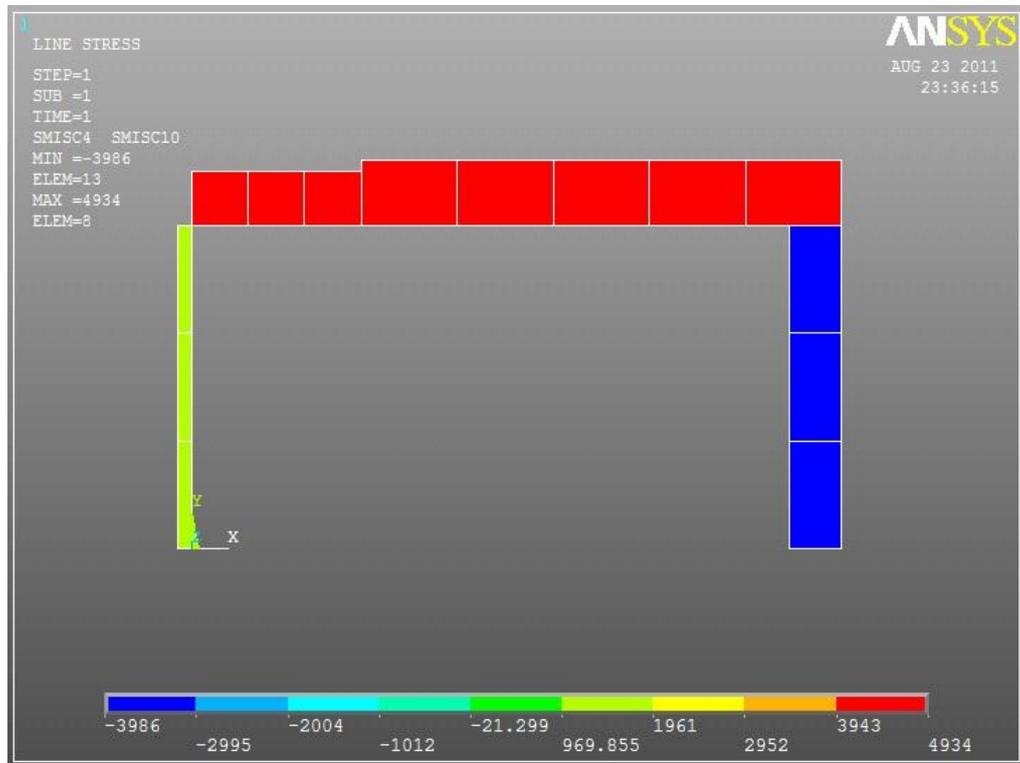
43 – Diagrama de esforços segundo x.



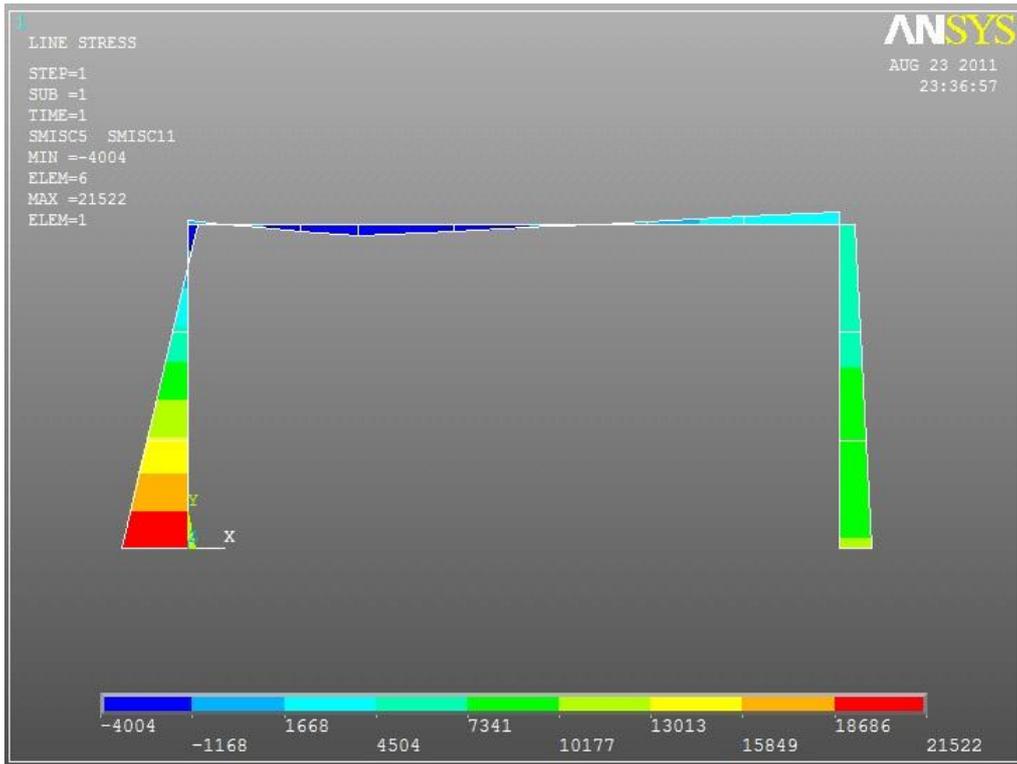
44 – Diagrama de esforços segundo y.



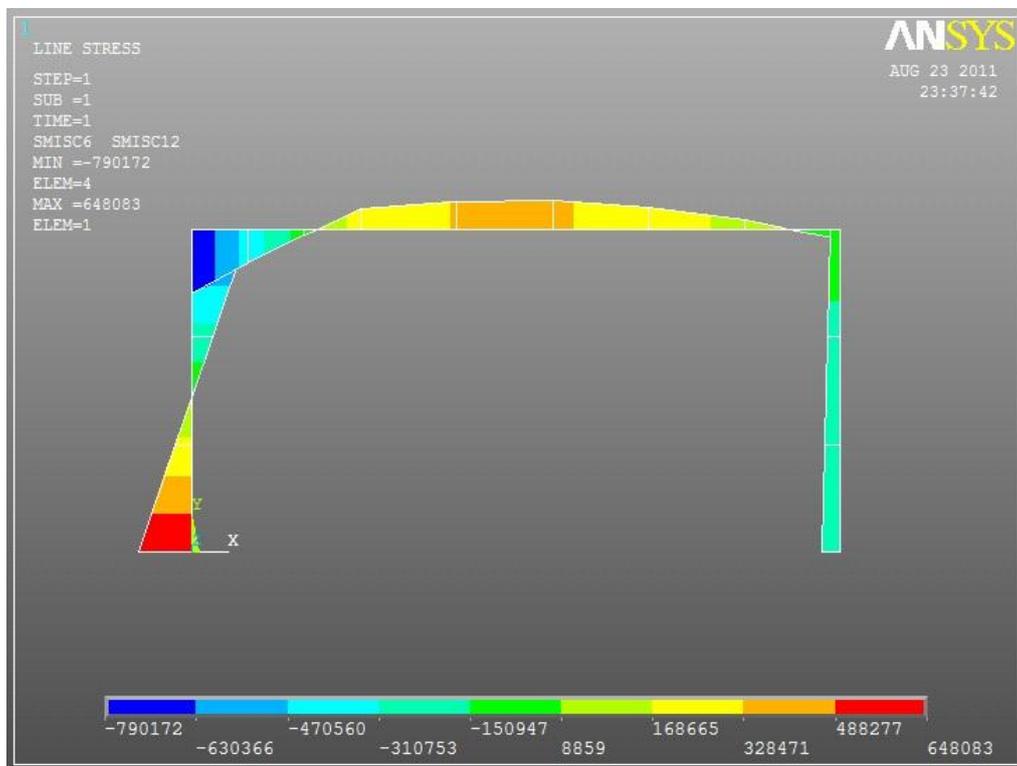
45 – Diagrama de esforços segundo z.



46 – Diagrama de momentos segundo x.



47 – Diagrama de momentos segundo y.



48 – Diagrama de momentos segundo z.

## 18 – Deslocamentos.

Nó	deslocamentos		
	x	y	z
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	-2.04E-03	-1.54E-04	-2.17E-03
4	-2.03E-03	-5.56E-05	-1.40E-03
5	-2.04E-03	-1.70E-03	-2.17E-03
6	-5.77E-04	-5.54E-05	-3.42E-04
7	-1.61E-03	-1.07E-04	-1.17E-03
8	-2.51E-04	-2.27E-05	-1.78E-04
9	-9.54E-04	-4.12E-05	-6.67E-04
10	-2.03E-03	-1.19E-03	-1.51E-03
11	-2.03E-03	-2.13E-03	-1.69E-03
12	-2.04E-03	-2.59E-03	-1.89E-03
13	-2.04E-03	-2.44E-03	-2.06E-03
14	-2.04E-03	-4.76E-04	-2.18E-03
15	-2.04E-03	-1.06E-03	-2.19E-03
Max	-2.51E-04	-2.27E-05	-1.78E-04
Min	-2.04E-03	-2.59E-03	-2.19E-03

## Resistência das secções transversais, cálculo de tensões utilizando o Maple

Exemplo de cálculo – Verificação resistência mecânica da secção, ELU4 viga ponte (a) nó crítico 1

>

*restart;*

*#ELU4 viga ponte (a), secção s1*

*A := 30080·10<sup>-6</sup>;*

*Iz := 15345220106.6710<sup>-12</sup>;*

*Iy := 327955066610<sup>-12</sup>;*

*Ix := 4814070773.3310<sup>-12</sup>;*

*Iyz := 0;*

$$3.01 \times 10^{-2}$$

$$1.53 \times 10^{-2}$$

$$3.28 \times 10^{-3}$$

$$4.81 \times 10^{-3}$$

$$0.00 \times 10^0$$

#Cálculo tensão normal, no 1

#carregamento, considerando valores diagramas de esforços e de momentos

$F_x := 888.134$   
 $F_y := 97594$   
 $F_z := 47201$   
 $M_x := 16590$   
 $M_y := 90291$   
 $M_z := 253061$

$$8.88 \times 10^2$$

$$9.76 \times 10^4$$

$$4.72 \times 10^4$$

$$1.66 \times 10^4$$

$$9.03 \times 10^4$$

$$2.53 \times 10^5$$

> #orientação plano resultante momentos, considerando a Figura 32

$$\beta := \frac{\pi}{2} - \tan\left(\frac{M_y}{M_z}\right);$$

$$500.00 \times 10^{-3} \pi - \tan(356.79 \times 10^{-3})$$

#orientação do eixo neutro considerando a equação 30

$$\alpha := \arctan\left(\frac{I_z \cdot \tan(\beta) - I_{yz}}{I_y - I_{yz} \cdot \tan(\beta)}\right);$$

$$\arctan\left(4.679061760 \cot\left(\tan\left(\frac{90291}{253061}\right)\right)\right)$$

evalf( $\alpha$ )

$$1.49 \times 10^0$$

#Aplicando as equações 29 e 30, cometendo o erro de desprezar o esforço axial (simplificação)

$$eqa := \frac{F_x}{A} + \frac{M_z \cdot I_y - M_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot y + \frac{M_y \cdot I_z - M_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot z;$$

$$29525.73138 + 1.64911938810^7 y + 2.75315155010^7 z$$

$$eqb := -\frac{y}{z};$$

$$-\frac{y}{z}$$

solve({ $eqa = 0$ ,  $eqb = \tan(\alpha)$ }, [y, z]);

$$[[y = -2.08 \times 10^{-3}, z = 1.74 \times 10^{-4}]]$$

> #cálculo tensão máxima

$$y := -0.002080685239$$

$$z := 0.0001738826289$$

$$-2.08 \times 10^{-3}$$

$$1.74 \times 10^{-4}$$

$$y1 := 1.408 - y; \quad z1 := \frac{y1}{\tan(\alpha)};$$

$$1.41 \times 10^0$$

$$\frac{0.3013597078}{\cot\left(\tan\left(\frac{90291}{253061}\right)\right)}$$

evalf(z1)

$$1.18 \times 10^{-1}$$

#Aplicando a equação 28,

$$\sigma_{x,flex} := \frac{Fx}{A} + \frac{Mz \cdot Iy - My \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot y1 + \frac{My \cdot Iz - Mz \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot z1;$$

$$2.32834396910^7 + \frac{8.29688946610^6}{\cot\left(\tan\left(\frac{90291}{253061}\right)\right)}$$

evalf( $\sigma_{x,flex}$ )

$$2.65 \times 10^7$$

#Calculo tensão de corte devido as esforços transversos,  
considerando a equação 34

#dois pontos para avaliar a tensão de corte devido ao esforço  
transverso

#ponto1, esquerda referencial considerado

$$A1 := 7140 \cdot 10^{-6};$$

$$yp1 := 0;$$

$$zp1 := 0.4;$$

$$b1 := 0.524$$

$$7.14 \times 10^{-3}$$

$$0.00 \times 10^0$$

$$4.00 \times 10^{-1}$$

$$5.24 \times 10^{-1}$$

$$Qz1 := A1 \cdot yp1; \quad Qy1 := A1 \cdot zp1;$$

$$0.00 \times 10^0$$

$$2.86 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{yz,flex,p1} := \frac{1}{b1} \cdot \left( \frac{Qz1 \cdot Iy - Qy1 \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot Fy + \frac{Qy1 \cdot Iz - Qz1 \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot Fz \right);$$

$$7.84 \times 10^4$$

> #ponto2, abaixo referencial considerado  
 $A2 := 0.001;$   
 $yp2 := 0.257;$   
 $zp2 := 0;$   
 $b2 := 1;$

$$1.00 \times 10^{-3}$$

$$2.57 \times 10^{-1}$$

$$0.00 \times 10^0$$

$$1.00 \times 10^0$$

$Qzp2 := A2 \cdot yp2;$   $Qyp2 := A2 \cdot zp2;$

$$2.57 \times 10^{-4}$$

$$0.00 \times 10^0$$

$$\tau_{yz, flex, p2} := \frac{1}{b2} \cdot \left( \frac{Qzp2 \cdot Iy - Qyp2 \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz} \cdot Fy + \frac{Qyp2 \cdot Iz - Qzp2 \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot Fz \right);$$

$$1.63 \times 10^3$$

#Cálculo da tensão de corte devido ao momento torsor,  $Mx$ ,  
 componente uniforme

#Considerando a equação 42

$$J := \frac{(0.025 \cdot A^4)}{Ix};$$

#Considereando a equação 37

$$t := \frac{10}{1000};$$

$$\tau_{yz, torsão} := \frac{Mx \cdot t}{J};$$

$$4.25 \times 10^{-6}$$

$$1.00 \times 10^{-2}$$

$$3.90 \times 10^7$$

#Considera-se para esta secção que as tensões devido à torção não  
 uniformes dão desprezáveis

#tensão de corte e normal na secção

$$\sigma_x := \text{evalf}(\sigma_{x, flex});$$

$$2.65 \times 10^7$$

#tensão de corte na secção  $\tau_{yz} := \tau_{yz, flex, p1} + \tau_{yz, torsão};$

$$3.91 \times 10^7$$

#Aplicando o critério Von Mises  $\sigma_{VM} := \text{sqrt}(\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2);$

$$7.27 \times 10^7$$

> #Aço S355,  $fy := 355 \cdot 10^6;$

$$3.55 \times 10^8$$

$$\# \text{factor de segurança, } ns \quad \gamma_{M1} := 1; \quad ns := \frac{f_y}{\frac{\sigma_{VM}}{\gamma_{M1}}}$$

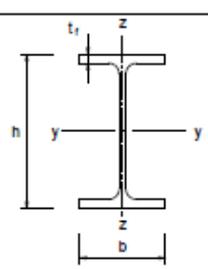
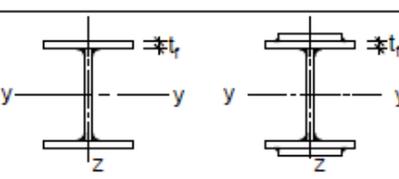
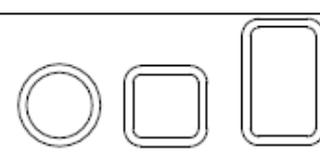
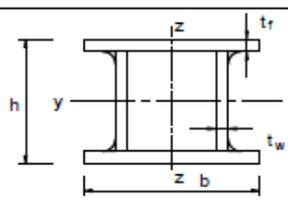
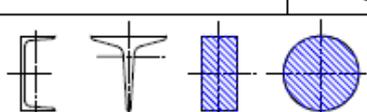
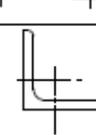
$$1.00 \times 10^0$$

$$4.88 \times 10^0$$

## Anexo IV

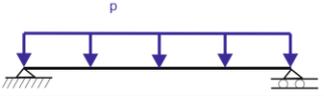
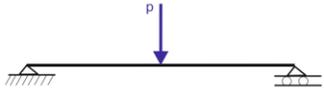
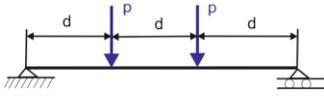
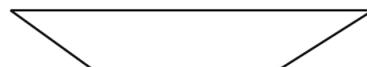
Escolha da curva de encurvadura em função de um elemento de construção.

19 – Curvas de Encurvadura em função da secção transversal do elemento (2).

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Perfis I soldados			$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
			$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Secções tubulares			acabadas a quente	qualquer	a	a <sub>0</sub>
			enformadas a frio	qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas			em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b
			soldaduras espessas: a > 0,5t <sub>f</sub> b/t <sub>f</sub> < 30 h/t <sub>w</sub> < 30	qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c	c
Cantonarias				qualquer	b	b

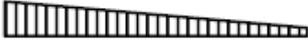
**Parâmetro para o cálculo do momento crítico de instabilidade elástica**

**20- Coeficiente  $k_z$ , C1, C2 e C3 para elementos com carvas transversais (3).**

carregamento	Diagrama de momentos	$k_z$	C1	C2	C3
		1,0 0,5	1,12 0,97	0,45 0,36	0,525 0,478
		1,0 0,5	1,35 1,05	0,59 0,48	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,04 0,95	0,42 0,31	0,562 0,539

**Factor de correcção  $k_c$  para determinar  $\chi_{LT, mod}$**

**21 – Factores de correcção  $k_c$  (2).**

<i>Distribuição de momentos</i>	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

Parâmetros  $k_{ij}$  para verificar para verificação da resistência à encurvadura

22 – Factores de iteração  $k_{ij}$  (2).

$\mu_x = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}}{1 - \chi_x \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}$ <p><math>C_{my}</math> ver o Quadro A.2</p> $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ <p>com <math>c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}</math></p> $C_{xy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ <p>com <math>d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}</math></p> $C_{zx} = 1 + (w_z - 1) \left[ 2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right] n_{pl} \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ <p>com <math>e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}</math></p>
$\bar{\lambda}_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$ <p><math>\bar{\lambda}_0</math> = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme, ou seja, <math>\psi_y = 1,0</math> no Quadro A.2</p> <p><math>\bar{\lambda}_{LT}</math> = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral</p>	
<p>Se <math>\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Tf}} \right)}</math> :</p> $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$	

23 – Factores de iteração  $k_{ij}$ , continuação (2)

Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Termos auxiliares:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \eta_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ <p>com <math>b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^{-2} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}</math></p>	

24 – Factores de iteração  $k_{ij}$ , conclusão (2).

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}$$

Se  $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$  :  $C_{mz} = C_{mz,0}$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

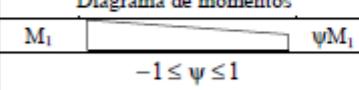
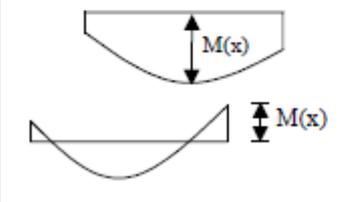
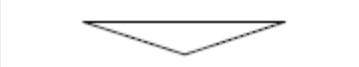
$C_1$  coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades;  $C_1$  poderá tomar-se igual a  $k_c^{-2}$ , em que  $k_c$  é obtido do Quadro 6.6

$C_{mi,0}$  ver o Quadro A.2

$$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$
 para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3
$$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$$
 para as secções transversais da Classe 4

$N_{cr,y}$  = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y  
 $N_{cr,x}$  = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z  
 $N_{cr,T}$  = esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção  
 $I_T$  = constante de torção de St. Venant  
 $I_y$  = momento de inércia em relação ao eixo y-y

Quadro A.2 – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_{mi,0}$

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  \delta_x }{L^2  M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p><math>M_{i,Ed}(x)</math> valor máximo do momento <math>M_{y,Ed}</math> ou <math>M_{z,Ed}</math> correspondente a uma análise de primeira ordem</p> <p><math> \delta_x </math> flecha máxima ao longo do elemento</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

## Exemplo dos cálculos numéricos de verificação da resistência à encurvadura utilizando o Maple

Elemento viga, ELU4 viga ponte (a), verificação da resistência à encurvadura lateral (eixo y)

> restart;

#Verificação resistência à encurvadura por esforço axial compressão, viga análise ELU4 viga ponte (a), maiores deslocamentos

#cálculo esbelteza de referência, lambda 1

#das propriedades materia (S355) tem —se

$$E := 210 \cdot 10^9;$$

$$f_y := 355 \cdot 10^6;$$

$$21000000000$$

$$355000000$$

$\pi$

$\pi$

evalf( $\pi$ )

$$3.141592654$$

$$\lambda_1 := \text{evalf}\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right);$$

$$76.40914559$$

>

#Cálculo da carga critica de compressão, Ncr

#carga critica elastica de encurvadura por flexão no eixo y

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l^2};$$

$$\frac{210000000000 \pi^2 I_y}{l^2}$$

$$l := 25.012; I_y := 59946941666.6410^{-12};$$

$$25.012$$

$$0.0599469416$$

$$N_{cr,y} := \text{evalf}\left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l^2}\right);$$

$$1.98604567310^8$$

#carga critica elástica de encurvadura por torção

$$N_{cr,T} := \text{evalf}\left(\frac{1}{ic^2} \cdot \left(G \cdot I_x + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{ET}^2}\right)\right);$$

$$\frac{G I_x + \frac{2.07261692510^{12} I_w}{L_{ET}^2}}{ic^2}$$

>

#das propriedades e geometria do material tem-se

$$\nu := 0.3;$$

$$I_x := 45613420333.3310^{-12};$$

$$I_w := 0;$$

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)};$$

$$0.3$$

$$0.0456134203.$$

$$0$$

$$8.07692307710^{10}$$

#considerando Tabela 1 do Anexo IV  $L_{ET} := 0.5 \cdot l;$

$$12.5060$$

#calculo de ic, raio de giração polar  $ic := \sqrt{yc^2 + \frac{(I_y + I_z)}{A}};$

$$\sqrt{yc^2 + \frac{0.05994694167 + I_z}{A}}$$

#yc, distancia entre o centro de corte e o centro de gravidade da secção

#desprezando yc e considerando as características geométricas da secção

$$I_z := 91666478666.6710^{-12};$$

$$A := 53000 \cdot 10^{-6};$$

$$yc := 0;$$

$$0.0916664786$$

$$\frac{53}{1000}$$

$$0$$

eval(ic)

$$2.86063057.$$

#por fim tem-se o valor de  $N_{cr,T}$  eval( $N_{cr,T}$ )

$$4.50209893610^8$$

#Cálculo da carga critica elástica de encurvadura por flexo-torsão,  
 $N_{cr,TF}$

$$N_{cr,TF} := \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left( (N_{cr,y} + N_{cr,T}) - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot N_{cr,y} \cdot N_{cr,T}} \right);$$

$$\frac{1}{2} \frac{6.48814460910^8 - \sqrt{4.20960204710^{17} - 3.57654964410^{17} \beta}}{\beta}$$

> #cálculo do factor  $\beta \beta := 1 - \left( \frac{yc}{ic} \right)^2;$

$$1.$$

evalf( $N_{cr, TF}$ );

1.98604567210<sup>8</sup>

#é importante que a carga critica de encurvadura por flexo torsão  
seja menor que por simplesmente torsão

#Cálculo da esbelteza nominal, lambda

$$\lambda := \text{sqrt}\left(\frac{A \cdot f_y}{N_{cr, TF}}\right);$$

0.3077921190

#Seleção da curva de encurvadura para se obter  $\alpha$  considerando  
a Tabela 1 do Anexo IV

#curva de encurvadura b e consultando a Tabela 25 tem-se,

$\alpha := 0.34$ ;

0.34

#Cálculo do parametro  $\Phi$   $\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2)$ ;

0.565692654;

#calculo do parametro de redução X

$$X := \min\left(\frac{1}{\Phi + \text{sqrt}(\Phi^2 - \lambda^2)}, 1\right);$$

0.961241649;

>

#Calculo de Nbrd, valor de calculo de resistência à encurvadura do  
elemento comprimido

$$Nbrd := \frac{X \cdot A \cdot f_y}{X \gamma_{MI}}$$

1.80857616310<sup>7</sup>  
 $X \gamma_{MI}$

#sendo  $X \gamma_{MI} := 1$ ;

1

evalf(Nbrd);

1.80857616310<sup>7</sup>

#Através do diagrama de momentos em x indicado na figura 1 do  
Anexo II

#tem-se o esforço de compressão máximo

$N_x := 888.134$ ;

888.134

#verificação da encurvadura devido a compressão, factor de  
segurança da equação 70 (fs)

$$fs := \frac{Nbrd}{N_x};$$

20363.7757

**Elemento viga, ELU4 viga ponte (a), verificação da resistência à encurvadura por flexão devido a My**

>

restart;

*#Verificação resistência à encurvadura devido a flexão com  
torsão, ELU4 viga ponte (a), eixo y (My)*

*#Cálculo Momento resistente, Md*

*#Sendo, #Módulo de flexão, Weff*  $Weff := \frac{I_y}{z};$

$$\frac{I_y}{z}$$

$I_y := 59946941666.6710^{-12}; z := 0.5;$

0.0599469416

0.5

evalf(Weff)

0.119893883

*#Tensão limite elástico, fy, S355*  $fy := 355 \cdot 10^6;$

355000000

>

restart;

*#Verificação resistência à encurvadura devido a flexão com  
torsão, ELU4 viga ponte (a), eixo y (My)*

*#Cálculo Momento resistente, Md*

*#Sendo, #Módulo de flexão, Weff*  $Weff := \frac{I_y}{z};$

$$\frac{I_y}{z}$$

$I_y := 59946941666.6710^{-12}; z := 0.5;$

0.0599469416

0.5

evalf(Weff)

0.119893883

*#Tensão limite elástico, fy, S355*  $fy := 355 \cdot 10^6;$

355000000

0.508608545

#cálculo parametro redução de área  $X_{LT}$

$$X_{LT} := \min\left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \text{sqrt}(\Phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2)}, 1\right);$$

0.954076119

#cálculo de  $X_{LT,m}$ ,

considerando a distribuição de momentos entre apoios adjacentes

#atraves tabela 3 do Anexo IV

$k_c := 0.9;$

0.9

$$f := \min\left(\left(1 - 0.5(1 - k_c)\left(1 - 2(\lambda_{LT} - 0.8)^2\right)\right), 1\right);$$

0.95

$$X_{LT,m} := \min\left(\frac{X_{LT}}{f}, X_{LT}, 1\right);$$

0.954076119

#Cálculo do momento resistente à encurvadura,  $M_{bd}$   $X\gamma_{MI} := 1;$

1

$$M_{bd} := \frac{X_{LT,m} \cdot W_{eff} \cdot f_y}{X\gamma_{MI}};$$

4.06077012710<sup>7</sup>

#Do diagrama de momentos segundo y, Figura 5 do Anexo IV, tem-se o momento máximo

$M_y := 204384$

204384

#Verificação, factor de segurança,  $f_s$ , equação 82  $f_s := \frac{M_{bd}}{M_y};$

198.683366

**Elemento viga, ELU4 viga ponte (a), verificação da resistência à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral**

> restart;

#verificação resistência à encurvadura devido à flexão compressão

#Dos estudos anteriores, encurvadura lateral segundo eixo y e z, encurvadura por flexão devido a My e Mz, tem-se:

$N_{ED} := 888.134;$   
 $Xy := 0.9612416495$   
 $N_{RK} := 1.80857616310^7;$   
 $M_{y,ED} := 204384$   
 $X_{LT} := 0.9540761194$   
 $M_{y,RK} := 4.06077012710^7;$   
 $M_{z,ED} := 575893$   
 $M_{z,RK} := 2.31119317710^7;$   
 $Xz := 0.9826020578$   
 $N_{cr,y} := 1.98604567310^8;$   
 $N_{cr,z} := 3.03691578310^8;$   
 $N_{cr,TF} := 4.50209893610^8;$

888.134

0.961241649:

1.80857616310<sup>7</sup>

204384

0.954076119:

4.06077012710<sup>7</sup>

575893

2.31119317710<sup>7</sup>

0.982602057:

1.98604567310<sup>8</sup>

3.03691578310<sup>8</sup>

4.50209893610<sup>8</sup>

> #calculo dos parametros ui  $uy := \frac{1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,y}}}{1 - Xy \cdot \frac{N_{ED}}{N_{cr,y}}};$

0.999999826

$uz := \frac{1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,z}}}{1 - Xz \cdot \frac{N_{ED}}{N_{cr,z}}};$

0.999999949

#calculo dos parametros Cm,i #por defenição  $\lambda_0 := 0.2$ ;

0.2

#anteriormente, calculou-se o parametro C1

c1 := 1.12;

$$eq1 := 0.2 \cdot \text{sqrt}(1) \cdot \left( \left( 1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,z}} \right) \cdot \left( 1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,TF}} \right) \right)^{\frac{1}{4}};$$

1.12

0.199999755

#neste caso não se verificam-se as seguintes condições

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} : \begin{aligned} C_{my} &= C_{my,0} \\ C_{mz} &= C_{mz,0} \\ C_{mLT} &= 1,0 \end{aligned}$$

#verifica-se a seguinte condição

$$\begin{aligned} C_{my} &= C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}} \\ \text{Se } \bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} : C_{mz} &= C_{mz,0} \\ C_{mLT} &= C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1 \end{aligned}$$

C<sub>1</sub> coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades; C<sub>1</sub> poderá tomar-se igual a k<sub>c</sub><sup>-2</sup>, em que k<sub>c</sub> é obtido do Quadro 6.6

C<sub>mi,0</sub> ver o Quadro A.2

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \text{ para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \text{ para as secções transversais da Classe 4}$$

#Calculo dos parametros da figura anterior  $a_{LT} := 1 - \frac{I_x}{I_y}$ ;

$$1 - \frac{I_x}{I_y}$$

I<sub>x</sub> := 45613420333.3310<sup>-12</sup>; I<sub>y</sub> := 59946941666.6710<sup>-12</sup>;

0.0456134203.

```

0.0599469416
evalf (aLT)
0.239103462
A := 53000·10-6; Wy := 0.04257595289
0.0425759528
53
1000
0.0425759528
> εy :=  $\frac{M_{y,ED}}{N_{ED}} \cdot \frac{A}{W_y}$ ;
286.470490
#Cálculo do Cmy,0 Cmy0 := 1 +  $\left( \frac{\pi \cdot E \cdot I_y \cdot \delta x}{l^2 \cdot M_{y,ED}} - 1 \right) \cdot \left( \frac{N_{ED}}{N_{cr,y}} \right)$ ;
0.9999955281 +  $\frac{1.31162414110^{-12} \pi E \delta x}{l^2}$ 
#sendo l := 25.012; E := 210·109;
25.012
21000000000
> #δx é a flexa máxima no elemento, da análise ansys tem — se
δx := 1.42E-03;
0.00142
π
π
evalf (π)
3.14159265
evalf (evalf (Cmy0))
0.999997492
#cálculo de Cmy
Cmy := evalf  $\left( C_{my0} + (1 - C_{my0}) \cdot \left( \frac{(\epsilon_y)^{0.5} \cdot aLT}{1 + (\epsilon_y)^{0.5} \cdot aLT} \right) \right)$ ;
0.999999503
#cálculo de Cmz0
Cmz0 := evalf  $\left( 1 + \left( \frac{\pi \cdot E \cdot I_z \cdot \delta x}{l^2 \cdot M_{z,ED}} - 1 \right) \cdot \left( \frac{N_{ED}}{N_{cr,z}} \right) \right)$ ;
0.9999970755 + 0.00000760439416Zz
> Iz := 91666478666.6710-12;
0.0916664786
evalf (Cmz0)
0.999997772
Cmz := Cmz0;

```

0.9999977720

#cálculo de  $CmLT$

$$CmLT := Cmy^2 \cdot \left( \frac{aLT}{\left(1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr,T}}\right)} \right);$$

0.2391039245  
 $1 - \frac{888.134}{N_{cr,T}}$

> #de calculos anteriores tem-se  $N_{cr,T} := 4.50209893610^8$ ;  
4.50209893610<sup>8</sup>

evalf(CmLT)

0.2391043960

#cálculo de  $kyy$   $kyy := Cmy \cdot CmLT \cdot \left( \frac{uy}{1 - \left(\frac{N_{ED}}{N_{cr,y}}\right)} \right);$

0.2391053050

#cálculo de  $kyz$   $kyz := Cmz \cdot \left( \frac{uy}{1 - \left(\frac{N_{ED}}{N_{cr,z}}\right)} \right);$

1.000000520

> #cálculo de  $kzy$   $kzy := Cmy \cdot CmLT \cdot \left( \frac{uz}{1 - \left(\frac{N_{ED}}{N_{cr,y}}\right)} \right);$

0.2391053340

#cálculo de  $kzz$   $kzz := Cmz \cdot \left( \frac{uz}{1 - \left(\frac{N_{ED}}{N_{cr,z}}\right)} \right);$

1.000000640

#verificação da seguinte condição, eq2, considerando o factor parcia  $\gamma M1$  com o valor de 1 (expressão 83)

$$eq2 := \frac{N_{ED}}{Xy \cdot N_{RK}} + kyy \cdot \left( \frac{M_{y,ED}}{X_{LT} \cdot M_{y,RK}} \right) + kyz \cdot \left( \frac{M_{z,ED}}{M_{z,RK}} \right);$$

0.02623003850

#verificação da seguinte condição, eq3, considerando o factor parcia  $\gamma M1$  com o valor de 1 (expressão 84)

$$eq3 := \frac{N_{ED}}{Xz \cdot N_{RK}} + kzy \cdot \left( \frac{M_{y,ED}}{X_{LT} \cdot M_{y,RK}} \right) + kzz \cdot \left( \frac{M_{z,ED}}{M_{z,RK}} \right);$$

0.0262289311:

*#aplicando a equação 85, factor segurança encurvadura 1*  
 $\eta_{enc1} := eq2^{-1};$

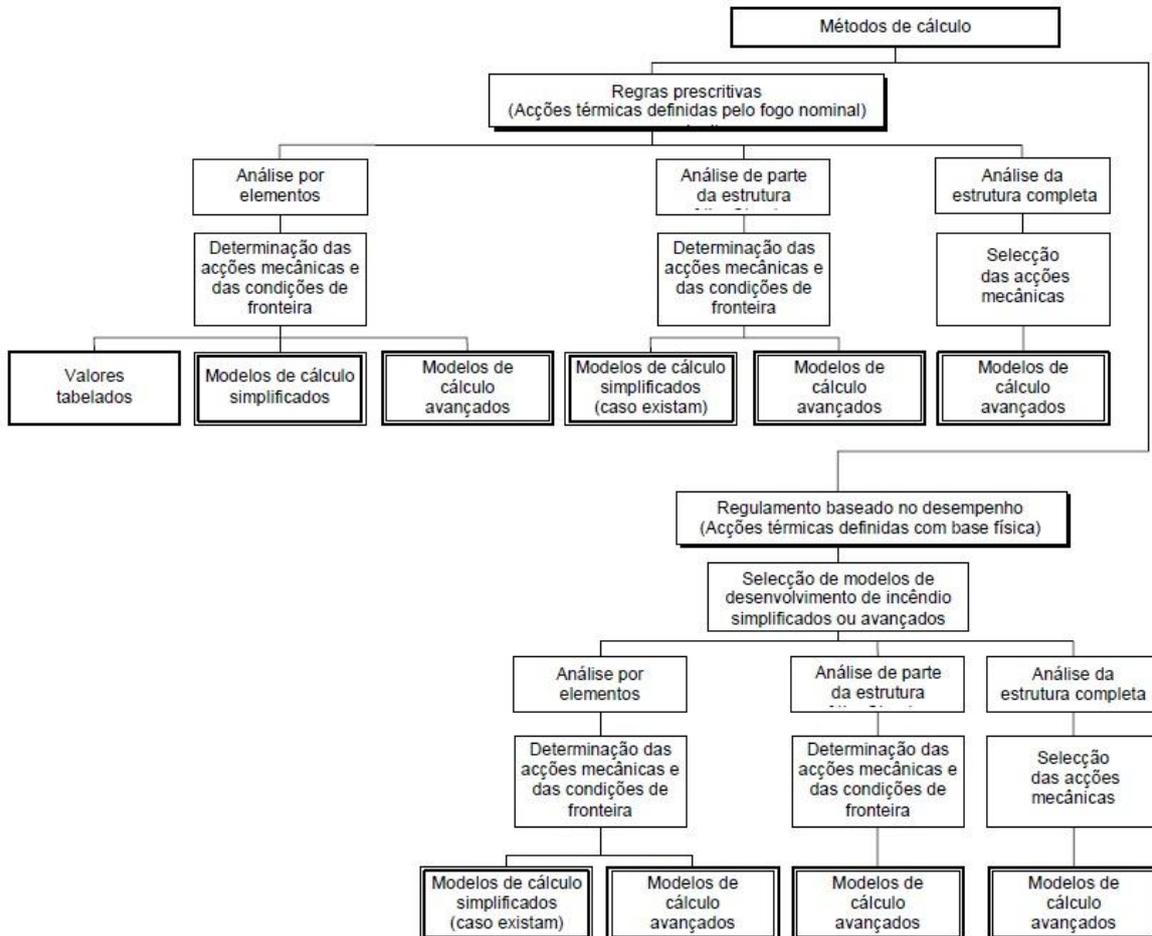
38.1242291:

*#aplicando a equação 86, factor segurança encurvadura 2*  
 $\eta_{enc2} := eq3^{-1};$

38.1258387:

# Anexo V

## Modelos de Verificação estrutural de resistência ao fogo



7 – Modelos de verificação ao fogo (4).

### Determinação das grandezas físicas do incêndio de cálculo para o caso de estudo

A taxa de combustão  $Q$  que representa a taxa de libertação de calor é determinada através da equação 1 (4).

$$Q = \frac{(A_f \cdot q_{f,d})}{\zeta_f} [MW] \quad (1)$$

Onde,

$A_f$  – área do pavimento do compartimento de incêndio em  $mm^2$ ;

$q_{f,d}$  – valor de cálculo da densidade de carga de incêndio  $\left(\frac{MJ}{m^2}\right)$ ;

$\zeta_f$  – duração do incêndio em combustão livre, admite – se 1200s (4) [2];

O valor de cálculo da carga de incêndio é determinado através da equação 2 (4).

$$q_{f,d} = \frac{\sum Mki \cdot Hui \cdot \psi_i}{A_f} \cdot \gamma A \quad (2)$$

Onde

$\sum Mki$  – quantidade em kg do material combustível;

$Hui$  – poder calorífico efectivo do material  $\left[\frac{MJ}{kg}\right]$ ;

$\psi_i$  – factor opcional para avaliar a protecção da carga de incêndio, para gargas desprotegidas toma o valor de 1;

$\gamma A$  – factor parcial para as acções de acidente.

Para o caso de estudo,

$$A_f = 25,012 \cdot 19,119 = 478,204 \text{ m}^2$$

$$\zeta_f = 1200 \text{ s}$$

$$\sum Mki = 40000 \text{ kg}$$

$$Hui = 45 \text{ MJ/kg}$$

$$\psi_i = 1$$

$$\gamma A = 1,35$$

Aplicando a equação 2,

$$q_{f,d} = 3764,08 \text{ MJ/m}^2$$

Aplicando a equação 1,

$$Q = \frac{(478,204 \cdot 3764,08)}{1200} = 1500 \text{ MW}$$

O modelo de incêndio apresentado é baseado num compartimento onde é desenvolvido o incêndio, a temperatura desse compartimento de incêndio é determinada através da equação 3 (4).

$$T_F = 1200 - (1 - e^{-0,0228 \cdot \Omega}) + T_0 \text{ [k]} \quad (3)$$

Onde,

$T_0$  – temperatura ambiente;

$\Omega$  – parâmetro determinado através da equação 4.

$$\Omega = \frac{Af \cdot q_{f,d}}{\sqrt{Af^2 + Av^2}} \left[ \frac{MJ}{m^2} \right] \quad (4)$$

Sendo,

$Av$  – área total da superfície envolvente;

$Af$  – área total das aberturas verticais.

Para o caso de estudo,

$$T_0 = 293 \text{ K} ; Av = 1928,59 \text{ m}^2 ; Af = 778,656 \text{ m}^2$$

Aplicando a equação 4,

$$\Omega = \frac{778,656 \cdot 3764,08}{\sqrt{778,656^2 + 1928,59^2}} = 1409,2 \frac{MJ}{m^2}$$

Aplicando a equação 3,

$$T_F = 1200 - (1 - e^{-0,0228 \cdot 1409,2}) + 293 = 1492 \text{ k}$$

A altura da chama ( $L_L$ ) é uma medida que representa o comprimento vertical do incêndio e pode ser determinado através da equação 5 (4).

$$L_L = \left( 1,366 \left( \frac{1}{u} \right)^{0,43} \cdot \frac{Q}{\sqrt{Av}} \right) - heq \text{ [m]} \quad (5)$$

Onde,

$u$  – velocidade do vento;

$heq$  – média ponderada da altura de todas as aberturas do compartimento.

Para o caso de estudo,

$$u = 20,358 \frac{m}{s} \text{ (velocidade média do vento determinada na obtenção das acções do vento)}$$

$$heq = 9,090 \text{ m (as aberturas têm todas a mesma altura)}$$

Aplicando a equação 5,

$$L_L = \left( 1,366 \left( \frac{1}{20,358} \right)^{0,43} \cdot \frac{1500}{\sqrt{1928,59}} \right) - 9,090 = 3,679 \text{ m}$$

A projecção horizontal da chama  $L_H$  é uma medida que se calcula através da equação 6 (4).

$$L_H = 0,605 \left( \frac{u^2}{heq} \right)^{0,22} \cdot (L_L + heq) \text{ [m]} \quad (6)$$

Para o caso de estudo aplicando a equação 6,

$$L_H = 0,605 \left( \frac{20,358^2}{9,090} \right)^{0,22} \cdot (3,679 + 9,090) = 9,225 \text{ m}$$

O comprimento da chama segundo o eixo,  $L_f$ , é obtido pela equação 7 (4).

$$L_f = \sqrt{L_L^2 + L_H^2} \text{ [m]} \quad (7)$$

Para o caso de estudo,

$$L_f = \sqrt{L_L^2 + L_H^2} = 9,931 \text{ m}$$

A temperatura da chama numa abertura do compartimento ( $T_w$ ) é calculada considerando a equação 8 e satisfazendo a expressão 9 (4).

$$T_w = \frac{520}{1 - \frac{0,3225 \cdot L_f \cdot (Av)^{0,5}}{Q}} + T_0 \text{ [k]} \quad (8)$$

$$\frac{L_f \cdot \sqrt{Av}}{Q} < 1 \quad (9)$$

Para o caso de estudo,

$$T_w = \frac{520}{1 - \frac{0,3225 \cdot 9,931 \cdot (1928,59)^{0,5}}{1500}} + 293 = 573,804 \text{ k}$$

$$\frac{L_f \cdot \sqrt{Av}}{Q} = 0,291$$

A temperatura da chama segundo o eixo ( $T_z$ ) é determinada através da equação 10 (4).

$$T_z = \left( 1 - 0,3325 \cdot \frac{L_x \cdot \sqrt{Av}}{Q} \right) \cdot (T_w - T_0) + T_0 \quad (10)$$

Onde,

$L_x$  – distância axial entre a abertura do compartimento e o ponto onde o cálculo é efectuado.

Para o caso de estudo,

$$T_z = \left( 1 - 0,3325 \cdot \frac{10,0017 \cdot \sqrt{1928,54}}{1500} \right) \cdot (573,804 - 293) + 293 = 546,464 \text{ k}$$

O coeficiente de transferência de calor por convecção ( $\alpha_c$ ) é determinado através da equação 11 (4).

$$\alpha_c = 9,8 \left( \frac{1}{deq} \right)^{0,4} \left( \frac{Q}{17,5 Av} + \frac{u}{1,6} \right)^{0,6} \left[ \frac{W}{m.k} \right] \quad (11)$$

Onde,

*deq* – dimensão exterior e característica de um elemento estrutural.

Para o caso de estudo,

$$\alpha_c = 9,8 \left( \frac{1}{1} \right)^{0,4} \left( \frac{1500}{17,5 \cdot 1928,59} + \frac{20,368}{1,6} \right)^{0,6} = 45,235 \frac{W}{m.k}$$

## Determinação da temperatura dos elementos estruturais

### Cálculo dos factores de vista globais

O factor de vista global  $\Phi_z$  é um parâmetro que é necessário ser calculado para cada elemento estrutural com o objectivo de se determinar a transferência de calor por radiação proveniente de uma chama, este parâmetro é determinado através da equação 12 (5).

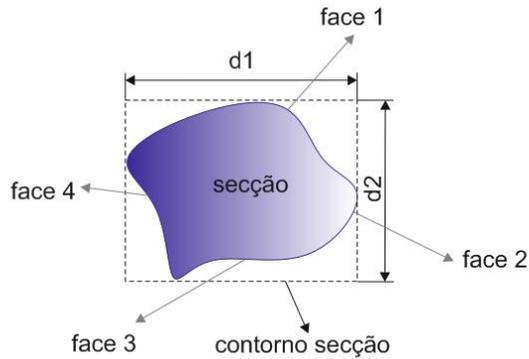
$$\Phi_z = \frac{(c_1 \cdot \Phi_{z1} + c_2 \cdot \Phi_{f2})d1 + (c_3 \cdot \Phi_{z3} + c_4 \cdot \Phi_{z4})d2}{(c_1 + c_2)d1 + (c_3 + c_4)d2} \quad (12)$$

Onde,

$c_i$  – coeficiente de protecção da face  $i$ , toma o valor de 1 para face desprotegida e toma o valor de 0 para face protegida ao fogo;

$\Phi_{zi}$  – factor de vista da face  $i$  do elemento;

$d_i$  – largura de contorno da face  $i$  da secção do elemento (Figura 2).



## 8 – Contorno da secção elemento estrutural exposto ao fogo (adaptado de 4)

Para a estrutura da ponte rolante considera-se que todos os seus elementos estruturais estão envolvidos pelo fogo, nesse caso o factor de vista dos elementos  $\Phi_{zi}$  toma o valor de 1(7). se não o cálculo de  $\Phi_{zi}$  teria de ser feito com recurso ao EC1 parte 1-2.

$$\therefore \Phi_{z1} = \Phi_{z2} = \Phi_{z3} = \Phi_{z4} = 1 \text{ para elementos envolvidos pelas chamas}$$

Para elementos que não estejam totalmente envolvidos pelas chamas e que possam estar sujeitos a transferência de calor por radiação de uma abertura é necessário o cálculo do factor de vista  $\Phi_f(4)$ , para elementos envolvidos pelas chamas é nulo (5).

Para a estrutura metálica da ponte e do pórtico apenas é necessário calcular o factor de vista  $\Phi_z$  considerando que a estrutura está totalmente envolvida pelas chamas.

Os factores de vista  $\Phi_z$  e  $\Phi_f$  para o elemento viga da estrutura da ponte toma o seguinte valor,

$$\Phi_z = \frac{(1.1 + 1.1)1,670 + (1.1 + 1.1)1}{(1 + 1)1,670 + (1 + 1)1} = 1$$

$$\Phi_f = 0$$

Os factores de vista  $\Phi_z$  e  $\Phi_f$  para o elemento viga e pilar da estrutura do pórtico toma o seguinte valor,

$$\Phi_z = \frac{(1.1 + 1.1)0,446 + (1.1 + 1.1)1,043}{(1 + 1)0,446 + (1 + 1)1,043} = 1$$

$$\Phi_f = 0$$

### Cálculo dos fluxos de calor

O fluxo de calor em cada face do elemento estrutural devido à transferência de calor por radiação de uma chama ( $I_{zi}$ ) é através da equação 13 (4).

$$I_{zi} = \Phi_z \cdot \varepsilon_z \cdot \sigma \cdot T_z^4 \left[ \frac{kW}{m^2} \right] \quad (13)$$

Onde,

$\varepsilon_z$  – emissividade da chama (equação 14);

$\sigma$  – constante de stephan Boltzman,  $\sigma = 56,7 \times 10^{-12} kW/m^2k^{-4}$

$$\varepsilon_z = 1 - e^{-0,3\lambda} \quad (14)$$

Onde,

$\lambda$  – parâmetro geométrico estrutura (equação 15).

$$\lambda = \frac{2}{3} h [m] \quad (15)$$

Onde,

$h$  – altura da estrutura.

O fluxo de calor global  $I_z$  para um elemento estrutural e determinado através da equação 16 (5).

$$I_z = \frac{(c_1 \cdot I_{z1} + c_2 \cdot I_{z2})d1 + (c_3 \cdot I_{z3} + c_4 \cdot I_{z4})d2}{(c_1 + c_2)d1 + (c_3 + c_4)d2} \left[ \frac{kW}{m^2} \right] \quad (16)$$

O cálculo do fluxo de calor  $I_z$  para o elemento viga da ponte é obtido pelo seguinte procedimento.

$$\lambda = \frac{2}{3} \cdot 10 = 6,667 m$$

$$\varepsilon_z = 1 - e^{-0,3 \cdot 6,667} = 0,865$$

$$I_{z1} = I_{z2} = I_{z3} = I_{z4} = 1 \cdot 0,865 \cdot 56,7 \times 10^{-12} \cdot 945,139^4 = 39,137 \frac{kW}{m^2}$$

$$I_z = \frac{(1,39,137 + 1,39,137)1,67 + (1,39,137 + 1,39,137)1}{(1 + 1)1,67 + (1 + 1)1} = 39,137 \frac{kW}{m^2}$$

O  $I_z$  para o elemento viga e pilar da estrutura do pórtico e obtido pelo seguinte procedimento.

$$I_z = \frac{(1,39,137 + 1,39,137)0,46 + (1,39,137 + 1,39,137)1,043}{(1 + 1)0,46 + (1 + 1)1,043} = 25,558 \frac{kW}{m^2}$$

O fluxo de calor  $I_{fi}$  para a face de uma secção de um estrutural e determinado através da equação 17 (5).

$$I_{fi} = \Phi_f \cdot \varepsilon_f \cdot (1 - \varepsilon_z) \cdot \sigma \cdot T_f^4 \left[ \frac{kW}{m^2} \right] \quad (17)$$

Onde,

$\varepsilon_f$  – emissividade da abertura.

O fluxo de calor global  $I_f$  para um elemento estrutural é determinado através da equação 18 (5).

$$I_f = \frac{(c_1 \cdot I_{f1} + c_2 \cdot I_{f2})d1 + (c_3 \cdot I_{f3} + c_4 \cdot I_{f4})d2}{(c_1 + c_2)d1 + (c_3 + c_4)d2} \left[ \frac{kW}{m^2} \right] \quad (18)$$

Para o caso de  $\Phi_f = 0$  o fluxo de calor  $I_{f1} = I_{f2} = I_{f3} = I_{f4} = 0$  o que faz com que  $I_f = 0$ .

## Factores de redução devido ao efeito da temperatura

25 – Factores de redução para a relação tensões-extensões aço carbono (4).

Temperatura do aço $\theta_a$	Factores de redução à temperatura $\theta_a$ referidos ao valor de $f_y$ ou $E_a$ a 20 °C		
	Factor de redução (referido a $f_y$ ) para a tensão de cedência efectiva $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Factor de redução (referido a $f_y$ ) para a tensão limite de proporcionalidade $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Factor de redução (referido a $E_a$ ) para a inclinação da recta que representa o domínio elástico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

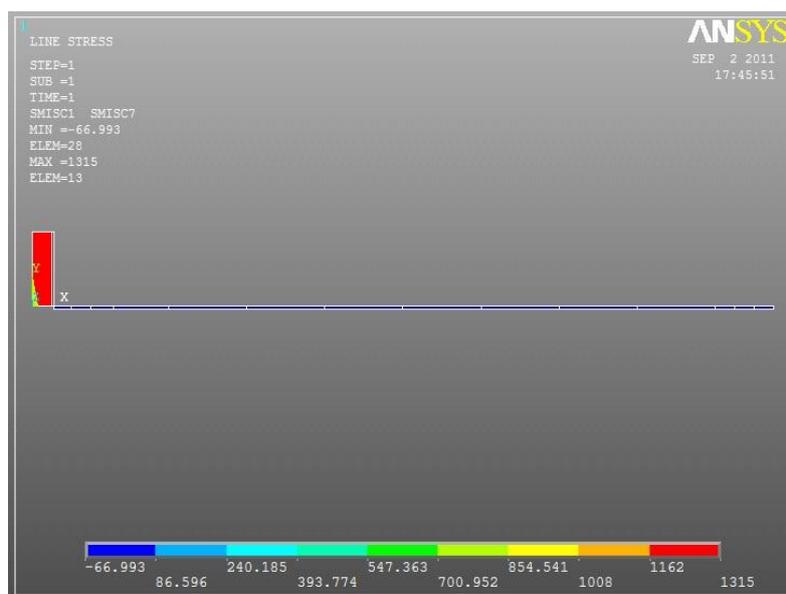
NOTA: Para os valores intermédios da temperatura do aço, poderá efectuar-se uma interpolação linear.

# Resumo análises em Ansys com a estrutura da ponte rolante em situação de incêndio

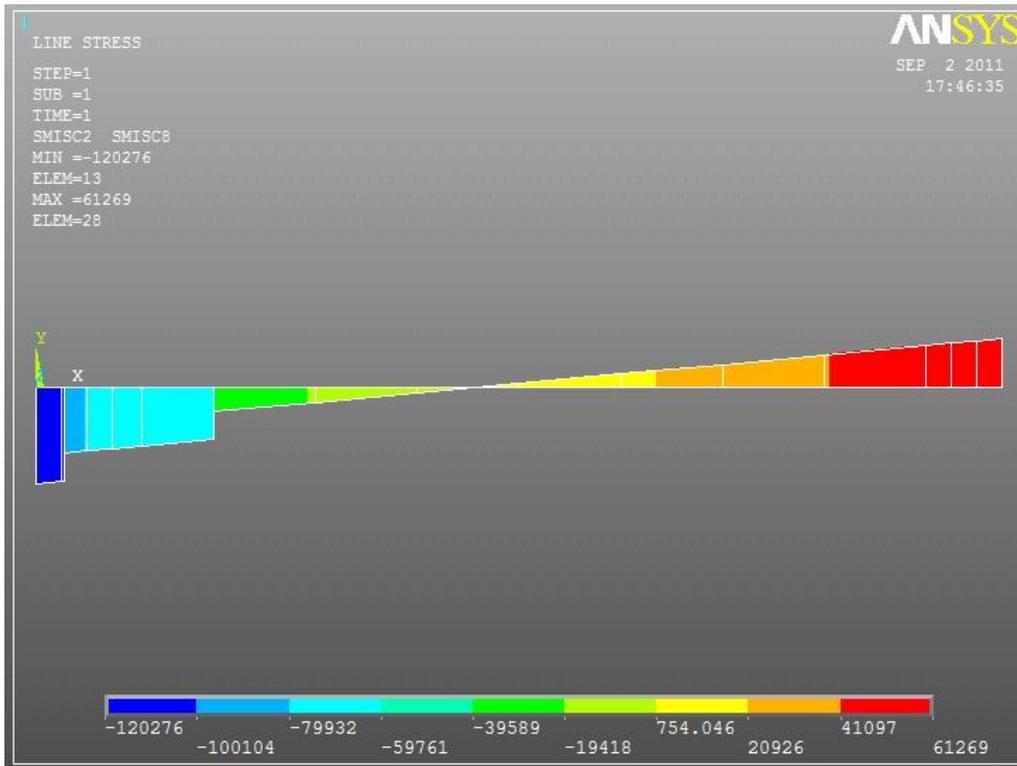
Estrutura viga ponte em situação incêndio

26 – Deslocamentos.

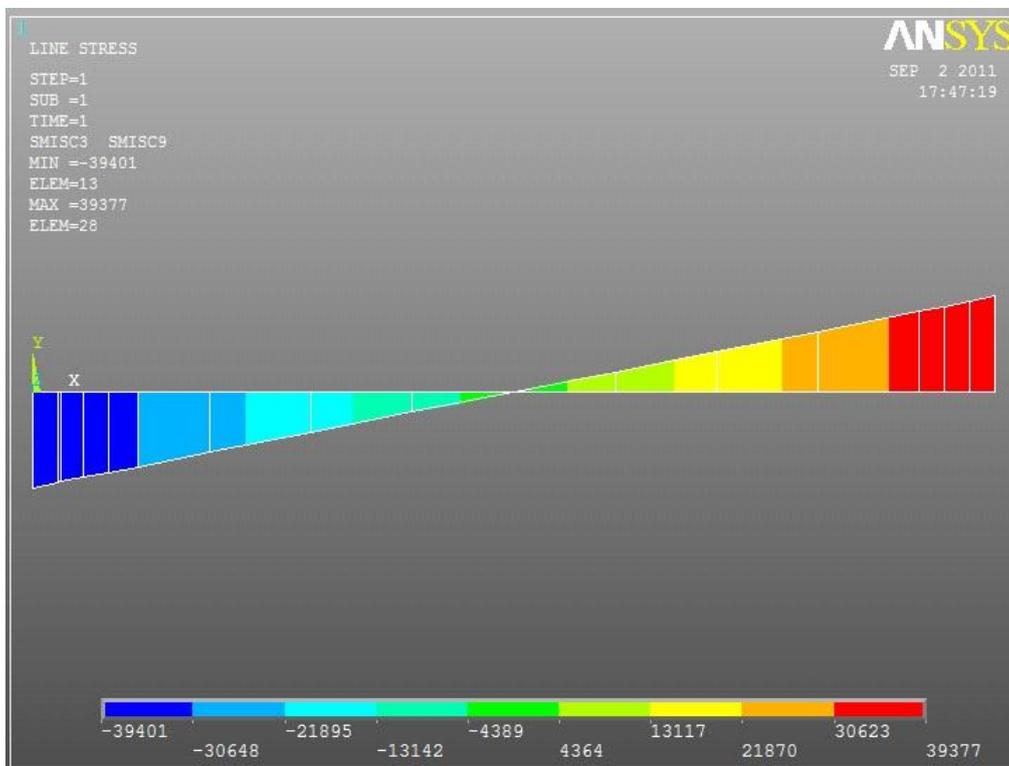
Nó	Coordenadas		
	x	y	z
1	0	0	0
2	3.09E-07	-2.68E-05	-4.73E-05
3	3.37E-07	-1.31E-04	-1.63E-04
4	3.49E-07	-3.54E-05	-6.10E-05
5	3.16E-07	-4.64E-04	-4.62E-04
6	2.97E-08	-1.07E-04	-1.64E-04
7	1.57E-08	-1.99E-05	-4.75E-05
8	0	0	0
9	3.26E-07	-2.84E-04	-3.02E-04
10	4.11E-08	-2.41E-04	-3.03E-04
11	1.83E-07	-1.74E-03	-1.70E-03
12	2.90E-07	-8.89E-04	-8.45E-04
13	2.55E-07	-1.37E-03	-1.30E-03
14	2.19E-07	-1.66E-03	-1.60E-03
15	1.48E-07	-1.60E-03	-1.60E-03
16	1.12E-07	-1.27E-03	-1.30E-03
17	7.67E-08	-7.89E-04	-8.45E-04
Máx	3.49E-07	-2E-05	-4.7E-05
Min	1.57E-08	-1.74E-03	-1.70E-03



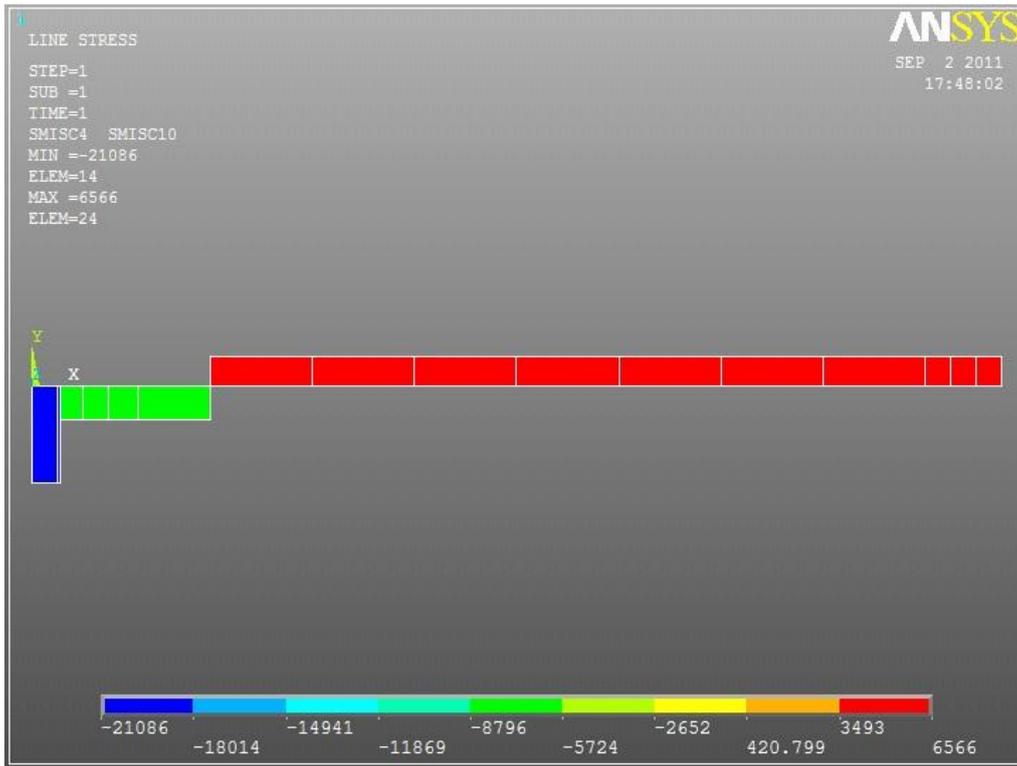
9 – Diagrama de esforços segundo o eixo x.



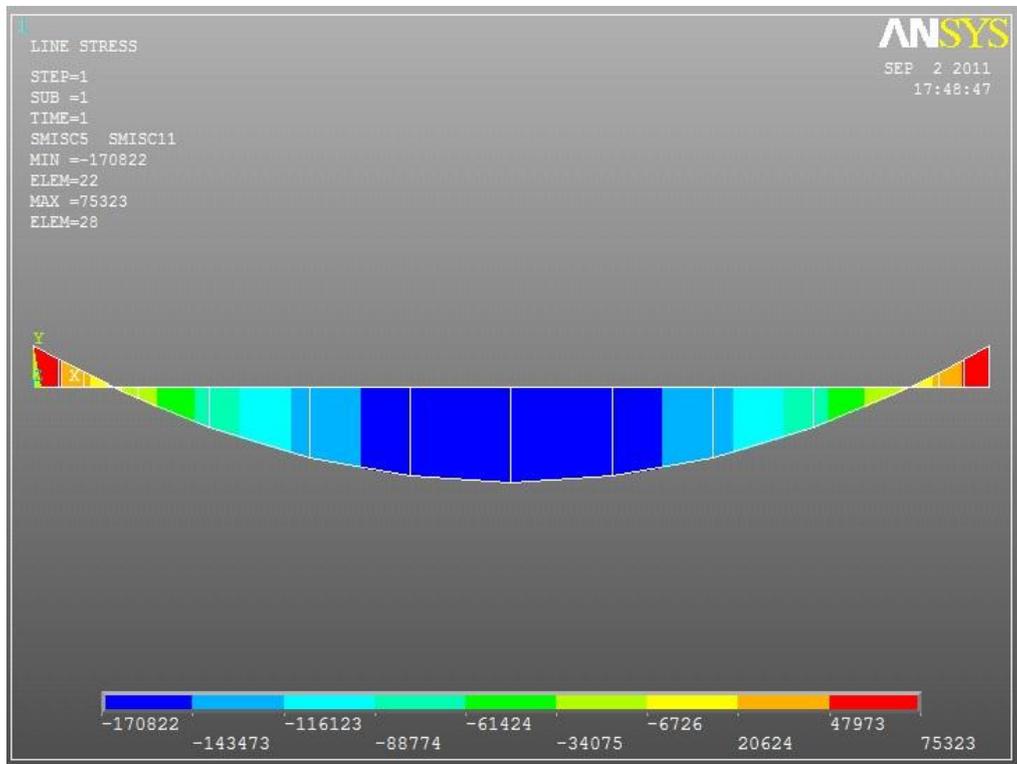
10 – Diagrama de esforços segundo y.



11 – Diagrama de esforços segundo z.



12 – Diagrama de momentos segundo x.



13 – Diagrama de momentos segundo y.

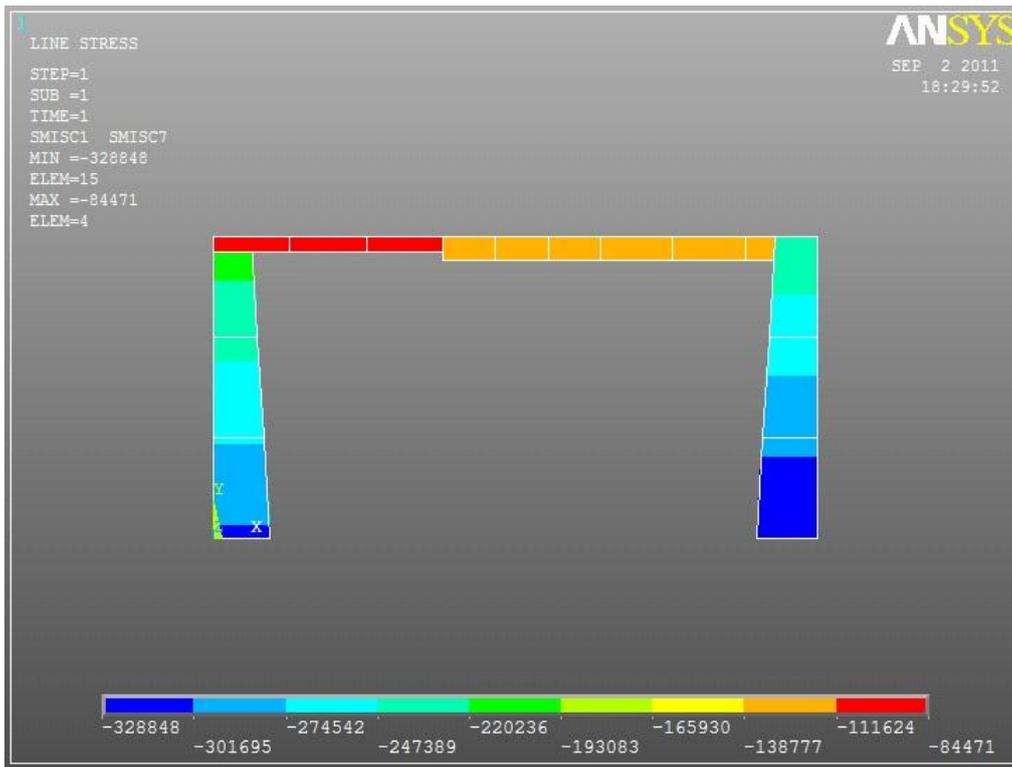


14 – Diagrama de momentos segundo z.

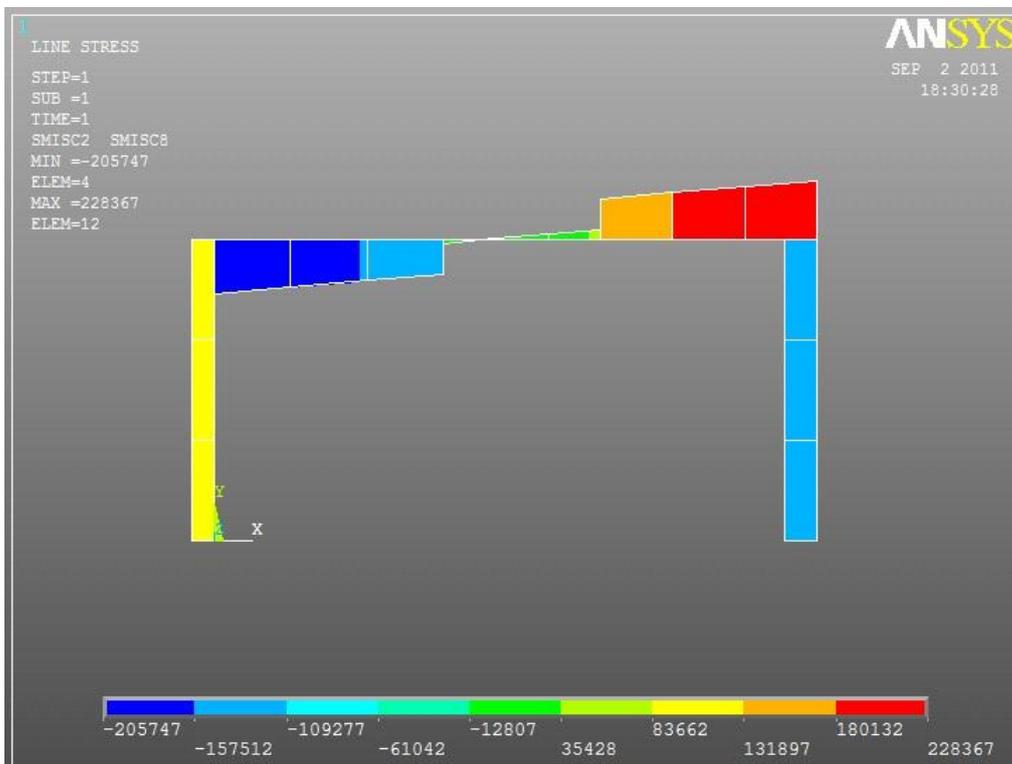
**Estrutura do pórtico em situação de incêndio**

27 – Deslocamentos.

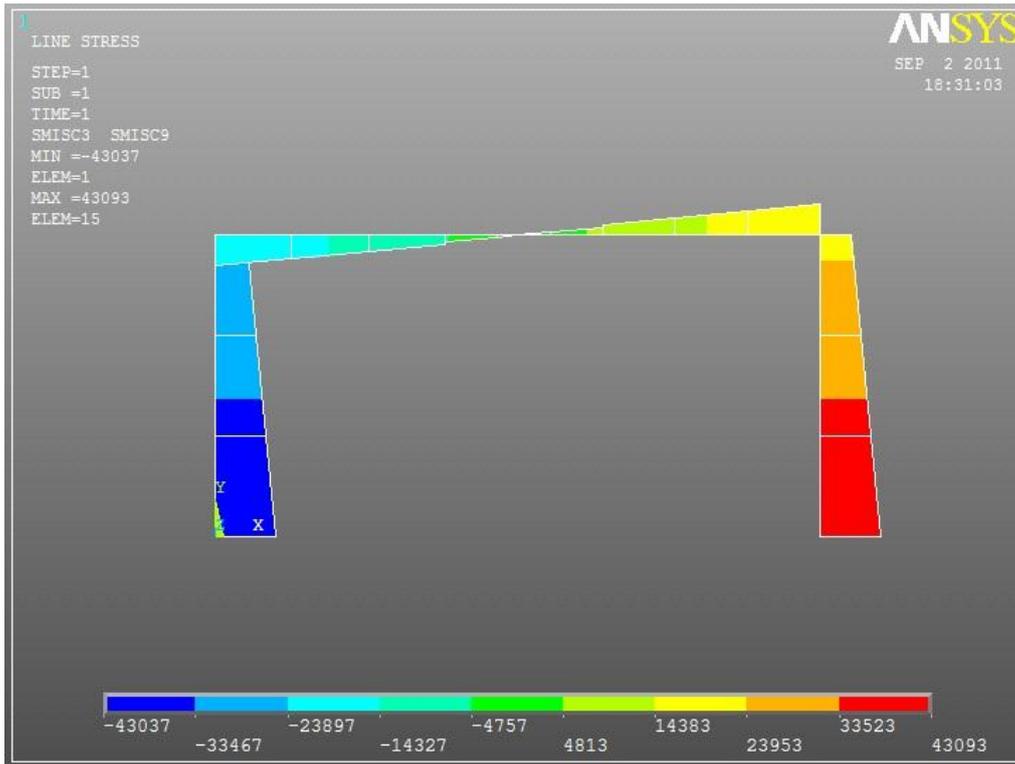
Nó	deslocamentos		
	x	y	z
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	9.18E-04	-1.49E-04	-5.15E-02
4	7.92E-04	-1.62E-04	-5.15E-02
5	8.81E-04	-6.26E-03	-5.80E-02
6	8.44E-04	-5.91E-03	-5.78E-02
7	-2.27E-04	-5.62E-05	-7.93E-03
8	-2.51E-04	-1.06E-04	-2.71E-02
9	5.71E-04	-6.05E-05	-7.93E-03
10	1.32E-03	-1.15E-04	-2.71E-02
11	9.06E-04	-2.19E-03	-5.35E-02
13	8.93E-04	-4.51E-03	-5.61E-02
14	8.09E-04	-1.88E-03	-5.34E-02
15	8.26E-04	-4.07E-03	-5.58E-02
16	8.69E-04	-6.78E-03	-5.87E-02
Máx	1.32E-03	-5.62E-05	-7.93E-03
Min	-2.51E-04	-6.78E-03	-5.87E-02



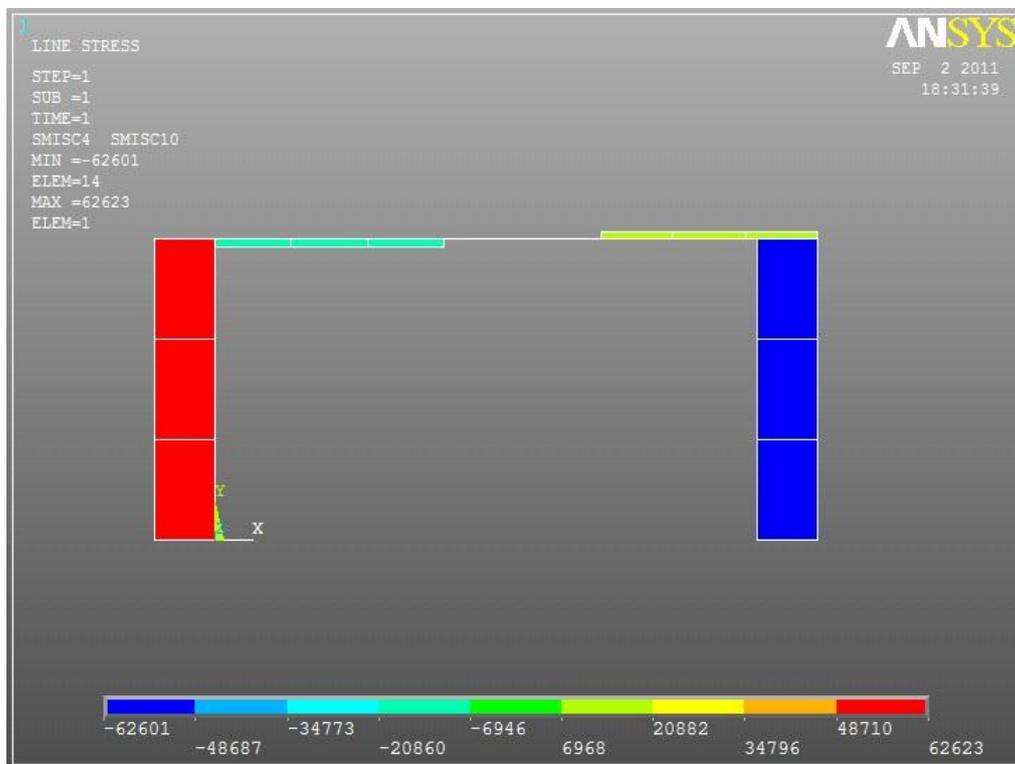
15 – Diagrama de esforços segundo x.



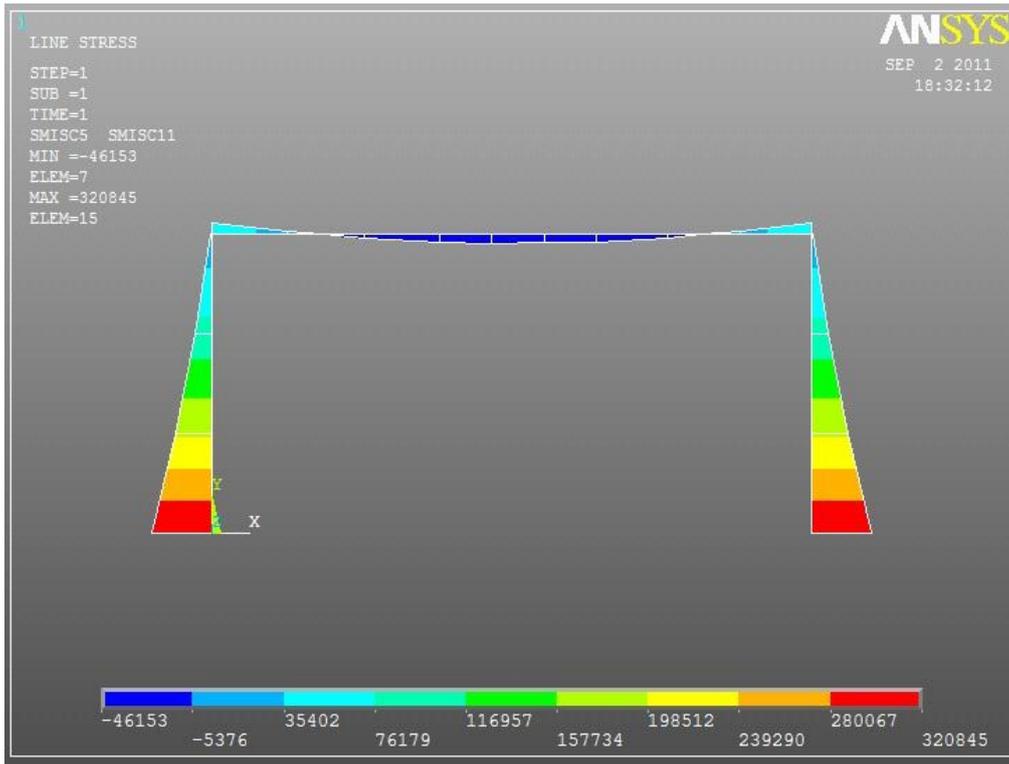
16 – Diagrama de esforços segundo y.



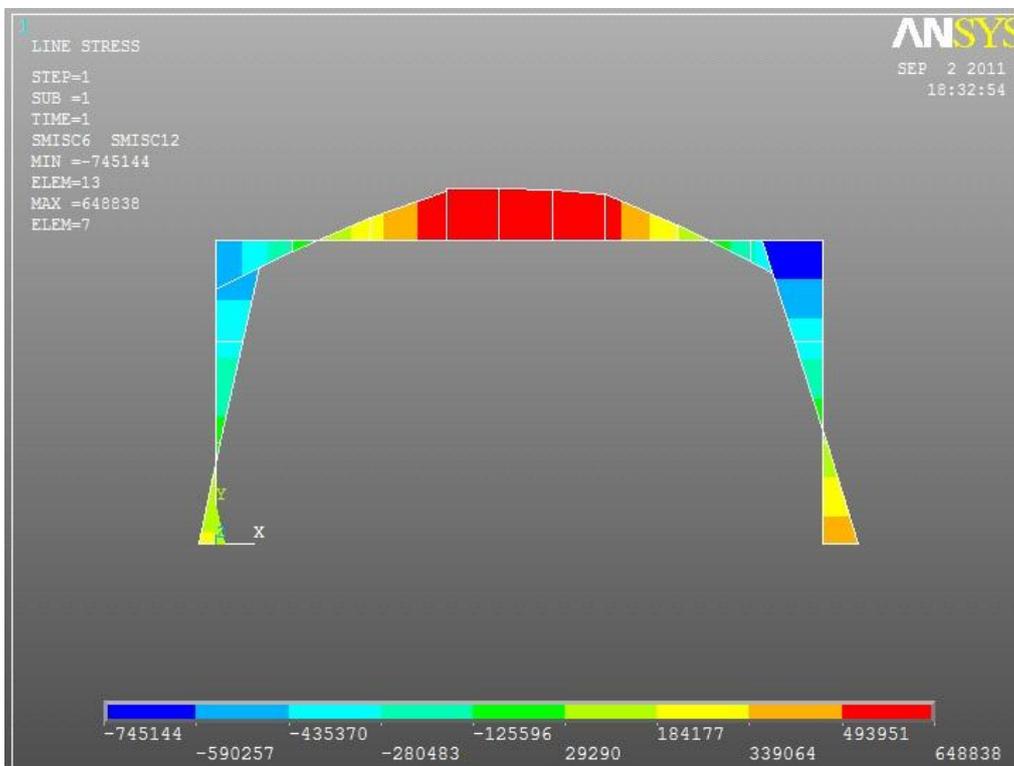
17 – Diagrama de esforços segundo z.



18 – Diagrama de momentos segundo x.



19 – Diagrama de momentos segundo y.



20 – Diagrama de momentos segundo z.

## Verificação das classes das secções dos elementos da viga da ponte e do pórtico, verificação ao fogo

> restart;

#classificação das secções, analise estruturas resistencia ao fogo

#secção maior ponte oes ponte rolante  
#quadro 5.2 EC3 1-1 pag 51

#rensaio limite elastico, MPa

fy := 235;

235

#clausula 4.2.2(1) EC3 1-2 pag34 e := 0.85 · sqrt( $\frac{235}{fy}$ );

0.85

#viga caixão c := 790; t := 10;

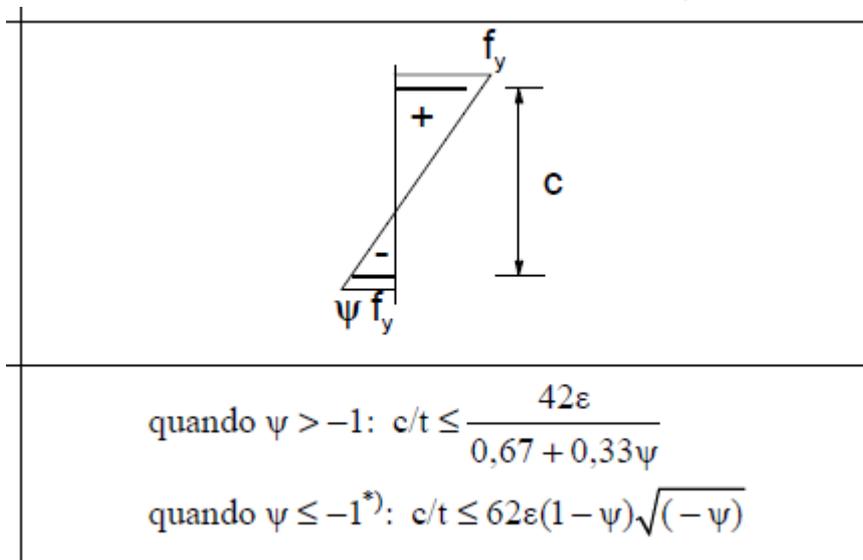
790

10

> # para uma analise elastica, as secções podem ser de classe 3 e 4

#verificação classe 3, elemento sujeito à compressão e flexão

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



> #considerando a 2 condição de  $\psi$ ,  $\psi$  menor ou igual a 1 eq1 :=  $\frac{c}{t}$ ;

79

#fazendo esta consideração conservativa Ppsi := -1;

-1

eq2 := 62 · e · (1 - Ppsi) · sqrt(-Ppsi);

105.4C

#como eq2 é maior que eq1 verifica a condição de secção classe 3

# todas as secções da viga ponte rolante são de classe 3, as grandezas geometrica c e t não variam

#secção portico

#viga H

$c1 := 863,2;$

$t1 := 50;$

863.2

50

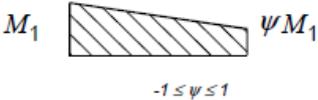
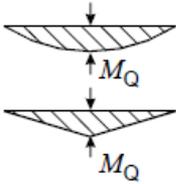
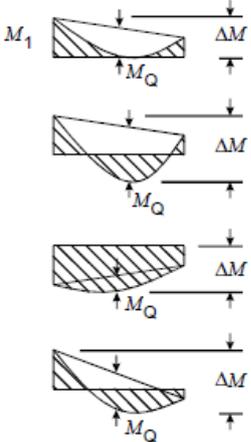
$eq3 := \frac{c1}{t1};$

17.2640000

#como eq2 é maior que eq3 pode-se tambem considerar que a secção dos elementos estruturais do portico são de classe 3 (HL920X970)

**Determinação dos factores de momento uniforme,  $\beta_{M,i}$**

28 – Factores de momento uniforme (19).

Diagrama de momentos	Coeficiente de momento uniforme equivalente $\beta_M$
<p>Momentos nas extremidades</p> 	<p><math>\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi</math></p>
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano</p> 	<p><math>\beta_{M,Q} = 1,3</math></p> <p><math>\beta_{M,Q} = 1,4</math></p>
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano e a momentos nas extremidades</p> 	<p><math>\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})</math></p> <p><math>M_Q =  \max M </math> devido unicamente à carga lateral</p> <p><math>\Delta M \begin{cases}  \max M  &amp; \text{para o diagrama de momentos sem mudança de sinal} \\  \max M  +  \min M  &amp; \text{para o diagrama de momentos com mudança de sinal} \end{cases}</math></p>

# Verificação da resistência à encurvadura para o elemento viga da estrutura da ponte utilizando o programa Maple

```
>
restart;

#verificação encurvadura, viga ponte, análise ELU4 viga ponte (b)

#esforços no máximos, valor de cálculo

Nx := 21086;
My := 120276;
Mz := 39401;

21086
120276
39401

#factores de redução devido à temperatura provocada pelo fogo

kpT := 0.26;
kET := 0.445;

0.26
0.445

> #tensão de cedência, limite elastico
fy := 355·106;

355000000

#coeficiente parcial de resistencia ao fogo (G significa gamma)
GMfi := 1;

1

#determinação factor, Xmin
#este parametro redução é para y

# esbelteza normalizada, lambday, calculada com elemento à
# temperatura ambiental
λy := 0.3077921190

0.3077921190

#esbelteza normalizada, lambdayT, calculada com elemento à
# temperatura de incendio
λyT := λy ·  $\left(\frac{kpT}{kET}\right)^{0.5}$ ;

0.235268706

> #parametro alpha α := 0.65 ·  $\left(\frac{235000000}{fy}\right)^{0.5}$ ;

0.528850733;

#parametro, phiT φT := 0.5 · (1 + α · λyT + λyT2);

0.589886696
```

$$\#por\ fim\ Xy\ Xy := \min\left(\frac{1}{\phi T + (\phi T^2 - \lambda_y T^2)}, 1\right);$$

1

*#determinação factor, Xz*  
*#este parametro de redução é para z*

*# esbelteza normalizada, lambda\_z, calculada com elemento à temperatura normal*

$$\lambda_z := 0.2489062127$$

0.2489062127

> *#esbelteza normalizada, lambda\_z T, calculada com elemento à temperatura de incendio*

$$\lambda_z T := \lambda_z \cdot \left(\frac{k_p T}{k E T}\right)^{0.5};$$

0.190257771

$$\#parametro,\ phi_{Tz}\ \phi_{Tz} := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot \lambda_z T + \lambda_z T^2);$$

0.568407990

$$\#por\ fim\ Xz\ Xz := \min\left(\frac{1}{\phi_{Tz} + (\phi_{Tz}^2 - \lambda_z T^2)}, 1\right);$$

1

*#determinação de XLT*

*#este parametro de redução é para o eixo de torção, x*

*#esbelteza normalizada, lambda\_{LT}, calculada a temperatura normal*

$$\lambda_{LT} := 0.9540761194$$

0.954076119

> *#esbelteza normalizada, lambda\_{LTT}, calculada com o elemento à temperatura de incendio*

$$\lambda_{LTT} := \lambda_{LT} \cdot \left(\frac{k_p T}{k E T}\right)^{0.5};$$

0.729272259

$$\#parametro,\ phi_{TLT}\ \phi_{TLT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot \lambda_{LTT} + \lambda_{LTT}^2);$$

0.958757099

$$\#por\ fim\ XLT\ XLT := \min\left(\frac{1}{\phi_{TLT} + (\phi_{TLT}^2 - \lambda_{LTT}^2)}, 1\right);$$

0.742867959

$$\#calculo\ dos\ parametros\ u_i\ e\ B_M\ B_{MLT} := 1.1;$$

1.1

$$u_{LT} := \min(|0.15 \cdot \lambda_z T \cdot B_{MLT} - 0.15|, 0.9);$$

0.118607467

$$> B_{My} := 1.3;$$

1.3

$$u_y := \min(|(1.2 \cdot B_{My} - 3) \cdot \lambda_y T + 0.71 \cdot B_{My} + 0.29|, 0.8);$$

0.8

$$B_{Mz} := 1.3;$$

1.3

$$uz := \min(|(1.2 \cdot B_{Mz} - 3) \cdot \lambda_z T + 0.71 \cdot B_{Mz} + 0.29|, 0.8);$$

0.8

$$\# \text{calculo dos parametros } k \quad A := 53000 \cdot 10^{-6};$$

$\frac{53}{1000}$

$$kLT := \min\left(1 - \frac{uLT \cdot Nx}{Xy \cdot A \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)}, 1\right);$$

0.999488755:

$$ky := \min\left(1 - \frac{uy \cdot Nx}{Xy \cdot A \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)}, 3\right);$$

0.996551687:

$$kz := \min\left(1 - \frac{uz \cdot Nx}{Xz \cdot A \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)}, 3\right);$$

0.996551687:

*#verificação das duas seguintes condições*

*#primeira condição, eq1*

$$eq1 := \frac{Nx}{Xy \cdot A \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)} + \frac{ky \cdot My}{Wy \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)} + \frac{kz \cdot Mz}{Wz \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)};$$

$0.004310390645 + \frac{0.001298605101}{Wy} + \frac{0.0004254077254}{Wz}$

*#modulos flexão do elemento*

$$Wy := 0.1198938833$$

$$Wz := 0.06510403315$$

0.119893883:

0.0651040331:

*evalf (eq1)*

0.0216759540:

*#segunda condição, eq2*

$$eq2 := \frac{Nx}{Xz \cdot A \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)} + \frac{ky \cdot My}{XLT \cdot Wy \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)} + \frac{kLT \cdot Mz}{Wz \cdot kpT \cdot \left(\frac{fy}{G_{Mfi}}\right)};$$

0.0254442915:

*#qualquer das condições é satisfeita*

$$n_{encfogo1} := eq1^{-1};$$

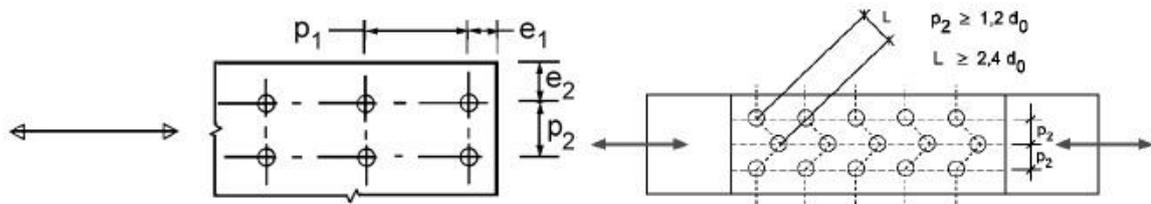
46.1340708:

$$n_{enc,fogo,2} := eq2^{-1};$$

39.3015462:

# Anexo VI

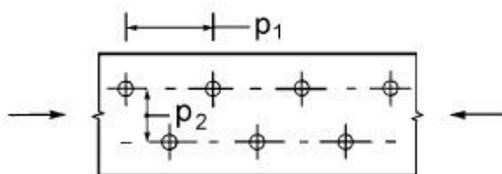
## Distância dos furos nas peças de ligação



a) Símbolos para as distâncias entre os eixos dos furos de peças de ligação

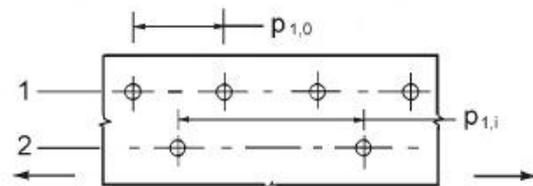
Linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio

b) Símbolos para a disposição em quincôncio



$$p_1 \leq 14 t \text{ e } \leq 200 \text{ mm} \quad p_2 \leq 14 t \text{ e } \leq 200 \text{ mm}$$

c) Disposição em quincôncio em elementos comprimidos

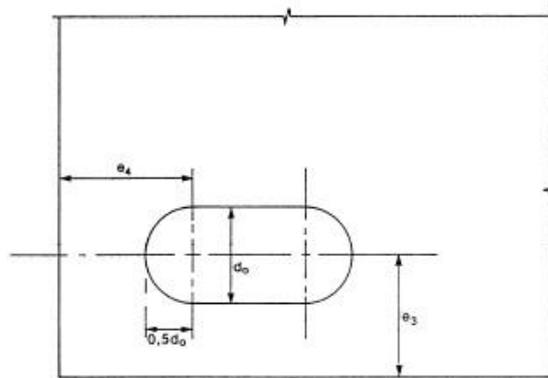


$$p_{1,0} \leq 14 t \text{ e } \leq 200 \text{ mm} \quad p_{1,i} \leq 28 t \text{ e } \leq 400 \text{ mm}$$

1 fiada exterior

2 fiada interior

d) Disposição em quincôncio em elementos traccionados



e) Distâncias ao topo e ao bordo lateral para furos ovalizados

49 – Distâncias ao extremo, ao bordo lateral e para os espaçamentos de peças de ligação

(6).

## 29 – Distâncias mínimas e máximas para furos de ligações (6).

Distâncias e entreeixos, ver a Figura 3.1	Mínimo	Máximo <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Estruturas feitas de aços respeitando a EN 10025 com excepção dos aços respeitando a EN 10025-5		Estruturas feitas de aços conformes à EN 10025-5
		Aço exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço não exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço utilizado sem protecção
Distância à extremidade $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância ao bordo lateral $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância $e_3$ para furos ovalizados	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Distância $e_4$ para furos ovalizados	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Distância entre eixos $p_1$	$2,2d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm
Distância entre eixos $p_{1,0}$		O menor dos valores $14t$ ou 200 mm		
Distância entre eixos $p_{1,i}$		O menor dos valores $28t$ ou 400 mm		
Distância entre eixos $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm

1) Não existem valores máximos tanto para as distâncias entre eixos dos furos como para as distâncias à extremidade e ao bordo lateral, excepto nos seguintes casos:  
 – para elementos comprimidos a fim de evitar a encurvadura local e impedir a corrosão dos elementos expostos (os valores limites são fornecidos neste Quadro); e  
 – para elementos traccionados expostos a fim de impedir a corrosão (os valores limites são fornecidos neste Quadro).

2) A resistência ao enfunamento local da chapa comprimida entre as peças da ligação deverá ser calculada de acordo com a EN 1993-1-1, utilizando  $0,6 p_1$  para comprimento de encurvadura. Não é necessário verificar o enfunamento local entre as peças de ligação no caso de  $p_1/t$  ser inferior a  $9\epsilon$ . A distância ao bordo lateral não deverá exceder os requisitos relativos ao enfunamento para um elemento saliente de uma peça comprimida, ver a EN 1993-1-1. A distância à extremidade não é afectada por este requisito.

3)  $t$  espessura da peça exterior ligada de menor espessura.

4) Os limites das dimensões dos furos ovalizados são indicados em 1.2.7 - Norma de referência, Grupo 7.

5) Para linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio, poderá utilizar-se um espaçamento mínimo entre linhas de  $p_2 = 1,2d_0$ , desde que a distância mínima,  $L$ , entre quaisquer duas peças de ligação seja igual ou superior a  $2,4d_0$ , ver a Figura 3.1b).

## Determinação das acções nas ligações considerando o parafuso mais carregado

### Solicitações para a ligação viga-terminal da estrutura da ponte, exemplo cálculo

> restart;

*#determinação parafuso mais solicitado, ligação viga-terminal,  
nó 1 análise ELU4 pórtico viga ponte (b)*

*#esforços no eixo da junta*

$F_x := 1575$ ;  
 $F_y := -132949$ ;  
 $F_z := -47186$ ;  
 $M_x := -25302$ ;  
 $M_y := 90205$ ;  
 $M_z := -217827$ ;

1575  
-132949  
-47186  
-25302  
90205  
-217827

>

*#considerando os 4 pontos equidistantes da junta (1,2,3 e 4) como  
na Figura 65, exemplo esforços junta*

*# Em cada parafuso*

*# $F_y$ ,  $F_z$  e  $M_x$  provocam corte*

*# $F_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$  provocam tracção*

*#considerando que todos os parafusos são iguais, conjunto 1 é  
o mais solicitado*

*#cada parafuso em relação a  $F_x$ ,  $F_y$  e  $F_z$  estão igualmente  
solicitados*

$F_{y1} := \text{evalf}\left(\left|\frac{F_y}{4}\right|\right)$ ;  
 $F_{z1} := \text{evalf}\left(\left|\frac{F_z}{4}\right|\right)$ ;  
 $F_{x1} := \text{evalf}\left(\left|\frac{F_x}{4}\right|\right)$ ;

33237.25000

11796.50000

393.7500000

>

*#determinação da força de corte*

$R1 := 0.47671;$   
 $R2 := R1;$   
 $R3 := R1;$   
 $R4 := R1;$   
 $S11 := 0.462;$   
 $S12 := 0.112;$   
 $S13 := S11;$   
 $S14 := S12;$   
 $S21 := 0.4525;$   
 $S22 := 0.9525;$   
 $S23 := 0.0475;$   
 $S24 := S23;$

0.47671

0.47671

0.47671

0.47671

0.112

0.462

0.112

0.4525

0.9525

0.0475

0.0475

$$FIMX := \frac{|Mx| \cdot R1}{4 \cdot (R1^2)};$$

13269.0734

*#calculo da força de corte resultante devido a  $Fy$ ,  $Fz$  e  $Mx$*

*#resultante de corte devido a  $Fy1$  e  $Fz1$*

$$F1c := \text{sqrt}(Fy1^2 + Fz1^2 + 2 \cdot Fy1 \cdot Fz1 \cdot \cos(\alpha1));$$

$$\sqrt{1.24387220010^9 + 7.84166439210^8 \cos(\alpha1)}$$

*#alpha1, angulo entre  $Fy1$  e  $Fz1$   $\pi$*

$\pi$

$\text{evalf}(\pi)$

3.14159265

$$\alpha1 := \frac{\pi}{2};$$

$\frac{1}{2} \pi$

$\text{evalf}(F1c)$

35268.5724

> #resultante de corte devido F1c e F1Mx

$$F1cR := \sqrt{F1c^2 + F1MX^2 + 2 \cdot F1c \cdot F1MX \cdot \cos(\alpha2)};$$
$$\sqrt{1.41994051010^9 + 9.35962554810^8 \cos(\alpha2)}$$

#alpha2, angulo entre F1c e F1MX, 1,7 graus, determinado através do solidwork's

$$\alpha2 := \text{evalf}\left(\frac{1.7 \cdot \pi}{180}\right);$$

0.0296705972

evalf(F1cR);

48533.4020

#carga tipo PS Ps := F1cR;

48533.4020

#calculo das forças da resultante de tracção (FIT) devido a Fx, My e M

$$FMy1 := \frac{|My| \cdot S21}{S21^2 + S22^2 + S23^2 + S24^2};$$

47234.2395

$$FMz1 := \frac{|Mz| \cdot S11}{S11^2 + S12^2 + S13^2 + S14^2};$$

2.22658004010<sup>5</sup>

#a resultante de tracção é FIT := FMy1 + FMz1 + Fx1;

2.70285993510<sup>5</sup>

#carga tipo P P := FIT;

2.70285993510<sup>5</sup>

#Em cada ponto destes estão dois parafusos equidistantes igualmente carregados

# considerando o parafuso 11 mais carregado

$$Ps1 := \frac{Ps}{2};$$

$$P1 := \frac{P}{2};$$

24266.7010

1.35142996810<sup>5</sup>

## Determinação da pré-carga requerida para parafusos

30 – Diâmetros e áreas de parafusos de roscas métricas (7).

Nominal Major Diameter $d$ mm	<i>Coarse-Pitch Series</i>			<i>Fine-Pitch Series</i>		
	Pitch $p$ mm	Tensile- Stress Area $A_t$ mm <sup>2</sup>	Minor- Diameter Area $A_r$ mm <sup>2</sup>	Pitch $p$ mm	Tensile- Stress Area $A_t$ mm <sup>2</sup>	Minor- Diameter Area $A_r$ mm <sup>2</sup>
1.6	0.35	1.27	1.07			
2	0.40	2.07	1.79			
2.5	0.45	3.39	2.98			
3	0.5	5.03	4.47			
3.5	0.6	6.78	6.00			
4	0.7	8.78	7.75			
5	0.8	14.2	12.7			
6	1	20.1	17.9			
8	1.25	36.6	32.8	1	39.2	36.0
10	1.5	58.0	52.3	1.25	61.2	56.3
12	1.75	84.3	76.3	1.25	92.1	86.0
14	2	115	104	1.5	125	116
16	2	157	144	1.5	167	157
20	2.5	245	225	1.5	272	259
24	3	353	324	2	384	365
30	3.5	561	519	2	621	596
36	4	817	759	2	915	884
42	4.5	1120	1050	2	1260	1230
48	5	1470	1380	2	1670	1630
56	5.5	2030	1910	2	2300	2250
64	6	2680	2520	2	3030	2980
72	6	3460	3280	2	3860	3800
80	6	4340	4140	1.5	4850	4800
90	6	5590	5360	2	6100	6020
100	6	6990	6740	2	7560	7470
110				2	9180	9080

31 – Valores de  $k_s$  (6).

Descrição	$k_s$
Parafusos em furos normalizados	1,0
Parafusos em furos sobredimensionados ou em furos ovalizados curtos com o eixo maior perpendicular à direcção de transmissão dos esforços	0,85
Parafusos em furos ovalizados longos com o eixo maior perpendicular à direcção de transmissão dos esforços	0,7
Parafusos em furos ovalizados curtos com o eixo maior paralelo à direcção de transmissão dos esforços	0,76
Parafusos em furos ovalizados longos com o eixo maior paralelo à direcção de transmissão dos esforços	0,63

## Dimensionamento de parafusos através do EC3 parte 1-8

**Cálculos de dimensionamento para o parafuso mais solicitado da ligação viga-terminal da estrutura da ponte rolante**

> restart;

#projecto ligações, temperatura ambiente

#ligação viga-terminal, estrutura da ponte

#cargas parafuso calculadas, cargas no parafuso mais solicitado

$P := 1.35142996810^5$ ;

$P_s := 24266.70100$

$1.35142996810^5$

$24266.70100$

$0.0780$

#calculo pre-carga parafuso (clausula 3.6.1(2) EC 3 1-8)

$F_p := \frac{0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M7}}$ ;

$\frac{0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M7}}$

#Parafuso CR8.8  $f_{ub} := 800 \cdot 10^6$ ;

$800000000$

#considerando  $A_s$  a area resistente da parte roscada do parafuso,  
Tab. 8.1 pag 405 livro Shigley, At do M30

$A_s := 561 \cdot 10^{-6}$ ;

$\frac{561}{1000000}$

# coeficiente parcial  $\gamma_{M7}$ , EC3 6 pag 24  $\gamma_{M7} := 1.1$ ;

$1.1$

> evalf(Fp)

2.8560000010<sup>5</sup>

#Verificação ao escorregamento da ligação, EC 3 1 - 8

#verificação resistência ao escorregamento, ligação categoria C

#valor de cálculo da resistência ao escorregamento por  
parafuso, combinação de corte e tracção, clausula 3.9.1(2) EC3  
1-8 pag 36

$$F_s := \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_p - 0.8 \cdot P)}{\gamma_{M3}};$$

$$\frac{1.77485602610^5 k_s n \mu}{\gamma_{M3}}$$

$k_s := 1;$

1

#n, é o numero de planos de atrito  $n := 2;$

2

# $\mu$ , factor de atrito entre os planos, retira - se quadro 3.7 EC3 1  
- 8 pag 36

$\mu := 0.2;$

0.2

#factor parcial  $\gamma_{M3} \gamma_{M3} := 1.25;$

1.25

evalf(Fs);

56795.3928:

#como  $F_s$  e maior que  $P_s$  não existe escorregamenro

#como  $F_p$  (considerando esta a pre-carga  $F_i$ ) e maior que  $P$   
também não existe separação chapas

#segurança ao escorregamento com este criterio, nescEC3

$$nescEC3 := \frac{F_s}{P_s};$$

2.34046617:

#segurança ao afastamento com este criterio, nafasEC3

$$nafasEC3 := \frac{F_p}{P};$$

2.11331705:

#Verificação da resistência da ligação EC3 1-8

#Considerando o quadro 3.4 EC3 1-8 pag32, valores de cálculo da resistência individual dos elementos de ligação

#valor de cálculo de resistência à tracção, considerando ligação de categoria E, FtR

$$F_{tR} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M3}};$$

3.2313600010<sup>5</sup>

#valor de calculo da resistência ao corte, FvR

$$F_{vR} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M3}};$$

2.1542400010<sup>5</sup>

#segurança ligação à tracção, nt  $nt := \frac{F_{tR}}{P}$ ;

2.39106729'

#segurança ligação ao corte, nc  $nc := \frac{F_{vR}}{P_s}$ ;

8.87735007'

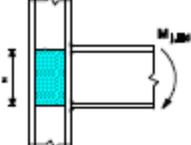
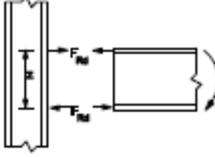
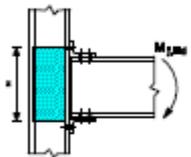
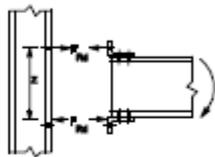
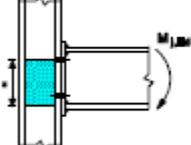
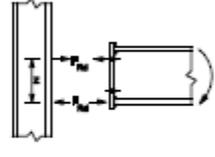
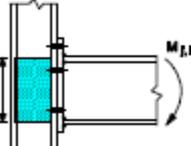
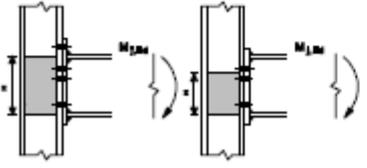
#segurança ligação à combinação esforço de corte com o esforço de tracção, nct

$$n_{ct} := \frac{F_{vR}}{P_s} + \frac{F_{tR}}{1.4 \cdot P};$$

10.58525529'

## Classificação das juntas

32 – Centro de compressão e braço de binário  $z$  (6)

Tipo de ligação	Centro de compressão	Braço do binário	Distribuição dos esforços
<p>a) Ligação soldada</p> 	<p>Alinhado com o meio da espessura do banzo comprimido</p>	<p><math>z = h - t_{fl}</math>  <math>h</math> altura da viga ligada  <math>t_{fl}</math> espessura do banzo da viga</p>	
<p>b) Ligação aparafusada com cantoneiras de ligação dos banzos</p> 	<p>Alinhado com o plano situado a meio da espessura da aba da cantoneira que liga o banzo comprimido</p>	<p>Distância entre o centro de compressão e a linha de parafusos traccionados</p>	
<p>c) Ligação com chapa de extremidade aparafusada apenas com uma fiada activa de parafusos traccionados</p> 	<p>Alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido</p>	<p>Distância entre o centro de compressão e a linha de parafusos traccionados</p>	
<p>d) Ligação com chapa de extremidade saliente aparafusada apenas com duas linhas activas de parafusos traccionados</p> 	<p>Alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido</p>	<p>De modo conservativo, <math>z</math> poderá ser considerado igual à distância entre o centro de compressão e um plano situado a meia distância entre essas duas linhas de parafusos</p>	
<p>e) Outras ligações com chapas de extremidade aparafusadas com duas ou mais linhas de parafusos traccionados</p> 	<p>Alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido</p>	<p>Poderá obter-se um valor aproximado adoptando a distância entre o centro de compressão e um plano situado a meia distância entre as duas fiadas mais afastadas de parafusos traccionados</p>	<p>Poderá determinar-se um valor mais preciso considerando o braço do binário <math>z</math> igual a <math>z_{eq}</math>, obtido utilizando o método indicado em 6.3.3.1</p>

## Cálculo da rigidez dos elementos das juntas

### Determinação da rigidez dos elementos da ligação viga pilar do pórtico, exemplo de cálculo em Maple

restart;

*#determinação coeficientes rigidez, ki, para a ligação viga-terminal da estrutura do pórtico da ponte rolante*

*#quadro 6.10 EC3 1-8 pp102*

Quadro 6.10 – Juntas com ligações aparafusadas com chapa de extremidade e com chapas de base de colunas

Junta viga-coluna com ligações aparafusadas e com chapa de extremidade	Número de linhas de parafusos traccionados	Coefficientes de rigidez $k_i$ a considerar
Viga num só lado	Uma	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Duas ou mais	$k_1; k_2; k_{eq}$

*#considerando a ligação indicada na figura anterior*

*#k1-devido ao painel da alma da coluna solicitada ao corte*

*#k2-devido à alma da coluna comprimida*

*#keq-devido a  $k_3, k_4, k_5$  e  $k_{10}$  para cada linha de parafusos*

*#k3-alma da coluna traccionada*

*#k4-banzo da coluna solicitada à flexão*

*#k5 — chapa da extremidade em flexão*

*#k10-parafusos traccionados*

*#determinação dos  $k_i$ 's, quadro 6.11 EC3 1-8 pp104*

*#k1, considerando coluna reforçada na ligação,  $k_1$  e infinito*

*#k2, considerando coluna reforçada na ligação,  $k_2$  e infinito*

*#determinação keq, devido as duas linhas de parafusos traccionados*

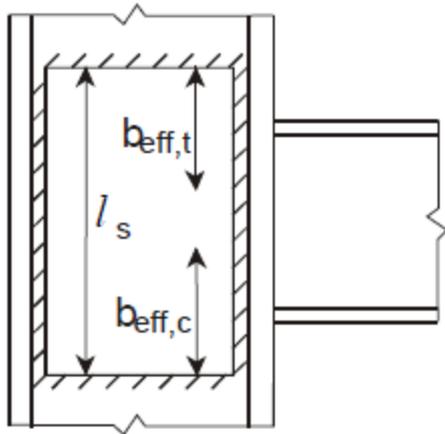
*#primeira linha, a mais afastada do eixo da junta*

$$k_3 = \frac{0,7 b_{\text{eff,t,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c}$$

*#beff e a largura efectiva da alma da coluna, clausula 6.2.6.3 (1) EC3 1-8 pp81*

(2) Para uma ligação soldada, a largura efectiva  $b_{\text{eff,t,wc}}$  da alma traccionada de uma coluna deverá ser obtida pela expressão:

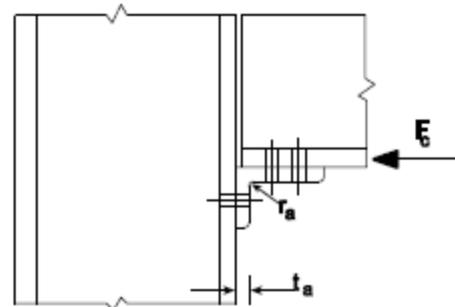
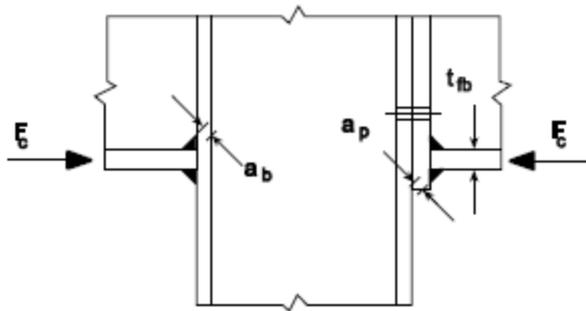
$$b_{\text{eff,t,wc}} = t_{\text{fb}} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{\text{fc}} + s) \quad (6.16)$$



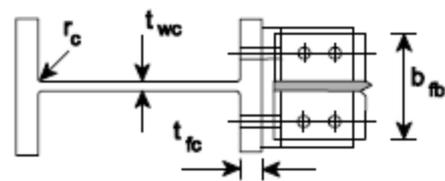
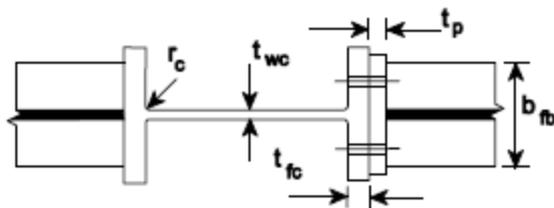
Ligação soldada

Ligação com chapa de extremidade

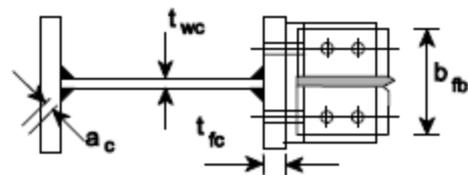
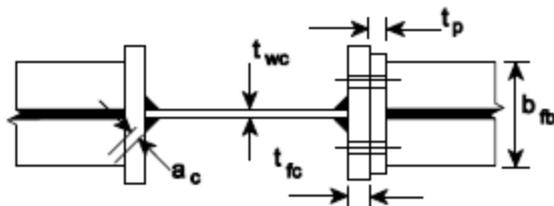
Ligação com cantoneiras de apoio de banço



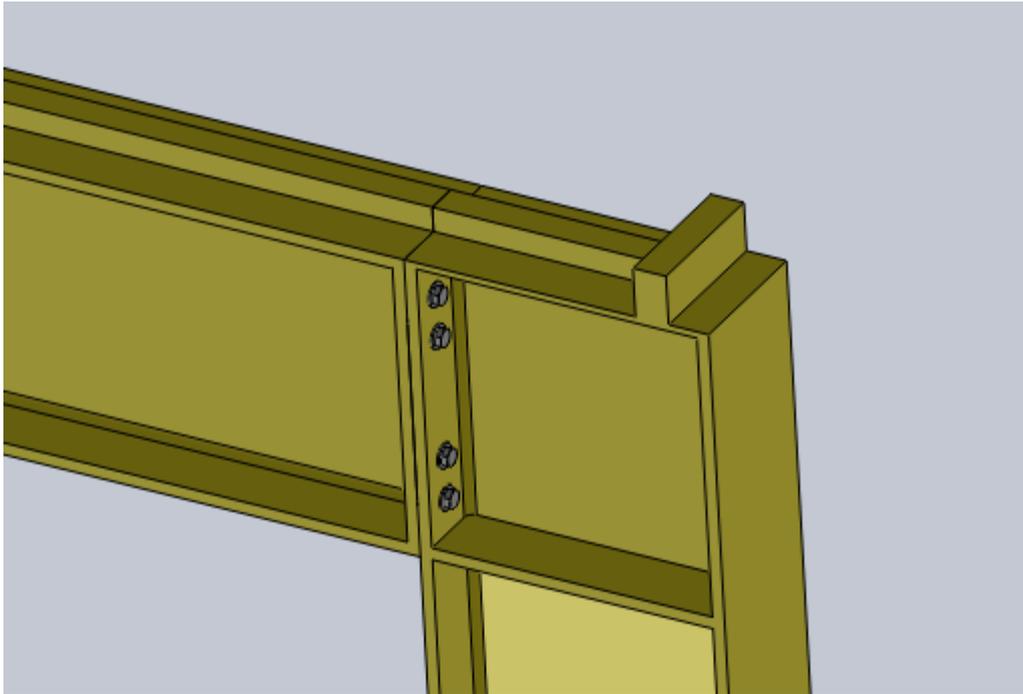
a) Alçado



b) Coluna em perfil laminado



c) Coluna de secção soldada



> #considerando as seguintes dimensões para o exemplo de cálculo,  
as espessuras do cordão de angulo de soldadura foram apenas  
atribuidas

$t_{fb1} := 0.03636$

$ab1 := 0.02$ ;

$t_{fc1} := 0.0365$ ;

0.03636

0.02

0.0365

– para uma coluna em perfil laminado em I ou em H:  $s = r_g$ ;

– para uma coluna soldada com secção em I ou em H:  $s = \sqrt{2} a_c$ ;

>  $ac1 := 0.02$ ;  $s1 := \text{evalf}(\text{sqrt}(2) \cdot ac1)$ ;

0.02

0.0282842712

#por fim,  $beff1$

$beff1 := \text{evalf}(t_{fb1} + 2 \cdot \text{sqrt}(2) \cdot ab1 + 5 \cdot (t_{fc1} + s1))$ ;

0.416849898

# $t_{wc}$ , largura da alma da coluna  $t_{wc1} := 0.0213$ ;

0.0213

# $d_c$ , altura livre da alma da coluna  $d_{c1} := 0.84780$ ;

0.84780

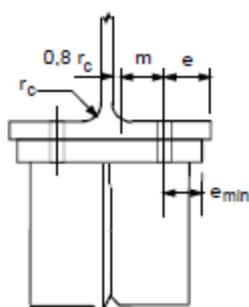
#por fim  $k_{31} := \frac{0.7 \cdot beff1 \cdot t_{wc1}}{d_{c1}}$ ;

#Determinação de  $k_4$ 

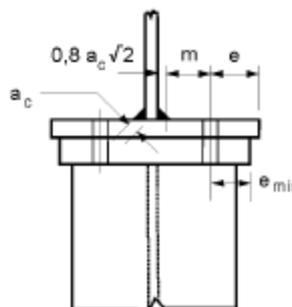
$$k_4 = \frac{0,9 \ell_{\text{eff}} t_{\text{fc}}^3}{m^3}$$

$\ell_{\text{eff}}$  menor dos comprimentos efectivos (isoladamente ou como parte de um grupo de parafusos) para esta linha de parafusos, fornecidos no Quadro 6.4 para um banzo não reforçado de coluna ou no Quadro 6.5 para um banzo reforçado de coluna;

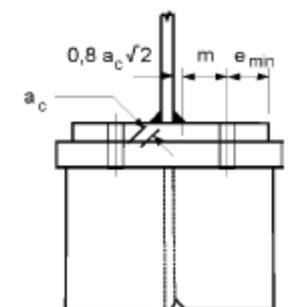
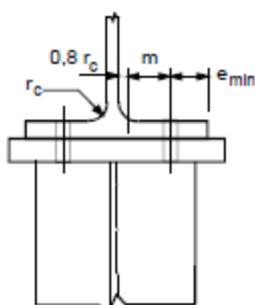
$m$  definido na Figura 6.8.

#determinação de  $m_1$ 

a) Chapa de extremidade soldada mais estreita do que o banzo da coluna



b) Chapa de extremidade soldada mais larga do que o banzo da coluna



c) Cantoneiras de ligação de banzos

>  $m_1 := \text{evalf}(0,21 - 0,0875 - 0,8 \cdot a_c l \cdot \text{sqrt}(2));$

0.0998725830

#determinação de  $\ell_{\text{eff}}$

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $\ell_{\text{eff,cp}}$	Sem troços circulares $\ell_{\text{eff,nc}}$	Com troços circulares $\ell_{\text{eff,cp}}$	Sem troços circulares $\ell_{\text{eff,nc}}$
Linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Linha de parafusos de extremidade	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	O menor dos valores: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	O menor dos valores: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	O menor dos valores: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Modo 1:	$\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff,nc}} \text{ mas } \ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff,cp}}$		$\sum \ell_{\text{eff},1} = \sum \ell_{\text{eff,nc}} \text{ mas } \sum \ell_{\text{eff},1} \leq \sum \ell_{\text{eff,cp}}$	
Modo 2:	$\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff,nc}}$		$\sum \ell_{\text{eff},2} = \sum \ell_{\text{eff,nc}}$	
$e_1$	distância entre os centros dos parafusos da última linha e a extremidade adjacente livre do banzo da coluna, medida na direcção do eixo da coluna (ver as linhas 1 e 2 na Figura 6.9).			

> #considerando  $\ell_{\text{eff},1}$ , linha de parafusos de extremidade considerada isoladamente

$\pi$ ;  
 $\text{evalf}(\pi)$ ;  
 $e1 := 0.1455$ ;  
 $\ell_{\text{eff},1} := \text{evalf}(\min(2 \cdot \pi \cdot m1, \pi \cdot m1 + 2 \cdot e1))$ ;

$\pi$

3.14159265

0.1455

0.604758973

$$\# \text{por fim, } k_{41} \ k_{41} := \frac{0.9 \cdot \ell_{\text{eff},1} \cdot t_{f1}^3}{m1^3};$$

0.0265683495

#Determinação de  $k_5$

$$k_5 = \frac{0,9 \ell_{\text{eff}} t_p^3}{m^3}$$

> #depois de calculado o  $k_4$ , para se calcular o  $k_5$  e apenas necessário definir o  $t_p$   
#espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou da porca

$t_{p1} := 0.0366$

0.0366

$$k_{51} := \frac{0.9 \cdot \ell_{\text{eff},1} \cdot t_{p1}^3}{m1^3};$$

0.0267873184

#determinação de  $k_{10}$

$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$  pré-esforçados ou não pré-esforçados

$L_b$  comprimento dos parafusos sujeito a alongamento, considerado igual ao comprimento de aperto (espessura total das chapas e das anilhas), adicionado a metade da soma da altura da cabeça do parafuso e da altura da porca.

> #k101  
 $As1 := 1120 \cdot 10^{-6};$   
 $Lb1 := 2 \cdot 0.0363 + 2 \cdot 0.0056 + \frac{0.02767}{2} + \frac{0.01975}{2};$   
$$\frac{7}{6250}$$
  
0.1075100000

$k101 := \frac{1,6 \cdot As1}{Lb1};$   
0.0166682169

#determinação de  $K_{eff,i}$

(2) O coeficiente de rigidez efectiva  $k_{eff,r}$  da linha de parafusos  $r$  deverá ser determinado a partir de:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (6.30)$$

> #keff1, primeira linha de parafusos

$$keff1 := \frac{1}{\frac{1}{k31} + \frac{1}{k41} + \frac{1}{k41} + \frac{1}{k101}};$$
  
0.00368081754

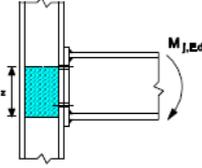
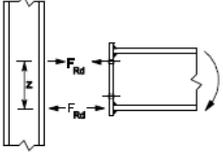
#determinação do braço binário  $z_{eq}$

(3) O braço do binário equivalente  $z_{eq}$  deverá ser determinado a partir de:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

#determinação de  $z1$

#ht, distância da linha de parafusos ( $r$ ) e o centro de compressão

<p>c) Ligação com chapa de extremidade aparafusada apenas com uma fiada activa de parafusos traccionados</p> 	<p>Alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido</p>	<p>Distância entre o centro de compressão e a linha de parafusos traccionados</p>	
<p>ligação</p>	<p>centro de compressão</p>	<p>ht</p>	

$$> ht1 := 0.757200$$

$$0.757200$$

$$zeq1 := \frac{(k31 \cdot ht1^2 + k41 \cdot ht1^2 + k51 \cdot ht1^2 + k101 \cdot ht1^2)}{k31 \cdot ht1 + k41 \cdot ht1 + k51 \cdot ht1 + k101 \cdot ht1};$$

$$0.7571999999$$

#determinação de keq

$$k_{eq} = \frac{\sum_i k_{eff,i} h_i}{z_{eq}}$$

$$> keq1 := \frac{k31 \cdot ht1 + k41 \cdot ht1 + k51 \cdot ht1 + k101 \cdot ht1}{zeq1};$$

$$0.0773548969$$

#para a segunda linha de parafusos  
#como, devido a geometria da ligação

$$k32 := k31;$$

$$k42 := k41;$$

$$k52 := k51;$$

$$k102 := k101;$$

$$ht2 := 0.627200$$

$$0.00733101201$$

$$0.0265683495$$

$$0.0267873184$$

$$0.0166682169$$

$$0.627200$$

$$zeq2 := \frac{(k32 \cdot ht2^2 + k42 \cdot ht2^2 + k52 \cdot ht2^2 + k102 \cdot ht2^2)}{k32 \cdot ht2 + k42 \cdot ht2 + k52 \cdot ht2 + k102 \cdot ht2};$$

$$0.6271999999$$

$$keq2 := \frac{k32 \cdot ht2 + k42 \cdot ht2 + k52 \cdot ht2 + k102 \cdot ht2}{zeq2};$$

$$0.0808097250$$

#para a 3linha de parafusos

$k_{33} := k_{32};$   
 $k_{43} := k_{42};$   
 $k_{53} := k_{52};$   
 $k_{103} := k_{102};$

0.00733101201

0.0265683495

0.0267873184

0.0166682169

$ht3 := 0.257200$

0.257200

$$zeq3 := \frac{(k_{33} \cdot ht3^2 + k_{43} \cdot ht3^2 + k_{53} \cdot ht3^2 + k_{103} \cdot ht3^2)}{k_{33} \cdot ht3 + k_{43} \cdot ht3 + k_{53} \cdot ht3 + k_{103} \cdot ht3};$$

0.2572000000

$$keq3 := \frac{k_{33} \cdot ht3 + k_{43} \cdot ht3 + k_{53} \cdot ht3 + k_{103} \cdot ht3}{zeq3};$$

0.0773548969

#para a 4linha de parafusos

$k_{34} := k_{32};$   
 $k_{44} := k_{42};$   
 $k_{54} := k_{52};$   
 $k_{104} := k_{102};$

0.00733101201

0.0265683495

0.0267873184

0.0166682169

$ht4 := 0.127200$

0.127200

$$zeq4 := \frac{(k_{34} \cdot ht4^2 + k_{44} \cdot ht4^2 + k_{54} \cdot ht4^2 + k_{104} \cdot ht4^2)}{k_{34} \cdot ht4 + k_{44} \cdot ht4 + k_{54} \cdot ht4 + k_{104} \cdot ht4};$$

0.1272000000

$$keq4 := \frac{k_{34} \cdot ht4 + k_{44} \cdot ht4 + k_{54} \cdot ht4 + k_{104} \cdot ht4}{zeq4};$$

0.0773548969

## Classificação da ligação viga-pilar da estrutura pórtico

restart;

#classificação junta, ligação viga-pilar, portico

#considerando a analise global elastica

#verificação se a junta é rigida

Zona 1: rígida, se  $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

em que:

$k_b = 8$  para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80 %

$k_b = 25$  para outros pórticos, desde que em todos os pisos  $K_b/K_c \geq 0,1$  \*)

>  $eq1 := \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b};$

$$\frac{k_b E I_b}{L_b}$$

#onde  $k_b := \frac{I_b}{L_b};$

$$\frac{I_b}{L_b}$$

#viga  $H$ ,  $I_b$  e o momento inercia viga e  $L_b$  o vao dessa mesma viga na ligação

$I_b := 21000000000 \cdot 10^{-12};$

$L_b := 19.119;$

$$\frac{21}{1000}$$

$$19.119$$

$evalf(k_b)$

$$0.00109838380$$

#modulo de young do aço,  $E$   $E := 210 \cdot 10^9;$

$$21000000000$$

>  $evalf(eq1)$

$$2.53353867410^5$$

#determinação da rigidez inicial da ligação,  $S_{j,ini}$

(4) Desde que o esforço axial,  $N_{Ed}$ , no elemento ligado não exceda 5 % do valor de cálculo da resistência,  $N_{pl,Rd}$ , da sua secção transversal, a rigidez de rotação  $S_j$  de uma junta viga-coluna ou de uma junta de continuidade de viga poderá ser obtida, com precisão suficiente para um momento  $M_{j,Ed}$  inferior ao valor de cálculo do momento resistente  $M_{j,Rd}$  da junta, com base em:

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (6.27)$$

em que:

$k_i$  coeficiente de rigidez do componente básico  $i$ , da junta ;

$z$  braço do binário, ver 6.2.7;

$\mu$  relação de rigidez  $S_{j,ini}/S_j$ , ver 6.3.1(6).

**NOTA:** A rigidez de rotação inicial  $S_{j,ini}$  da junta é obtida pela expressão (6.27) com  $\mu = 1,0$ .

> #considerando as quatro linhas de parafusos desta junta,  
determinados anteriormente

keq1 := 0.07735489693

keq2 := 0.08080972507

keq3 := 0.07735489693

keq4 := 0.07735489693

0.0773548969.

0.0808097250

0.0773548969.

0.0773548969.

#braço de binario do efeito de alavanca, z z1 := 0.7252;

0.7252

#por fim, Sjin := 
$$\frac{E \cdot z1^2}{\frac{1}{keq1} + \frac{1}{keq2} + \frac{1}{keq3} + \frac{1}{keq4}};$$

2.15888494710<sup>9</sup>

como Sjin é maior que eq1 verifica a condição de ligação rígida!

#portanto a ligação estudada com esforços resultantes de uma análise elástica é classificada como rígida correspondendo a um modelo de junta continua

#pela cláusula 5.1.1(2) EC3 1-8 pp54, sendo a junta classificada continua poderá admitir-se que o comportamento da junta não tem qualquer efeito na análise

### Projecto e verificação de ligações em situação de incêndio

#### 33 – Factores de redução da resistência para parafusos e soldaduras (4).

Temperatura $\theta_a$	Factor de redução para parafusos, $k_{b,\theta}$ (tração e corte)	Factor de redução para soldaduras, $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1000	0,000	0,000

# Anexo VII

## Classificações de fadiga

34 – Classificações para pontes rolantes em função do número de ciclos de funcionamento (8).

Classe de espectro carga		$Q_0$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	$Q_4$	$Q_5$
		$\frac{kQ}{13} \leq 0,03$	$0,0313 < kQ \leq 0,0625$	$0,0625 < kQ \leq 0,125$	$0,125 < kQ \leq 0,25$	$0,25 < kQ \leq 0,5$	$0,5 < kQ \leq 1,0$
classe número total de ciclos							
$U_0$	$C \leq 1,6 \cdot 10^4$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$
$U_1$	$1,6 \times 10^4 < C \leq 3,15 \times 10^4$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_1$
$U_2$	$3,15 \times 10^4 < C \leq 6,30 \times 10^4$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_1$	$S_2$
$U_3$	$6,30 \times 10^4 < C \leq 1,25 \times 10^5$	$S_0$	$S_0$	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$U_4$	$1,25 \times 10^5 < C \leq 2,50 \times 10^5$	$S_0$	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$U_5$	$2,50 \times 10^5 < C \leq 5,00 \times 10^5$	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$
$U_6$	$5,00 \times 10^5 < C \leq 1,00 \times 10^6$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$
$U_7$	$1,00 \times 10^6 < C \leq 2,00 \times 10^6$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$
$U_8$	$2,00 \times 10^6 < C \leq 4,00 \times 10^6$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$	$S_8$
$U_9$	$4,00 \times 10^6 < C \leq 8,00 \times 10^6$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$	$S_8$	$S_9$

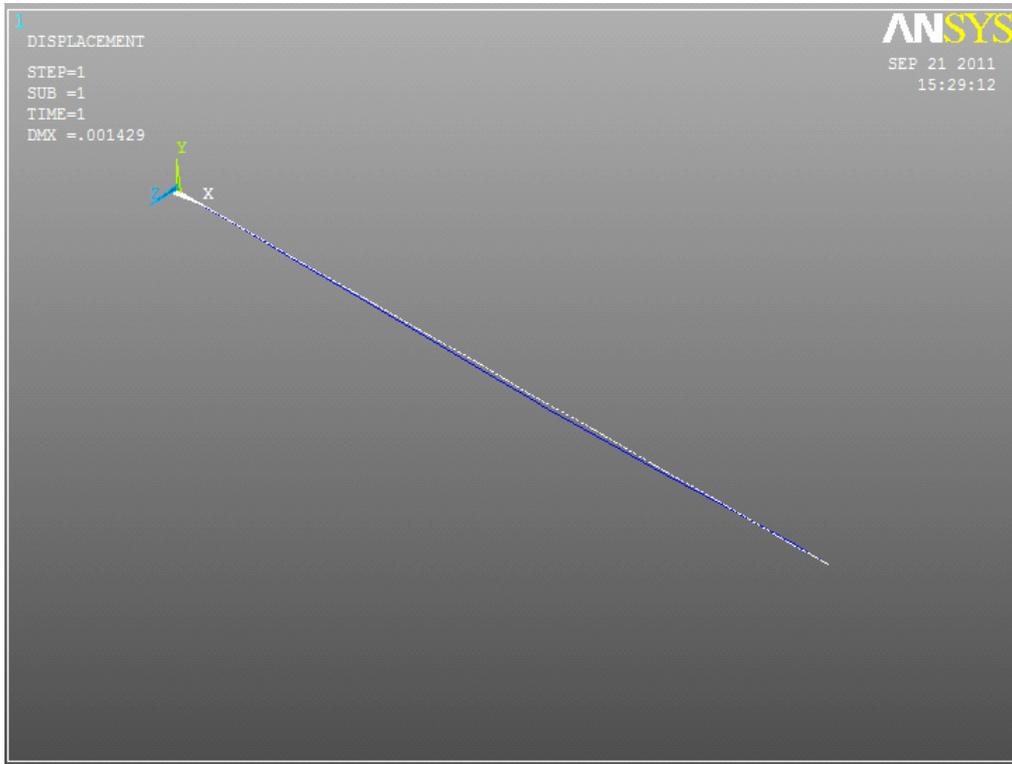
### Cálculo do parâmetro $\lambda_i$

Tabela 35 – Parâmetros  $\lambda_i$  (8).

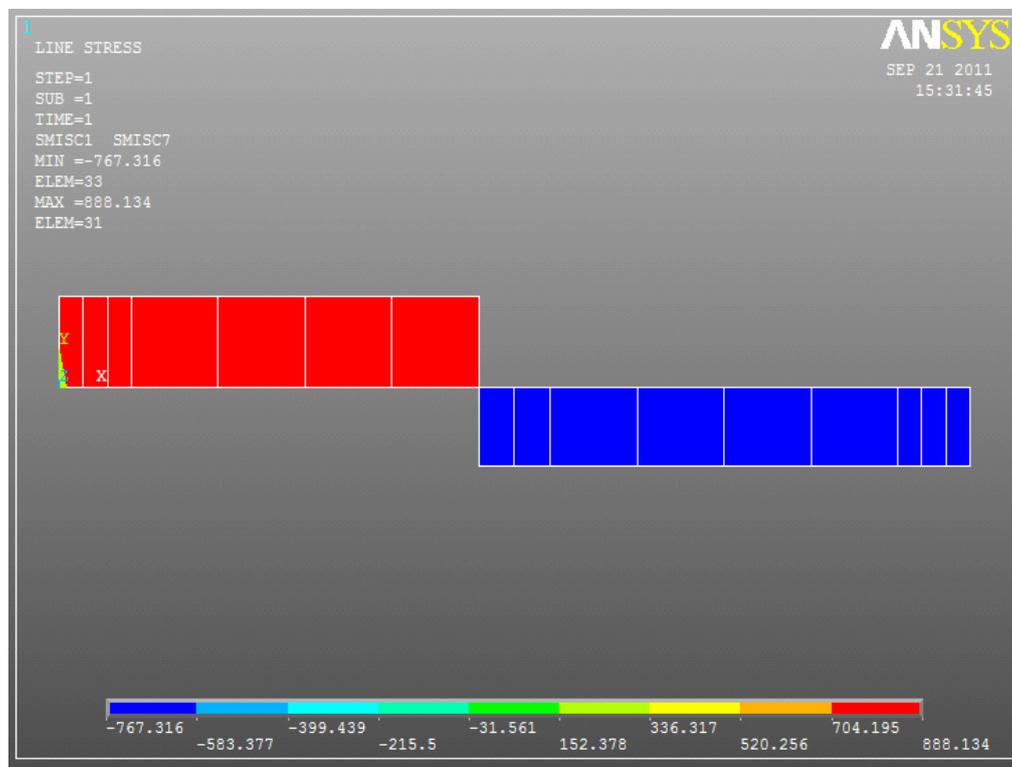
Classes S	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$	$S_8$	$S_9$
normal stresses	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
shear stresses	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

# Situação de projecto viga ponte, acções de fadiga

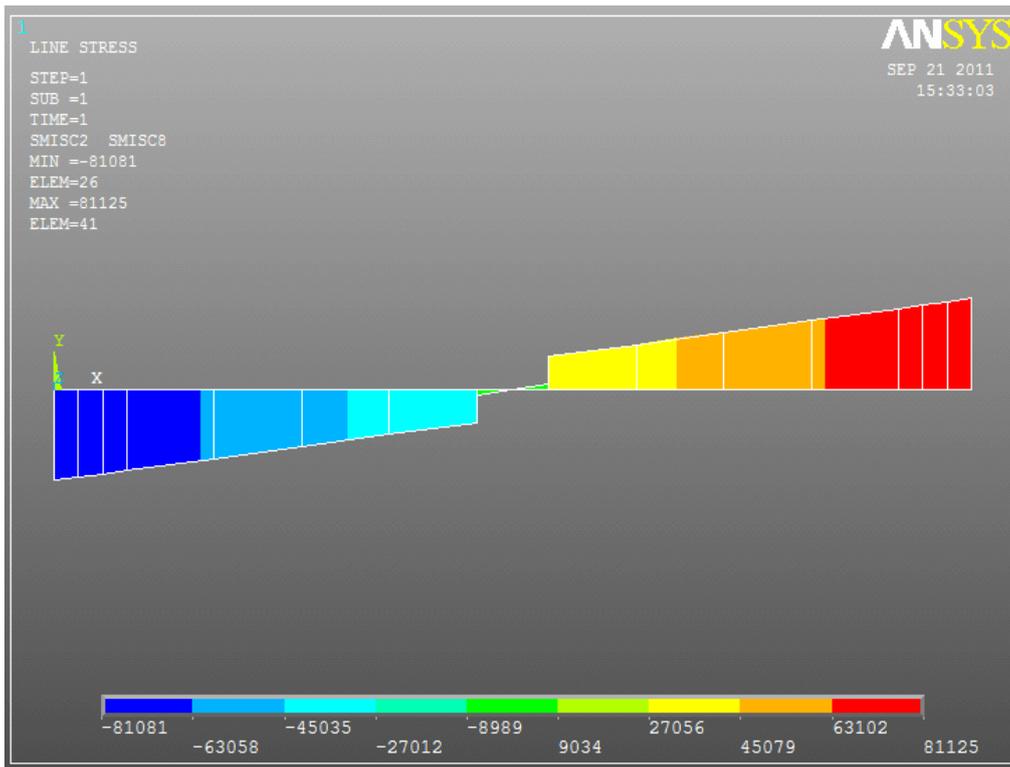
## Estudo Ansys situação Fadiga 1, solicitação máxima



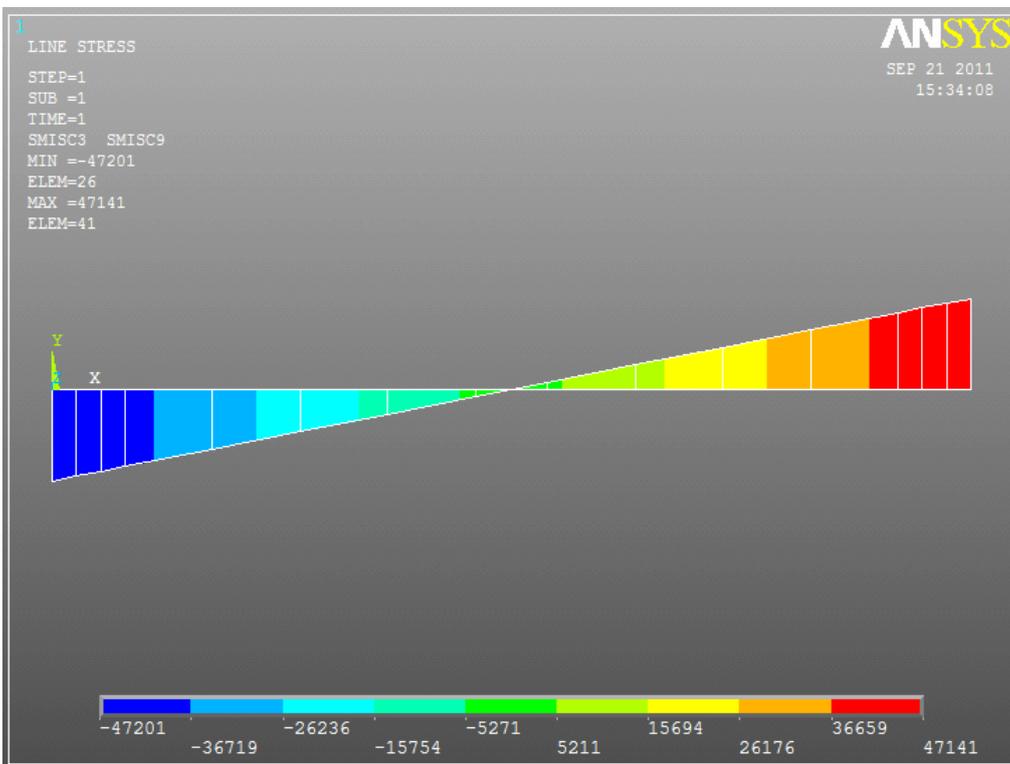
21 – Deformada.



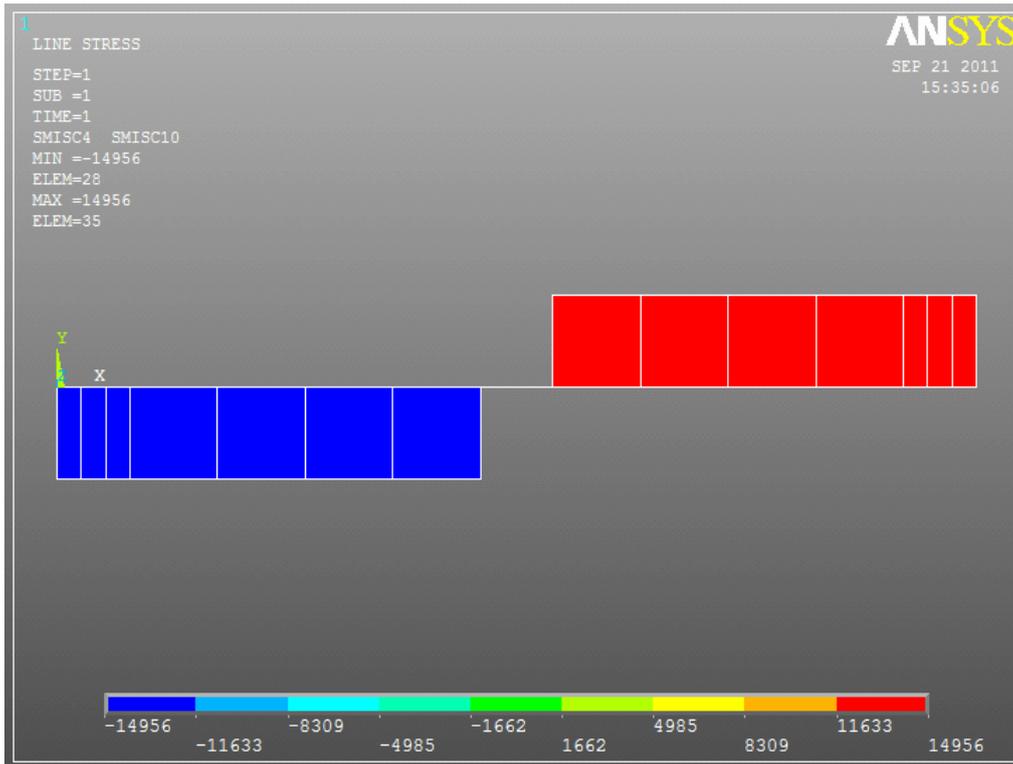
22 – Diagrama de esforços segundo x.



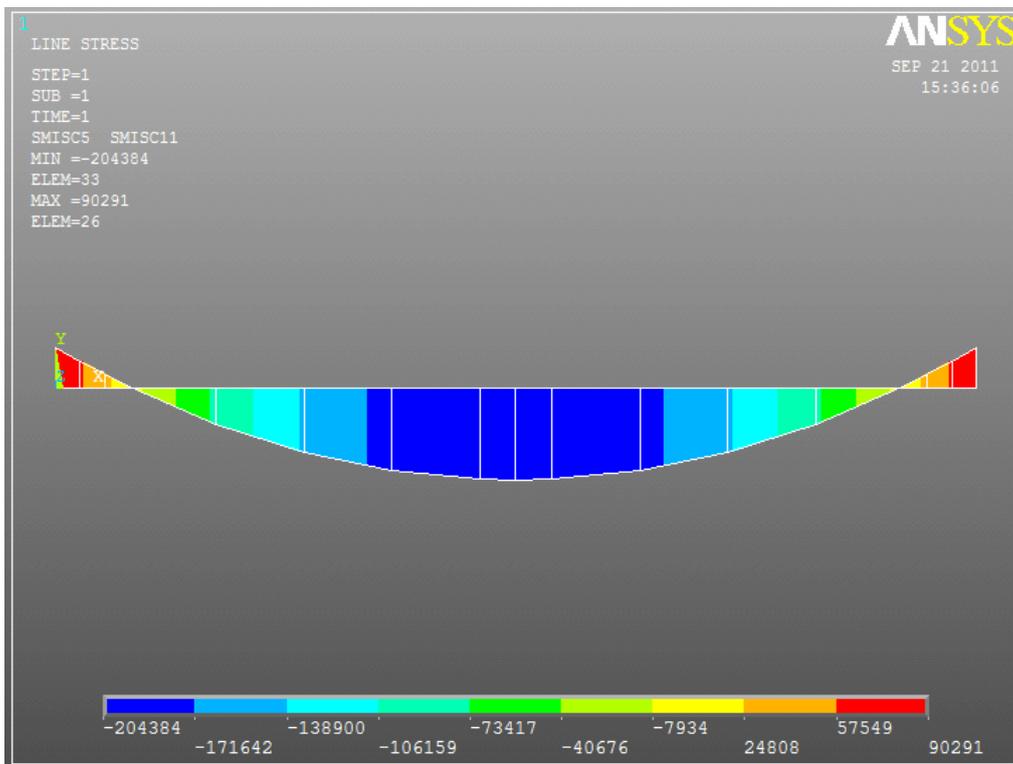
23 – Diagrama de esforços segundo y.



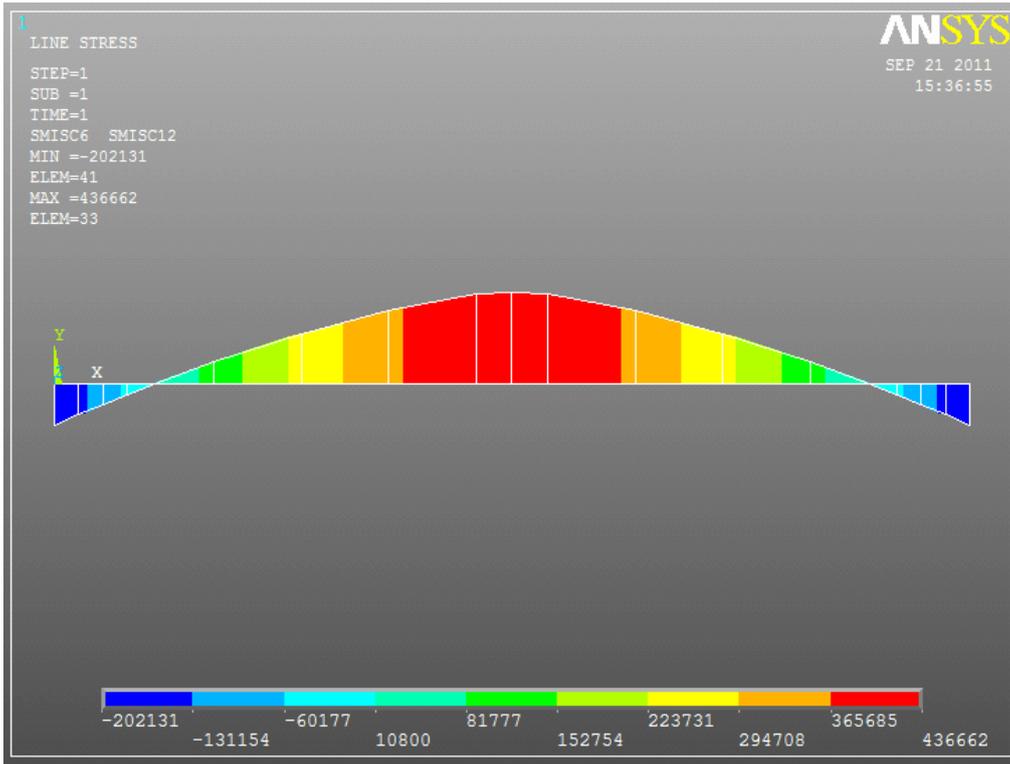
24 – Diagrama de esforços segundo z.



25 – Diagrama de momentos segundo x.

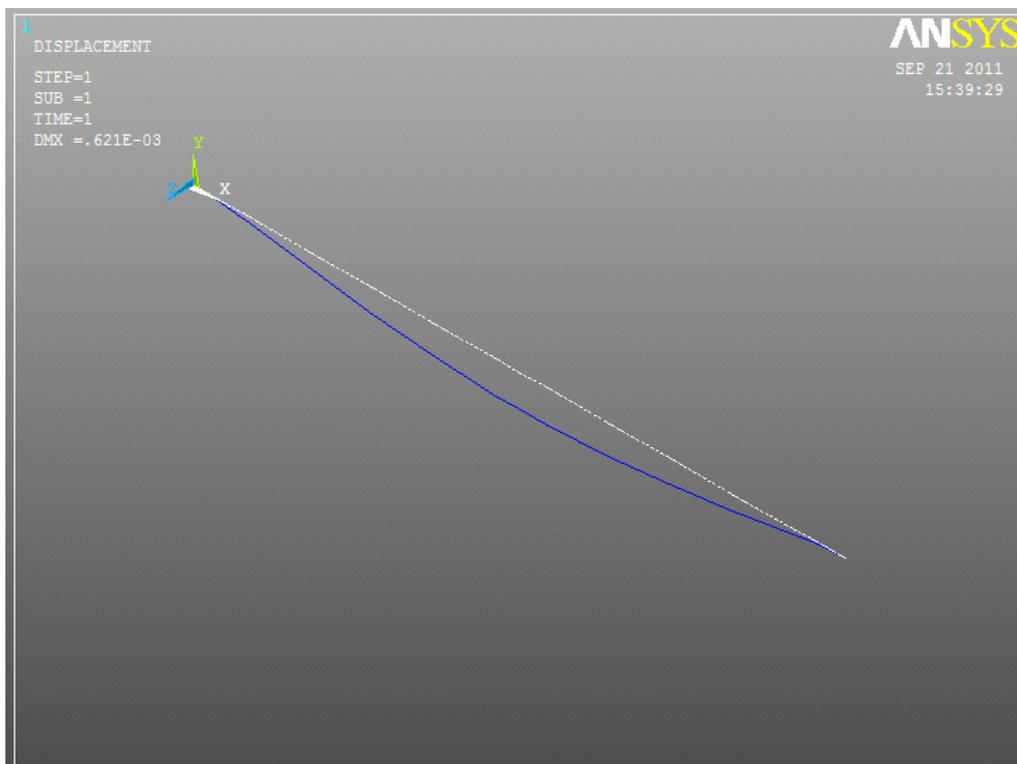


26 – Diagrama de momentos segundo y.

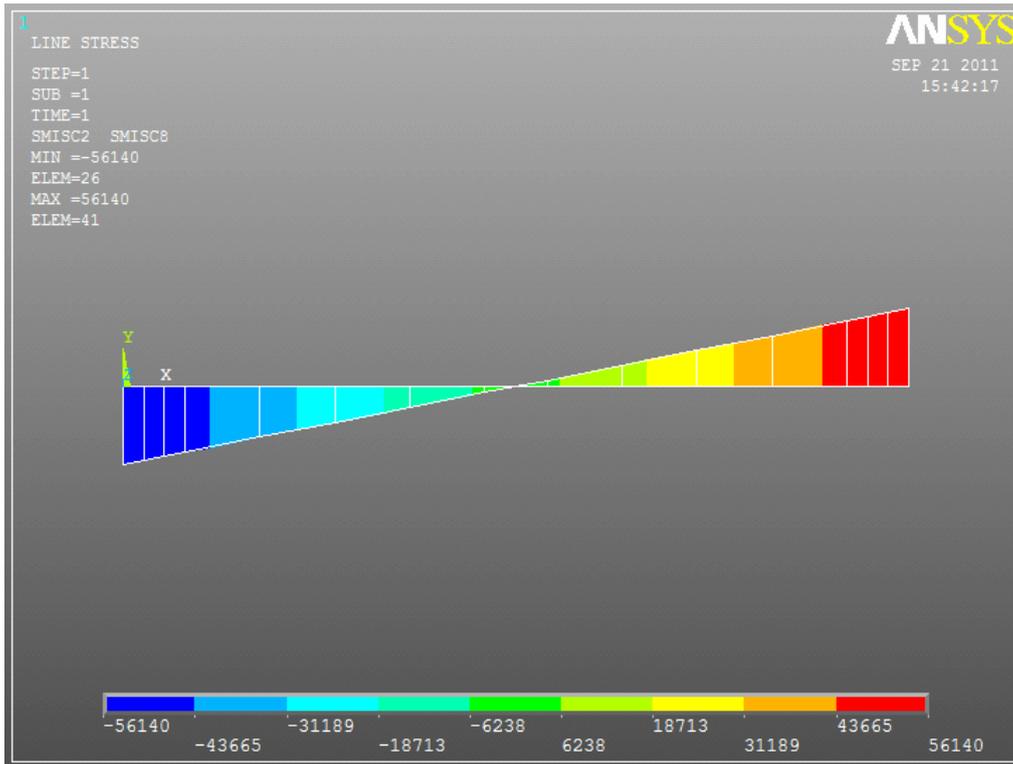


27 – Diagrama de momentos segundo z.

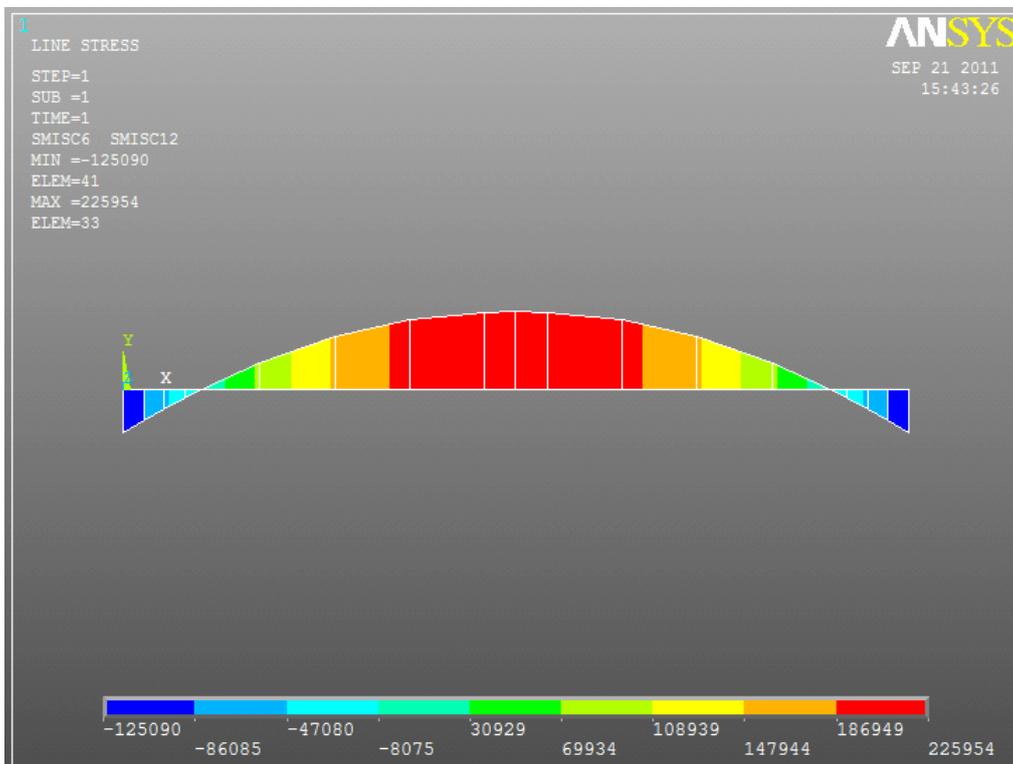
**Estudo Ansys situação Fadiga 1, solicitação mínima**



28 – Deformada



29 – Diagrama de esforços segundo y.



30 – Diagrama de momentos segundo z.

## Determinação das tensões no pormenor considerado

Cálculo da tensão normal máxima para o elemento viga da estrutura da ponte, exemplo em Maple

>

```
restart;
```

```
#Fadiga 1, solicitação máxima  
#Calculo tensão normal maxima
```

```
# Secção s1
```

```
A := 53000·10-6;
```

```
Iz := 91666478666.6710-12;
```

```
Iy := 59946941666.6710-12;
```

```
Ix := 45613420333.3310-12;
```

```
Iyz := 3036900000010-12;
```

$$\frac{53}{1000}$$

0.0916664786

0.0599469416

0.0456134203

$$\frac{30369}{1000000}$$

>

```
#Cálculo tensão normal devido a flexão;
```

```
#carregamento, considerando valores nominais
```

```
Fx := 767.316
```

```
Fy := 0;
```

```
Fz := 0;
```

```
Mx := 0;
```

```
My := 204384
```

```
Mz := 436662
```

767.316

0

0

0

204384

436662

> #orientação plano resultante momentos  $\beta := \frac{\pi}{2} - \tan\left(\frac{My}{Mz}\right);$

$$\frac{1}{2} \pi - \tan\left(\frac{34064}{72777}\right)$$

#orientação do eixo neutro;  $\alpha := \arctan\left(\frac{Iz \cdot \tan(\beta) - Iyz}{Iy - Iyz \cdot \tan(\beta)}\right);$

$$\arctan\left(\frac{0.09166647867\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right) - \frac{30369}{1000000}}{0.05994694167 - \frac{30369}{1000000}\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right)}\right)$$

evalf( $\alpha$ )

1.533252670

$$> \text{eqa} := \frac{Fx}{A} + \frac{Mz \cdot Iy - My \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot y + \frac{My \cdot Iz - Mz \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot z;$$

14477.66038 + 4.36699620410<sup>6</sup> y + 1.19710347610<sup>6</sup> z

$$\text{eqb} := -\frac{y}{z};$$

$$-\frac{y}{z}$$

solve({eqa = 0, eqb = tan( $\alpha$ )}, [y, z]);

$$[[y = -0.003349735096z = 0.0001258204256]]$$

#cálculo tensão máxima

$$y := -0.003349735096$$

$$z := 0.0001258204256$$

$$-0.00334973509$$

$$0.000125820425$$

#avaliação de tensão na soldadura do banzo, linha mais afastada da LN

$$y1 := 1.398 - y;$$

$$z1 := \frac{y1}{\tan(\alpha)};$$

1.40134973:

$$\frac{1.401349735\left(0.05994694167 - \frac{30369}{1000000}\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right)\right)}{0.09166647867\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right) - \frac{30369}{1000000}}$$

> evalf(z1)

0.0526365264.

$$\sigma_{x,flex} := \frac{Fx}{A} + \frac{Mz \cdot Iy - My \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot y1 + \frac{My \cdot Iz - Mz \cdot Iyz}{Iy \cdot Iz - Iyz^2} \cdot z1;$$

$$6.13416663310^6$$

$$+ \left(1.67756063910^6 \left(0.05994694167$$

$$- \frac{30369}{1000000}\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right)\right) /$$

$$\left(0.09166647867\cot\left(\tan\left(\frac{34064}{72777}\right)\right) - \frac{30369}{1000000}\right)$$

evalf( $\sigma_{x,flex}$ )

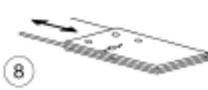
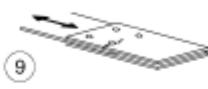
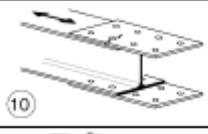
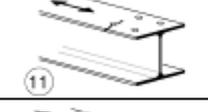
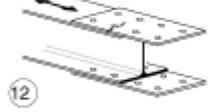
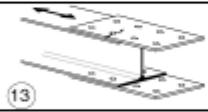
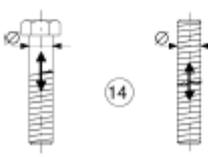
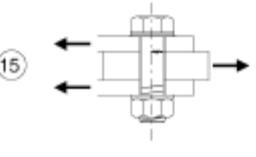
6.19717800210<sup>6</sup>

>

# Determinação da amplitude de tensões nominal

## Pormenores construtivos

Tabela 36 – Pormenores construtivos de elementos não soldados (8).

Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos
112		8) Ligação com dupla sobreposição e parafusos de alta resistência pré-esforçados.	8) $\Delta\sigma$ a calcular sobre a secção bruta.
		8) Ligação com dupla sobreposição e parafusos injectados pré-esforçados.	8) ... secção bruta.
90		9) Ligação com dupla sobreposição e parafusos ajustados.	9) ... secção útil.
		9) Ligação com dupla sobreposição e parafusos injectados não pré-esforçados.	9) ... secção útil.
		10) Ligação de simples sobreposição e parafusos de alta resistência pré-esforçados.	10) ... secção bruta.
		10) Ligação de simples sobreposição e parafusos injectados pré-esforçados.	10) ... secção bruta.
		11) Elemento estrutural com furação e solicitado à flexão e ao esforço normal.	11) ... secção útil.
80		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos ajustados.	12) ... secção útil.
		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos injectados não pré-esforçados.	12) ... secção útil.
50		13) Ligação de simples ou dupla sobreposição e parafusos não pré-esforçados em furação normal. Não existe inversão de esforços.	13) ... secção útil.
50	efeito de dimensão para $t > 30$ mm: $k_s = (30/t)^{0,25}$		14) Parafusos e varões traccionados com roscas laminadas ou executadas por corte. Para grandes diâmetros (cavilhas de fixação), o efeito de dimensão é tido em conta com $k_s$ .
100 m=5		<u>Parafusos solicitados ao corte simples ou duplo</u> O plano de corte não passa pela parte roscada 15) - Parafusos ajustados. - Parafusos correntes sem inversão de esforços (parafusos das classes 5.6, 8.8 ou 10.9).	15) $\Delta\tau$ calculado em relação à secção da espiga do parafuso.

Para as ligações aparafusadas (Pormenores 8) a 13)) em geral:

Distância ao topo:  
 $e_1 \geq 1,5 d$

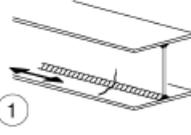
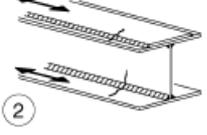
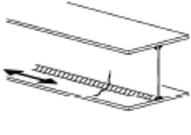
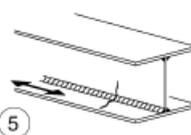
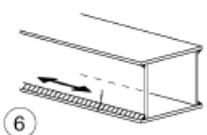
Distância ao bordo:  
 $e_2 \geq 1,5 d$

Espacamento:  
 $p_1 \geq 2,5 d$

Espacamento:  
 $p_2 \geq 2,5 d$

Pormenorização de acordo com a EN 1993-1-8, Figura 3.1

Tabela 37 – Pormenores construtivos de elementos soldados (8).

Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos
125	 	<u>Soldaduras longitudinais contínuas:</u> 1) Soldadura automática ou totalmente mecânica de topo executada em ambos os lados. 2) Soldadura automática ou totalmente mecânica de ângulo. Extremidades das chapas de recobrimento a verificar de acordo com o pormenor 6) ou 7) do Quadro 8.5.	<u>Pormenores 1) e 2):</u> Não é permitida qualquer paragem/recomeço da soldadura excepto no caso em que a reparação é executada por um especialista e a execução correcta da reparação é controlada por inspecção.
112	 	3) Soldadura automática ou totalmente mecânica de ângulo ou de topo executada nos dois lados, mas com paragem/recomeço. 4) Soldadura automática ou totalmente mecânica de topo executada apenas num dos lados, com uma contrachapa contínua no lado oposto, sem paragem/recomeço.	4) No caso em que este pormenor apresentar traços de paragem/recomeço utiliza-se a categoria 100.
100	 	5) Soldadura manual de ângulo ou de topo. 6) Soldadura manual, automática ou totalmente mecânica de topo executada apenas num dos lados, em particular nas vigas em caixão.	5), 6) É essencial um muito bom ajustamento entre as chapas do banzo e da alma. O bordo da alma é preparado de forma a garantir na sua base uma penetração regular e sem interrupção da soldadura.

## Obras Citadas nos Anexos

1. CEN, EC1 parte 1-4. *Acções em estruturas. Acções gerais. Acções do vento*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1991-1-4:2010, 2010.
2. CEN, EC3 parte 1-1. *Projecto de estruturas de aço. Regras gerais e regras para edifícios*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-1:2010, 2010.
3. Simões da Silva, Luis e Gervásio, Helena. *Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*. Coimbra : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
4. CEN, EC3 parte 1-2. *Projecto de estruturas de aço. Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-2, 2010.
5. CEN, EC1 parte 1-2. *Acções em estruturas. Acções gerais. Acções em estruturas expostas ao fogo*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1991-1-2:2010, 2010.
6. CEN, EC3 parte 1-8. *Projecto de estruturas de aço. Projecto de ligações*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-8, 2010.
7. Budynas-Nisbett. *Shigley's Mechanical Engineering Design*. 8. s.l. : McGraw-Hill, 2008.
8. CEN, EC3 parte 1-9. *Projecto de estruturas de aço. Fadiga*. [ed.] Comité Europeu de Normalização. Portugal : NP EN 1993-1-9:2010, 2010.