

## MEMÓRIA DE CÁLCULO

### ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

A análise da estrutura foi realizada com base nos regulamentos europeus e nacionais, tendo sido utilizadas preferencialmente as normas do Eurocódigo 1 e, quando necessário, as normas do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

As acções consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as acções permanentes, as sobrecargas de utilização, as variações de temperatura uniforme e diferencial, a acção do vento e uma acção accidental, correspondendo esta à ocorrência de uma cheia.

Para a análise da estrutura foram estudadas as combinações permanente, correspondente à ponte acabada de construir, as combinações de curta e muito curta duração, para análise do Estado Limite de Serviço, duas combinações de carga parcial e uma combinação accidental.

Tabela 1 – Esforços máximos obtidos [kN]

Cabos	$N_{sd}^{max}$ [kN]	$N_{rd}$ [kN]
Superiores	11701	19250
Inferiores	8869	19250
Exteriores	6559	11235
Pendurais superiores	274	970
Pendurais inferiores	345	970
Pendurais laterais	941	970

Tabela 2 – Deslocamentos máximos obtidos [kN]

Combinação	$\Delta_{max}$ [cm]	$L / \Delta$
Frequente	19,9	1106
Rara	51,5	427
ELU	78,4	281

O Eurocódigo 3 recomenda que o valor limite dos deslocamentos verticais para pavimentos em geral não ultrapasse  $L/250$ . Observando a tabela 2 pode-se constatar que, mesmo para as combinações de Estado Limite Último, este valor nunca é atingido.



Fig.1 – Esforços axiais para a combinação permanente

### ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

O comportamento dinâmico correspondente à acção do vento e às vibrações induzidas por peões foi alvo de um estudo aprofundado. Para tal foi realizada uma análise modal para cada combinação de serviço considerada, uma vez que o estado de tensão dos cabos influencia a rigidez da estrutura e consequentemente as suas frequências próprias de vibração. Foram também consideradas várias

análises simplificadas do comportamento da estrutura e um estudo com um modelo dinâmico da acção de um grupo de peões.

Os modos próprios da ponte foram calculados tendo por base a matriz de rigidez resultante da análise geométrica não-linear, resultando uma frequência mínima do tipo vertical com o valor de 1,082Hz.



Fig.2 – Imagem do modo de frequência mais baixa (tipo vertical,  $f=1,082\text{Hz}$ )

Os valores de frequências próprias obtidos, sempre superiores a 1Hz, permitem não só dar validade à opção inicialmente considerada de representação da acção do vento através de cargas estáticas, como também concluir que a estrutura não irá apresentar problemas no que se refere à turbulência do vento.

Relativamente às vibrações induzidas por pessoas, é necessário avaliar as frequências próprias para as situações em que a ponte não se encontra repleta por pessoas e os peões podem circular livremente, ou seja, para a combinação permanente.

As principais frequências verticais obtidas para esta combinação encontram-se abaixo das frequências de excitação associadas ao acto de caminhar, sendo o 6º modo vertical, um modo sem grande relevância, aquele que apresenta o valor mais próximo da frequência de excitação vertical (2Hz).



Fig.3 – Imagem do 6º modo vertical da combinação permanente ( $f=1,937\text{Hz}$ )

As frequências próprias laterais da ponte apresentam por sua vez uma situação mais preocupante, sendo a primeira frequência lateral na combinação permanente de 1,133Hz, valor próximo da frequência de excitação horizontal (1Hz). No entanto este valor corresponde a um andar rápido, não sendo por isso tão solicitado quanto um andar normal.

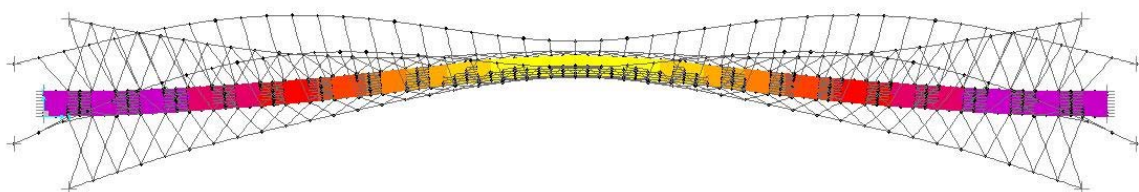


Fig.4 – Imagem do primeiro modo lateral da combinação permanente ( $f=1,133\text{Hz}$ )

Para o estudo com um modelo dinâmico da acção de peões na estrutura foi considerado um modelo de carga correspondente a um grupo de 8 a 15 peões caminhando de modo contínuo, representado por uma carga pontual aplicada no ponto mais gravoso de todo o tabuleiro. Esta carga é constituída por uma componente vertical e outra horizontal, devendo cada uma destas ser analisada separadamente.

$$F_{n,v} = 280 k_v(f_v) \sin(2\pi f_v t) [N] \quad F_{n,h} = 280 k_h(f_h) \sin(2\pi f_h t) [N]$$

Os valores de  $f_v$  e  $f_h$  a utilizar são as frequências próprias de vibração da estrutura mais próximas de 2Hz e 1Hz, respectivamente. Os coeficientes  $k_v(f_v)$  e  $k_h(f_h)$ , obtêm-se dos gráficos seguintes.

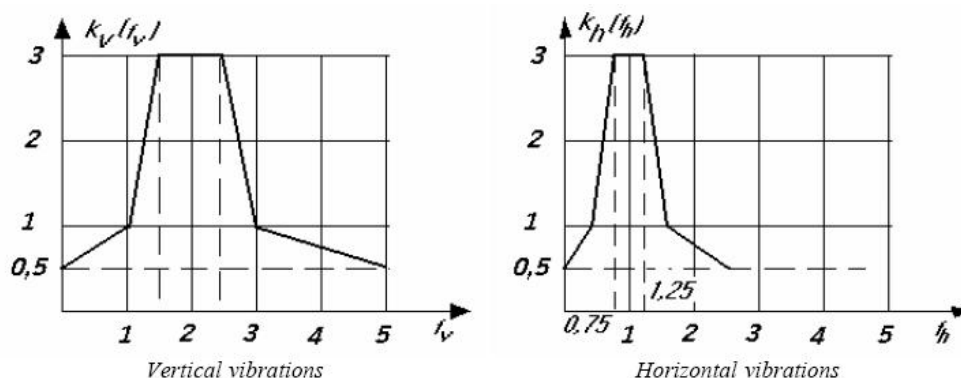


Fig.5 e Fig.6 - Gráficos para obtenção dos valores de  $k_v(f_v)$  e  $k_h(f_h)$

No que se refere aos pontos de aplicação desta acção dinâmica, foi considerado um ponto a meio vão e outro a um quarto de vão, tendo-se obtido uma aceleração máxima vertical de  $0,103\text{m/s}^2$  e uma aceleração máxima horizontal de  $0,018\text{m/s}^2$ , valores bastante inferiores aos limites indicados no Eurocódigo 1 para garantir o conforto dos utilizadores da ponte, nomeadamente,  $0,7\text{ m/s}^2$  para as vibrações verticais e  $0,15\text{ m/s}^2$  para as laterais.

## DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

### TABULEIRO

O pavimento adoptado, ripado de madeira tratada, requer elementos de suporte relativamente próximos que permitam o seu fixamento, condicionando assim a estrutura a adoptar. Para resolver esta questão considerou-se um tabuleiro em grelha constituído por longarinas afastadas no máximo de 62,5cm nas extremidades do tabuleiro, reduzindo-se este valor até meio vão, onde atinge o mínimo de 50cm. Estas longarinas recebem as cargas transmitidas ao pavimento e transmitem-nas às carlingas principais, que por sua vez, se encontram suportadas nas extremidades pelos pendurais.

O funcionamento desta estrutura foi estudado a partir de um troço reduzido do tabuleiro, constituído por três carlingas principais, simplesmente apoiadas nas extremidades e pelas longarinas que as ligam.

A selecção das secções a adoptar foi efectuada considerando as acções do peso próprio da estrutura e da sobrecarga de utilização indicada no Eurocódigo 1, verificando a capacidade resistente em Estado Limite Último e as deformações para a combinação frequente, limitando-as a  $L/500$ . A fim de facilitar a construção da estrutura optou-se por secções que possibilitam a união dos vários tramos através de ligações aparafusadas na extremidade de cada troço.

Este estudo serviu também para definir em 5m o espaçamento entre pendurais após terem sido avaliadas economicamente as hipóteses de 8m, 5m e 4m.

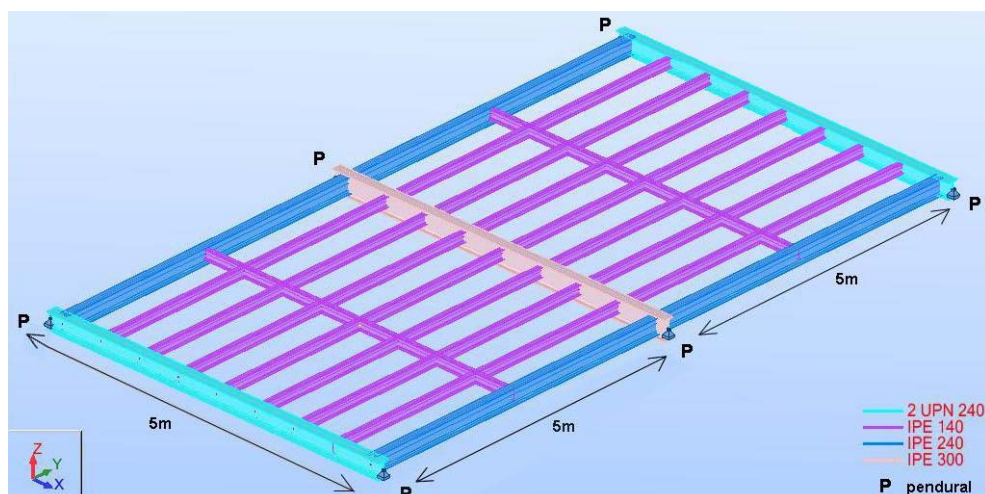


Fig.7 – Esquema de barras adoptado

A verificação das secções foi executada com o programa de cálculo Robot, segundo o Eurocódigo 3.

Tabela 3 – Verificação das secções com o programa Robot, segundo o EC 3

EC3 (EN 1993-1:2005) - Verificação das barras ( ELS ; ELU ) 1to12							
Resultados		Mensagens					
Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitaç	Caso	
1 Barra_1	OK 2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.23	3 ULS #/	
2 Barra_2	OK IPE 300	S 355	43.33	161.21	0.69	3 ULS #/	
3 Barra_3	OK 2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.23	3 ULS #/	
4 Barra_4	OK IPE 240	S 355	100.26	371.36	0.21	3 ULS #/	
5 Barra_5	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.21	3 ULS #/	
6 Barra_6	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS #/	
7 Barra_7	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.31	3 ULS #/	
8 Barra_8	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.32	3 ULS #/	
9 Barra_9	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.31	3 ULS #/	
10 Barra_10	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS #/	
11 Barra_11	OK IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.21	3 ULS #/	
12 Barra_12	OK IPE 240	S 355	100.26	371.36	0.21	3 ULS #/	

Para além do esquema representado na figura 7, considerou-se ainda um contraventamento do tipo cruz de Santo André constituído, por perfis L90 x 10mm entre cada carlinga principal.

### PILARES

O esforço axial actuante nos pilares foi calculado através do equilíbrio estático tridimensional no topo destes, procedendo-se posteriormente a um dimensionamento para o Estado Limite Último de encurvadura por varejamento, do qual resultou uma secção tubular quadrada de 1,5m de lado e 5cm de espessura.

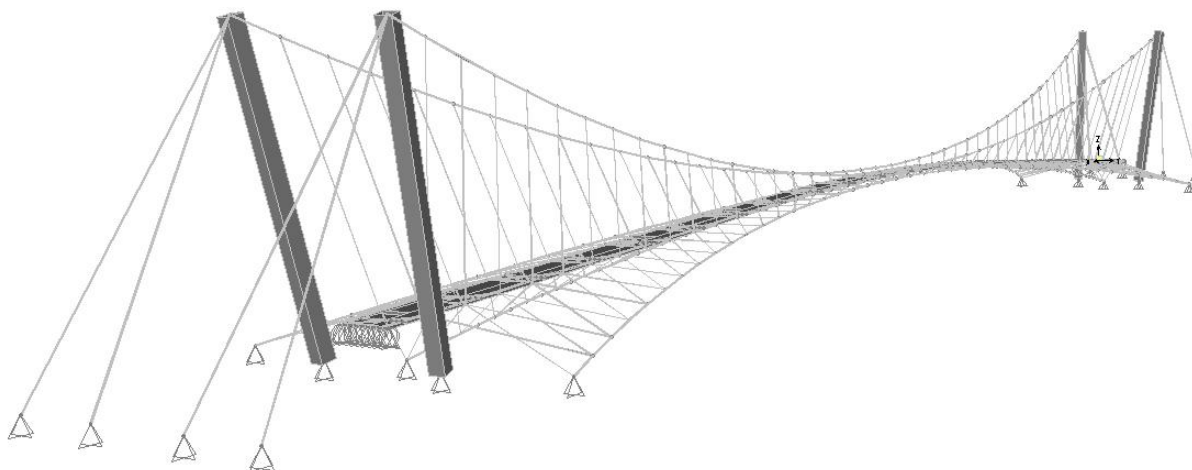


Fig.8 – Modelo global

Após este dimensionamento, os pilares foram verificados no modelo global, não tendo resultado diferenças significativas comparativamente com os valores obtidos na análise do modelo simplificado.

### FUNDAÇÕES

A constituição do solo no local e os esforços a transmitir às fundações conduziram à utilização de maciços de estacas para as fundações dos pilares e à extensão do comprimento das estacas 3m além da intersecção com a camada de granito pouco alterado.

O dimensionamento destas fundações resultou em maciços de  $4,2 \times 4,2 \times 2,2 \text{ m}^3$ , compostos por 5 estacas de diâmetro 80cm.

Relativamente às fundações dos cabos, analisando os cabos exteriores, estes intersectam o nível do solo numa zona de grande área livre, permitindo a execução de cabeças de ancoragem de volume considerável e a mobilização de atrito destas com o solo. Assim, procedeu-se ao dimensionamento do maciço e das ancoragens de acordo com as características do terreno e da carga, respeitando a capacidade de carga do terreno, e a segurança em relação ao deslizamento pela base do maciço.

O dimensionamento destas fundações resultou numa configuração de 6 ancoragens, com um ângulo médio de  $75^\circ$  com a horizontal, dispostas num maciço de dimensões efectivas  $1,6 \times 2,8 \times 2 \text{ m}^3$ . A largura total considerada foi de 2,4m, providenciando-se o acesso à extremidade do cabo da supra-estrutura, para aplicação do pré-esforço, através de um túnel de  $0,8 \times 1 \text{ m}^2$ .

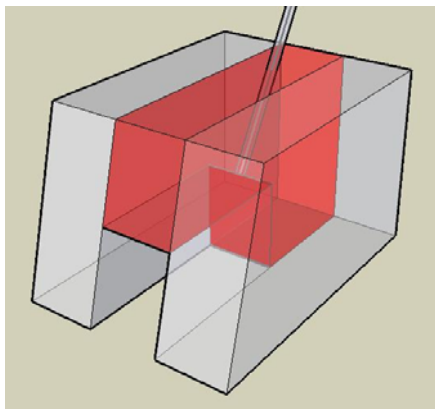


Fig.9 – Esquema do maciço adoptado para fundação dos cabos exteriores

Passando para os cabos inferiores, a sua inclinação e o nível de esforço a que estão submetidos, conjugados com a proximidade das margens do rio, remeteram para a utilização de maciços de estacas para fundar estes cabos.

No entanto, a relativa proximidade da fronteira rígida do solo e a pouca deformabilidade das estacas faz com que a mobilização passiva das ancoragens possa não ocorrer, pois estas necessitam de um deslocamento do maciço para serem mobilizadas.

Como tal, optou-se pela mobilização activa das ancoragens, segundo um plano de carga específico, ao longo do qual se aplica faseadamente o pré-esforço nos cabos inferiores e a carga nas ancoragens, não submetendo assim as estacas a esforços demasiadamente elevados.

O dimensionamento destas fundações resultou numa configuração de 8 ancoragens, com um ângulo médio de 40° com a horizontal, dispostas num maciço de duas estacas de diâmetro 80cm. Este maciço apresenta uma largura de 1,8m e 1,5m de altura, de modo a garantir um ângulo das bielas de betão entre ancoragens e estacas superior a 55° e a envolver consideravelmente o cabo inferior.

Relativamente ao posicionamento das ancoragens de ambos os casos, embora a distância mínima entre estas à superfície seja de 1m, prevê-se um ligeiro desvio da sua inclinação, de modo a perfazer uma distância próxima de 1,5m entre os bolbos de selagem.

As fundações calculadas adequam-se a ambas as margens, podendo variar a armadura a adoptar para as estacas na margem Sul, uma vez que a fronteira rígida se encontra a maior profundidade.

### **GUARDAS**

Foram adoptadas guardas de 1,1m de altura, compostas por painéis de vidro laminado suportados por cantoneiras de aço para garantir melhores condições estéticas e de conforto.

De acordo com a DTU 39, versão de Maio de 1993, para um vidro plano simples, recozido, não aramado, encastrado em 2 lados opostos, a espessura é dada por

$$e_t = \frac{l\sqrt{P}}{4,9} [mm]$$

onde  $l$  é o comprimento dos bordos livres em [m] e  $P$  a pressão em [Pa] a que o vidro está sujeito. A conversão desta para vidro laminado duplo é obtida através de um factor de 1,3.

Estando todas as guardas a uma cota inferior a 15m, tomou-se, conservativamente, o valor da pressão originada pelo vento a uma cota de 15m na zona B do território nacional, ou seja, uma pressão de 1,25kPa. Para esta pressão resulta uma espessura do vidro de 11,73mm.

Adoptou-se assim o vidro SGG STADIP PROTECT SP 512, cuja espessura é 12mm. Para esta espessura de vidro, foi considerado um afastamento de 15mm entre os elementos de suporte. Para este afastamento revelou-se suficiente considerar um conjunto de 4 cantoneiras de L30 x 5 para os elementos verticais das guardas.

Para além dos elementos verticais foram considerados elementos longitudinais ao nível do corrimão e junto ao solo, constituídos por duas cantoneiras de L30 x 5.