
ACESSO SUL **À PLATAFORMA DOS POÇOS CL8,CL9 E CL10**



FASE III – PROJETO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - PONTE

JULHO 2024

EDA RENOvÁVEIS**ESTUDO PRÉVIO E ELABORAÇÃO DO PROJETO DE EXECUÇÃO DO ACESSO SUL À
PLATAFORMA DOS POÇOS CL8,CL9 E CL10****FASE III - PROJETO DE EXECUÇÃO****CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - PONTE**

Documento nº	40713-PE-0401-CJ	Data:	31-07-2024
	Nome	Função	Assinatura
Elaborado	Eva Jerónimo	Eng.ª Civil	
Verificado	Eva Jerónimo	Eng.ª Civil	
Aprovado	Paulo Soares	Eng.º Civil	

Registo de Revisões:

Revisão	Data	Elaborado	Verificado	Aprovado	Descrição
1.ª edição	31-07-2024	EJ	EJ	PCS	Cálculos Justificativos - Ponte

EDA RENOVAVEIS

ESTUDO PRÉVIO E ELABORAÇÃO DO PROJETO DE EXECUÇÃO DO ACESSO SUL À PLATAFORMA DOS POÇOS CL8,CL9 E CL10

FASE III - PROJETO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - PONTE

ÍNDICE

	Pág.
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 DESCRIÇÃO GERAL DA PONTE.....	1
3 AÇÕES E CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA.....	3
3.1 INTRODUÇÃO.....	3
3.2 AÇÕES	3
3.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	5
3.4 CRITÉRIOS DA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	5
3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	6
3.5.1 Estado limite último de resistência (STR).....	6
3.5.2 Estado limite de utilização	6
4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	7
4.1 MODELO DE CÁLCULO.....	7
4.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO	7
4.2.1 Esforços característicos.....	7
4.2.2 Estado Limite de Utilização	8
4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES METÁLICAS	16
4.3.1 Introdução.....	16
4.3.2 Ligações aparafusadas.....	16
4.3.3 Ligações soldadas	21
4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ENCONTROS	22
4.4.1 Introdução.....	22
4.4.2 Reações do tabuleiro.....	23
4.4.3 Encontro E1 - Verificação da Segurança das Microestacas.....	23
4.4.4 Encontro E2.....	25
4.5 APARELHOS DE APOIO E JUNTA DE DILATAÇÃO.....	26

4.5.1	Introdução	26
4.5.2	Aparelhos de Apoio	27
4.5.3	Juntas de Dilatação	29

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficientes de redução ψ	6
Quadro 2 – Resumo dos esforços mais condicionantes no nó de ligação entre a corda inferior e o perfil transversal IPE220	18
Quadro 3 – Verificação de segurança da ligação	18
Quadro 4 – Resumo dos esforços mais condicionantes no nó de ligação entre a corda superior e o perfil transversal IPE220	19
Quadro 5 – Verificação de segurança da ligação	19
Quadro 6 – Resumo dos esforço no nó de ligação da diagonal L 100x12 com o montante HEA 180	20
Quadro 7 – Verificação de segurança da ligação	20
Quadro 8 – Resumo dos esforço no nó de ligação da diagonal L 120x12 com a corda HEA 260	21
Quadro 9 – Verificação de segurança da ligação	21
Quadro 10 – Encontros. Reações do tabuleiro	23
Quadro 11– Esforços de dimensionamento das microestacas	23
Quadro 12 – Verificação do ELU de Resistência da secção ao esforço axial.	24
Quadro 13 – Determinação dos comprimentos de selagem das microestacas	25
Quadro 14 – Encontros. Segurança ao deslizamento	25
Quadro 15 – Encontros. Segurança ao derrubamento	25
Quadro 16 – Encontros. Fundações. Parâmetros geotécnicos	26
Quadro.17 – Encontros. Fundações. Esforços de cálculo	26
Quadro 18 – Encontro. Fundação. Capacidade resistente do terreno de fundação	26
Quadro 19 – Reações do Tabuleiro nos aparelhos de apoio [kN]	27
Quadro 20 – Aparelhos de apoio. Ações. Deslocamentos	29
Quadro 21 – Aparelhos de apoio. Deslocamentos.	29
Quadro 22 – Juntas de dilatação. Deslocamentos	30

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Modelo de cálculo da estrutura metálica.....	7
Figura 2 – Diagrama de deslocamentos da corda inferior – Comb. Frequente.....	8
Figura 3 – Diagrama de deslocamentos da corda inferior – Sobrecarga.....	9
Figura 4 – Modos de Vibração - 1º Modo - $f = 4.7 \text{ Hz}$; 2º Modo = 5.8 Hz	9
Figura 5 – Aceleração vertical e horizontal máxima- $a_{\text{vert}}=0.37 \text{ m/s}^2$; $a_{\text{hor_long}}=0.05 \text{ m/s}^2$; $a_{\text{hor_lateral}}=0.01 \text{ m/s}^2$	10
Figura 6 – Rácios condicionantes das verificações de segurança.....	11
Figura 7 – Verificação de segurança do cordão superior HEA340	12
Figura 8 – Verificação de segurança do cordão inferior HEA260	13
Figura 9 – Verificação de segurança da escora L120x120x15	14
Figura 10 – Verificação de segurança do montante – perfil HEA 180	15
Figura 11 – Ligação soldada.....	16
Figura 12 – Ligação aparafusada	16
Figura 13 – Ligação aparafusada do perfil HEA 260 ao perfil IPE 220	18
Figura 14 – Ligação aparafusada do perfil HEA 340 ao perfil IPE 220	19
Figura 15 – Ligação aparafusada da diagonal L 120x15 ao montante HEA 180.....	20
Figura 16 – Ligação aparafusada da diagonal L 120x15 à corda HEA 260.....	21

EDA RENOVAVEIS

ESTUDO PRÉVIO E ELABORAÇÃO DO PROJETO DE EXECUÇÃO DO ACESSO SUL À PLATAFORMA DOS POÇOS CL8,CL9 E CL10

FASE III - PROJETO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - PONTE

1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Projeto de Execução da ponte sobre a Ribeira das Roças apresentam-se nos capítulo seguintes o dimensionamento com as verificações de segurança dos elementos principais da solução preconizada para o atravessamento da Ribeira das Roças.

2 DESCRIÇÃO GERAL DA PONTE

A ponte sobre a Ribeira das Roças apresenta um vão entre os eixos dos encontros de 28.0 m, sendo constituída por uma malha tridimensional, dotada de cordas superiores e cordas inferior, ligadas entre si por diagonais e montantes. A largura total do tabuleiro é igual a 5.40 m, e contempla o perfil transversal com 2.00 m de largura útil de circulação e 3.00 m para o corredor de instalação das condutas. O guarda-corpos possui um corrimão a uma altura de 1.10 m.

A estrutura principal do tabuleiro é constituída por quatro treliças planas do tipo "Pratt" com tabuleiro superior, contraventadas transversalmente entre si ao nível das cordas superior e inferior por escoras metálicas que ligam os nós das treliças. Sobre a corda superior é montado ainda transversinas metálicas de apoio de gradil metálico para permitir a circulação. Os montantes das vigas principais da treliça estão espaçados entre si, ao longo da obra, de 2.0 m, tal como a distância vertical entre eixo das cordas o que garante diagonais a cerca de 45°. Os elementos que compõem as treliças são perfis comerciais soldados HEA e IPE.

O tabuleiro apoia sobre os encontros E1 e E2 por intermédio de aparelhos de apoio em neoprene cintado funcionando por distorção. Sobre cada mesa do encontro estão previstos 4 aparelhos de apoio, num total de 8 aparelhos de apoio.

Para substituição dos aparelhos de apoio, está prevista a colocação de base nivelada no alinhamento dos plintos dos aparelhos de apoio para futura colocação dos macacos hidráulicos para elevação do tabuleiro.

Ambos os encontros apresentam reduzida altura pelo que são do tipo maciço, constituídos por um simples maciço em betão armado, com 1.30 m de espessura.

A fundação do encontro E1 é do tipo direta por meio de uma sapata contínua, com 3.50 m de comprimento, por 7.70 m de largura e com 1.00 m de altura.

A fundação do encontro E2 é do tipo indireta por meio de agrupamentos de 18 micro estacas solidarizadas pelo respetivo maciço de encabeçamento, com 3.50 m de comprimento por 7.70 m de largura e com 1.00 m de altura.

Os encontros incluem ainda muros laterais para contenção dos aterros de acesso à obra e os restantes equipamentos habituais. São dotados de batentes longitudinais e transversais para assegurar o comportamento estrutural em face da ação sísmica.

3 AÇÕES E CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

3.1 INTRODUÇÃO

Os materiais estruturais tipo a adotar são indicados nas peças desenhadas. As ações consideradas na verificação da segurança da ponte foram as indicadas no enquadramento normativo da memória e resumidas neste capítulo.

3.2 AÇÕES

Para além das ações permanentes - peso próprio de tabuleiro, restantes cargas permanentes foram consideradas as ações das variações de temperatura, uniformes e diferenciais, vento e os efeitos da fadiga em estruturas metálicas e, ainda, as ações variáveis de tráfego de acordo com as normas presentes no Decreto-Lei N.º 163/2006 de 8 de agosto para atravessamento pedonal e de viaturas de pequeno porte para manutenção até 4 ton.

As ações consideradas para a verificação da segurança foram:

- Peso volúmico das peças metálicas: 78.5 kN/m³;
- Peso do gradil;
- Peso da guarda metálica;
- Peso das condutas DN400;
- Peso da água no interior das conduta DN400;
- Peso das condutas DN200;
- Peso da água no interior das conduta;
- Ação da temperatura;

As ações térmicas foram consideradas de acordo com NP EN 1991-1-5:2009:

- A parcela uniforme $\Delta T_u = T - T_0$:
 - $T_0 = 15^\circ\text{C}$;
 - $T_{\min}$ (estruturas metálicas) = $-5.5^\circ\text{C} \rightarrow \Delta T_{\min} = -22^\circ\text{C}$;
 - $T_{\max}$ (estruturas metálicas) = $50^\circ\text{C} \rightarrow \Delta T_{\max} = 31^\circ\text{C}$;
- Sobrecargas regulamentares;

A ação da sobrecarga regulamentar foi:

Sobrecarga Uniforme $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Veículo de Manutenção.....Eixo 1 = 80 kN

Eixo 2 = 40 kN

- Ação do vento;

A ação do vento foi considerada de acordo com a NP EN 1991-1-4:2009:

- $F_w = c_s c_d \times \sum_{elementos} (c_{f0} \times q_p(z_e) \times A_{ref})$
- Zona tipo B; $h=10$ m; Rugosidade aerodinâmica do solo: Tipo II;
- $v_b=30$ m/s;
- $c_s c_d = 1$ – coeficiente estrutural
- c_{f0} – coeficientes de força para estruturas treliçadas;
- $q_p(z_e) = 1.39$ kN/m²;
- A_{ref} – área de referência do elemento de construção

Admitiu-se a ação do vento a atuar sobre a estrutura de 3 formas independentes, uma horizontal e duas verticais com sinais contrários.

- Ação do Sismo ;

A ação sísmica regulamentar considerada foi conforme definida no EN 1998-2:2023 e na NP EN 1998-1: 2010 para o Arquipélago dos Açores.

- Impulso de terras

- Devido ao peso próprio das terras

Para encontros e muros que permitam a formação da cunha ativa de terras, os impulsos de terras são determinados de acordo com a teoria de Coulomb, considerando um ângulo de atrito interno do solo de 35° (aterro técnico no tardo dos encontros).

O valor do coeficiente de impulso ativo, k_a , é:

$$k_a = \frac{1 - \sin(35^\circ)}{1 + \sin(35^\circ)} = 0.271$$

O valor do coeficiente de impulso passivo, k_p , é:

$$k_p = \frac{1 + \sin(35^\circ)}{1 - \sin(35^\circ)} = 3.69$$

Na determinação do impulso passivo é considerado um fator de segurança de 3.

- Impulso devido a sobrecargas sobre o aterro:

Será a considerar o impulso de terras devido a uma sobrecarga de 10 kN/m² sobre o aterro no tardo de encontros, conforme indicado no ponto NA-4.9.1(1) do anexo nacional da norma NP EN 1991-2.

- Impulso sísmico:

O impulso sobre os encontros é determinado recorrendo à expressão do Anexo E.9 para estruturas rígidas, conforme indicado na norma NP EN 1998-5.

3.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A análise das estruturas submetidas às ações regulamentares foi efetuada por métodos matemáticos realizados em computador através de programas de cálculo estrutural, quer de aplicação geral, quer especificamente desenvolvidos para o cálculo de obras de arte.

A estrutura da obra de arte foi analisada através de modelos de barras tridimensionais para a análise do seu comportamento global devido às ações verticais e horizontais.

Dos programas de aplicação geral recorreu-se prioritariamente ao programa SAP2000, sendo utilizados modelos de barras tridimensionais. Para a análise das estruturas quando solicitadas pela ação dos sismos foram realizadas análises dinâmicas por espectro de resposta.

Para a verificação da segurança de secções de estruturas metálicas e de betão armado seguiu-se o preconizado nos Eurocódigos e foram utilizados programas desenvolvidos na COBA.

3.4 CRITÉRIOS DA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança dos elementos de estrutura metálica e de secções de betão armado foi efetuada seguindo-se fundamentalmente o Eurocódigos. Nos aspetos em que este é omissos seguiram-se os regulamentos e normas internacionais.

Uma vez que a obra metálica em análise é essencialmente pedonal, de acordo com a EN1993-1-9, a verificação em relação à fadiga fica dispensada.

Deste modo, e de acordo com a regulamentação em vigor, efetuaram-se dois tipos de verificações:

As verificações de segurança realizadas foram as seguintes:

Estrutura metálica

- Estado Limite Último de Resistência à flexão, esforço transversal e torção;
 - Estado Limite Último de Resistência à Encurvatura Lateral (flexão simples, esforço transversal e torção) de vigas;
 - Estado Limite Último de Resistência à Encurvatura Lateral (flexão composta, esforço transversal e torção) de montantes;
 - Estado Limite Último de Resistência de ligações aparafusadas e soldadas entre elementos metálicos.
- Estado Limite de Utilização
 - Deformação – limitação das flechas dos perfis metálicos a $L/200$, em que L representa o vão da ponte, para a combinação de ações frequente;
 - Vibração

Elementos de betão

- Estado Limite Último de Resistência, para as combinações fundamentais indicadas no Eurocódigo;

- Estado Limite de Utilização
 - Compressão máxima no betão para a combinação rara de ações.

Microestacas de fundação

- Estado Limite Último de Resistência ao esforço axial;
- Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno.

As verificações aos estados limites últimos de resistência das peças metálicas foram realizadas de acordo com o EC3 (Eurocódigo 3).

A segurança dos restantes elementos constituintes da obra foi efetuada em relação aos estados limites últimos de resistência para os elementos em betão armado, e pelo método das tensões admissíveis para outros elementos, como aparelhos de apoio.

3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.5.1 Estado limite último de resistência (STR)

Combinação fundamental: $E_d = (1.35 \text{ ou } 1.00) G_k + (1.50(*) \text{ ou } 0.00) Q + (1.50 \text{ ou } 0.00) \times \psi \times Q$

Combinação sísmica: $E_d = G_k + E_d + \psi_{1,i} \times Q + \psi_{2,i} \times Q$

G_k – Cargas permanentes

Q – Ação variável base

E_d – Ação sísmica

3.5.2 Estado limite de utilização

Combinação característica de ações $E = (1.00) G_k + (1.00 \text{ ou } 0.00) Q + (1.00 \text{ ou } 0.00) \times \psi_{0,i} \times Q$

Combinação frequente de ações $E = (1.00) G_k + \psi_{1,i} \times Q + \psi_{2,i} \times Q$

ψ_0 - Coeficiente para determinação do valor de combinação para uma ação variável;

ψ_1 - Coeficiente para determinação do valor frequente de uma ação variável;

ψ_2 - Coeficiente para determinação do valor quase permanente de uma ação variável.

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , que se adotam são os recomendados no Anexo A2 da EN 1990/A1.

Quadro 1 – Coeficientes de redução ψ

Ação		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ações Rodoviárias	q_{fk}	0.40	0.40	0
	Q_{serv}	0	0	0
Temperatura		0.6	0.6	0.5
Vento (F_{wk})		0.6	0.2	0

4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

4.1 MODELO DE CÁLCULO

Para determinar o valor dos esforços atuantes nas barras da estrutura realizou-se um modelo da treliça metálica simplesmente apoiada com 28 m de vão, submetida às solicitações anteriormente indicadas recorrendo ao programa de cálculo de estruturas SAP2000.

Os perfis metálicos principais utilizados são do tipo comercial HEA e IPE, em escoras, cordas e montantes. Apresenta-se na Figura 1 o modelo utilizado para o seu dimensionamento

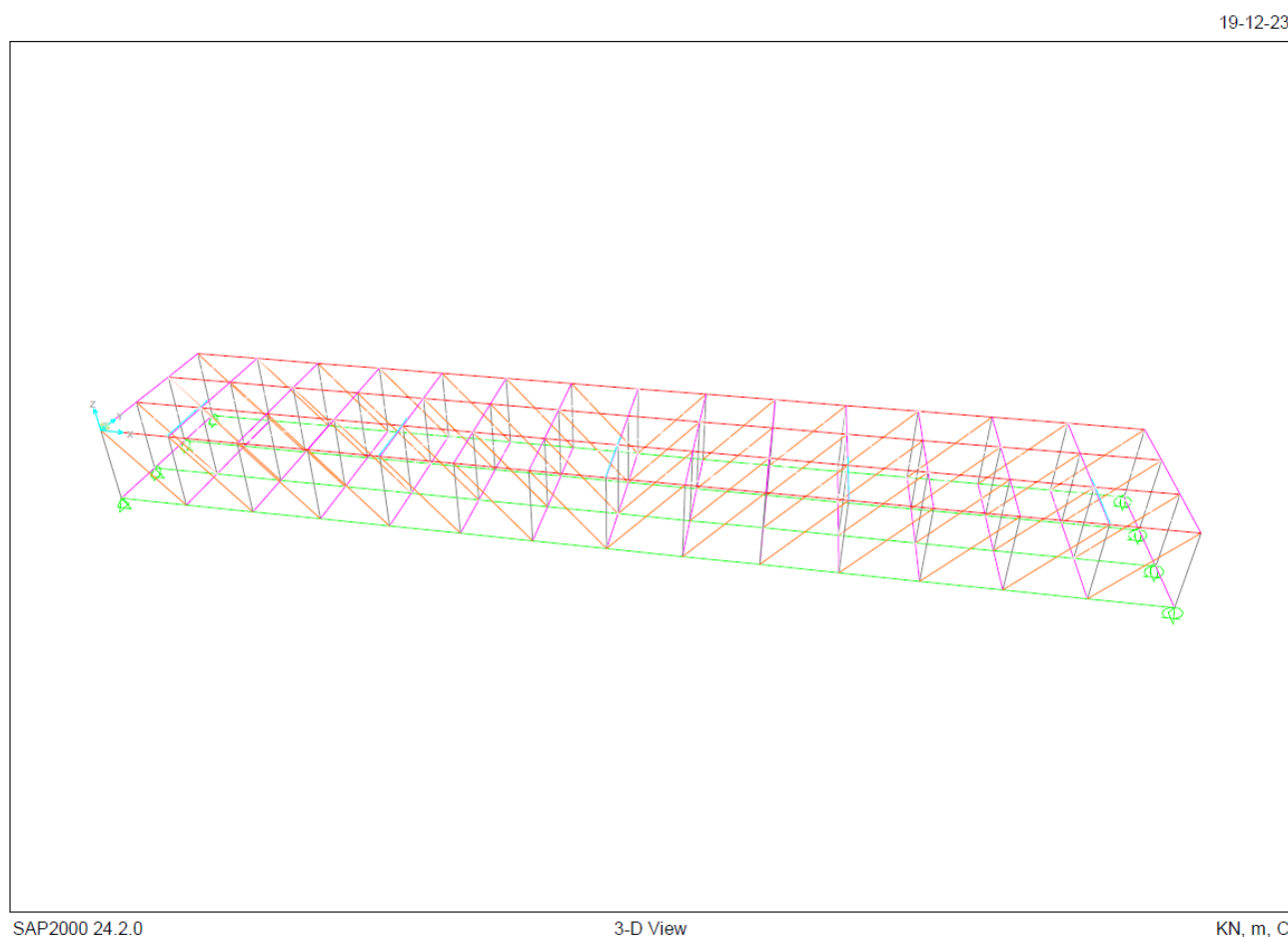


Figura 1 – Modelo de cálculo da estrutura metálica

4.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO

4.2.1 Esforços característicos

Através dos programas e modelos de cálculo anteriormente referidos, determinaram-se os esforços nas secções principais da estrutura.

As envolventes de esforços devidas às sobrecargas foram determinadas a partir das linhas de influência de esforços, que foram calculadas através do programa de cálculo automático já referido.

4.2.2 Estado Limite de Utilização

- Estado limite de deformação

Considerando o meio ambiente moderadamente agressivo foram calculados os esforços relativos às combinações frequentes para a verificação do estado limite de deformação.

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de deslocamentos da corda inferior a partir do qual é possível determinar que existe uma deformação de 2.0 cm no meio vão. Uma vez que este valor é inferior ao limite de $L/200$ (14.0 cm) está verificada a segurança em relação ao Estado Limite de Utilização.

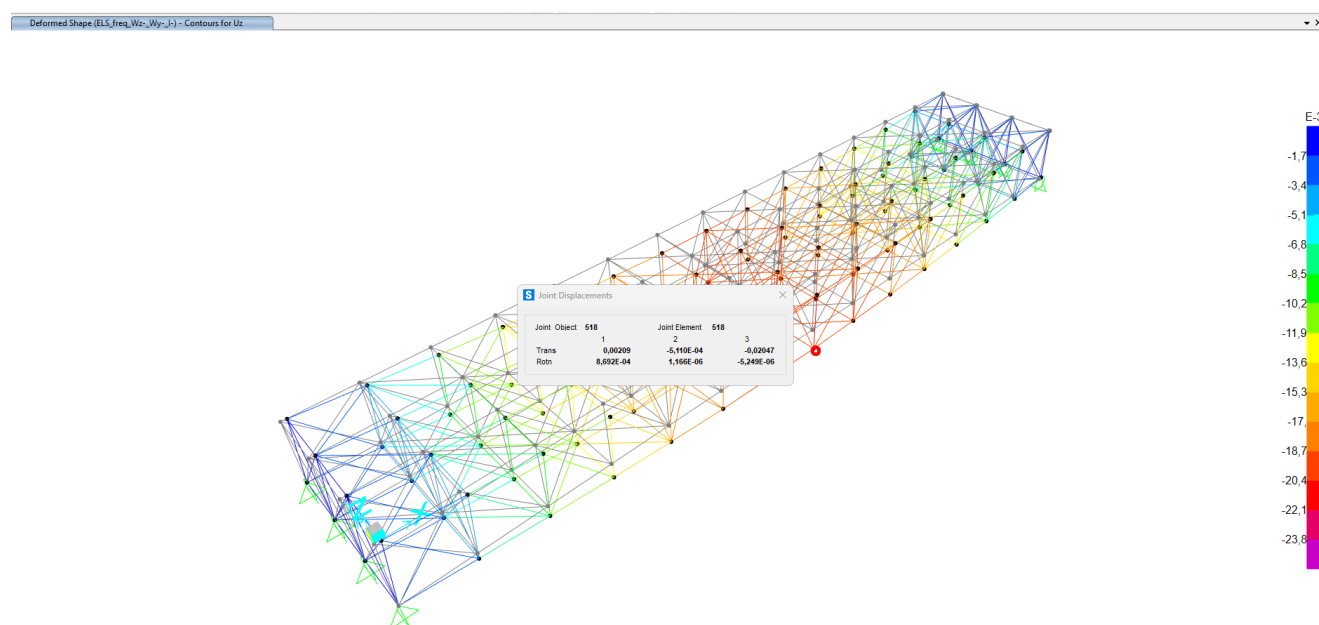


Figura 2 – Diagrama de deslocamentos da corda inferior – Comb. Frequente

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de deslocamentos para a ação da sobrecarga regulamentar, verificando-se que para esta ação o valor da deformação corresponde a cerca de 4 mm.

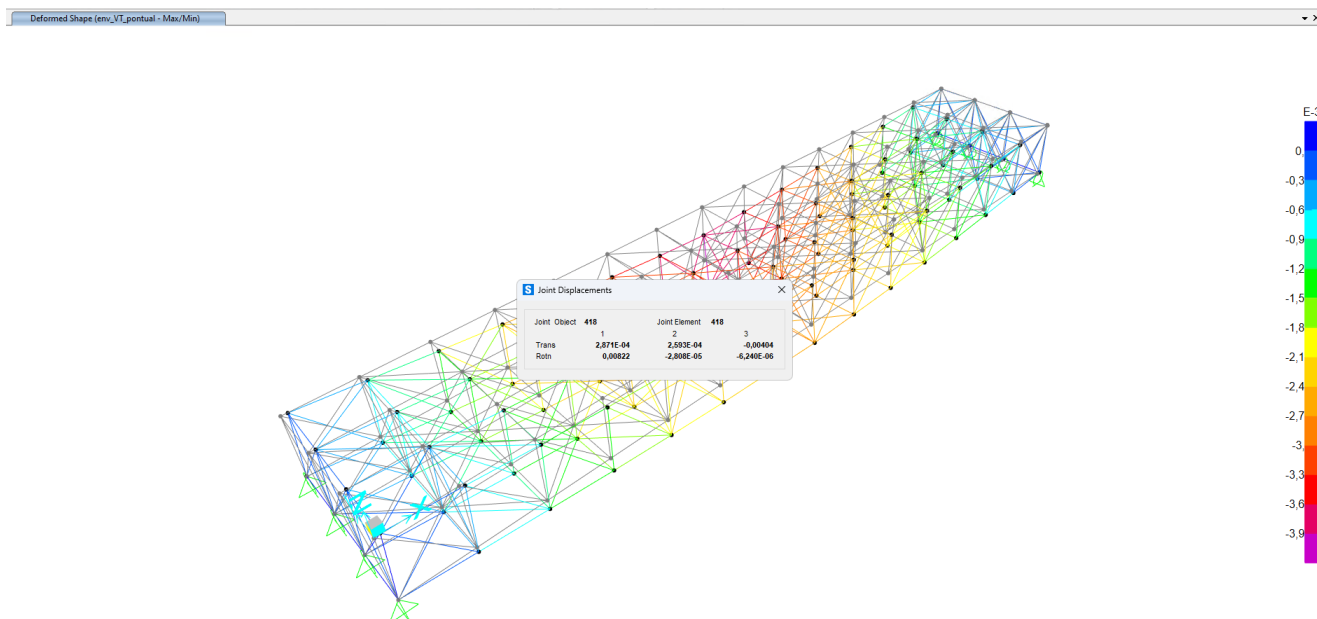


Figura 3 – Diagrama de deslocamentos da corda inferior – Sobrecarga

- Vibração**

A estrutura do tabuleiro da obra apresenta valores de frequências próprias verticais ligeiramente inferiores a 5 Hz ($f=4.72$ Hz) e valores de frequência horizontais superiores a 2.5 Hz ($f=5.8$ Hz).

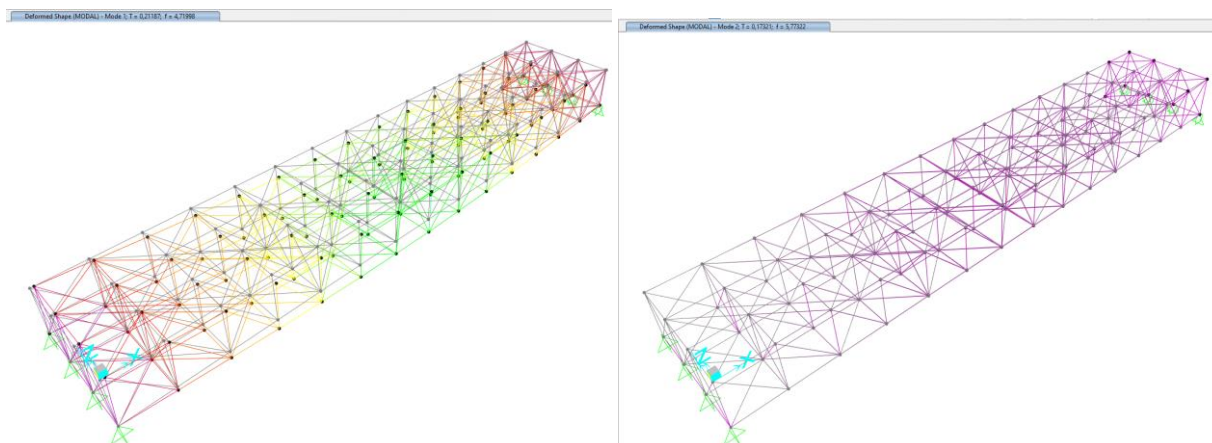


Figura 4 – Modos de Vibração - 1º Modo - $f = 4.7$ Hz ; 2º Modo = 5.8 Hz

Em situação corrente, a ponte em estudo está enquadrada na tipologia da classe A, contemplada no anexo nacional da BS EN 1991-2, descrita da seguinte forma:

- Pontes em zonas rurais, raramente utilizadas, ou localizadas em zonas com baixa densidade populacional

Foi feito um estudo dinâmico para o cálculo dos valores máximos das acelerações verticais e horizontais por forma a verificar se a obra cumpre os requisitos de conforto.

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas das acelerações máximas horizontais e verticais obtidas, comparando-se estes valores com os valores limites tolerados pelos peões que de acordo com o Eurocódigo 0, EN1990 (anexo 2) correspondem a:

Vibrações verticais: 0.7 m/s^2

Vibrações horizontais: 0.2 m/s^2 , face a uma utilização normal

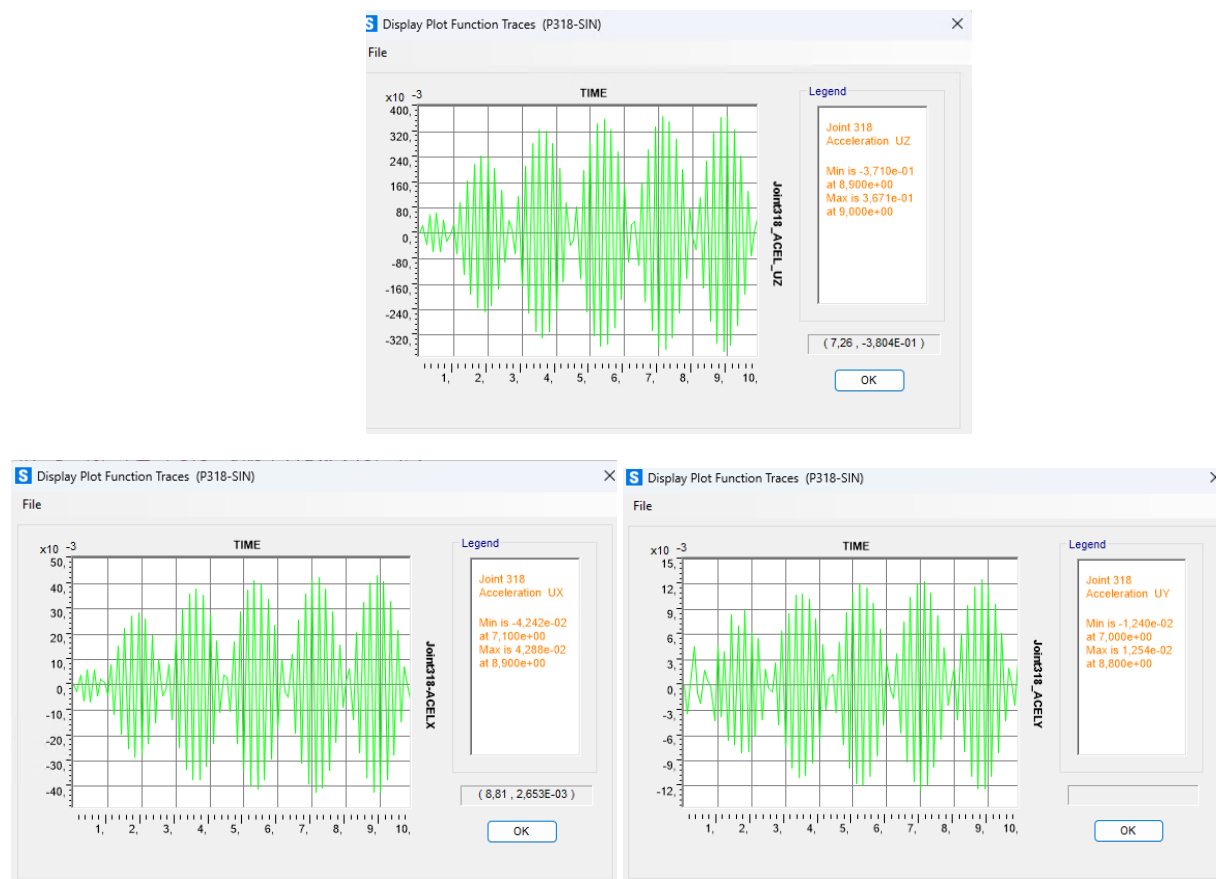


Figura 5 – Aceleração vertical e horizontal máxima- $a_{\text{vert}}=0.37 \text{ m/s}^2$; $a_{\text{hor_long}}=0.05 \text{ m/s}^2$; $a_{\text{hor_lateral}}=0.01 \text{ m/s}^2$

Verifica-se que :

$$a_{\text{vert}}=0.37 \text{ m/s}^2 < a_{\text{vert_limite}} = 0.7 \text{ m/s}^2$$

$$a_{\text{hor_long}}=0.05 \text{ m/s}^2 < a_{\text{hor_limite}} = 0.2 \text{ m/s}^2$$

$$a_{\text{hor_lateral}}=0.01 \text{ m/s}^2 ; a_{\text{hor_limite}}=0.2 \text{ m/s}^2$$

Uma vez que estes valores são inferiores aos valores limite tolerados pelos peões no atravessamento da ponte, está verificada a segurança em relação ao Estado Limite de Vibração.

4.2.2.1 Estado Limite Último

4.2.2.1.1 Perfis metálicos

Nas figuras que se seguem apresentam-se os resultados da verificação da segurança ao estado limite último das secções principais dos perfis metálicos.

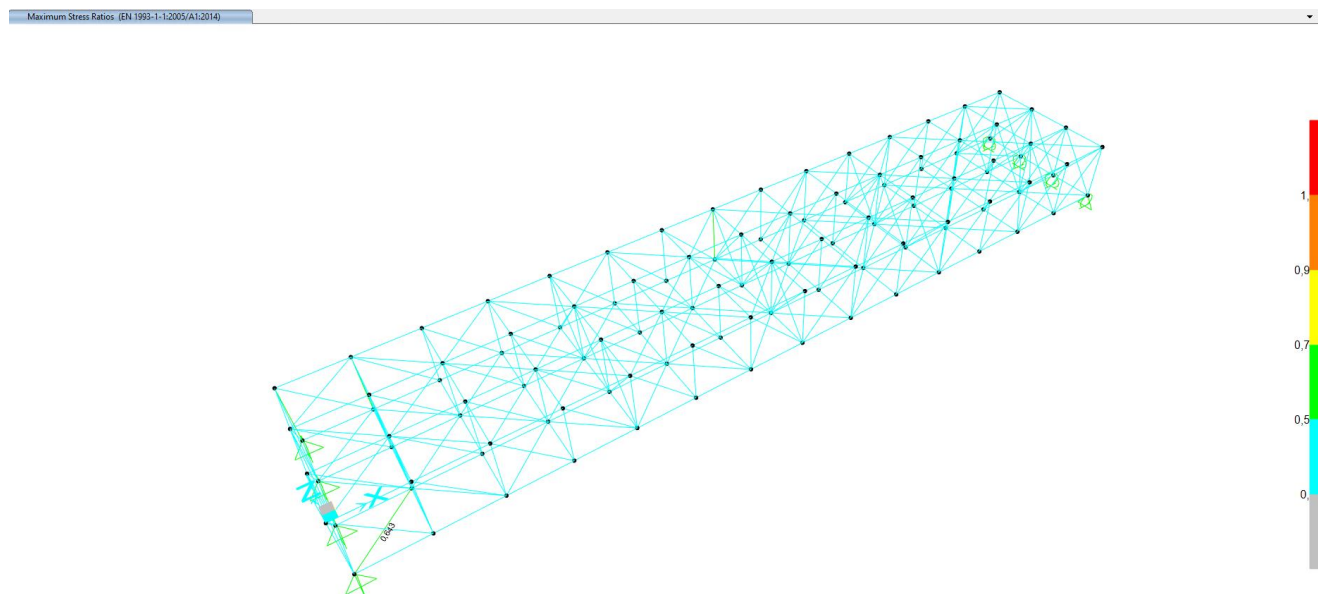


Figura 6 – Rácios condicionantes das verificações de segurança

Na verificação da segurança dos perfis metálicos principais obteve-se um coeficiente de aproveitamento máximo de 0.65. Tem-se que:

$$Aproveitamento = 0.65 < 1$$

O valor obtido é inferior à unidade pelo que está verificada a segurança.

A título de exemplo, apresenta-se nas Figuras 6 e 7 um resumo da verificação de segurança efetuada aos perfis principais HEA340 e HEA260, aos montantes HEA180 e às escoras L120x15, que obteve um rácio de aproveitamento de 0.65.

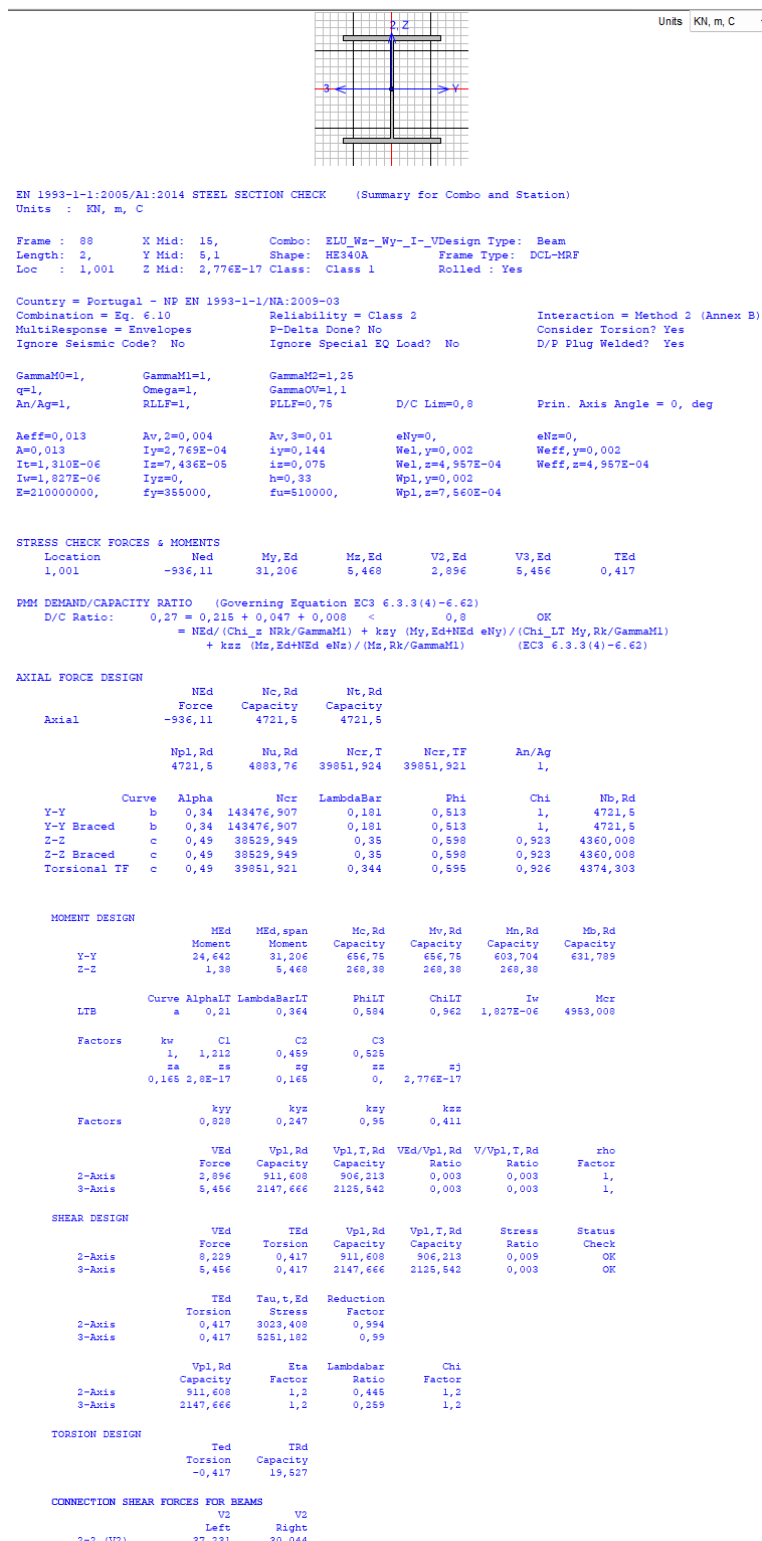


Figura 7 – Verificação de segurança do cordão superior HEA340

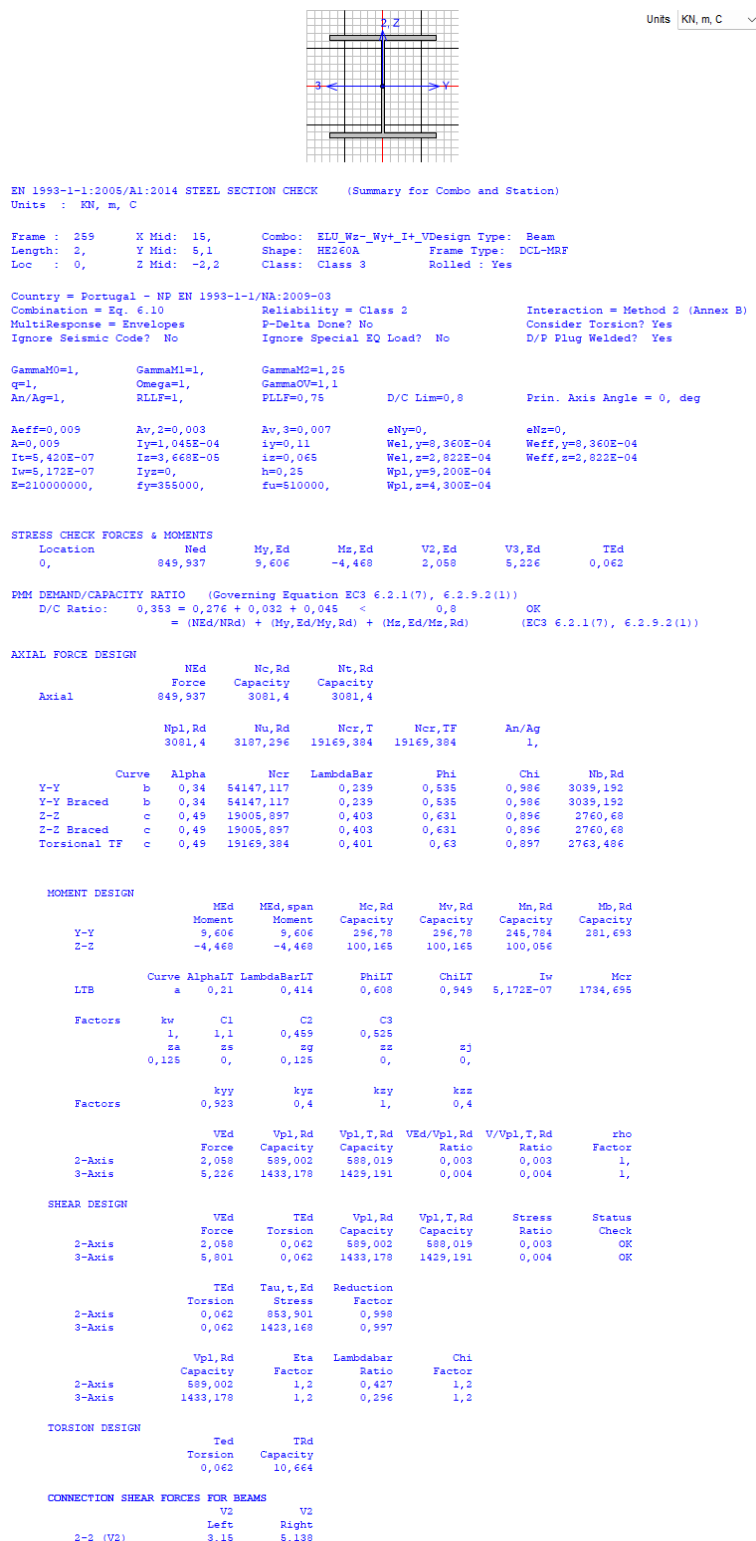


Figura 8 – Verificação de segurança do cordão inferior HEA260

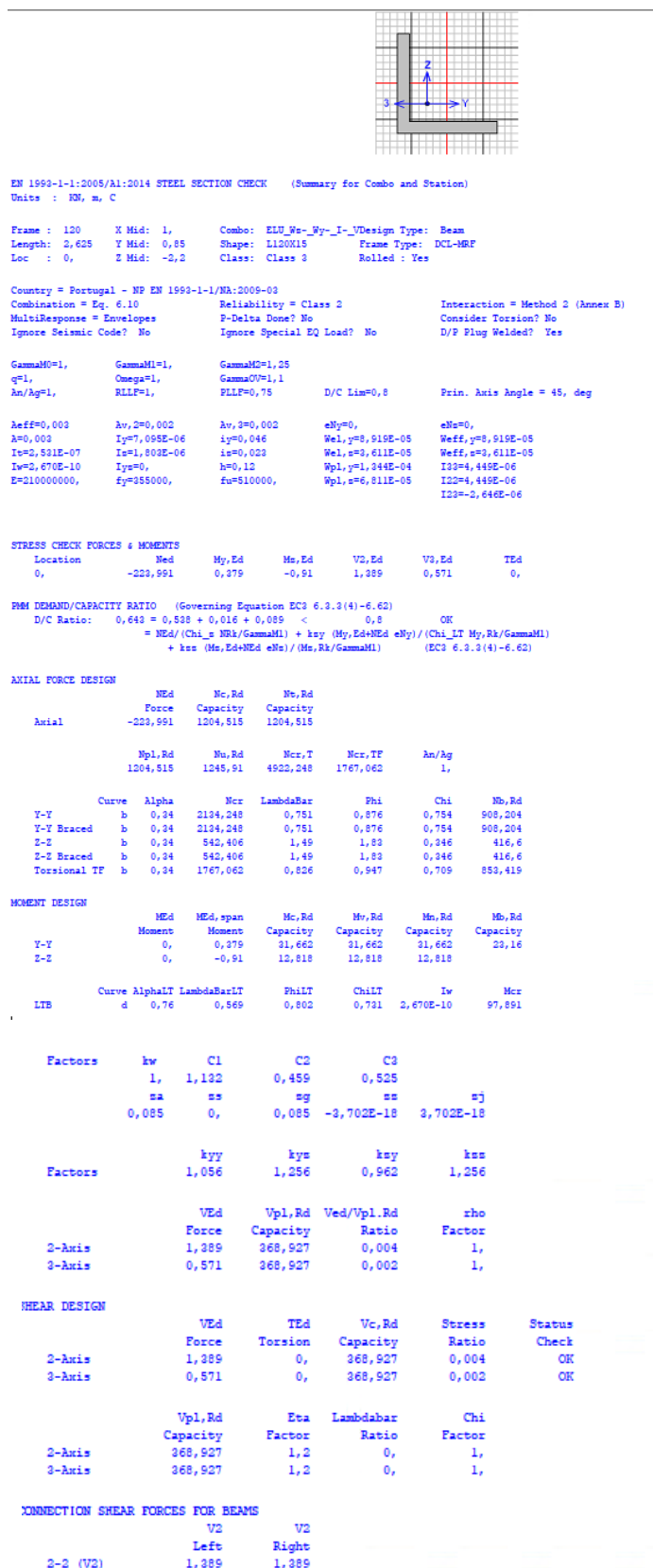


Figura 9 – Verificação de segurança da escora L120x120x15

		Units KN, m, C
EN 1993-1-1:2005/A1:2014 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station) Units : KN, m, C		
Frame : 1263	X Mid: 14,	Combo: ELU_VT-T-
Length: 2,2	Y Mid: 5,1	Shape: HE180A
Loc : 2,2	Z Mid: -1,1	Class: Class 2
		Design Type: Column
		Frame Type: DCL-MRF
		Rolled : Yes
Country = Portugal - NP EN 1993-1-1/NA:2005-03 Combination = Eq. 6.10 MultiResponse = Envelopes Ignore Seismic Code? No		Reliability = Class 2 P-Delta Done? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes
GammaM0=1,	GammaM1=1,	GammaM2=1,25
q=1,	Omega=1,	GammaOV=1,1
An/Ag=1,	RLLF=1,	PLLF=0,75
		D/C Lim=0,8
		Prin. Axis Angle = 0, deg
Aeff=0,005	Av,2=0,001	Av,3=0,004
A=0,005	Iy=2,510E-05	iy=0,074
It=1,490E-07	Iz=9,250E-06	iz=0,045
Iw=6,032E-08	Iyz=0,	h=0,171
E=2100000000,	Ey=355000,	fu=510000,
		eNy=0,
		We1,y=2,936E-04
		We1,z=1,028E-04
		Wp1,y=3,260E-04
		Wp1,z=1,560E-04
		eNz=0,
		Weff,y=2,936E-04
		Weff,z=1,028E-04
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS		
Location	Ned	My,Ed
2,2	-67,885	-0,21
		Mz,Ed
		-33,228
		V2,Ed
		0,
		V3,Ed
		0,037
		TEd
		0,
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6))		
D/C Ratio:	0,6 = (0,002)^2 + (0,6)^1, <	0,8
	= (My,Ed/Mn,y,Rd)^Alpha + (Mz,Ed/Mn,z,Rd)^Beta	(EC3 6.2.9.1(6))
OK		
AXIAL FORCE DESIGN		
	NEd	Nc,Rd
	Force	Capacity
Axial	-67,885	1608,15
	Np1,Rd	Nu,Rd
	1608,15	1663,416
	Ncr,T	Ncr,TF
	4993,312	4993,312
	An/Ag	
	1,	
	Curve	Alpha
Y-Y	b	0,34
Y-Y Braced	b	0,34
2-2	c	0,49
2-2 Braced	c	0,49
Torsional TF	c	0,49
	Ncr	LambdaBar
	10230,084	0,398
	37315,97	0,208
	3961,096	0,637
	3961,096	0,637
	4993,312	0,568
	Phi	Chi
	0,612	0,927
	0,523	0,997
	0,81	0,763
	0,81	0,763
	0,751	0,804
	Nb,Rd	
	1491,505	
	1609,823	
	1227,244	
	1227,244	
	1293,715	
MOMENT DESIGN		
	MEd	MEd,span
	Moment	Moment
Y-Y	-0,21	-0,21
Z-Z	-33,228	-33,228
	Mc,Rd	Mv,Rd
	Capacity	Capacity
	115,375	115,375
	55,38	55,38
	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity
	115,375	109,999
	55,38	
	Curve	AlphaLT
LTB	a	0,21
	LambdaBarLT	PhiLT
	0,398	0,6
	ChiLT	Iw
	0,953	6,032E-08
	Mcr	
	729,652	
	Factors	kx
	1,	1,884
	za	zs
	0,086	0,
	ky	kz
	0,601	0,373
	kyz	kzy
	0,373	0,59
	kzz	
	0,622	
	VEd	Vp1,Rd
	Force	Capacity
2-Axis	0,	297,601
3-Axis	0,037	741,543
	Vp1,T,Rd	VEd/Vp1,Rd
	Capacity	Ratio
	297,6	0,
	4,934E-05	4,934E-05
	rho	
	Factor	
	1,	
	1,	
SHEAR DESIGN		
	VEd	TEd
	Force	Torsion
2-Axis	0,198	0,
3-Axis	18,132	0,
	Vp1,Rd	Vp1,T,Rd
	Capacity	Capacity
	297,601	297,6
	741,543	741,538
	Stress	Status
	Ratio	Check
	0,001	OK
	0,024	OK
	TEd	Tau,t,Ed
	Torsion	Stress
2-Axis	0,	2,163
3-Axis	0,	3,425
	Reduction	Factor
	1,	1,
	1,	1,
	Vp1,Rd	Eta
	Capacity	Factor
2-Axis	297,601	1,2
3-Axis	741,543	1,2
	LambdaBar	Chi
	Ratio	Factor
	0,36	1,2
	0,27	1,2
TORSION DESIGN		
	TEd	TRd
	Torsion	Capacity
	0,	3,858

Figura 10 – Verificação de segurança do montante – perfil HEA 180

4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES METÁLICAS

4.3.1 Introdução

As ligações metálicas da Ponte foram realizadas com recurso a soldaduras e parafusos. Na direção longitudinal da obra as ligações entre os cordões superiores HEA 340/ inferiores HEA260 e os montantes HEA 180, bem como a ligação entre estes e as diagonais HEA160 é feita em fábrica com recurso a soldadura com cordão de soldadura contínua, conforme apresentado na figura abaixo ilustrada.

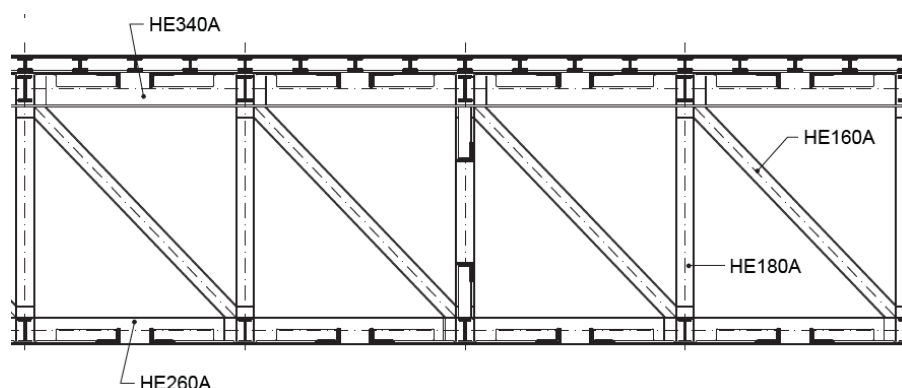


Figura 11 – Ligação soldada

A ligação entre elementos principais, feita com recurso a perfis IPE 220 e elementos de contraventamento L100x100x12 / L120x120x15, é feita com recurso a parafusos solicitadas ao corte e/ou à tração/compressão conforme apresentado na figura abaixo ilustrada.

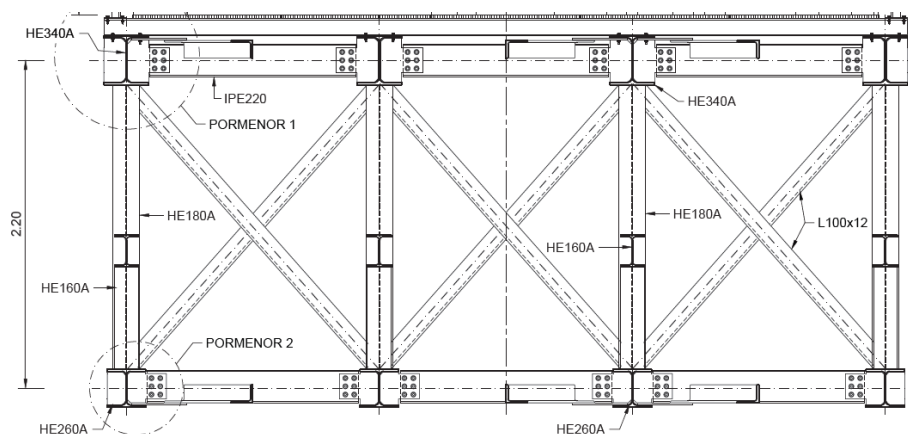


Figura 12 – Ligação aparafusada

4.3.2 Ligações aparafusadas

A ligação entre perfis metálicos na direção transversal da obra é feita com recurso a parafusos roscados classe 8.8. A verificação da segurança dos parafusos e chapas de ligação dos diversos perfis metálicos foi efetuado por forma a garantir em todos a seguinte condição:

$$E_{Ed} \leq E_{Rd}$$

Sendo,

E_{Ed} - esforços atuantes

E_{Rd} - esforços resistentes

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo da resistência individual das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou à tração, de acordo com a EN 1993-1-8.

A resistência ao corte dos parafusos, por plano de corte, é dada por:

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

sendo:

A – área da secção transversal bruta do parafuso. Se o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso, $A = A_s$;

α_v – 0.6 para as classes 4.6, 5.6 e 8.8.

A resistência ao esmagamento da chapa é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$$

em que α_b é o menor dos valores: $\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}$ e 1.0, sendo

$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$, para parafusos de extremidade na direção de transmissão dos esforços;

$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$, para parafusos interiores na direção de transmissão dos esforços;

$k_1 = \text{mínimo} \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$, para parafusos de extremidade na direção perpendicular à de transmissão dos esforços;

$k_1 = \text{mínimo} \left\{ 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$, para parafusos interiores na direção perpendicular à de transmissão dos esforços.

A resistência à tração dos parafusos é igual a:

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

sendo $k_2 = 0.9$ ($k_2 = 0.63$ para parafusos com cabeça de embeber).

Nos casos em que há esforços de tração e corte, é necessário verificar a resistência da combinação:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1.0.$$

Nota: Nos quadros seguintes, os valores positivos de N indicam esforços de tração na ligação, enquanto que os valores negativos indicam compressão.

4.3.2.1 Ligação do perfil transversal IPE 220 à corda inferior HEA 260

Na figura seguinte apresenta-se a definição geométrica da ligação.

A chapa de ligação tem uma espessura de 12 mm e os parafusos são do tipo M16 (Classe 8.8).

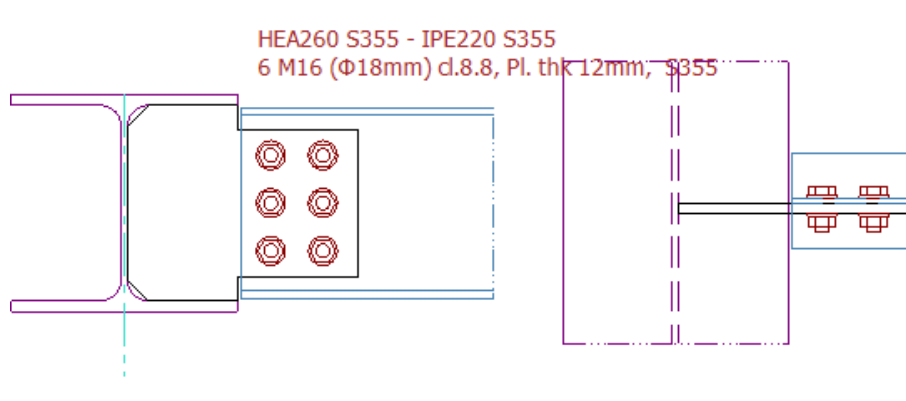


Figura 13 – Ligação aparafusada do perfil HEA 260 ao perfil IPE 220

No quadro abaixo apresentam-se os esforços entre a corda inferior e o perfil transversal no nó de ligação mais condicionante.

Quadro 2 – Resumo dos esforços mais condicionantes no nó de ligação entre a corda inferior e o perfil transversal IPE220

Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
ELU	234	0.4	-

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No quadro seguinte apresentam-se os resultados do quociente entre as grandezas atuantes e as grandezas resistentes que não deve ser superior à unidade.

Quadro 3 – Verificação de segurança da ligação

Corte dos parafusos	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd}$	0.75
Esmagamento da chapa	$F_{b,Ed}/F_{b,Rd}$	0.29

4.3.2.2 Ligação do perfil transversal IPE 220 à corda superior HEA 340

Na figura seguinte apresenta-se a definição geométrica da ligação.

A chapa de ligação tem uma espessura de 12 mm e os parafusos são do tipo M16 (Classe 8.8).

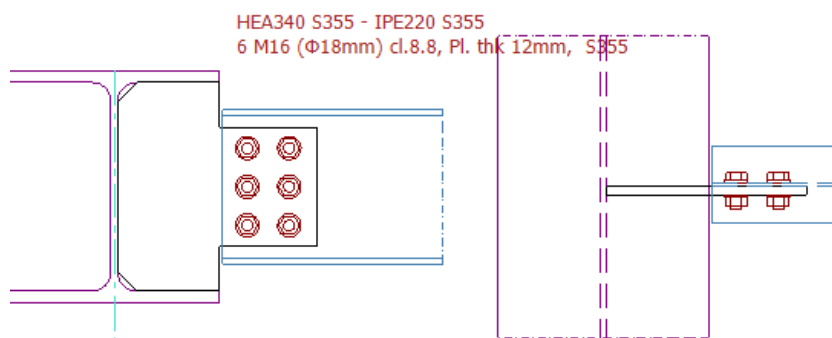


Figura 14 – Ligação aparafusada do perfil HEA 340 ao perfil IPE 220

No quadro abaixo apresentam-se os esforços entre a corda superior e o perfil transversal no nó de ligação mais condicionante.

Quadro 4 – Resumo dos esforços mais condicionantes no nó de ligação entre a corda superior e o perfil transversal IPE220

Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
ELU	-250	0.4	-

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No quadro seguinte apresentam-se os resultados dos quocientes entre as grandezas atuantes e as grandezas resistentes. Estes quocientes não devem ser superiores à unidade.

Quadro 5 – Verificação de segurança da ligação

Corte dos parafusos	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$	0.80
Esmagamento da chapa	$F_{b,Ed} / F_{b,Rd}$	0.31

4.3.2.3 Ligação da diagonal transversal L 120x15 ao montante HEA 180

Na figura seguinte apresenta-se a geometria da ligação entre a diagonal transversal L120x120x15 e o montante com secção HEA 180.

A chapa de ligação tem uma espessura de 12 mm e os parafusos são do tipo M20 (Classe 8.8).

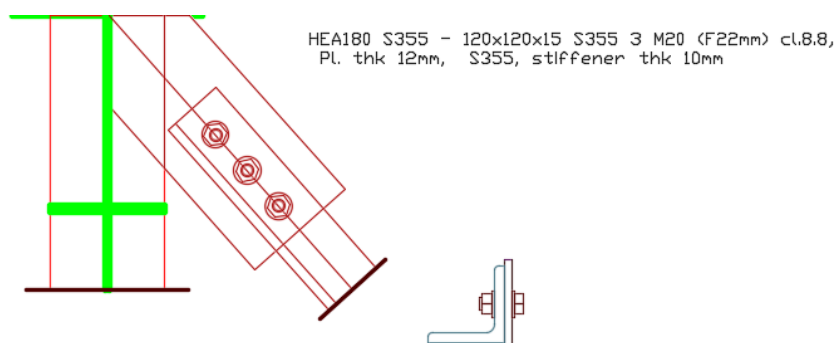


Figura 15 – Ligação aparafusada da diagonal L 120x15 ao montante HEA 180

No quadro abaixo apresentam-se os esforços no nó de ligação mais condicionante.

Quadro 6 – Resumo dos esforços no nó de ligação da diagonal L 100x12 com o montante HEA 180

Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
ELU	-178	0.4	-

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No quadro seguinte apresentam-se os resultados do quociente entre as grandezas atuantes e as grandezas resistentes que não deve ser superior à unidade.

Quadro 7 – Verificação de segurança da ligação

Corte dos parafusos	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd}$	0.63
Esmagamento da chapa	$F_{b,Ed}/F_{b,Rd}$	0.35

4.3.2.4 Ligação da diagonal inferior L120x15 à corda inferior HEA 260

Na figura seguinte apresenta-se a geometria da ligação entre a diagonal inferior L120x120x15 e a corda HEA 260.

A chapa de ligação tem uma espessura de 15 mm e os parafusos são do tipo M22 (Classe 8.8).

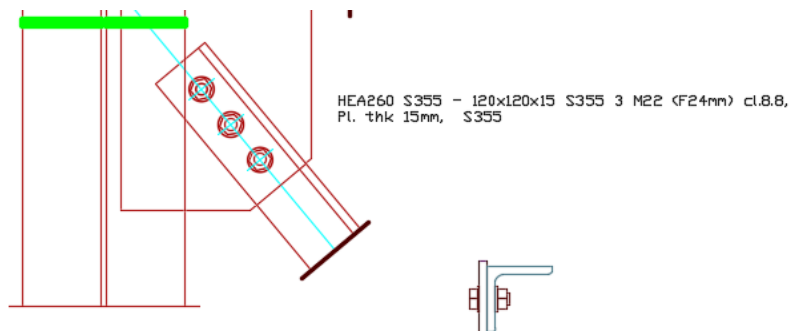


Figura 16 – Ligação aparafusada da diagonal L 120x15 à corda HEA 260

No quadro abaixo apresentam-se os esforços no nó de ligação mais condicionante.

Quadro 8 – Resumo dos esforço no nó de ligação da diagonal L 120x12 com a corda HEA 260

Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
ELU	270	-	-

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No quadro seguinte apresentam-se os resultados do quociente entre as grandezas atuantes e as grandezas resistentes que não deve ser superior à unidade.

Quadro 9 – Verificação de segurança da ligação

Corte dos parafusos	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$	0.77
Esmagamento da chapa	$F_{b,Ed} / F_{b,Rd}$	0.35

4.3.3 Ligações soldadas

As uniões soldadas são dimensionadas de acordo com o tipo de soldadura previsto e com os esforços atuantes nessa união.

As ligações soldadas entre as os perfis principais são soldaduras de topo com penetração total, sendo o valor de cálculo da resistência de uma soldadura de topo com penetração total igual ao valor de cálculo da resistência da peça ligada mais fraca (EN 1993-1-8).

No caso das soldaduras de ângulo, adotou-se o Método simplificado para o cálculo da resistência de um cordão de ângulo (EN 1992-1-8). Segundo este método, considera-se adequado o valor de cálculo da resistência de um cordão de ângulo se, em qualquer das suas secções transversais, a resultante de todos os esforços por unidade de comprimento transmitidos pela soldadura satisfaz o seguinte critério:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

em que:

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

$F_{w,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento.

O valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento, deve ser determinado com base em:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

sendo

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

a é a espessura efetiva de um cordão de ângulo.

O valor de cálculo da resistência ao corte $f_{vw,d}$ da soldadura é dado por:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

f_u é o valor nominal da tensão de rotura à tração da peça ligada mais fraca, e

β_w é o fator de correlação que depende do tipo de aço (tabelado).

No presente caso, adotando um cordão de soldadura de espessura efetiva $a=7$ mm e aço da ligação S355, obtém-se o valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento igual a :

$$F_{w,Rd} = \frac{470 \times 10^3 / \sqrt{3}}{0.9 \times 1.25} \times 7 \times 10^{-3} = 1690 \text{ kN.}$$

4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ENCONTROS

4.4.1 Introdução

Esta obra inclui dois encontros sobre os quais apoia o tabuleiro. O encontro E1 tem cerca de 5.5 m de altura e o encontro E2 tem cerca de 5.0 m de altura.

Ambos os encontros são do tipo maciço, constituídos por um simples maciço em betão armado, com 1.30 m de espessura. A fundação do encontro E1 é do tipo indireto por intermédio de 18 microestacas metálicas solidarizadas ao maciço com dimensões: 3.50 x 7.70 x 1.00 m³.

Cada microestaca será materializada com recurso a perfis metálicos tubulares, em aço N80 ($f_{yd} \geq 560$ MPa), com secção 88.9 mm x 9.00 mm. Todos os troços serão ligados com recurso a uniões exteriores e deverão ser colocados centralizadores ao longo do comprimento da microestaca por forma a garantir a adequada posição do tubo metálico no interior da furação, a qual deverá ser realizada com metodologia adequada e diâmetro de 250 mm. Sempre que se verifique necessário o furo deverá ser adequadamente entubado com vista aos sustimento das paredes do mesmo. As microestacas terão um comprimento total de cerca de 14 m (comprimento mínimo) que permita a realização do

comprimento de selagem, com um mínimo de 7 m. O comprimento de selagem deverá ser realizado em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria das fundações, do talude e da linha de água.

O encontro E2 é fundado por meio de uma sapata com $3.50 \times 7.70 \times 1.00 \text{ m}^3$.

A verificação da segurança do encontro E1 foi efetuada em relação à capacidade resistente das microestacas à compressão e à tração.

A verificação da segurança do encontro E2 foi efetuada em relação aos estados limites últimos de perda de equilíbrio por derrubamento e deslizamento e em relação à capacidade resistente do terreno de fundação em compressão (ELU) e às tensões de segurança considerando o critério de assentamentos.

Nos pontos seguintes apresenta-se a verificação da segurança dos encontros. A análise foi efetuada por intermédio de folhas de cálculo cujos dados e resultados se apresentam nos pontos seguintes.

Verificou-se também a resistência à rotura das peças de betão armado constituintes dos encontros.

4.4.2 Reações do tabuleiro

As reações do tabuleiro sobre os encontros são as apresentadas no quadro seguinte:

Quadro 10 – Encontros. Reações do tabuleiro

Ação	CP _{Tab}	Temp	SC (I)	SC (VT)	VENTO	SISMO
F _{v,max} [kN]	520	10	190	120	150	190
F _{v,min} [kN]	468	-8	0	0	-150	-190
F _{h,max} [kN]	±50	-	-	-	-	±200

4.4.3 Encontro E1 - Verificação da Segurança das Microestacas

- Esforços de Dimensionamento

Como referido anteriormente, os esforços de dimensionamento das fundações foram obtidos com base nos resultados do modelo de elementos finitos da superestrutura. Partindo das reações dos apoios e com base na geometria do maciço de encabeçamento e das microestacas, foram estimados os valores dos esforços axiais decorrentes das cargas verticais, horizontais e momentos transmitidos. No Quadro 11 encontram-se resumidos os esforços de dimensionamento máximo considerados no dimensionamento das microestacas:

Quadro 11– Esforços de dimensionamento das microestacas

Secção	Combinação Característica N _k (kN)	Combinação Sísmica N _{sd} (kN)
Microestaca N80 88.9 x9.0 mm - tração máxima	239	-378
Microestaca N80 88.9 x9.0 mm - compressão máxima	- 535	- 773

- Estado Limite Último de Resistência ao Esforço Axial

No Quadro 12 apresenta-se o resultado da verificação da segurança das microestacas aos estados limites últimos de resistência da secção metálica ao esforço axial de tração e compressão. A verificação em causa foi realizada de acordo com a metodologia prevista no Eurocódigo 3.

Na presente verificação considera-se que a microestaca se encontra continuamente apoiada lateralmente e como tal não será sujeita a fenómenos de encurvadura.

Adicionalmente, considerou-se a redução da secção devido a fenómenos de corrosão do material. A espessura de sacrifício considerada foi obtida para um período de vida útil de 50 anos e para solos in-situ não agressivos, obtendo-se um valor de 0.6 mm.

Quadro 12 – Verificação do ELU de Resistência da secção ao esforço axial.

Secção	N_{Ed} (kN)	f_{yd} (MPa)	$A_{s,red}$ (cm ²)	N_{Rd} (kN)
Microestaca N80 88.9 x9.0 mm - tração máxima	358	560	20,63	840
Microestaca N80 88.9 x9.0 mm -compressão máxima	- 802	560	20,63	840

Tendo em conta os valores obtidos, considera-se verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de resistência.

- Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

A verificação de capacidade de carga do terreno resultante da transmissão de cargas por atrito lateral, ao longo do comprimento do bolbo de selagem, foi realizada de acordo com o Método de Bustamante e Doix (1985), o qual se traduz no cálculo do respetivo comprimento através da seguinte expressão:

$$L_s = [N_k / (\pi \times D_s \times \tau)] \times F.S.$$

Em que:

N_k – Esforço axial na microestaca (valor da combinação característica, $\gamma_f = 1.0$);

D_s – Diâmetro médio do bolbo de selagem ($\alpha \times D$), introduzindo um coeficiente dependente da natureza e compacidade do solo e do método de injeção (IRS), tomado igual a $\alpha = 1.2$ para a presente situação;

τ – Parâmetro que define o atrito limite unitário, quantificado a partir de ábacos (Bustamante e Doix), dependente da natureza, consistência ou compacidade do solo e tipo de injeção (IRS), assumindo-se para a presente situação o valor de 225 kPa;

F.S. – Fator de segurança. Para solicitações definitivas de compressão deverá considerar-se o valor de 2.0 e para solicitações definitivas de tração 2.2. Para solicitações provisórias/acidentais considerou-se 1.8 e 2.0, respetivamente.

Tendo por base a formulação descrita e os esforços de dimensionamento apresentados, o comprimento mínimo de selagem das microestacas encontra-se definido na tabela seguinte (Quadro 13):

Quadro 13 – Determinação dos comprimentos de selagem das microestacas

Secção	N_k (kN)	D_s (mm)	α (-)	τ (kPa)	F.S. (-)	L_s mín (m)	L_s adoptado (m)
Microestaca Tração máxima	378	250	1.2	225	2.0	3.60	7.0
Microestaca Compressão máxima	- 773	250	1.2	225	1.8	6.56	7.0

Tendo em conta os valores obtidos, está verificada a segurança em relação ao Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno.

4.4.4 Encontro E2

Para o encontro E2 prevê-se uma fundação direta, tendo a sua sapata de fundação $3.50 \times 7.70 \times 1.00 \text{ m}^3$.

4.4.4.1 Verificação da Estabilidade Global

a) Segurança ao Deslizamento

Os esforços de cálculo para cada uma das combinações são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro 14 – Encontros. Segurança ao deslizamento

Combinação	H_d (kN)	V_d (kN)	R_d (kN)	R_d / H_d
Combinação 1	1040	4177	2925	2.8
Combinação 2	957	3153	1766	1.8
Sismo	1949	3928	2501	1.3

Com base nos resultados apresentados tem-se,

$$H_d < R_d$$

Pelo que é verificada a segurança ao estado limite último de deslizamento.

b) Segurança ao Derrubamento

Os esforços de cálculo para cada uma das combinações são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro 15 – Encontros. Segurança ao derrubamento

Combinação	$M_{stb,d}$ (kNm)	$M_{dst,d}$ (kNm)	$M_{stb,d} / M_{dst,d}$
EQU	5809	1759	3.3
Sismo	7199	4196	1.7

Com base nos resultados apresentados tem-se,

$$M_{dst,d} < M_{stb,d}$$

Pelo que é verificada a segurança ao estado limite último de derrubamento.

4.4.4.2 Estado Limite Último de Capacidade Resistente do Terreno de Fundação

Com base na informação geológica e geotécnica disponível, os parâmetros geotécnicos considerados são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro 16 – Encontros. Fundações. Parâmetros geotécnicos

γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)
20	33°	100	70

Os esforços de cálculo para cada uma das combinações são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro.17 – Encontros. Fundações. Esforços de cálculo

Combinação	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Combinação 1	4177	1040	1583
Combinação 2	3153	957	1468
Sismo	3928	1949	3871

Apresenta-se no quadro seguinte a capacidade resistente do terreno de fundação.

Quadro 18 – Encontro. Fundação. Capacidade resistente do terreno de fundação

Combinação	Abordagem de cálculo	R/A' (kPa)	A' (m ²)	R _d (kN)	F _d (kN)	R _d /F _d
Combinação A1	A1 + M1 + R1	8596	7.02	208854	4177	50.00
Combinação A2	A2 + M2 + R1	4259	6.54	100894	3153	32.00
Sismo	Asis + Msis + Rsis	6486	3.60	130060	807	33.11

Com base nos resultados apresentados:

$$F_d < R_d$$

Pelo que é verificada a segurança à capacidade resistente do terreno de fundação.

4.5 APARELHOS DE APOIO E JUNTA DE DILATAÇÃO

4.5.1 Introdução

Os aparelhos de apoio nos encontros são do tipo neoprene cintado funcionando por distorção em ambas as direcções. As juntas de dilatação serão do tipo comercial corrente e estanque.

Apresentam-se neste capítulo as verificações sumárias justificativas do seu dimensionamento.

4.5.2 Aparelhos de Apoio

4.5.2.1 Forças nos aparelhos de apoio

Nos encontros, o apoio do tabuleiro é realizado por meio de quatro aparelhos de apoio em cada um dos encontros, colocados sob o tabuleiro. Os aparelhos de apoio são do tipo neoprene cintado funcionando por distorção em ambas as direcções.

Os valores das reacções máximas nos aparelhos de apoio resultam da análise longitudinal do tabuleiro, sendo idênticas em ambas as extremidades da obra.

Para o cálculo das reacções verticais máximas e mínimas actuantes, considerou-se a seguinte combinação para as acções de serviço:

$$F_{\max} = 1,1 \times F_{cp} + F_{sc(+)} + F_{T(+)} + \psi_{0,i} \times F_{vent(+)}$$

$$F_{\min} = 0,9 \times F_{cp} + F_{sc(-)} + F_{T(-)} + \psi_{0,i} \times F_{vent(-)}$$

onde:

F_{cp} - Reacção devida às cargas permanentes;

$F_{sc(+)}$ e $(-)$ - Reacção devida às sobrecargas (máximas e mínimas);

$F_{T(+)}$ e $(-)$ - Reacção devida aos efeitos térmicos (máximas e mínimas);

$F_{vent(+)}$ e $(-)$ - Reacção devida ao vento (máximas e mínimas).

Apresentam-se em seguida as reacções individualizadas no aparelho de apoio condicionante:

Quadro 19 – Reacções do Tabuleiro nos aparelhos de apoio [kN]

	CP	IMP		TU		VENTO		VT		SC	
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$R_{ap.1}$	139	15	-15	8	-11	84	-84	3	-10	0	-3
$R_{ap.2}$	133	5	-5	13	-9	40	-40	30	0	33	0
$R_{ap.3}$	120	5	-5	13	-9	40	-40	60	0	67	0
$R_{ap.4}$	92	15	-15	8	-11	84	-84	62	0	91	0

A força vertical máxima é dada por:

$$F_{v_{\max}} = 1,1 \times 92 + 15 + 0,6 \times 84 + 91 = 258 \text{ kN}$$

A favor da segurança, adoptou-se o valor de:

$$N_{\max} (\text{ap.apoio}) = 400 \text{ kN}$$

Pelo que está verificada a segurança.

A força mínima em cada apoio é dada por:

$$F_{v_{\min}} = 0.9 \times 92 - 15 - 11 - 0.6 \times 84 = 6 \text{ kN}$$

Adoptou-se:

$$N_{\min} (\text{ap. apoio}) = 5 \text{ kN}$$

Pelo que está verificada a segurança.

4.5.2.2 Deslocamentos em aparelhos de apoio

Consideraram-se aparelhos de apoio em neoprene cintado com dimensões de 200 mm x 250 mm e altura útil de neoprene de 40 mm.

Determina-se em seguida a rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio preconizados.

Considerou-se:

$$K = \frac{G \times a \times b}{H}$$

Onde:

$$G = 0.9 \text{ MPa (situação estática)}$$

$$G = 1.2 \text{ MPa (situação sísmica)}$$

$$a = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$H = 0.04 \text{ m}$$

pelo que:

$$k_{est} = \frac{900 \times 0.20 \times 0.25}{0.04} = 1125 \text{ kN/m}$$

$$k_{sismo} = \frac{1200 \times 0.20 \times 0.25}{0.04} = 1500 \text{ kN/m}$$

Os deslocamentos nos aparelhos de apoio são dimensionados considerando a combinação de acções característica para Estado Limite de Utilização:

$$d_j = d_{sc} + d_T$$

onde:

d_{sc} - deslocamento devido ao efeito da acção de frenagem;

d_T - deslocamento devido a efeitos térmicos.

Para a situação sísmica, os deslocamentos nos aparelhos de apoio são dimensionados de acordo com a EN1998-2 para:

$$d_{ap} = \eta \times \mu_d \times d_{sis} + 0.5 \times d_T$$

onde:

d_{sis} - deslocamento sísmico estimado no modelo de cálculo

$$\eta = 1$$

$$\mu_d = q = 1.0$$

d_T - deslocamento devido a efeitos térmicos.

As cargas actuantes originam os seguintes deslocamentos calculados a partir do modelo global:

Apresentam-se em seguida os deslocamentos nos aparelhos de apoio para cada acção actuante.

Quadro 20 – Aparelhos de apoio. Ações. Deslocamentos

Acção	δ_+ [mm]	δ_- [mm]
Temperatura uniforme	5.1	-5.1
Vento	0.7	-0.7
Frenagem	3.3	-3.3
Sismo	21.0	-21.0

As cargas actuantes originam os seguintes deslocamentos calculados a partir do modelo global:

Quadro 21 – Aparelhos de apoio. Deslocamentos.

Aparelhos de apoio	Combinações Característica		Combinação Sísmica	
	Dilatação	Contração	Dilatação	Contração
Deslocamentos (mm)	9.0	9.0	25.0	25.0

O deslocamento máximo admissível é dado por:

$$\delta_{\text{máx,admissível}} = 0.7 \times H = 0.7 \times 40 = 28 \text{ mm}$$

Como o deslocamento actuante é inferior ao máximo admissível, está verificada a segurança.

4.5.3 Juntas de Dilatação

4.5.3.1 Deslocamentos em juntas de dilatação

As juntas de dilatação serão do tipo corrente comercial e foram dimensionadas de modo a acomodarem os movimentos previstos para o tabuleiro devidos à temperatura e sobrecargas rodoviárias, incluindo a frenagem, considerando a combinação característica de acções.

Os deslocamentos do tabuleiro nas juntas de dilatação para cada acção são os já apresentados para os aparelhos de apoio.

Os deslocamentos em juntas de dilatação são estimados considerando a seguinte combinação característica para as acções de serviço:

$$d_j = d_{SC} + d_T$$

onde:

d_{SC} - deslocamento devido ao efeito da ação de frenagem;

d_T - deslocamento devido a efeitos térmicos.

Para a situação sísmica, os deslocamentos em juntas de dilatação são estimados de acordo com a EN1998-2 para:

$$d_{ap} = 0.4 \times \eta \times \mu_d \times d_{sis} + 0.5 \times d_T$$

onde:

d_{sis} - deslocamento sísmico estimado no modelo de cálculo

$$\eta = 1$$

$$\mu_d = q = 1.0$$

d_T - deslocamento devido a efeitos térmicos.

Para a situação de serviço e sísmica determinaram-se os deslocamentos apresentados no quadro seguinte.

Quadro 22 – Juntas de dilatação. Deslocamentos

Juntas de dilatação	Combinações Características		Combinação Sísmica		Adotado
	Dilatação	Contração	Dilatação	Contração	
Deslocamentos (mm)	9.0	9.0	12.0	12.0	± 20

Em favor da segurança considerou-se:

$$d_{long} = \pm 20 \text{ mm}$$

As juntas de dilatação deverão ser do tipo comercial e estanque permitindo um deslocamento de ± 20 mm em ambos os sentidos, num total de 40 mm.