



EPF



TRIEDE



Infraestruturas  
de Portugal

EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos

Estudo Prévio

P8 – Obras de Arte Especiais

Estrutura e Fundações

JANEIRO / 2016

# CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS



MEMBER OF

EPF



## IP – Infraestruturas de Portugal, SA

**EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos**  
**Estudo Prévio**  
**P8 – Obras de Arte Especiais**  
**Estrutura e Fundações**  
**Cálculos Justificativos**

### HISTÓRICO DO DOCUMENTO

Versão n.º	Data	Técnico Responsável	Descrição
0	22 / 12 / 2015	MV	Versão inicial
1	13 / 01 / 2016	MV	Alteração da solução para a ponte sobre o rio Maças



**IP – Infraestruturas de Portugal, SA**  
**EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos**  
**Estudo Prévio**  
**P8 – Obras de Arte Especiais**  
**Estrutura e Fundações**  
**Cálculos Justificativos**

**ÍNDICE**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES</b>	<b>2</b>
<b>2.1</b>	<b>QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES</b>	<b>2</b>
2.1.1	Peso próprio estrutural (PPE)	2
2.1.2	Peso próprio não-estrutural (PPNE)	2
2.1.3	Esforços hiperestáticos devidos à aplicação do pré-esforço	2
2.1.4	Retração e fluência do betão	2
2.1.5	Sobrecargas rodoviárias verticais (LM1)	3
2.1.6	Sobrecargas rodoviárias horizontais (FREN,CTRF)	4
2.1.7	Sobrecargas em passeios (SCpass)	4
2.1.8	Ação Sísmica (Ek)	5
2.1.9	Neve (Sk)	7
2.1.10	Vento (Wk)	7
2.1.11	Temperatura (Tk)	8
2.1.12	Outras acções – fase construtiva (Qk)	9
<b>2.2</b>	<b>COMBINAÇÃO DE ACÇÕES</b>	<b>9</b>
2.2.1	Considerações Gerais	9
2.2.2	Estados Limites Últimos (ELU)	10
2.2.3	Estados Limites de Serviço (ELS)	11
2.2.4	Factores de combinação ( $\psi$ )	12
<b>3</b>	<b>MATERIAIS ESTRUTURAIS</b>	<b>13</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO</b>	<b>14</b>
<b>4.1</b>	<b>MODELO NUMÉRICO</b>	<b>14</b>
<b>4.2</b>	<b>ACÇÕES APLICADAS AO MODELO</b>	<b>15</b>
<b>4.3</b>	<b>VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES</b>	<b>17</b>
4.3.1	Estado Limite Último de flexão	17
4.3.2	Estado Limite de abertura de fendas	18



<b>5</b>	<b>ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>20</b>
<b>5.2</b>	<b>MODELO NUMÉRICO.....</b>	<b>20</b>
5.2.1	Pré-dimensionamento do pré-esforço .....	21
<b>5.3</b>	<b>ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO .....</b>	<b>22</b>
<b>5.4</b>	<b>ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO E TORÇÃO .....</b>	<b>22</b>
<b>6</b>	<b>PILARES E FUNDAÇÕES.....</b>	<b>25</b>
<b>6.1</b>	<b>LIGAÇÃO À SUPERESTRUTURA.....</b>	<b>25</b>
<b>6.2</b>	<b>ANÁLISE DOS PILARES .....</b>	<b>25</b>
6.2.1	Fase construtiva .....	25
6.2.2	Fase de exploração .....	27
<b>6.3</b>	<b>FUNDAÇÕES.....</b>	<b>29</b>

## QUADROS

Quadro 1 - Factores de combinação adoptados em pontes rodoviárias .....	12
Quadro 2 - Propriedades mecânicas da secção transversal .....	21
Quadro 3 - Ligação entre pilares e tabuleiro e valor da tensão calculado para as secções extremas.	25
Quadro 4 - Esforços resultantes do cenário 1 .....	26
Quadro 5 - Esforços resultantes do cenário 2.....	26
Quadro 6 - Esforços resultantes do cenário 3.....	26
Quadro 7 - Frequências dos três primeiros modos de vibração do Pilar P3, quando faltam betonar quatro aduelas (fase construtiva) .....	27
Quadro 8 - Esforços de 1ª e 2ª ordem no pilar (combinação fundamental – acção var. base vento) ..	29
Quadro 9 - Esforços estimados na secção de base de cada pilar.....	29
Quadro 10 - Dimensões das sapatas, tensão de verificação do solo, e armadura ordinária de cálculo .....	30



## FIGURAS

Figura 1 - Esquema do modelo de carga LM1 para maximizar o momento flector longitudinal no tabuleiro .....	4
Figura 2 - Espectros de resposta para a acção sísmica horizontal (Sismo 1 e Sismo 2) .....	6
Figura 3 - Espectros de resposta para a acção sísmica vertical (Sismo 1 e Sismo 2) .....	6
Figura 4 – Modelo de análise transversal do tabuleiro .....	14
Figura 5 - Distribuição transversal de cargas, Posição 1 .....	16
Figura 6 - Distribuição transversal de cargas, Posição 2 .....	16
Figura 7 - Distribuição transversal de cargas, Posição 3 .....	16
Figura 8 - Diagrama de momento flector transversal (esforços condicionantes para o apoio na alma) .....	17
Figura 9 - Diagrama de momento flector transversal ( $\frac{1}{2}$ vão da laje de tabuleiro) .....	17
Figura 10 - Diagrama de momento flector transversal (valores condicionantes para o apoio na alma, combinação frequente) .....	19
Figura 11 - Diagrama de momento flector transversal ( $\frac{1}{2}$ vão da laje de tabuleiro, combinação frequente) .....	19
Figura 12 - Modelo de análise longitudinal do tabuleiro .....	21
Figura 13 - Modelo de análise do pilar P3 para análise de situações acidentais durante a fase construtiva .....	27
Figura 14 - Modelo de análise da infra-estrutura, durante a fase de exploração .....	28



---

## ANEXOS

Anexo A – Análise Longitudinal (Diagramas de Esforços e Tensões)



## 1 INTRODUÇÃO

O presente documento apresenta os elementos de pré-dimensionamento e os cálculos justificativos de Estudo Prévio para a solução estrutural proposta para a ponte sobre o Rio Maças. Esta obra de arte especial encontra-se integrada no novo traçado da EN/ER 218, a qual estabelece a ligação entre as povoações de Carção e Vimioso. Pretende-se assim discutir e justificar as opções estruturais relacionadas com o tabuleiro, pilares e fundações. A ponte para tráfego rodoviário será constituída por um tabuleiro de largura total equivalente a 12.0m. O vão total da obra de arte será equivalente a 800.0m. Uma descrição mais detalhada da solução e dos processos construtivos propostos poderá ser consultada na Memória Descritiva do Estudo Prévio (768-P08-P-MEM-01).

Os critérios gerais para verificação de segurança encontram-se definidos nesse mesmo documento. Assim, as acções consideradas e critérios para a sua quantificação e combinação, bem como os critérios de verificação de segurança foram obtidos a partir da regulamentação europeia, nomeadamente o Eurocódigo 0 (NP EN 1990:2009 e EN 1990:2002/A1) e o Eurocódigo 1 (NP EN 1991-2:2003, NP EN 1991-1-3:2009, NP EN 1991-1-4:2010 e NP EN 1991-1-5:2009). Na avaliação da acção sísmica, foram consideradas as disposições constantes do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010) e do respectivo Anexo Nacional. O dimensionamento da estrutura relativamente a esta mesma acção foi realizado através da metodologia da capacidade real “Capacity Design”, definida na EN 1998-2:2005. Foi ainda considerada a NP EN 1998-5:2010 na verificação de segurança das fundações. O dimensionamento das estruturas foi realizado de acordo com o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1:2010 e a EN 1992-2:2005).

No sentido de aprofundar o estudo do comportamento estrutural da obra de arte, foram implementados modelos de cálculo numérico (elementos finitos), através dos quais se procurou simular os diferentes elementos e fases construtivas. Relativamente à análise longitudinal, foram desenvolvidos modelos no software RMBridge V8i, o qual permite simular o faseamento construtivo da ponte e o comportamento reológico dos materiais e registar os esforços, tensões e deformações em cada fase. O programa permite ainda avaliar com precisão as perdas associadas à aplicação de pré-esforço. Para a análise transversal do tabuleiro e estudo dos pilares e respectivas fundações foram implementados modelos numéricos no software SAP2000 Versão 17.2.



## 2 QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

### 2.1 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

#### 2.1.1 Peso próprio estrutural (PPE)

- Peso volúmico do betão .....  $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

#### 2.1.2 Peso próprio não-estrutural (PPNE)

Os valores associados ao peso próprio não-estrutural foram avaliados a partir das dimensões geométricas e propriedades materiais dos equipamentos e revestimentos. Os valores adoptados são os que se apresentam em seguida:

- Vigas de bordadura .....  $2 \times 3.675 \text{ kN/m}$
- Guarda-corpos .....  $2 \times 0.50 \text{ kN/m}$
- Enchimento de passeio .....  $2 \times 4.20 \text{ kN/m}$
- Lancis .....  $2 \times 4.20 \text{ kN/m}$
- Guardas de segurança .....  $2 \times 0.65 \text{ kN/m}$
- Betuminoso (esp. = 0.10 m) .....  $19.8 \text{ kN/m}$
- TOTAL .....  $46.25 \text{ kN/m}$

#### 2.1.3 Esforços hiperestáticos devidos à aplicação do pré-esforço

A determinação dos esforços hiperestáticos é realizada de forma automática pelo programa de cálculo RM Bridge, o qual contabiliza os esforços parciais (isostáticos e hiperestáticos) e totais, tendo em conta a relação seguinte:

$$M_{hip} = M_{tot} - M_{iso} \quad [1]$$

Na avaliação dos esforços hiperestáticos imediatos, o programa considera os efeitos introduzidos na estrutura pelos cabos activados em cada etapa do faseamento construtivo. Para a fase de utilização, os esforços hiperestáticos a tempo infinito são determinados tendo em conta a evolução do sistema estrutural, bem como as perdas diferidas nas armaduras de pré-esforço.

#### 2.1.4 Retracção e fluência do betão

Os efeitos na estrutura devidos à retracção e fluência, para fins de cálculo de esforços globais, foram considerados de acordo com as disposições constantes do Anexo KK da EN 1992-2:2005 e das expressões constantes do Anexo B da NP EN 1992-1-1:2010. Adoptaram-se os seguintes pressupostos:





- Cimento de classe N (endurecimento normal);
- Humidade relativa do ambiente de 70%;
- Temperatura ambiente de 20°C;
- Betão de consistência média (rácio água-cimento médio).

O programa de cálculo numérico adoptado para a análise longitudinal (RM Bridge V8.i) contém os modelos de cálculo preconizados nos anexos anteriores. Poderão ser alterados os diferentes parâmetros materiais, climatéricos e a idade do betão dos diferentes elementos estruturais, no sentido de obter resultados mais precisos.

### 2.1.5 Sobrecargas rodoviárias verticais (LM1)

As sobrecargas rodoviárias consideradas foram obtidas a partir da regulamentação europeia aplicável a pontes rodoviárias, nomeadamente a NP EN 1991-2:2003.

Apresenta-se em primeiro lugar a definição das sobrecargas rodoviárias verticais. De acordo com o Quadro 4.1 da NP EN 1991-2:2003 a plataforma de rodagem possui uma largura total de 9.0m, pelo que poderão ser consideradas três vias dedicadas, com 3.0m de largura cada, e uma área remanescente nula. De acordo com a secção 4.2.4 da NP EN 1991-2:2003, a numeração e localização das vias de circulação deve ser definida caso a caso, de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis para cada verificação de segurança realizada.

Para simular o tráfego rodoviário, considerou-se o modelo de carga LM1, definido em 4.3.1(2) e 4.3.2 da NP EN 1991-2:2003, que corresponde a um conjunto de cargas concentradas e uniformemente distribuídas e deve ser aplicado para verificações gerais e locais. Em cada via dedicada é aplicado um conjunto de cargas concentradas, designadas por sistema em tandem (TS), tal que a carga por eixo é 300 kN para a via dedicada 1, 200 kN para a via dedicada 2 e 100 kN para a via dedicada 3. A carga uniformemente distribuída (UDL) é equivalente a 9.0 kN/m<sup>2</sup> para a via dedicada 1 e 2.5 kN/m<sup>2</sup> para as restantes vias dedicadas. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 1 um esquema de aplicação do modelo de carga. Na apresentação das verificações realizadas será apresentada, com maior detalhe, a forma como foi aplicada a sobrecarga rodoviária para maximizar os esforços actuantes para cada caso em particular.

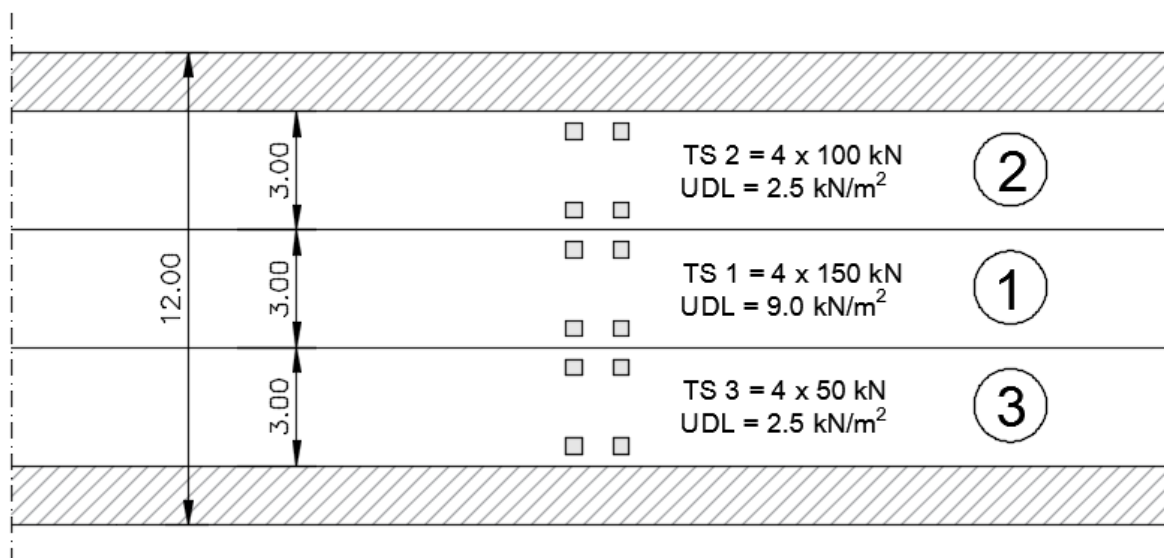


Figura 1 - Esquema do modelo de carga LM1 para maximizar o momento flector longitudinal no tabuleiro

## 2.1.6 Sobrecargas rodoviárias horizontais (FREN,CTRF)

A definição das sobrecargas rodoviárias horizontais foi feita de acordo com o capítulo 4.4 da NP EN 1991-2:2003. Assim, a sobrecarga de frenagem corresponde a uma fracção das cargas verticais totais máximas correspondentes ao modelo LM1 aplicável à via dedicada 1, mas limitado a um valor de 900 kN para a largura total da ponte. Assim, a força de frenagem/arranque,  $Q_{lk}$ , é dada por:

$$Q_{lk} = 360 + 2.7 \times 820 = 2574 > 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 900 \text{ kN}$$

Para esta fase do estudo, este carregamento foi aplicado ao longo do eixo central do tabuleiro, com valor positivo ou negativo.

A força centrífuga foi aplicada nas zonas de curva do traçado da via. Para a solução de traçado 2, o valor da força centrífuga associada à curva de raio 180m localizada a partir do km 2+502.46 tem um valor equivalente a 20% do somatório das cargas concentradas associadas ao modelo de carga vertical LM1, de acordo com o Quadro 4.3 da NP EN 1991-2:2003, ou seja 240 kN.

## 2.1.7 Sobrecargas em passeios (SCpass)

A definição das acções em passeios é apresentada na secção 5.3 da NP EN 1991-2:2003, onde se estabelece os modelos de carga estáticos para carregamentos verticais. Considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída de 5.0 kN/m² de acordo com nota ao artigo 5.3.2.1(1), aplicável para o grupo de carga gr3 definido na tabela 4.4a da NP EN 1991-2:2003. Porém, na combinação da



acção da sobrecarga pedonal em passeios com a sobrecarga rodoviária vertical (grupo de carga gr1a), adopta-se um valor reduzido de 3.0 kN/m<sup>2</sup>.

Para verificações locais, considerou-se uma carga concentrada de 10 kN aplicada numa superfície quadrada com 0.10m de lado.

### 2.1.8 Acção Sísmica (Ek)

A quantificação da acção sísmica na estrutura foi efectuada através da determinação dos espectros de resposta elástica horizontal e vertical e dos espectros de cálculo para a análise elástica. Para o efeito foram consideradas as disposições constantes da NP EN 1998-1:2010 e do Anexo Nacional respectivo, tendo sido adoptados os seguintes parâmetros:

- Obra situada nas zonas sísmicas 1.6 e 2.5 (acção sísmica 1 e 2, respectivamente);
- Terreno tipo A;
- Classe de importância estrutura II, de acordo com a secção 2.1 da EN 1998-2:2005;
- Coeficiente de amortecimento de 5%;

É importante esclarecer ainda que, face à localização geográfica da ponte e para os parâmetros anteriormente apresentados, é possível considerar que esta acção sísmica corresponde a uma situação de baixa sismicidade, de acordo com o disposto no artigo NA-3.2.1(4) da NP EN 1998-1:2010, uma vez que o factor  $a_g S$  assume um valor máximo de 0.8m/s<sup>2</sup> para a acção sísmica 2, inferior ao limite de 0.98m/s<sup>2</sup>. Nestas condições, a estrutura foi analisada, nesta fase de projecto, assumindo a classe de ductilidade limitada (DCL), de que resulta a possibilidade de considerar um coeficiente de comportamento máximo equivalente a 1.5. Para a direcção vertical, optou-se por um valor do coeficiente de comportamento unitário.

A Figura 2 apresenta os espectros de resposta horizontais e de análise elástica horizontal para as duas acções sísmicas regulamentares, enquanto os espectros verticais podem ser consultados na Figura 3.

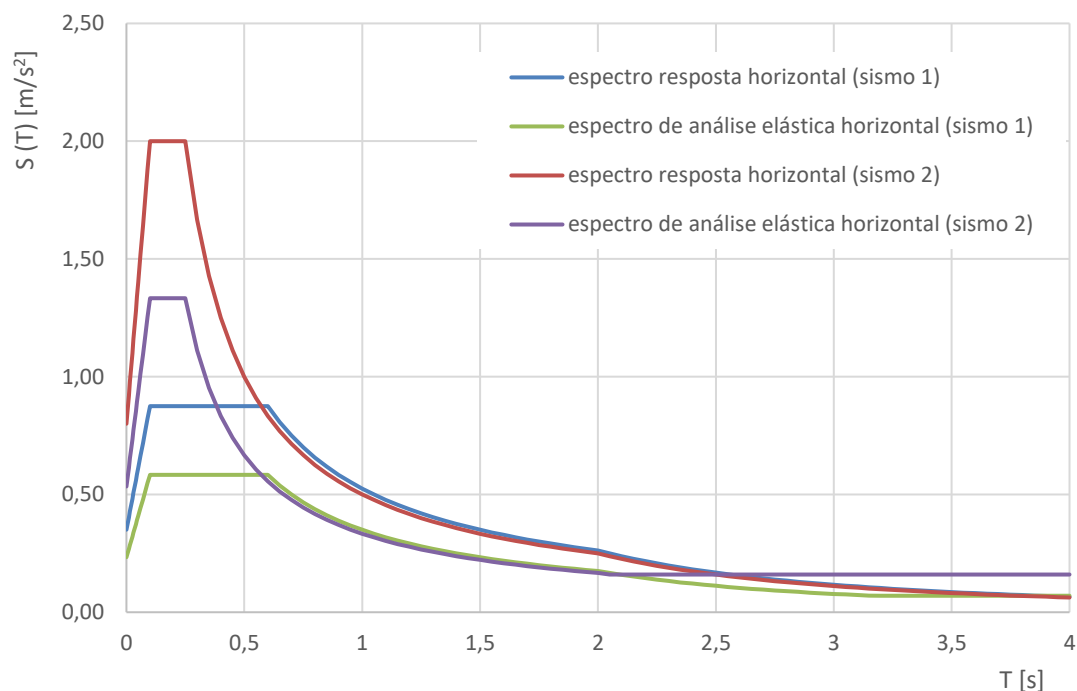


Figura 2 - Espectros de resposta para a acção sísmica horizontal (Sismo 1 e Sismo 2)

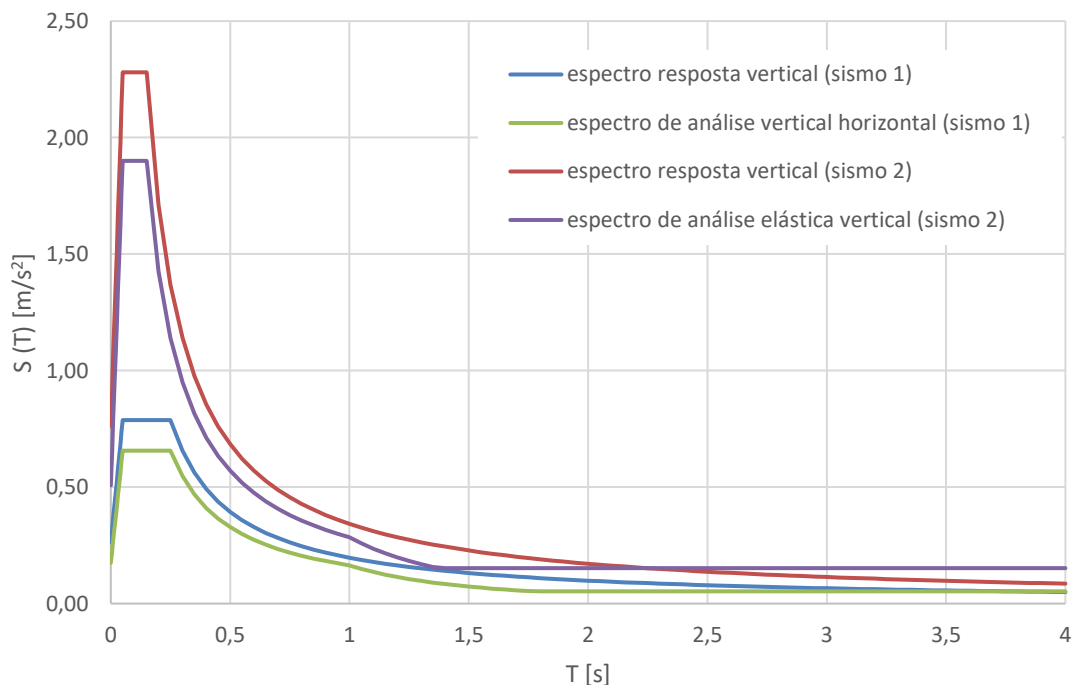


Figura 3 - Espectros de resposta para a acção sísmica vertical (Sismo 1 e Sismo 2)



No contexto da análise modal por espectros de resposta, a determinação numérica dos esforços associados à acção sísmica foi realizada utilizando o método de combinação modal designado por Combinação Quadrática Completa (CQC), o qual permite obter uma estimativa rigorosa caso os modos de vibração da estrutura não possam ser considerados independentes.

Para considerar que os valores máximos dos efeitos resultantes da aceleração do terreno na direcção longitudinal e transversal não ocorrem simultaneamente, os esforços sísmicos foram obtidos através de uma combinação quadrática (SRSS) direccional, preconizada na NP EN 1998-1:2010.

### 2.1.9 Neve (Sk)

A acção da neve na ponte foi definida de acordo com a NP EN 1991-1-3:2009. O Anexo Nacional define, no artigo NA-4.1(1), a localização da estrutura na zona  $Z_2$  (concelho do Vimioso), pelo que o coeficiente  $C_z$  assume um valor de 0.2 Assim, considerando a altura média da rasante (cerca de 570m), obtém-se o seguinte valor.

$$s_k = C_z [1 + (H/500)^2] = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad [2]$$

### 2.1.10 Vento (Wk)

A acção do vento no tabuleiro e nos pilares foi quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-4:2010 e o respectivo Anexo Nacional. Para esta fase do projecto, a quantificação da acção do vento foi realizada considerando que os efeitos dinâmicos poderão ser desprezados. Esta hipótese foi validada através de uma análise de estabilidade, realizada a partir de modelos numéricos com os quais se simulou o comportamento da estrutura e dos pilares mais condicionantes para cada uma das soluções aqui investigadas. No capítulo onde se apresenta a verificação e pré-dimensionamento dos pilares será apresentada informação mais detalhada.

A acção do vento transversal no tabuleiro da ponte é dada pela expressão seguinte, constante da secção 8.3.2 da NP EN 1991-1-4:2010. Seguidamente serão apresentadas as considerações tomadas na avaliação de cada um dos parâmetros aí constantes.

$$F_W = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} \quad [3]$$

O valor de  $\rho$  é a massa volúmica do ar e assume um valor de  $1.25 \text{ kg/m}^3$ , de acordo com a Nota 2 ao artigo 4.5 da NP EN 1991-1-4:2010.

Relativamente à avaliação do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , é fundamental distinguir entre as verificações associadas às etapas construtivas e à fase de serviço da estrutura. Relativamente ao primeiro caso, a EN 1991-1-6:2005 recomenda que se considere um tempo de retorno de 5 anos para fases construtivas de duração entre 3 e 12 meses. Assim, é possível determinar um valor básico de velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , equivalente a  $21.9 \text{ m/s}$ . Para a fase de exploração da



estrutura, o Anexo Nacional define no artigo NA-4.2(1)P, Nota 2 um valor de 27 m/s, resultante de se considerar que a estrutura se insere na zona A.

O parâmetro C pretende representar o coeficiente de força do vento e o mesmo depende por um lado do coeficiente de exposição  $c_e$  e, por outro, de um coeficiente de força da acção do vento na direcção transversal,  $c_{f,x}$ , equivalente ao coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades,  $c_{fx,0}$ . Para avaliar estes coeficientes utilizaram-se as disposições constantes das secções 8.3.1, 8.3.2 e o artigo NA-8.3.2(1) do Anexo Nacional.

Para obter a carga distribuída no comprimento da ponte é necessário avaliar a área de exposição  $A_{ref,x}$  e, em particular, o valor apropriado para  $d_{tot}$ . Diferentes valores podem ser considerados para a fase construtiva e para a fase de exploração, na presença ou ausência de tráfego na ponte, e foram obtidos com base na Figura 8.5 e Quadro 8.1 da NP EN 1991-1-4:2010.

Devido à sua dimensão, considerou-se ainda relevante estimar a acção do vento actuante no fuste dos pilares. O coeficiente de força foi determinado a partir da expressão que consta da secção 7.6 da NP EN 1991-1-4:2010. A variação de pressão com a altura do pilar foi avaliada considerando que a face do pilar corresponde a uma parede vertical de um edifício, com altura superior a duas vezes a largura (Figura 7.4, NP EN 1991-1-4:2010).

### 2.1.11 Temperatura ( $T_k$ )

A acção das variações de temperatura no tabuleiro foi considerada de acordo com as disposições constantes da NP EN 1991-1-5:2009 e do respectivo Anexo Nacional.

A ponte encontra-se situada no concelho do Vimioso, distrito de Bragança. Assumindo que a estrutura se encontra a uma altitude de aproximadamente 550m, estabeleceu-se que a temperatura máxima (condições de Verão) e mínima (condições de Inverno) são respectivamente -8.0 °C e +40.0 °C. Na ausência de informação adicional, optou-se por assumir que a temperatura inicial dos elementos estruturais é equivalente a 15 °C.

As variações de temperatura em pontes são definidas no Capítulo 6 da EN 1991-1-5:2009, sendo propostos diferentes valores consoante o tipo de estrutura. Tabuleiros em caixão de betão inserem-se no Tipo 3. Para a variação uniforme de temperatura, o artigo NA-6.1.3.1(4) do Anexo Nacional estabelece que as componentes máxima e mínima são as seguintes:

- Tipo 3:  $T_{e,min} = - 8.0 \text{ °C}$ ;  $T_{e,max} = 40.0 \text{ °C}$ ;

A partir destes valores, as variações uniformes de temperatura para condições de Inverno ( $\Delta T_{N,con}$ ) e Verão ( $\Delta T_{N,exp}$ ) são as apresentadas em seguida.

- Tipo 3:  $\Delta T_{N,con} = - 23.0 \text{ °C}$ ;  $\Delta T_{N,exp} = +24.0 \text{ °C}$ .



Relativamente à variação diferencial de temperatura no tabuleiro, o Anexo Nacional defende a adopção da Abordagem 1 para a sua quantificação. Para o efeito, o artigo NA-6.1.4.1(1) estabelece os valores das variações diferenciais positivas (face superior mais quente,  $\Delta T_{M,heat}$ ) e negativas (face superior mais fria,  $\Delta T_{M,cool}$ ). Os valores aí preconizados devem ser corrigidos para ter em conta a espessura do revestimento (100mm), de acordo com os valores constantes do Quadro 6.2 da EN 1991-1-5:2009. Resultam os seguintes valores:

- Tipo 3:  $\Delta T_{M,heat} = +15.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\Delta T_{M,heat} = -15.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Finalmente, a secção NA-6.1.5(1) do Anexo Nacional estabelece que as variações de temperatura uniformes e diferenciais devem ser combinadas para reproduzir as Condições de Verão e Inverno, da seguinte forma:

- Condições de Verão (1):..... $\Delta T_{M,heat} + 0.8\ \Delta T_{N,exp}$
- Condições de Verão (2):..... $\Delta T_{M,exp} + 0.8\ \Delta T_{N,heat}$
- Condições de Inverno (1): ..... $\Delta T_{M,cool} + 0.8\ \Delta T_{N,con}$
- Condições de Inverno (2): ..... $\Delta T_{M,con} + 0.8\ \Delta T_{N,cool}$

Na análise das vigas em caixão deverá ser adoptada uma variação diferencial de temperatura na direcção horizontal de  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$  entre as faces exterior e interior das almas, uma vez que as consolas possuem uma extensão inferior relativamente à altura do caixão.

Para a verificação das secções dos pilares de secção vazada dever-se-á considerar uma variação diferencial linear de temperatura de  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$  entre a face interior e exterior, de acordo com o estipulado em NA-6.2.2(2).

## 2.1.12 Outras acções – fase construtiva (Qk)

Para além das acções de cálculo descritas anteriormente, foram ainda consideradas acções adicionais, aqui designadas genericamente como sobrecargas construtivas, relacionadas com a execução da estrutura. Considerou-se uma sobrecarga uniforme distribuída sobre toda a largura do tabuleiro de  $1.0\text{ kN/m}^2$  e para o peso dos “carros” de avanços considerou-se um valor de 500 kN. Naturalmente, os valores aqui preconizados deverão ser confirmados na fase subsequente do projecto.

## 2.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

### 2.2.1 Considerações Gerais

De acordo com o disposto no Preâmbulo Nacional da NP EN 1990:2009 e na secção 5.1.3 da EN 1992-2:2005, o dimensionamento de pontes deverá ser realizado de acordo com a Emenda A1:2006 (Anexo A2), publicada pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). Neste documento constam as combinações de acções relativas às verificações de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de



Serviço (ELS), bem como valores recomendados para as acções permanentes, variáveis e acidentais e ainda os valores de combinação, frequente e quase-permanente de cada acção variável, expressos pelos factores  $\psi$ . É ainda aplicável para as verificações de segurança durante a fase construtiva.

As expressões que permitem estabelecer as combinações propriamente ditas constam da NP EN 1990:2009. Serão aqui reproduzidos todos os casos relevantes.

Na combinação das acções variáveis em pontes rodoviárias, é necessário considerar os Quadros 4.4a e 4.4b da NP EN 1991-2:2003, que estabelecem grupos de carga de tráfego, respectivamente para valores característicos da acção de múltiplas componentes, e para valores frequentes.

## 2.2.2 Estados Limites Últimos (ELU)

De acordo com o artigo 6.4.2(3) da NP EN 1990:2009, a verificação de Estado Limite Último, realizada em termos de esforços, depende da condição seguinte, em que  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das acções e  $R_d$  corresponde ao valor de cálculo da resistência correspondente.

$$E_d \leq R_d \quad [4]$$

A combinação fundamental é dada pela expressão seguinte,

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [5]$$

- $G_{k,j}$  – valor característico do esforço resultante para a acção permanente  $j$ ;
- $Q_1$  – valor característicos do esforço resultante da “acção variável base”;
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$  – valor reduzido do esforço resultante da acção variável  $i$ ;
- $P$  – valor característico do esforço resultante da aplicação de pré-esforço.

Os coeficientes de segurança  $\gamma_{G,j}$  e  $\gamma_{Q,i}$ , respectivamente para as acções permanentes e variáveis, são os que se apresentam em seguida. Na construção das envolventes de esforços de dimensionamento, considerou-se os valores mais desfavoráveis em cada situação analisada.

- Peso próprio estrutural (PPE) .....  $\gamma_G = 1.35$  (desfav.) ou 1.00 (fav.)
- Pré-esforço .....  $\gamma_P = 1.00$
- Restantes cargas permanentes (PPNE) .....  $\gamma_G = 1.50$  (desfav.) ou 1.00 (fav.)
- Acções variáveis .....  $\gamma_Q = 1.50$  (desfav.) ou 0 (fav.)

Para situações de projecto de acção variável base sísmica, considerou-se a combinação seguinte, na qual  $A_{Ed}$  representa o valor característico do esforço resultante da acção sísmica, determinada pela análise modal por espectro de resposta, definida na secção 2.1.7 deste documento.





$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } A_{Ed} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [6]$$

### 2.2.3 Estados Limites de Serviço (ELS)

Para as verificações referentes a Estados Limites de Serviço, foram considerados os casos correntes definidos no Capítulo 7 da NP EN 1992-1-1:2010, nomeadamente:

- Limitação de tensões no betão;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo das deformações.

De uma forma genérica, definem-se na NP EN 1990:2009 as seguintes combinações para ELS:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{Característica}) \quad [7]$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{Frequente}) \quad [8]$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{Quase-permanente}) \quad [9]$$

Relativamente à limitação de tensões no betão, é fundamental considerar o Estado Limite de Descompressão do tabuleiro. Na prática, esta verificação consiste, de modo simplificado, em garantir que nenhuma fibra da secção transversal se encontra traccionada para a combinação quase-permanente de acções. Apesar do valor reduzido  $\psi_2$  recomendado para a sobrecarga rodoviária ser nulo, optou-se por considerar, de modo conservativo, um valor de 0.2 no cálculo das tensões. A combinação é então expressa pela seguinte fórmula, onde  $E_{LM1}$  representa o efeito ou esforço resultante da sobrecarga rodoviária vertical e  $E_{\Delta T}$  representa o esforço associado à temperatura.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } 0.2 E_{LM1} \text{ " + " } 0.5 E_{\Delta T} \quad [10]$$

Outra verificação relacionada com a limitação de tensões no betão surge na cláusula 5.10.2.2(5) da NP EN 1992-1-1:2010 onde se estabelece que a tensão de compressão, resultante do pré-esforço e restantes acções actuates, no momento de aplicação do pré-esforço ou libertação dos cabos, deverá ser inferior a  $0.6 f_{ck}(t)$ , onde  $f_{ck}(t)$  representa o valor característico da resistência à compressão do betão na idade  $t$  correspondente à aplicação do pré-esforço. Caso a compressão exceda em alguma fibra o valor de  $0.45 f_{ck}(t)$ , de forma permanente, deverá ser considerado um comportamento não-linear da fluência. De um modo geral foi ainda limitada a tensão de compressão máxima no betão, para a



combinação característica de acções, a  $0.6f_{ck}$ , de forma a prevenir problemas de deformabilidade a longo prazo.

Para a verificação do Estado Limite de Fendilhação, a EN 1992-2:2005 estabelece, no Quadro 7.101N, o valor da abertura máxima de fendas ( $w_{max}$ ) para as diferentes classes de exposição ambiental. Este parâmetro deverá ser calculado para a combinação de acções frequente, em elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes. Para elementos de betão armado, poderá ser considerada a combinação quase-permanente.

A verificação do Estado Limite de Deformação foi realizada de acordo com o disposto na secção 7.4 da EN 1992-2:2005.

## 2.2.4 Factores de combinação ( $\psi$ )

Os factores de combinação adoptados para as verificações anteriormente apresentadas são os expressos na Tabela A2.1 da Emenda A1:2006 (Anexo A2). Apresentam-se, no Quadro 1, os valores considerados relevantes para as verificações realizadas. Considerou-se ainda os grupos de carga estabelecidos no Quadro 4.4a da NP EN 1991-2:2003.

Quadro 1 - Factores de combinação adoptados em pontes rodoviárias

Acção	Designação		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga rodoviária e em passeios	gr1a (LM1+SCpass)	LM1-TS	0.75	0.75	0
		LM1-UDL	0.40	0.40	0
		SCpass	0.40	0.40	0
	gr3	SCpass	0	0	0
Vento	Wk	Combinações persistentes	0.6	0.2	0
		Fase construtiva	0.8	-	0
Temperatura	Tk		0.6*	0.6	0.5
Neve	Sk		0.8	-	-
Sobrecargas construtivas	Ck		1.0	-	1.0

\* para a combinação ELU este valor pode ser nulo



### 3 MATERIAIS ESTRUTURAIS

Consideraram-se os seguintes materiais no pré-dimensionamento e análise de Estudo Prévio dos diferentes elementos estruturais da Ponte sobre o Rio Maças.

#### Sapatas

- Betão .....C35/45 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

#### Pilares

- Betão .....C35/45 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

#### Tabuleiro

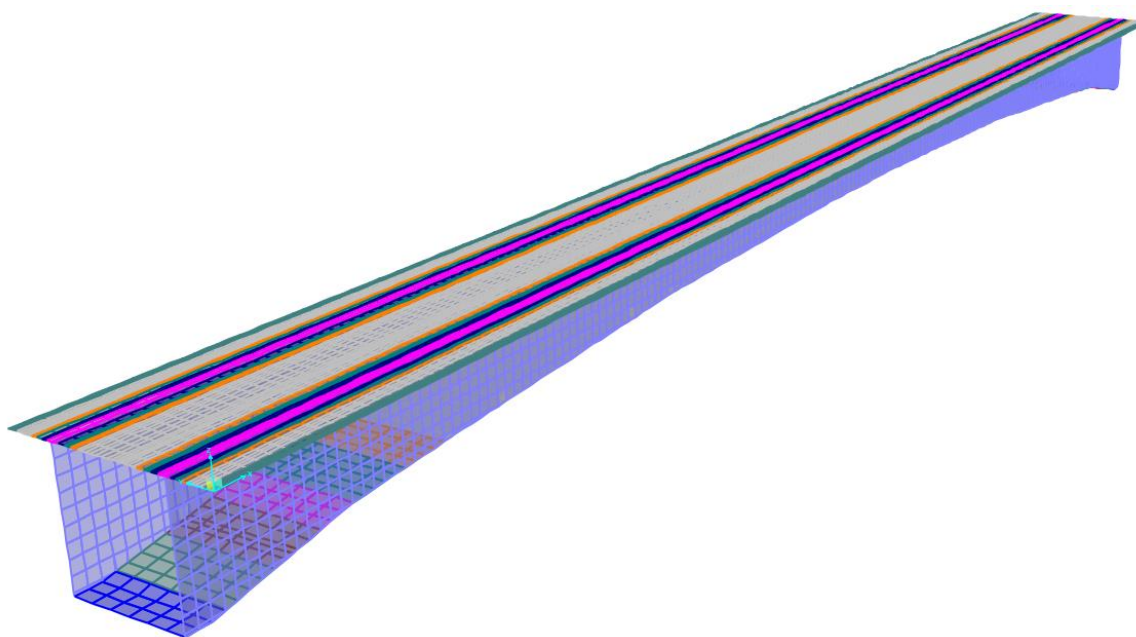
- Betão .....C40/50 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)
- Armaduras activas ..... Y1860 S7 15,7 (prEN 10138-3:2000)



## 4 ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

### 4.1 MODELO NUMÉRICO

No estudo do comportamento da secção transversal recorreu-se a um modelo tridimensional de elementos finitos de casca, de um troço de tabuleiro representativo de um vão da ponte, em que os diafragmas, os pilares e os encontros foram simuladas por meio de restrições adequadas. Os resultados obtidos neste modelo foram generalizados para o restante tabuleiro (Figura 4).



**Figura 4 – Modelo de análise transversal do tabuleiro**

O tabuleiro é composto por um caixão unicelular com almas inclinadas e altura variável. Para a sua modelação, utilizaram-se elementos finitos com diversas espessuras, por forma a simular os banzos (superior e inferior) e as almas, quer nas secções correntes, quer nas secções de espessamento do banzo inferior. O banzo superior do tabuleiro apresenta consolas de 2.7 m e um vão entre a linha média das almas de, aproximadamente, 6.6 m. A relação entre estes valores é naturalmente condicionado pela largura do banzo inferior e pela inclinação das almas. Porém, é acima de tudo fundamental analisar esse rácio no contexto do comportamento estrutural. Assim, para comprimentos da consola próximos de 40% do comprimento da laje interior, as almas trabalham essencialmente ao esforço transversal, uma vez que os momentos para as cargas permanentes se encontram equilibrados em ambos os lados do apoio nas almas.

Neste modelo foi estudado fundamentalmente a distribuição transversal dos esforços, os efeitos localizados devidos à acção do veículo tipo e sobrecargas (distribuída e linear), tendo sido analisados os seguintes resultados:



- Esforços de membrana nos elementos - F11, F22, F12  
(Esforços por unidade de comprimento)
- Momentos Flectores nos elementos - M11, M22, M12  
(Momentos por unidade de comprimento)
- Esforços Transversos a meio dos Elementos - V1, V2  
(Esforços por unidade de comprimento)

## 4.2 ACÇÕES APLICADAS AO MODELO

A determinação das acções a aplicar no modelo de análise podem ser, de um modo geral, consultadas na secção 2.1 deste documento. Para além das cargas associadas ao peso próprio estrutural e à restante carga permanente imposta pelos equipamentos e revestimento do tabuleiro, procurou-se analisar a configuração da sobrecarga rodoviária mais desfavorável para a determinação dos esforços de dimensionamento.

Sobrecargas uniformemente distribuídas (UDL): para a laje interior foram estudados três posicionamentos de carga, descritos na Figura 5, Figura 6 e Figura 7. Para maximizar os esforços nas consolas foi estudado apenas o caso correspondente à colocação do valor máximo ( $9.0 \text{ kN/m}^2$ ) desde o início da berma até à alma do caixão;

Sistema Tandem (TS): o veículo tipo foi posicionado longitudinalmente através de caminhos de carga, ao longo de todo o tabuleiro. Como referido atrás, foram estudados, para a laje interior três posicionamentos de carga, descritos nas figuras seguintes. Para as consolas, o rodado exterior do sistema tandem foi colocado junto ao lancil ( $2 \times 150 \text{ kN}$ ).

Foi ainda considerada a acção da temperatura no tabuleiro. Em particular e de acordo com 2.1.11, analisou-se a acção de uma variação diferencial de temperatura, na direcção horizontal, de  $10^\circ\text{C}$  entre as faces exterior e interior das almas.

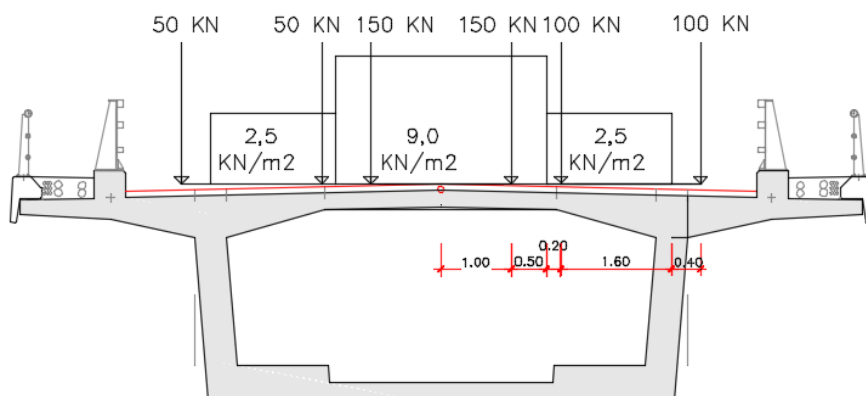


Figura 5 - Distribuição transversal de cargas, Posição 1

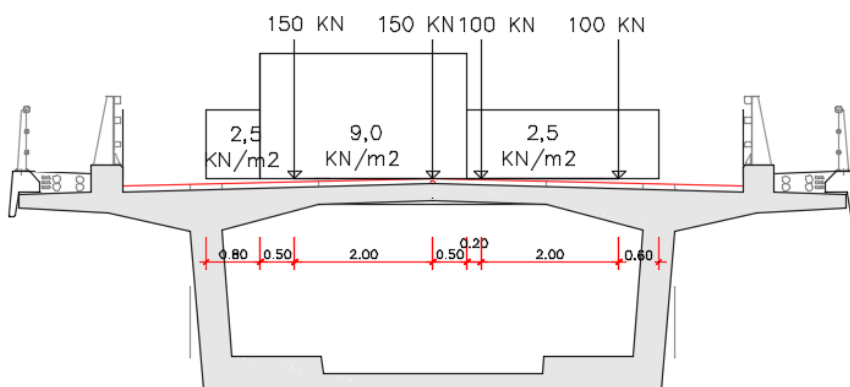


Figura 6 - Distribuição transversal de cargas, Posição 2

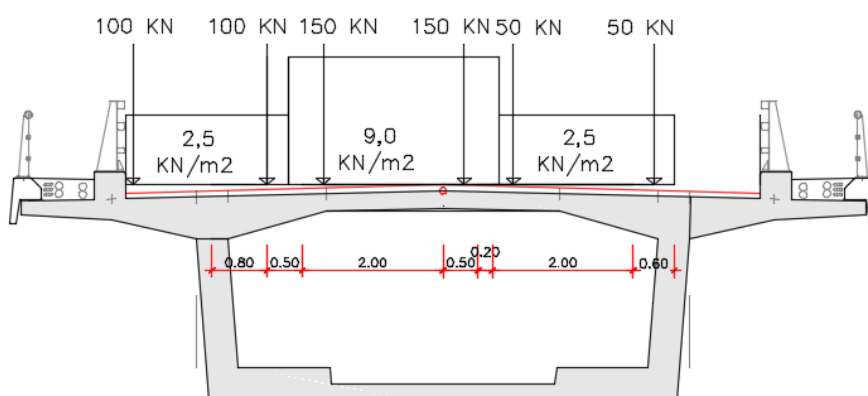


Figura 7 - Distribuição transversal de cargas, Posição 3



## 4.3 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

### 4.3.1 Estado Limite Último de flexão

Nas Figura 8 e Figura 9 são apresentados os esforços actuantes de cálculo referentes à flexão do banzo superior do tabuleiro na direcção transversal, para as combinações condicionantes para a análise da secção sobre a alma e da secção a ½ vão da laje interior do caixão, respectivamente. O esforço máximo de flexão transversal do banzo superior na secção sobre a alma do caixão é de 230 KNm/m. O esforço máximo de flexão transversal do banzo superior na secção a ½ vão da laje interior do caixão é de 133KNm/m. Relativamente às armaduras preconizadas, para a secção sobre a alma adoptaram-se  $\phi 12//0.10$ , e para a secção a ½ vão da laje de tabuleiro  $\phi 12//0.20 + \phi 16//0.20$ .

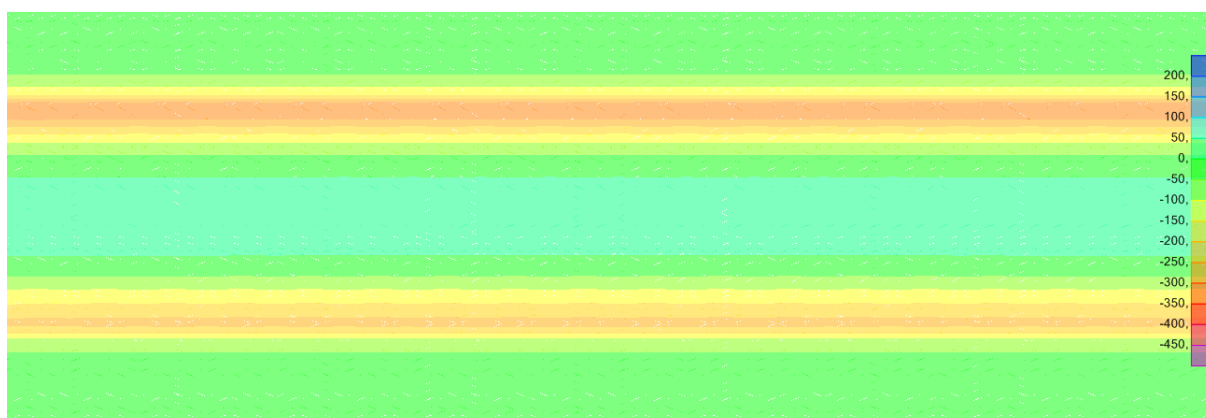


Figura 8 - Diagrama de momento flector transversal (esforços condicionantes para o apoio na alma)

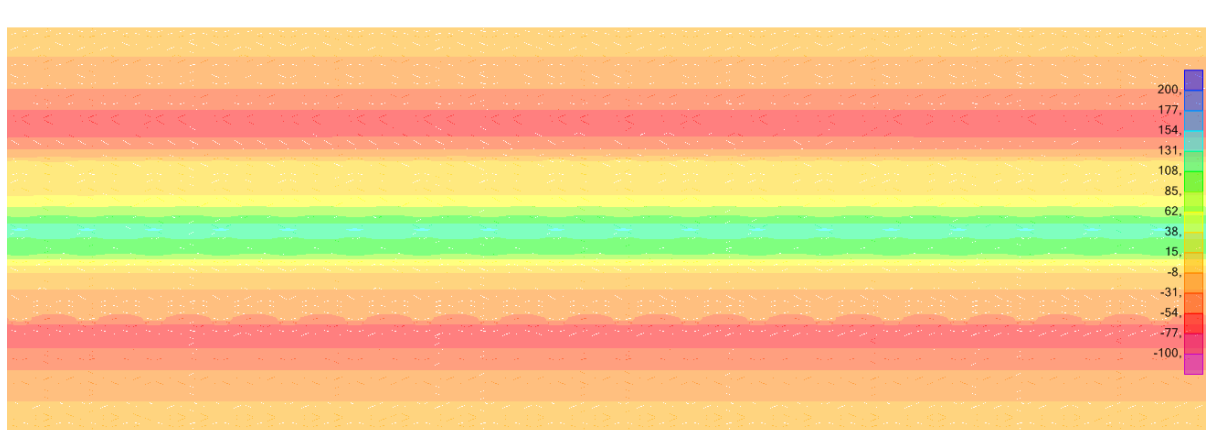


Figura 9 - Diagrama de momento flector transversal (½ vão da laje de tabuleiro)

Relativamente ao banzo inferior do tabuleiro, na direcção transversal, é necessário ter em consideração a espessura variável do elemento. Para a região em que o banzo apresenta uma espessura máxima (1.25m) estimou-se um momento flector máximo de 209 kNm/m, podendo-se adoptar  $\phi 20//0.20$ . Para



o banzo inferior com uma espessura mínima (0.25m), registou-se um momento flector da ordem de 51kNm/m, pelo que poderá considerar-se um reforço com  $\Phi 12//0.20$ .

No que se refere à flexão do banzo inferior do tabuleiro na direcção transversal, é necessário distinguir duas zonas. A zona em que o banzo apresenta 1,25 m de espessura, situada junto aos diafragmas, e a zona em que o banzo apresenta uma espessura mínima de 0,25 m, situada na restante extensão da ponte. Na primeira, o valor de momento flector máximo é de 209kNm/m, na segunda, é de 51kNm/m. No que se refere às armaduras de flexão, adoptaram-se para a primeira,  $\phi 20//0,15$  e para a segunda,  $\phi 12//0,2$  nas restantes zonas.

No que se refere à flexão da alma do tabuleiro na direcção transversal, o máximo momento flector é de 140 kNm/m. Salienta-se porém que a armadura preconizada deverá ser também condicionada pelas verificações de ELU de flexão, torção e esforço transversal do tabuleiro, na direcção longitudinal.

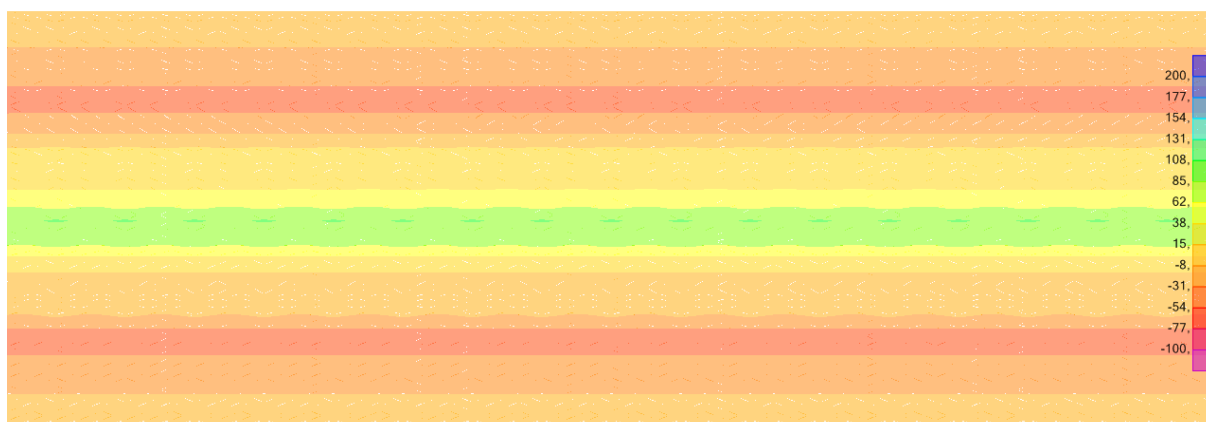
#### 4.3.2 Estado Limite de abertura de fendas

Para a verificação da fendilhação, adoptou-se como critério que a abertura de fendas não deveria exceder 0,30 mm para a combinação frequente de acções.

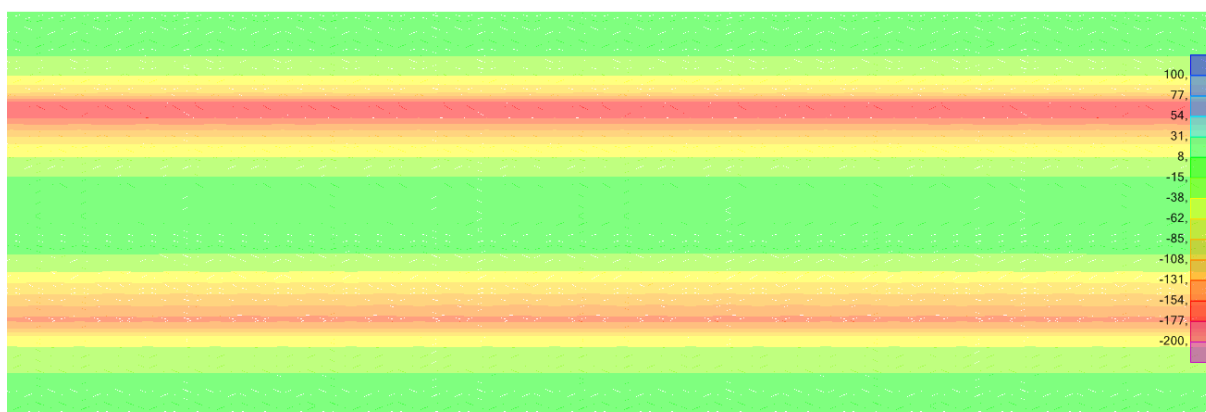
Nas Figura 10 e Figura 11 são apresentados os esforços para a combinação de acções frequente, referentes à flexão do banzo superior do tabuleiro na direcção transversal, para as combinações condicionantes para a análise da secção sobre a alma e da secção a  $\frac{1}{2}$  vão da laje interior do caixão, respectivamente. O esforço máximo de flexão transversal do banzo superior na secção sobre a alma do caixão é de 150 kNm/m, sendo que o momento de fendilhação é de 210kNm/m. O esforço máximo de flexão transversal do banzo superior na secção a  $\frac{1}{2}$  vão da laje interior do caixão é de 89kNm/m. A este nível de momento flector, e tendo em consideração a armadura adoptada no ponto anterior, corresponde uma abertura de fendas de 0.27mm.

No que se refere à flexão do banzo inferior do tabuleiro, na direcção transversal, o momento flector condicionante é 154 kNm/m na zona com maior espessura, sendo que o momento de fendilhação é de 911kNm/m. Na restante extensão da ponte o momento actuante é de 35 kNm/m e o momento de fendilhação é de 37kNm/m.





**Figura 10 - Diagrama de momento flector transversal**  
(valores condicionantes para o apoio na alma, combinação frequente)



**Figura 11 - Diagrama de momento flector transversal**  
(1/2 vão da laje de tabuleiro, combinação frequente)



## 5 ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO

### 5.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

No âmbito do método dos avanços sucessivos, será expectável que surjam momentos negativos importantes sobre a secção de apoio nos pilares, resultantes do sistema estrutural em consola para o tabuleiro durante a construção. Neste contexto, a secção em caixão de betão armado e pré-esforçado é correntemente adoptada em conjunto com o método dos avanços sucessivos, pois permite garantir a capacidade resistente necessária sobre o apoio (aumento da altura da secção) e controlar as tensões de compressão que se desenvolvem no banzo inferior (aumento da espessura da laje inferior).

Para otimizar o peso próprio da estrutura, adopta-se uma altura variável no caixão. Para vigas contínuas em caixão de altura variável, é comum adoptar valores de esbelteza entre 12 a 20 sobre o apoio, e 33 a 50 no vão, de acordo com a monografia editada pelo IABSE “Concrete Box Girder Bridges”, da autoria de J. Schlaich e H. Scheezy (1982). Para o caso aqui apresentado, optou-se por adoptar uma altura sobre o apoio de 7m ( $L/h = 19.3$ ), a qual sofre uma variação parabólica até um valor de 3m no vão ( $L/h = 45$ ). Este valor é também adoptado nas carlingas de apoio nos encontros. As restantes dimensões da secção transversal foram definidas tendo em conta valores comuns para soluções de natureza semelhante e tendo em consideração a área necessária à passagem de cabos de pré-esforço, particularmente na região do banzo superior sobre as almas.

### 5.2 MODELO NUMÉRICO

A validação do pré-dimensionamento foi realizada através da implementação de um modelo de pórtico espacial, composto por elementos de barra que simulam o tabuleiro e os pilares. Considerou-se, para a análise da solução, o traçado rodoviário em planta e perfil longitudinal e a distribuição de vãos 90 + 160 + 180 + 160 + 135 + 75, ilustrada na Figura 12. O modelo foi desenvolvido no programa RM Bridge V8.i, o qual permite simular o faseamento construtivo da obra e determinar de forma integrada os esforços e deformações associados ao comportamento diferido dos materiais. Para o cálculo do comportamento de retracção e fluência do betão foram considerados os parâmetros definidos em 2.1.4.

No Quadro 2 são resumidas as propriedades mecânicas da secção transversal considerada nesta solução, correspondente a um caixão de altura variável, equivalente a 4.5 m na zona das aduelas de fecho e junto aos encontros, 7.5 m sobre o pilar P1, 11.0 m sobre os pilares P2 e P3, 9.0 m sobre o pilar P4 e 7.0 m sobre o pilar P5.

Na modelação do processo construtivo considerou-se o comprimento das consolas idealizado e que se representa nas peças desenhadas. O efeito da fluência no tabuleiro, após o fecho da aduela central, foi efectivamente incluído no modelo.

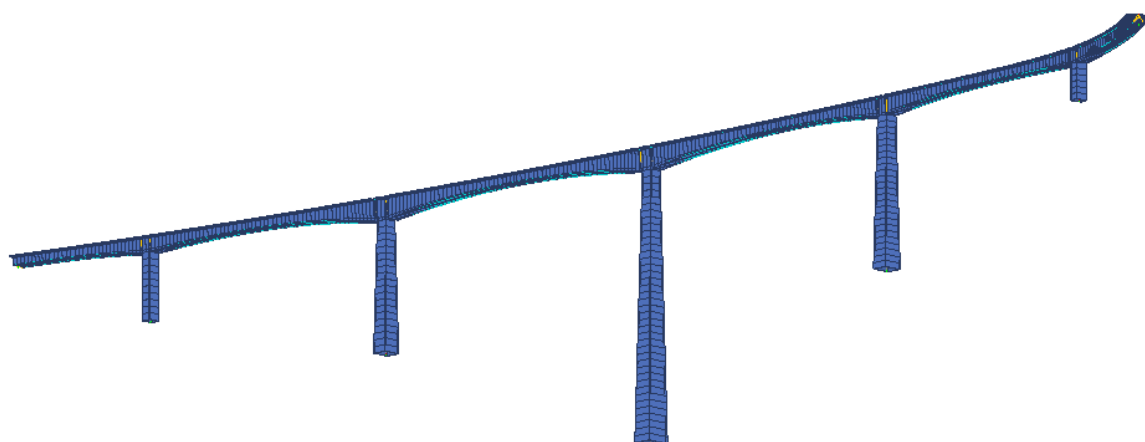


Figura 12 - Modelo de análise longitudinal do tabuleiro

Quadro 2 - Propriedades mecânicas da secção transversal

Secção	A (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	W <sub>yy.sup</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>yy.inf</sub> (m <sup>3</sup> )
Vão / Encontros	10.16	50.3	30.0	98.5	16.40	11.25
Apoio P1	17.45	137.2	147.5	131.3	35.72	43.76
Apoio P2/P3	21.15	228.1	378.0	154.6	61.11	78.52
Apoio P4	18.46	175.7	226.5	140.2	46.00	55.57
Apoio P5	17.11	124.3	125.2	128.2	32.44	39.87

### 5.2.1 Pré-dimensionamento do pré-esforço

O pré-dimensionamento do pré-esforço no caixão do tabuleiro foi realizado através da verificação do Estado Limite de Descompressão, quer para as diferentes fases de construção do tabuleiro, quer para a envolvente de esforços obtida para a combinação de acções quase-permanente, com a sobrecarga rodoviária como acção variável base.

O programa contabiliza as perdas imediatas e diferidas associadas ao pré-esforço. Para as perdas imediatas (atrito nas armaduras, reentrada de cunhas e deformação instantânea do betão), o módulo de elasticidade do betão é determinado para a idade designada (7 dias) e os restantes cálculos são realizados de acordo com a metodologia preconizada na NP EN 1992-1-1:2010. Consideraram-se os seguintes parâmetros:



- $P'_{0, \text{cordão}} = 0.75 \times 1860 \times 1.50 \text{ cm}^2 = 209.25 \text{ kN}$
- $\mu = 0.20$ .....(coeficiente de atrito)
- $k = 0.002 \text{ rad/m}$ .....(desvio angular parasita)
- $w = 0.005 \text{ m}$ .....(reentrada de cunhas)
- Aço de baixa relaxação.

No Anexo 1 apresentam-se os diagramas de tensões nas fibras extremas do tabuleiro para diferentes etapas do processo construtivo, bem como para a envolvente de esforços correspondente à combinação de ações quase-permanente durante a fase de exploração.

Estima-se serem necessários 764 cordões de 15.7mm sobre os apoios nos pilares P1 e P4, 1096 cordões de 15.7mm sobre os apoios em P3 e P4, e 716 cordões de 15.7mm no apoio sobre o pilar P5. Relativamente à face inferior do tabuleiro, estudou-se ainda a necessidade de adoptar um total de 192 cordões no primeiro vão de extremidade (90m), 336 cordões nos vãos seguintes de 160m, 432 cordões no vão central de 180m, 240 cordões no quinto vão (135m) e 96 cordões no último vão (75m). Resulta uma taxa de pré-esforço de 54.6 kg/m<sup>2</sup>.

Considerou-se ainda importante controlar as tensões que se desenvolvem no betão durante a fase de exploração. Relativamente ao Estado Limite de Fendilhação, apresentam-se, no Anexo 1, os diagramas envolventes das tensões nas fibras extremas do caixão, verificando-se que o valor de  $f_{ctm}$  não é excedido. Verifica-se ainda, através da combinação característica, que a máxima tensão de compressão não excede um valor de  $0.40f_{ck}$ , equivalente a 16.0 MPa.

### 5.3 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

Para a verificação do Estado Limite Último de Flexão utilizou-se a ferramenta de cálculo disponibilizada no RM Bridge V8.i, o qual permite obter a envolvente de momento flector resistente positivo e negativo para as armaduras passivas e activas preconizadas.

No Anexo 1 apresenta-se a comparação entre a envolvente de momento flector positivo e negativo no tabuleiro e os correspondentes momentos resistentes em cada secção, considerando apenas os cabos de pré-esforço. É possível concluir, a partir destes resultados, que a verificação do Estado Limite Último de Flexão é cumprida considerando apenas as armaduras activas. Naturalmente, será necessário dispor de armaduras passivas para controlo de fendilhação e verificação do Estado Limite Último de Esforço Transverso e Torção.

### 5.4 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO E TORÇÃO

Esta verificação é bastante relevante na validação da dimensão adoptada para as almas do caixão. Pretende-se dimensionar a quantidade de armadura transversal necessária à verificação do ELU respectivo e qual o valor da compressão nas bielas inclinadas. A verificação apresentada em seguida foi realizada de acordo com as especificações das secções 6.2 e 6.3 da NP EN 1992-1-1:2010.



Tendo em conta o pré-esforço aplicado no caixão, optou-se por considerar um ângulo da biela de 25°. Procurou-se obter, para esta verificação, o valor mais condicionante da combinação entre esforço transversal e momento torsor. Para o vão de 180m, obteve-se os seguintes esforços de dimensionamento, determinados a uma distância inferior a  $z \cdot \cot \theta$  da linha média do apoio:

- $V_{sd} = 34542.6 \text{ kN}$
- $T_{sd} = 974.7 \text{ kN.m}$

Para obter a máxima força instalada na alma do caixão é necessário calcular a tensão tangencial devida ao momento torsor circular, de acordo com o disposto em 6.3.2 da NP EN 1992-1-1:2010. Admite-se no cálculo seguinte que a área delimitada pela linha média das almas e da laje superior e inferior do caixão, incluindo a área oca interior,  $A_k$ , é aproximadamente  $64.85 \text{ m}^2$  e que a dimensão da alma,  $d_{alma}$ , é cerca de 10.40 m. Assim, o valor do esforço de cálculo numa alma é o seguinte:

$$V_{Ed} = \frac{34542.6}{2} + \frac{974.7}{2 \times 64.85} \times 10.4 = 17349.5 \text{ kN}$$

Para a verificação da compressão nas bielas inclinadas optou-se por desprezar a contribuição do estado de tensão no banzo comprimido ( $\alpha_{cw}$  unitário) e considerou-se uma espessura nominal da alma de 0.40m. O valor obtido para  $V_{Rd,max}$  é:

$$V_{Rd,max} = 0.40 \times 0.9 \times 10.5 \times 0.6 \left[ 1 - \frac{40}{250} \right] \times \frac{40000}{1.5} \times \frac{1}{\cot 25^\circ + \tan 25^\circ} = 19458.8 \text{ kN}$$

Relativamente ao cálculo da armadura de esforço transversal, apresenta-se em seguida o cálculo efectuado. O valor de armadura calculado deverá ser cumprido utilizando dois ramos por estribo em cada alma, pelo que poder-se-á adoptar uma solução com  $\Phi 16/0.10$  com 2 ramos.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{17349.5}{0.9 \times 10.5 \times \cot 25^\circ \times 500000 / 1.15} = 19.69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Relativamente ao último apoio, sobre o pilar P5, haverá que considerar que o traçado curvo em planta introduz um momento torsor importante, como se apresenta no diagrama constante do Anexo 1. Neste caso, consideram-se os seguintes esforços de dimensionamento:

- $V_{sd} = 23598.7 \text{ kN}$
- $T_{sd} = 69866.8 \text{ kN.m}$

Neste caso, adoptaram-se os seguintes valores de cálculo:  $A_k = 41.56 \text{ m}^2$ ;  $d_{alma} = 6.35 \text{ m}$ , de que resulta o seguinte cálculo:

$$V_{Ed} = \frac{23598.7}{2} + \frac{69866.8}{2 \times 41.56} \times 6.35 = 17136.9 \text{ kN}$$

No sentido de garantir a verificação de segurança associada ao Estado Limite Último de esforço transversal e torção, será necessário considerar um espessamento das almas do caixão para 0.60m na



região sobre o pilar P5. Assim, a capacidade de compressão da biela inclinada na alma mais condicionante será:

$$V_{Rd,max} = 0.60 \times 0.9 \times 6.5 \times 0.6 \left[ 1 - \frac{40}{250} \right] \times \frac{40000}{1.5} \times \frac{1}{\cotg 25^\circ + \tg 25^\circ} = 18068.8 \text{ kN}$$



## 6 PILARES E FUNDAÇÕES

### 6.1 LIGAÇÃO À SUPERESTRUTURA

Na ligação entre pilares e superestrutura, considerou-se a possibilidade de a mesma ser monolítica, ou com recurso a aparelhos de apoio do tipo panela, com ou sem restrição de deslocamentos no plano horizontal (fixos, unidireccionais, multidireccionais). A decisão entre as várias opções foi tomada de acordo com a verificação dos critérios de fendilhação nas secções extremas dos pilares, para os efeitos das acções lentas, procurando-se aproximar o centro de rigidez da estrutura dos pilares centrais.

Nos encontros foram considerados apoios multidireccionais com batentes sísmicos na direcção transversal. Os tipos de ligações e as tensões condicionantes nas extremidades de cada pilar encontram-se representadas no Quadro 3.

Quadro 3 - Ligação entre pilares e tabuleiro e valor da tensão calculado para as secções extremas

Pilar	Direcção longitudinal	Direcção transversal	$\sigma_{base}$ (kPa)	$\sigma_{topo}$ (Kpa)
1	d	f	-5417	0
2	e	e	-4597	-951
3	e	e	-3617	-4839
4	e	e	-3217	1345
5	d	f	-4102	0
d – apoio móvel; f – apoio fixo; e – encastramento				

### 6.2 ANÁLISE DOS PILARES

#### 6.2.1 Fase construtiva

Para esta fase foram considerados três cenários acidentais, susceptíveis de provocar o colapso da estrutura, que se referem ao instante imediatamente anterior à betonagem da aduela de fecho do pilar P3. Apresenta-se em seguida os vários cenários e os esforços relevantes que resultam das várias combinações (Quadro 4, Quadro 5 e Quadro 6, respectivamente):



CENÁRIO 1: Queda de equipamento na movimentação final

- Consola mais pesada de um lado da estrutura (diferença considerada de 4% do PPE do tabuleiro);
- Sobrecarga construtiva colocada apenas numa das consolas;
- Queda de um carro de avanços na fase final, originando uma acção vertical afectada por um coeficiente dinâmico de 2;

**Quadro 4 - Esforços resultantes do cenário 1**

$M_{sd,y}$ (KNm)	132000
$N_{sd}$ topo do pilar (KN)	66347
$N_{sd}$ base do pilar (KN)	128145

CENÁRIO 2: Vento transversal intenso

- Vento transversal para um período de retorno de 5 anos (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**)

**Quadro 5 - Esforços resultantes do cenário 2**

$M_{sd,y}$ (KNm)	882980
$V_{sd,y}$ (KN)	7841
$N_{sd}$ base do pilar (KN)	128145

CENÁRIO 3: Vento transversal intenso em apenas uma das consolas

- Vento transversal em apenas uma das consolas para um período de retorno de 5 anos (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**)

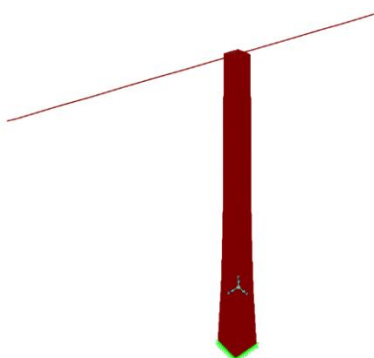
**Quadro 6 - Esforços resultantes do cenário 3**

$T_{sd}$ (KNm)	101934
$M_{sd,y}$ (KNm)	681277
$V_{sd,y}$ (KN)	5046
$N_{sd}$ base do pilar (KN)	128145





Para avaliar as frequências e os respectivos modos de vibração do pilar P3, na fase construtiva, foi ainda implementado um modelo numérico no *software* SAP2000 (Figura 13), composto por elementos de barra para simular o tabuleiro e elementos de casca para simular o pilar. A fundação foi modelada através de restrições nodais, tendo-se assumido um comportamento encastrado.



**Figura 13 - Modelo de análise do pilar P3 para análise de situações acidentais durante a fase construtiva**

Assumiu-se, neste Estudo Prévio, que seria possível desprezar os efeitos de ressonância da acção do vento para frequências acima de 0.2 Hz. Para tal, verifica-se que esse limite de frequência apenas é respeitado quando ainda faltam executar quatro aduelas. Com o subsequente aumento do peso da estrutura, associado à betonagem das últimas aduelas da consola de 88.0m, as frequências naturais do pilar P3 descem para valores inferiores a 0.2 Hz. Esta situação sugere a necessidade de ser considerado um sistema de tirantes que vise estabilizar o elemento vertical durante esta fase construtiva. Contudo, a análise realizada ao nível deste Estudo Prévio permite concluir quanto à necessidade de realizar uma avaliação mais detalhada do comportamento do pilar durante a fase construtiva, nomeadamente no que se refere à sua resposta dinâmica na presença da acção do vento.

**Quadro 7 - Frequências dos três primeiros modos de vibração do Pilar P3, quando faltam betonar quatro aduelas (fase construtiva)**

1º modo (Longitudinal)	2º modo (Transversal)	3º modo (Torsional)
0.20 Hz	0.21 Hz	0.26 Hz

### 6.2.2 Fase de exploração

Para a análise dos pilares nesta fase foram tidos em consideração os seguintes aspectos: (i) o nível de tensões de compressão para uma situação de serviço; (ii) os modos de vibração da estrutura e respectivas frequências; (iii) os esforços para a verificação do Estado Limite Último de flexão, tendo em conta os efeitos de 2ª ordem no pilar.



Para o efeito foi considerado um modelo de pórtico espacial, composto por elementos finitos de barra que simulam as propriedades mecânicas e materiais do tabuleiro e dos pilares, que se ilustra na Figura 14.

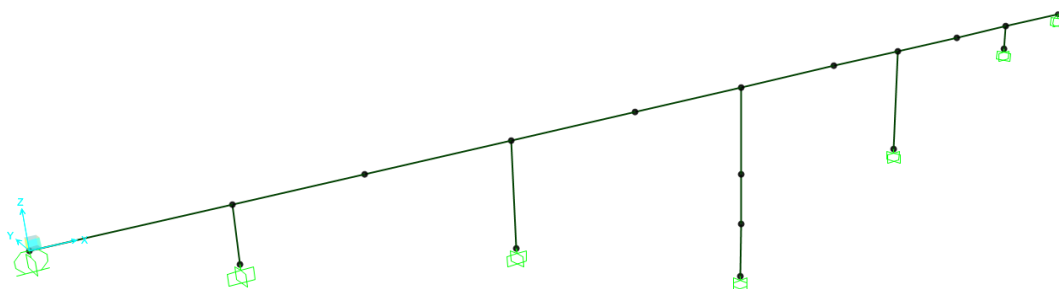


Figura 14 - Modelo de análise da infra-estrutura, durante a fase de exploração

Relativamente ao primeiro aspecto anteriormente mencionado, a aferição das tensões de compressão máximas foi realizada para a combinação frequente de acções, de acção variável base vento. Concluiu-se que o pilar condicionante seria P2, tendo-se registado um valor máximo de 10.8 MPa na sua secção de base, junto à fundação.

Através de uma análise modal, verificou-se que a ponte apresenta um primeiro modo de vibração com deslocamentos segundo a direcção transversal (0.26 Hz) e um segundo modo com deslocamentos segundo a direcção longitudinal (0.37 Hz). A análise modal foi fundamental na determinação dos esforços para a acção sísmica, a partir dos espectros de resposta (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). Para a última considerou-se que as componentes horizontais da acção sísmica actuam simultaneamente, tendo-se recorrido à combinação quadrática, preconizada na NP EN 1998-1:2010.

Para a verificação de Estado Limite Último de flexão, procurou-se em primeiro lugar determinar os esforços através de uma análise geometricamente não-linear. A não-linearidade física do material e o comportamento diferido do material foram igualmente considerados, de forma simplificada, através de uma redução da inércia em 50%. Prevê-se contudo a necessidade de considerar modelos de análise mais refinados nas fases subsequentes do projecto, sobretudo no sentido de refinar a análise do comportamento não-linear físico do betão e da influência da fluência. No Quadro 8 encontram-se os esforços de 1ª e 2ª ordem determinados para o pilar P3, podendo-se verificar um aumento estimado de 3.9% do momento flector na base.

Os valores de dimensionamento para a secção de base dos pilares, para as combinações relevantes, apresentam-se no Quadro 9.



**Quadro 8 - Esforços de 1ª e 2ª ordem no pilar (combinação fundamental – acção var. base vento)**

Pilar	M <sub>sd,1</sub> (KNm)	M <sub>sd,2</sub> (KNm)	Diferença (%)
P3	786635	818839	3.9

**Quadro 9 - Esforços estimados na secção de base de cada pilar**

Pilar	Vento transversal					Sismo 2.5				
	M <sub>x</sub> (KNm)	M <sub>y</sub> (KNm)	N (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KNm)	M <sub>y</sub> (KNm)	N (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)
1	97689	0	-89784	3410	0	45482	0	-63471	1484	0
2	514941	53351	-138754	8636	2163	118013	231944	-100107	1870	6219
3	812839	83356	-193996	8483	1211	218288	215828	-140466	1905	2616
4	471495	24473	-120666	7046	952	113743	156790	-87196	1570	3592
5	67334	0	-72574	3891	0	19531	0	-51244	1087	0
	x – direcção longitudinal; y direcção transversal									

A verificação de segurança foi realizada de acordo com as disposições presentes na EN 1992-2:2005 e NP EN 1992-1-1:2010. No que diz respeito à armadura longitudinal, preconiza-se para todos os pilares, e em cada face, uma fiada de varões  $\Phi 20$  espaçados de 30 cm, que corresponde a uma taxa de armadura de aproximadamente 0.5% para os pilares de menor dimensão. A respeito da armadura transversal, que visa resistir à combinação dos esforços transversos com os esforços de torção, adoptaram-se, por alma, dois ramos de varões  $\Phi 10//0.20$ .

### 6.3 FUNDAÇÕES

As dimensões adoptadas para as sapatas tiveram em consideração três aspectos, nomeadamente (i) o respeito pelas condições de rigidez, (ii) o valor máximo de tensão admissível no solo e (iii) o nível de armaduras ordinárias. Os esforços foram obtidos através do modelo numérico utilizado para os pilares,

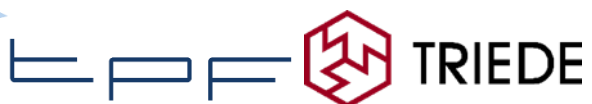


já descrito na secção anterior. Para a aferição do nível de tensão no solo foi utilizado um modelo com distribuição linear de tensões, considerando-se a combinação característica de acções. A tensão no solo foi limitada a 800 kPa, mas este valor deverá ser confirmado após realização de prospecção geológica e geotécnica. Para o cálculo das armaduras utilizaram-se os modelos clássicos de escoras e tirantes e admitiu-se uma distribuição uniforme de tensão na zona carregada.

As dimensões das sapatas, a tensão máxima no solo para a combinação de acções condicionante e a armadura ordinária necessária, estão representados no Quadro 10.

**Quadro 10 - Dimensões das sapatas, tensão de verificação do solo, e armadura ordinária de cálculo**

Pilar	A (m)	B (m)	H (m)	$\sigma_{\text{solo}}$ (Kpa)	$A_{sx}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sy}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sx}$ (adoptado)	$A_{sy}$ (adoptado)
1	10	11	2,5	764	42,74	42,88	3Φ20//0.2	3Φ20//0.2
2	13	15	3.5	786	50,14	91,20	2Φ20//0.15 + Φ20//0.3	Φ32//0.15 + 2Φ25//0.2
3	17	17	3.5	798	35,07	81,91	2Φ20//0.2 + Φ20//0.3	Φ32//0.15 + 2Φ25//0.2
4	13	15	3.5	740	45.45	86.53	3Φ20//0.2	Φ32//0.15 + 2Φ25//0.2
5	10	11	2.5	786	50,48	41,25	2Φ20//0.15 + Φ20//0.3	3Φ20//0.2
<p>A – Dimensão da sapata segundo x; B – Dimensão da sapata segundo y; H – Altura da sapata</p>								



EN / ER 218 - PONTE SOBRE O RIO MAÇAS E  
ACESSOS  
ESTUDO PRÉVIO  
P8 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS  
ESTRUTURA E FUNDAÇÕES  
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

---

**ANEXOS**



## ANEXO 1

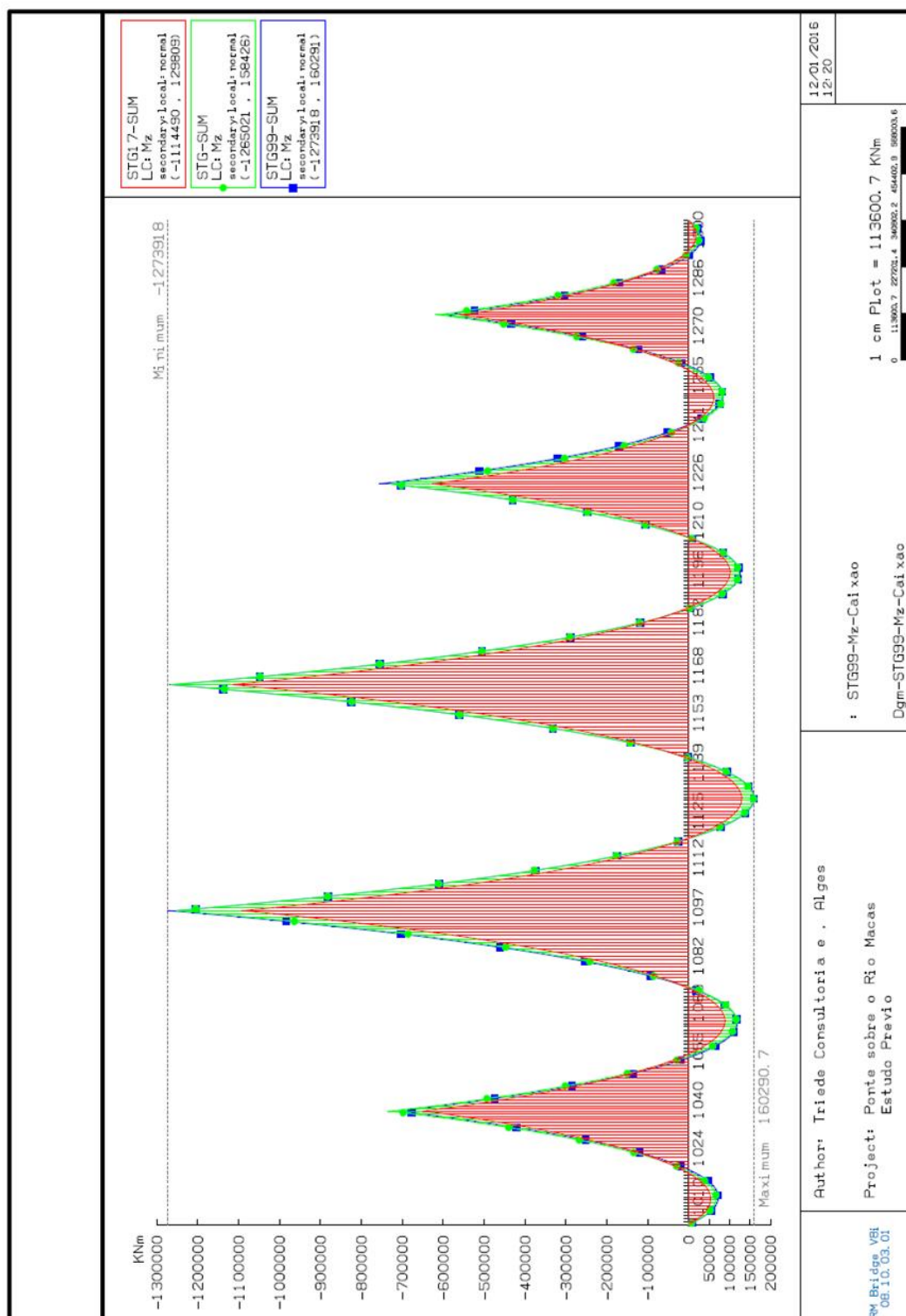
---

### ANÁLISE LONGITUDINAL (DIAGRAMAS DE ESFORÇOS E TENSÕES)



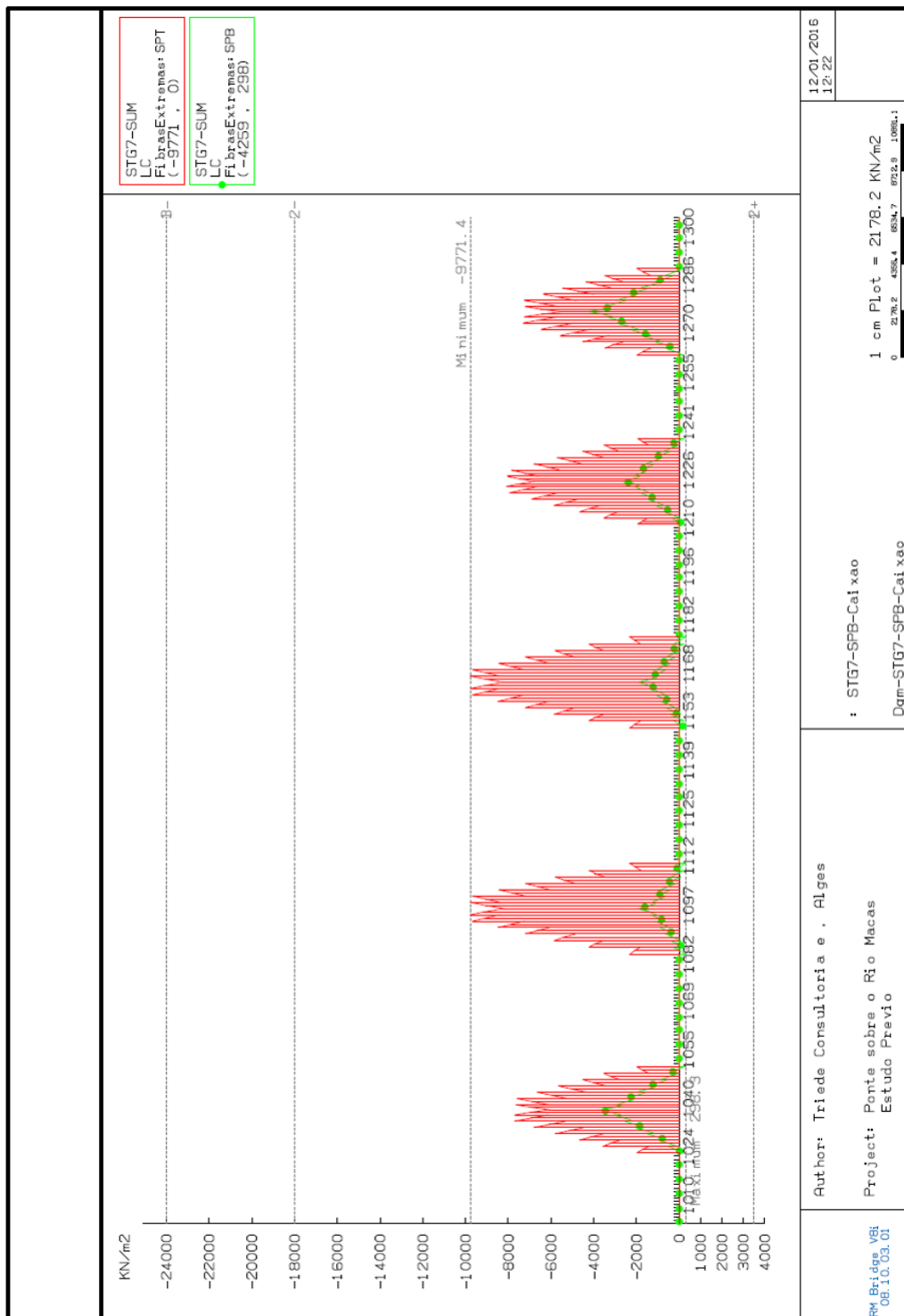
ANEXO 1 (1/9)

Momento flector: fecho das consolas (STG15-SUM), a curto (STG-SUM) e longo prazo (STG99-SUM)





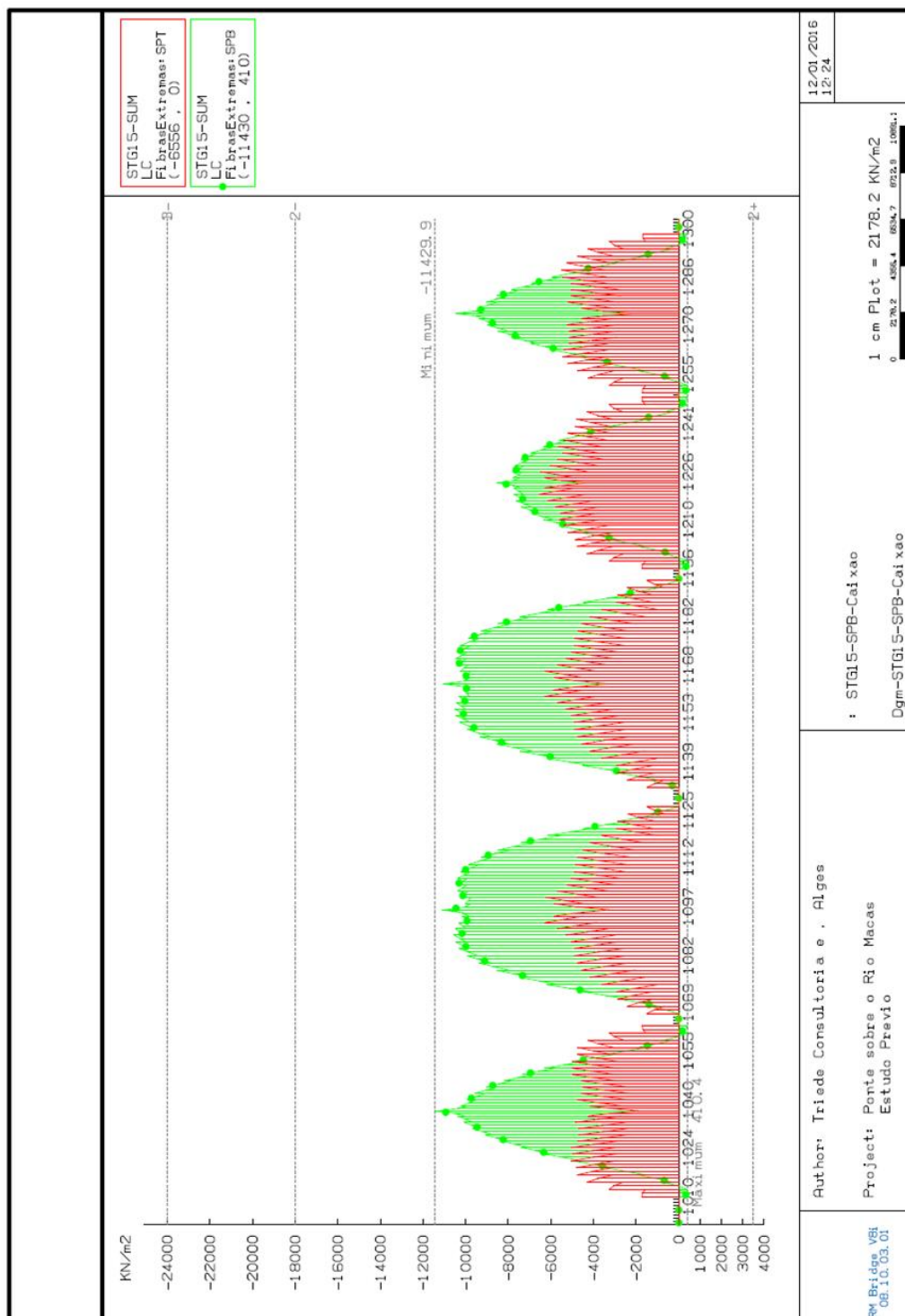
Betonagem da Aduela 7 ..... Tensões nas fibras extremas





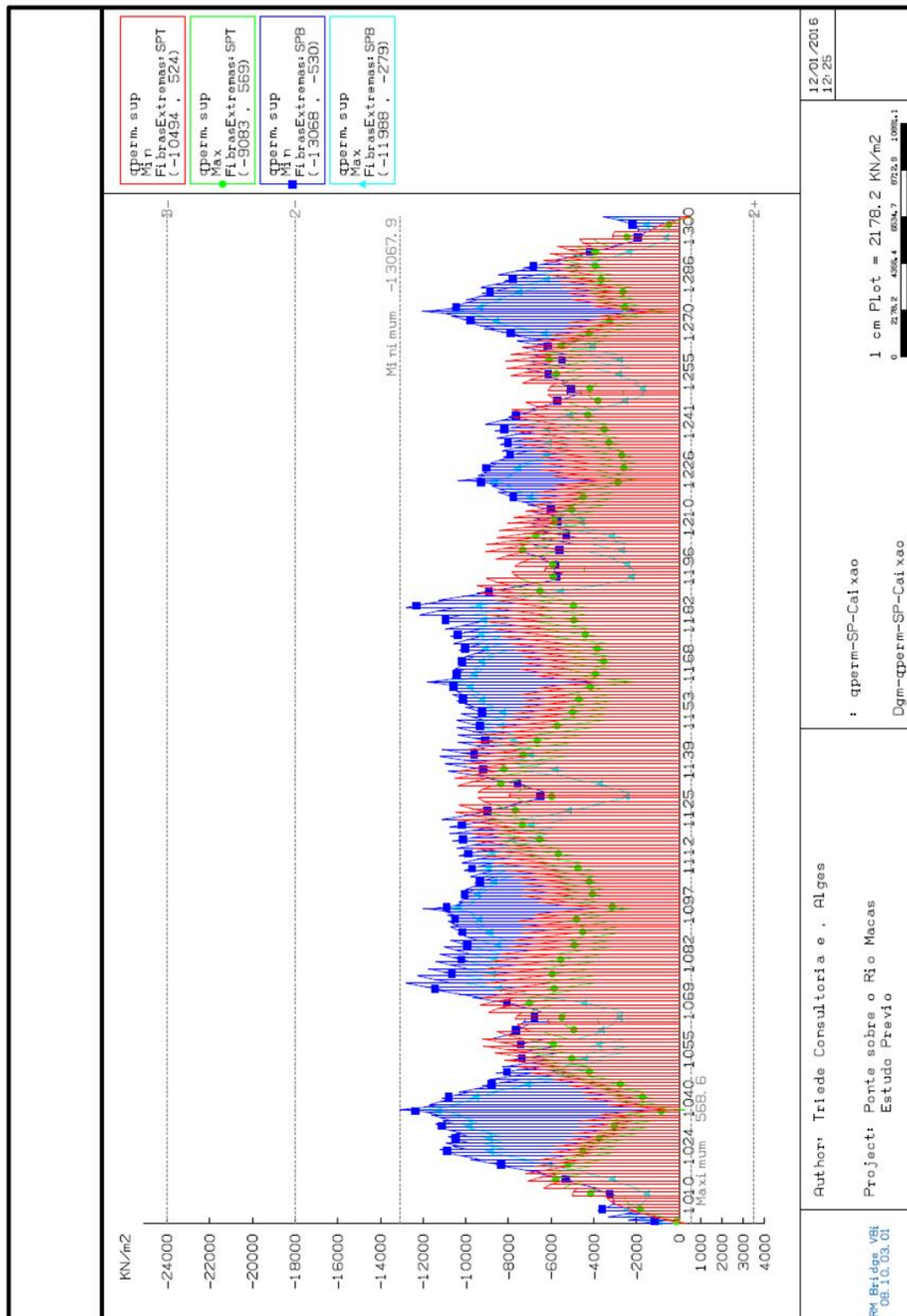


Consola antes da execução da aduela de fecho ..... Tensões nas fibras extremas



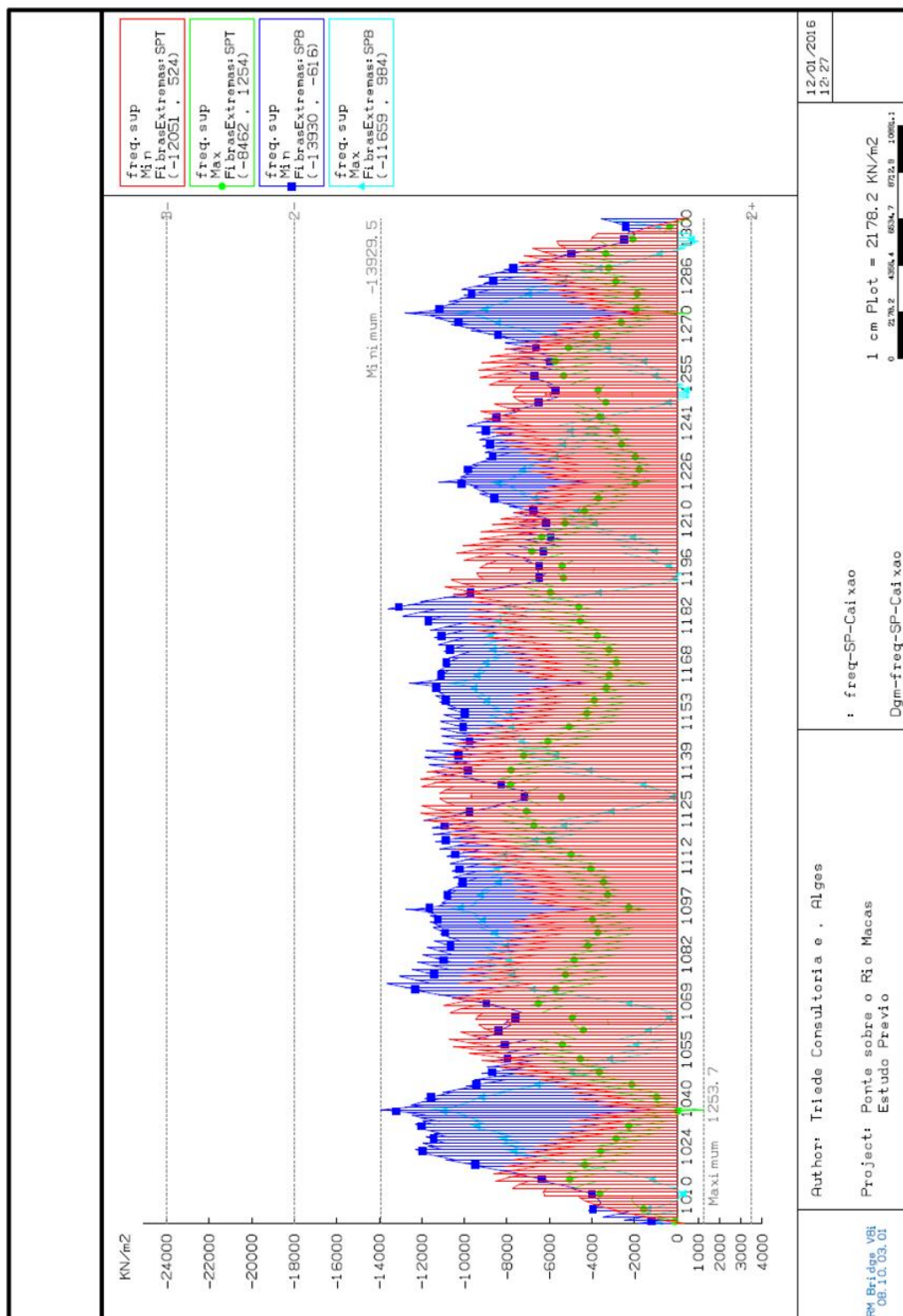


Combinação quase-permanente ..... Tensões nas fibras extremas (envolvente)



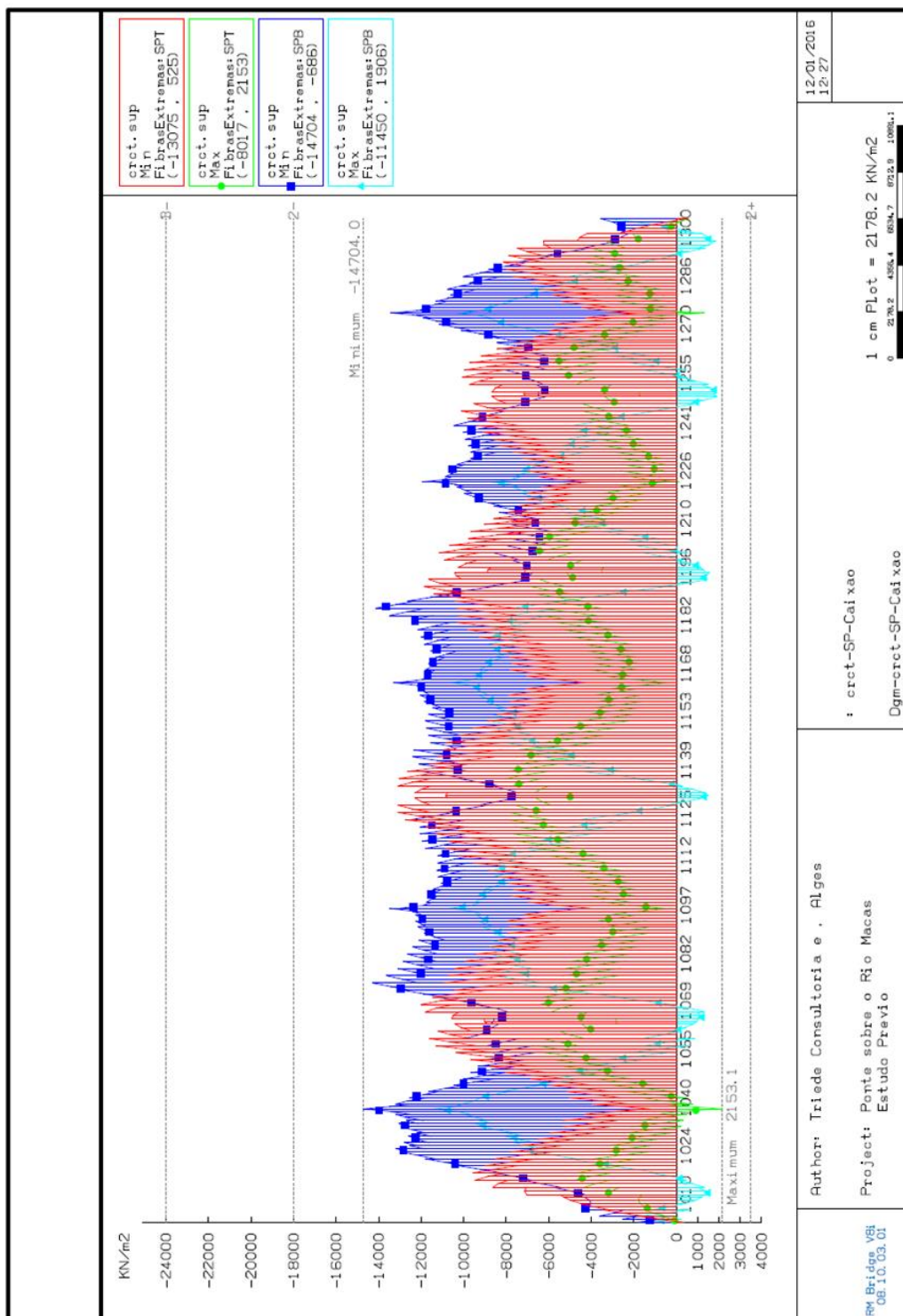


Combinação frequente ..... Tensões nas fibras extremas (envolvente)





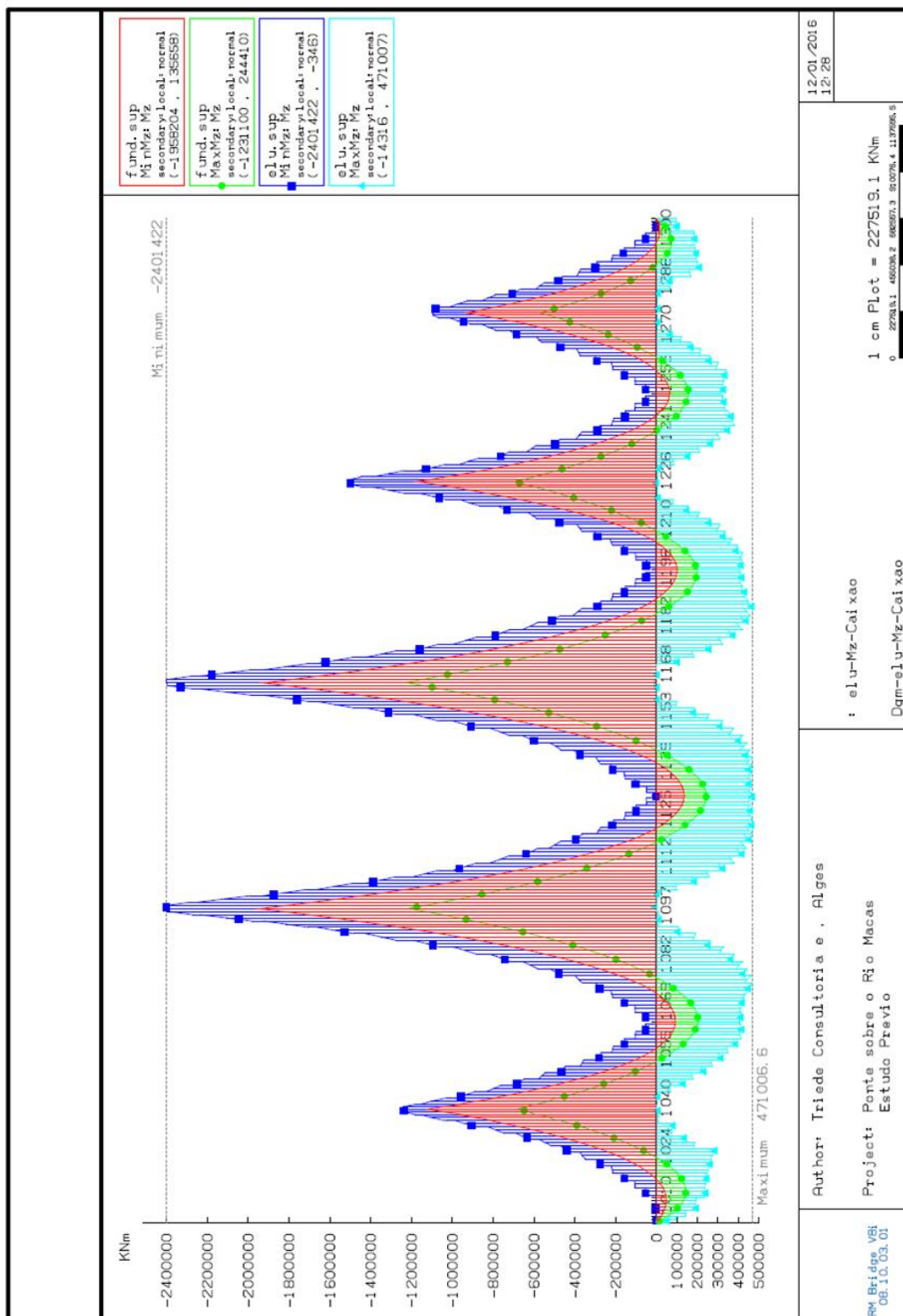
Combinação característica ..... Tensões nas fibras extremas (envolvente)





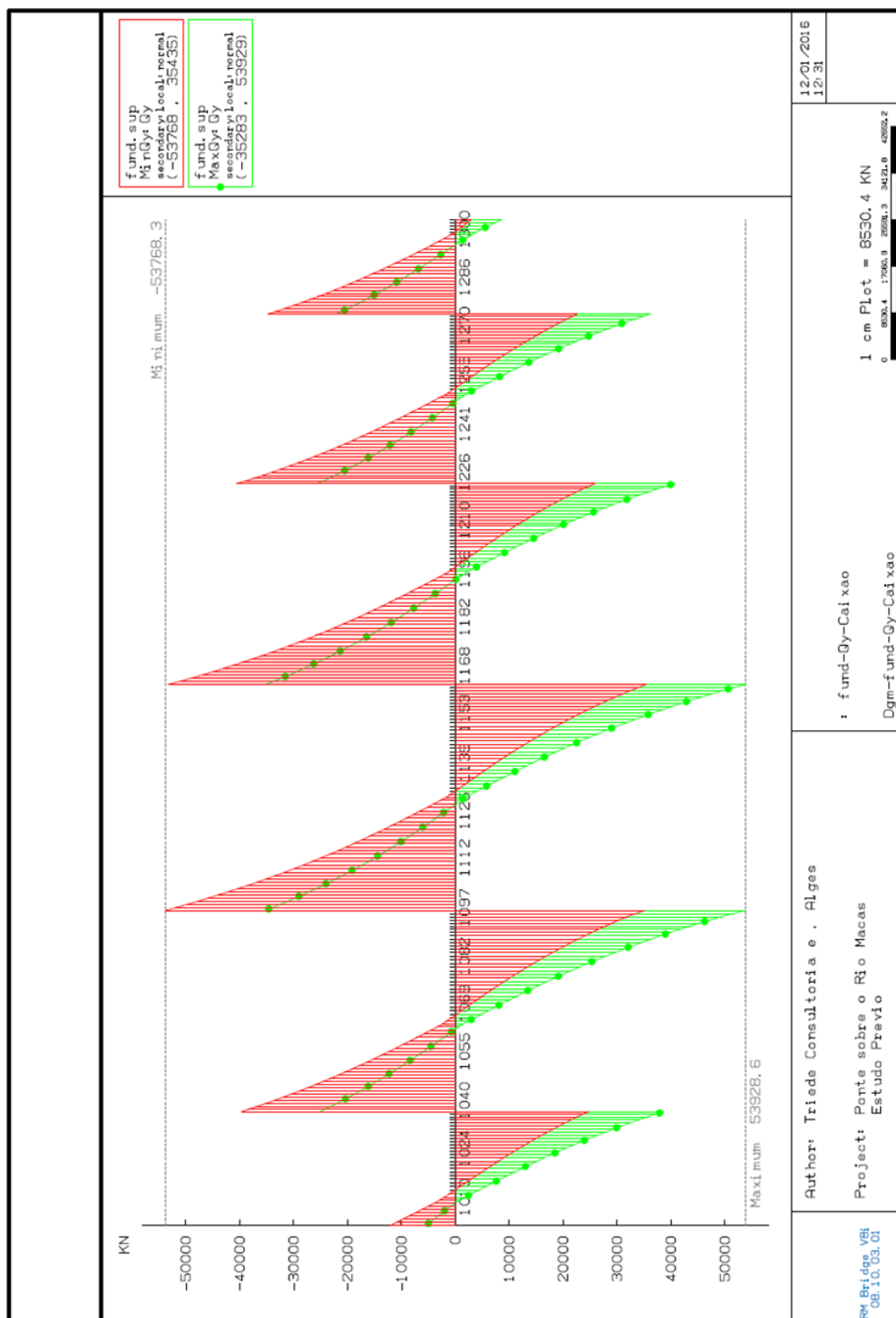


Combinação fundamental (ELU) .....Momento flector



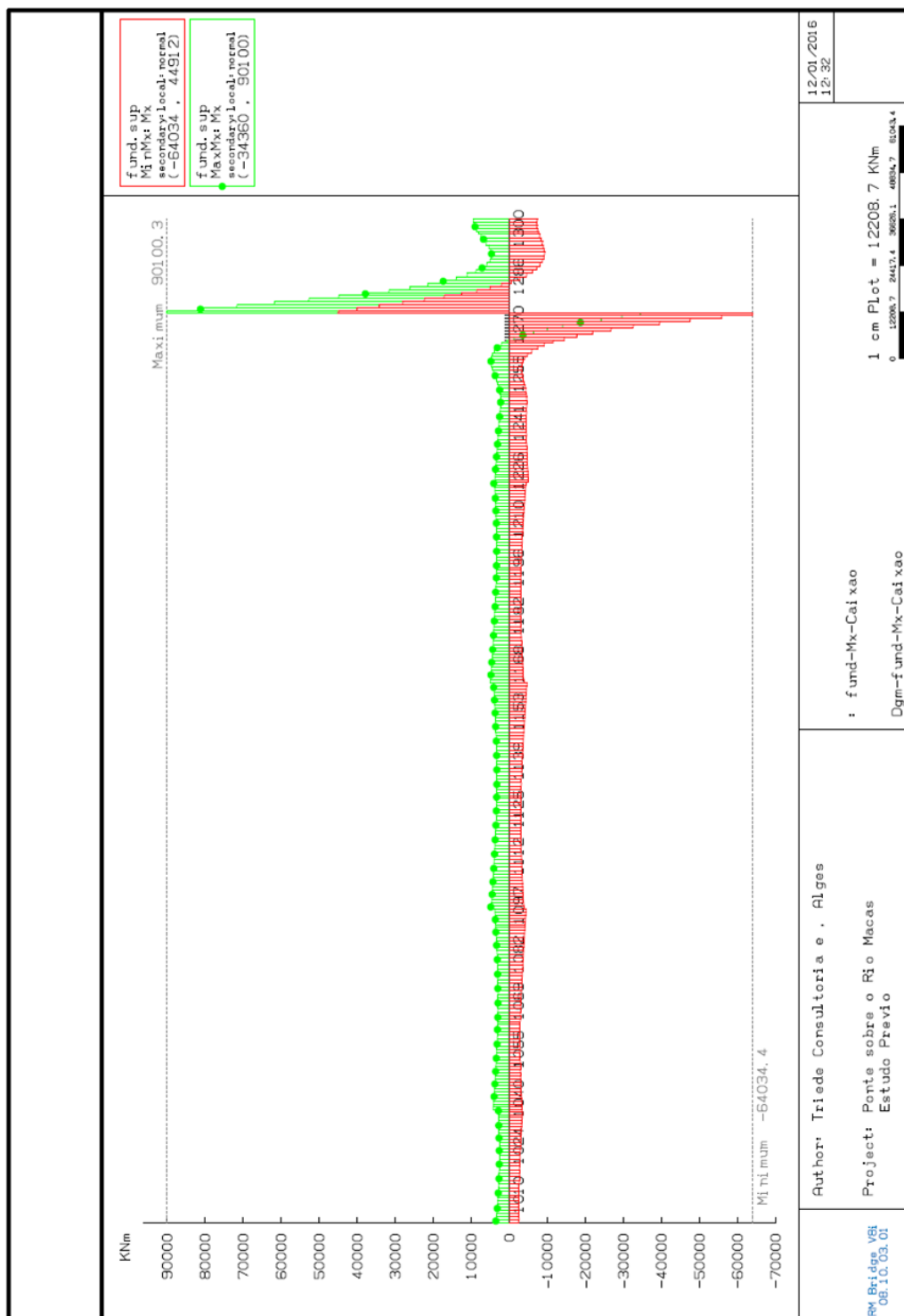


Combinação fundamental (ELU) ..... Esforço transverso





Combinação fundamental..... Mx (momento torsor)





TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.  
Rua Laura Alves, n.º 12 - 8º-1050-138 Lisboa, Portugal  
Tel. +351 218 410 400  
Fax +351 218 410 409  
[geral@tpf.pt](mailto:geral@tpf.pt)