

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Análise e dimensionamento

O estudo do comportamento global da estrutura consistiu numa análise não linear efectuada com o programa Robot Millenium v.17. Nesta análise, a estrutura de cabos foi separada das torres que a suportam. Assim, consegue-se uma melhor avaliação do comportamento dos cabos e mantém-se a validade dos resultados, pois as deformações das torres maciças de pedra (do lado do Porto) ou de betão (a construir do lado de Gaia) são muito menores do que as da estrutura da ponte que é constituída por cabos bastante flexíveis.

Tendo em vista a referida análise, foi criado um modelo da estrutura constituído por dois cabos parabólicos superiores, dois cabos parabólicos inferiores, tabuleiro, constituído por cantoneiras, e pendurais verticais e diagonais ligando os cabos principais ao tabuleiro. Os cabos são constituídos por fibra de carbono unidireccional e para as cantoneiras do tabuleiro foi adoptado o aço Fe510. As condições de apoio consideradas foram apoios triplos nas extremidades dos cabos principais e no tabuleiro do lado do Porto. Do lado de Gaia considerou-se o tabuleiro simplesmente apoiado de modo a permitir a sua dilatação.

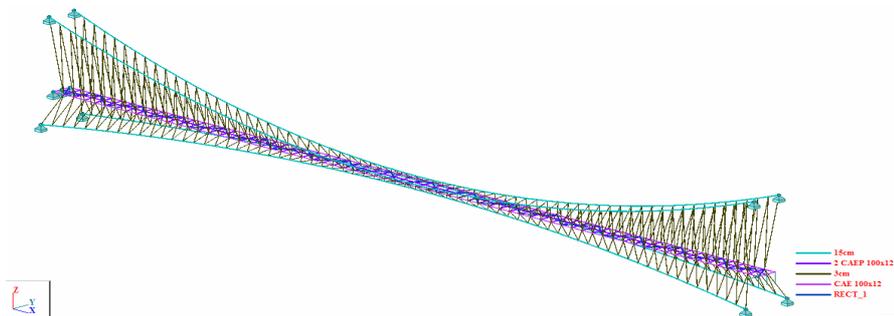


Figura 1 – Modelo de cálculo.

1. Cargas consideradas

As cargas consideradas na análise e dimensionamento da ponte foram, além do peso próprio de toda a estrutura portante, o peso próprio das lajes de vidro (2.5kN/m^2), a sobrecarga de utilização indicada no RSA (4 kN/m^2), a acção do vento, a acção das cheias e a variação de temperatura.

Para a acção do vento considerou-se, de forma simplificada, uma velocidade de 25m/s . O estudo mais exacto desta acção implicaria construir um modelo aeroelástico da ponte e estudar o seu comportamento em túnel de vento. Sendo assim, para uma velocidade de 25 m/s , foi considerada uma pressão dinâmica de 0.38kN/m^2 . O coeficiente de força para a situação dos cabos é 1.1 e no caso das cantoneiras do tabuleiro é 1.8 .

Para simular o pré-esforço foi introduzida, em todos os casos de carregamento, uma variação de temperatura uniforme negativa nos cabos parabólicos superiores e inferiores. A grandeza desta variação dependeu da avaliação estática e dinâmica da estrutura. Quanto maior for o pré-esforço, mais rígida se torna a estrutura, surgindo um melhor comportamento dinâmico, mas também maiores esforços estáticos. Após as duas análises (estática e dinâmica) fixou-se o valor da variação de temperatura para simular o pré-esforço em 500°C para os cabos superiores e 250°C para os cabos inferiores. Esta acção conduz a um esforço de tracção nos cabos, para as cargas permanentes, de 1140kN nos inferiores e de 2200kN nos superiores.

Assim, para os casos de dimensionamento considerados resulta uma tensão máxima de 288MPa nos cabos superiores, 337MPa nos pendurais e 113.9MPa nos cabos inferiores, sendo a tensão admissível na fibra de carbono de 999MPa . Na falta de disposições regulamentares relativas a coeficientes de segurança para este material, considera-se, ao nível deste estudo prévio, que a margem de segurança é suficiente.

Em estados limites de serviço as flechas obtidas foram muito pequenas devido à elevada rigidez da estrutura, sendo o seu valor máximo de 7.6cm a meio vão, para a combinação rara.

	Local	Cargas permanentes	Comb. quase-permanente	Comb. freq.	Comb. rara	Comb. freq. (c/ temp.)	ELU a.v.b. vento	ELU a.v.b. sobrecarga	ELU a.v.b. cheia	Máx.	σ_{max} (MPa)
Esforço (kN)	Cabos superiores	2211.9	2488.3	2626.4	2764.5	2488.3	3803.7	5093.3	1954.5	5093.3	288.2
	Cabos inferiores	1156.1	985.5	918.5	847.6	833.1	540.6	0.0	2013.8	2013.8	113.9
	Pendural mais esforçado	41.2	41.2	51.1	60.9	59.0	130.0	237.9	97.5	237.9	336.6

Tabela 1 - Esforços resultantes das várias situações de carga.

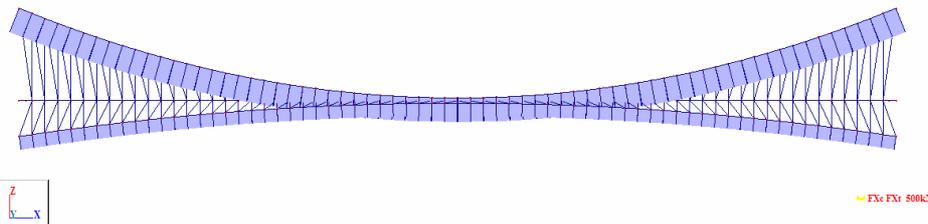


Figura 2 – Esforços axiais para as cargas permanentes

2. Tabuleiro: dimensionamento dos painéis de vidro

Os pavimentos em vidro são, por razões de segurança, em vidro laminado. Por essa mesma razão este tipo de vidro é o seleccionado para a construção em estudo.

O vidro pode receber vários tratamentos que lhe conferem diferentes características, nomeadamente, a sua tensão admissível.

Os tratamentos existentes são, em francês: recuit, durci ou semi-trempé e trempé thermique.

O quadro seguinte apresenta a tensão admissível de acordo com o tipo de tratamento a que o vidro foi sujeito.

Tipo de tratamento	Tensão admissível [MPa]
Recuit	10
Durci ou semi-trempé ⁱ	20
Trempé thermique ⁱⁱ	40

Quadro 1 – Tensões admissíveis do vidro.

ⁱ $35 \leq \text{tensão superficial} \leq 55 \text{ MPa}$

ⁱⁱ $\text{tensão superficial} \geq 90 \text{ MPa}$

2.1 Dimensionamento da espessura

O dimensionamento do pavimento em vidro laminado foi realizado tendo como base os catálogos da empresa Saint Gobain Glass. Segundo a regulamentação portuguesa (RSAEEP, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Capítulo X), a sobrecarga a considerar nos pavimentos destinados ao uso exclusivo de peões consiste numa sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a 4 kN/m^2 , com os seguintes coeficientes de redução: $\varphi_0=0.4$; $\varphi_1=0.3$; $\varphi_2=0.2$.

As fórmulas utilizadas para o dimensionamento da espessura da laje de vidro são as seguintes:

$$e_c = \sqrt{\frac{\beta_1 \cdot p + \beta \cdot g \cdot l^2}{n \cdot \sigma}}$$

com,

- n = número de componentes do laminado
- e_c = espessura calculada de cada componente do laminado [mm]
- e_n = espessura nominal de cada componente do laminado [mm]
- e_u = espessura nominal do eventual pavimento desgaste [mm]
- g = 24.5(n.e_n+e_u), peso próprio do pavimento [Pa]
- q = carga de exploração [Pa]
- p = q+g, carga uniformemente distribuída [Pa]
- l = comprimento entre os apoios do lado mais pequeno [m]
- σ = tensão admissível [MPa]
- β = coeficiente dependente da relação comprimento/largura

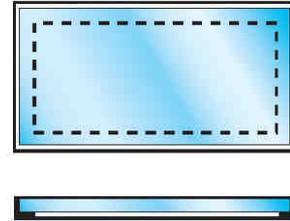


Figura 3 – Apoios do vidro.

O comprimento e a largura são considerados entre apoios.

No cálculo da flecha no ponto central considera-se que as camadas intermédias não participam na repartição dos esforços. Por razões psicológicas, a flecha no centro do pavimento, sob carga de exploração, não deve exceder 1/200 da menor dimensão e tem de ser inferior a 10mm. A flecha máxima no ponto central da laje de vidro é obtida pela aplicação da seguinte expressão:

$$f = \frac{\alpha \cdot p \cdot l^4}{n \cdot e_m^3}$$

Comprimento/largura	α	β
1.0	0.6444	0.2668
1.5	1.2250	0.4732
2.0	1.6069	0.6017
5.0	2.0569	0.7476

Tabela 2 – Coeficientes α e β.

A tabela seguinte apresenta os resultados obtidos para a espessura do pavimento de vidro.

S _{adm} (Mpa)	l (m)	n	b	e _n (mm)	p (Pa)		e _c	Flecha	Verificação	Espessura
					q	g				
10	2	4	0.3809	19	5000	1862	18.67	4.059	OK	76
20	2	4	0.3809	19	5000	1862	13.19	4.059	OK	76
40	2	4	0.3809	10	5000	980	8.713	3.537	OK	40

O pavimento de vidro é constituído por painéis de 10cm de espessura, incluindo as camadas de mástique, de silicone, de desgaste e PVB.

A colocação destas camadas deve respeitar a seguinte sequência:

- aplicação da camada de mástique de silicone nos apoios;
- aplicação de camadas de PVB entre as lâminas de vidro;
- aplicação da camada de desgaste na face superior do pavimento.

2.2 Dimensionamento dos apoios dos painéis de vidro

Os apoios devem ser rígidos para que as deformações sejam menores ou iguais a 1/500 do comprimento do lado considerado. A largura do apoio deve ser igual ou superior a 1.5 vezes a espessura do pavimento. No entanto, para um pavimento de espessura superior a 30mm, essa largura deve ser apenas superior à espessura do pavimento.

2.3 Dimensionamento das cantoneiras

O dimensionamento das cantoneiras que constituem o tabuleiro foi realizado de forma independente da estrutura global, sendo os esforços mais significativos os momentos flectores originados pelas cargas verticais provenientes do peso das lajes de vidro e da sobrecarga.

Foi criado um modelo com as secções consideradas inicialmente (cantoneiras 100x100x12 (mm)), onde os apoios representam as ligações aos cabos. As cargas consideradas são o peso próprio das lajes e sobrecargas em cada painel. As dimensões das cantoneiras pretendem apenas respeitar o encaixe dos painéis de vidro.

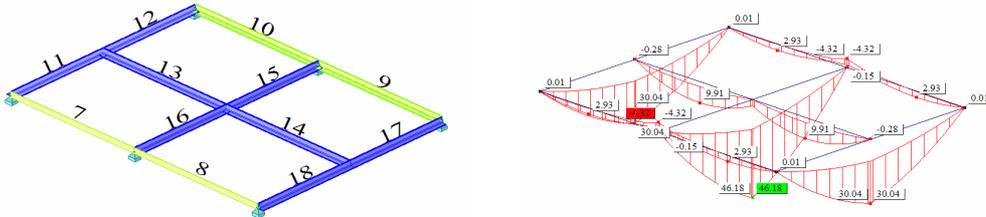


Figura 4 – Modelo de cálculo e momentos flectores no tabuleiro.

A verificação das secções foi feita pelo programa ROBOT, tendo sido consideradas as exigências do Eurocódigo 3.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
7	CAE 100x12	S355JO	82.87	82.87	0.36	6 ULS /6/
8	CAE 100x12	S355JO	82.87	82.87	0.36	6 ULS /8/
9	CAE 100x12	S355JO	82.87	82.87	0.36	6 ULS /2/
10	CAE 100x12	S355JO	82.87	82.87	0.36	6 ULS /1/
11	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.61	6 ULS /10/
12	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.61	6 ULS /10/
13	2 CAEP 100x1	S355JO	82.88	59.68	0.20	6 ULS /10/
14	2 CAEP 100x1	S355JO	82.88	59.68	0.20	6 ULS /10/
15	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.93	6 ULS /10/
16	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.93	6 ULS /10/
17	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.61	6 ULS /10/
18	2 CAEP 100x1	S355JO	66.30	47.74	0.61	6 ULS /10/

Tabela 3 – Verificação dos elementos do tabuleiro pelo EC3.

Como se pode observar na tabela, todos os elementos calculados verificam a segurança.

3. Ancoragens

As ancoragens são compostas por três elementos estruturais: a zona de amarração, a zona livre e a cabeça de ancoragem. A zona de amarração é a zona mais afastada da estrutura, responsável pela transmissão das cargas ao terreno. A zona livre é uma zona que não deve transmitir cargas ao terreno, sendo protegida com mangas especiais que anulam o atrito na interface com o terreno. A cabeça de ancoragem é a ligação desta à estrutura.

A ancoragem deve ser pré-tensionada para que, aquando da aplicação das cargas, as deformações não sejam excessivas. No que diz respeito à fluência e relaxação, este tipo de ancoragens não apresenta problemas significativos.

Para o cálculo das ancoragens são adoptados os seguintes valores de referência, que foram aferidos por consulta à bibliografia:

	Cabos Inferiores	Cabos Superiores
T (kN)	5093.3	2013.8
Nº ancoragens	4	2
Tipo de cabo	10 cordões 0.06”	10 cordões 0.06”
T _L (kN)	1300	1300
$\phi_{ancoragem}$ (mm)	80	80
$\phi_{furação}$ (mm)	100	100
\angle	35°	20°
D (mm)	120	120
L _s (m)	6	6
h _r (m)	6	10
L ₁ (m)	9	9
d _a (m)	1.5	1.5
L (m)	2	1.2

Tabela 4 - Solução proposta para as ancoragens.

$$\phi' \approx 35^\circ; \gamma \approx 27 \text{ kN} / \text{m}^3; \tau \approx 1.0 \text{ MPa}$$

4. Guardas

Os prumos das guardas foram espaçados de 2.5m e dimensionados para cargas de 3500N e 1750N, aplicadas na direcção perpendicular e longitudinal, respectivamente. Os elementos longitudinais foram dimensionados para resistirem a esforços de 1400kN/m.

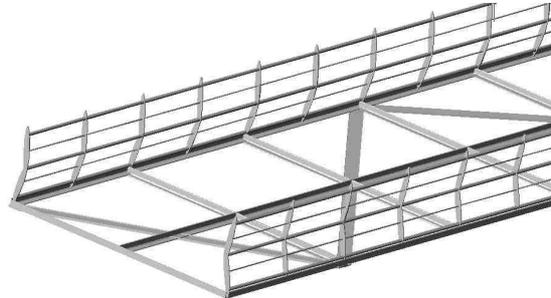


Figura 5 – Perspectiva da grelha metálica do tabuleiro e das guardas.

5. Análise dinâmica global

A ponte proposta tem um comportamento dinâmico complexo devido ao comportamento não linear da estrutura e devido ao efeito do pré-esforço na vibração da estrutura. Empiricamente, é fácil de perceber que um cabo esticado é muito mais rígido do que um cabo solto, apresentando uma frequência própria de vibração superior. Para tomar em conta este efeito, foi efectuada uma análise modal tradicional mas em que a matriz de rigidez é o resultado de duas parcelas, uma linear, e uma geométrica que depende do estado de tensão prévio da estrutura, para se ter em conta o efeito de aumento de rigidez introduzido pelo pré-esforço.

Como a rigidez varia com o estado de tensão, o comportamento dinâmico da ponte foi estudado para duas situações: combinação frequente e combinação rara, tendo-se concluído que o caso mais desfavorável é o da combinação rara. Foram calculados 30 modos próprios, porque entre os primeiros modos encontram-se muitos que são modos de vibração de cabos. Nestes modos os cabos vibram independentemente do tabuleiro, não sendo importantes na análise da ponte, uma vez que não afectam o comportamento do tabuleiro, nem interferem no conforto dos peões que atravessam a ponte.

Os modos próprios da ponte foram calculados com base no tipo de análise acima descrita, que é possibilitada pelo mesmo programa de cálculo que foi usado para a análise estática não-linear.

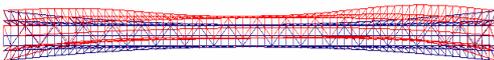


Figura 8 - 1º modo de vibração horizontal.

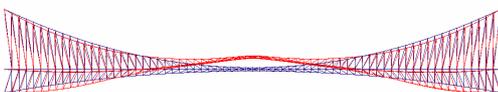


Figura 7 - 1º modo de vibração vertical.

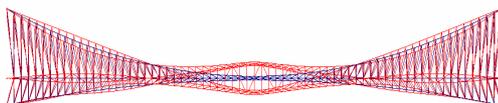


Figura 6 - 1º modo de vibração de torção.

Modo Próprio	Valor Próprio	Frequência (Hz)	Período (s)	Tipo
1	104.45	1.63	0.61	Horizontal
5	147.69	1.93	0.52	Horizontal
6	225.23	2.39	0.42	Horizontal
9	279.07	2.66	0.38	Horizontal
10	369.51	3.06	0.33	Horizontal
11	407.74	3.21	0.31	Vertical
12	435.98	3.32	0.3	Torção
13	455.7	3.4	0.29	Vertical
14	456.53	3.4	0.29	Vertical
15	512.84	3.6	0.28	Torção

Quando um peão atravessa uma ponte pedonal, num ritmo normal, excita-a horizontalmente com frequência de 1 Hz e verticalmente de 2 Hz. Na solução proposta, não se verifica nenhuma frequência próxima destas frequências críticas,

estando as horizontais acima de 1.6 Hz e as verticais acima dos 3.2 Hz, podendo considerar-se que a estrutura está “high-tuned”, ou seja, as frequências próprias estão acima das frequências de excitação. Contudo, importa estabelecer critérios sobre a perceptibilidade das vibrações aos utilizadores da ponte. Para isso foi consultado o regulamento de pontes canadiano, o Ontario Bridge Code, e ao regulamento britânico. Estes regulamentos impõem que a aceleração máxima provocada por um peão de 700 N de peso seja menor ou igual a $a_{admissivel} = 0.25f^{0.78}$, no caso do regulamento Canadiano, e a $a_{admissivel} = 0.5f^{0.5}$, no caso do regulamento britânico, sendo f a frequência própria do modo próprio. A aceleração máxima provocada por um peão a excitar a ponte em ressonância pode ser calculada pela seguinte fórmula aproximada: $a_{max} = 4\pi^2 f^2 \delta \alpha \varphi$, em que f é a frequência do modo em questão (igual à frequência de excitação), δ é a flecha a meio vão provocada pelo peão de 700N de peso, α é o coeficiente de participação de Fourier para a harmónica em questão e φ é um coeficiente de ampliação dinâmica apropriado que tem em conta o amortecimento e o vão da estrutura. No caso de oscilações horizontais o coeficiente de participação α é 0.10, o que significa que ao andar em cima da ponte um peão solicita a ponte horizontalmente com 10% do seu peso. No caso das oscilações verticais o coeficiente de participação é 0.5, ou seja, ao caminhar o peão solicita verticalmente a ponte com 50% do seu peso.

O coeficiente de amplificação considerado foi de 10, pois é o coeficiente para estruturas de grande amortecimento, dado que a ponte é constituída por materiais compósitos que têm grande capacidade de dissipação de energia e tem um grande número de ligações entre elementos que também contribuem para o amortecimento, ao contrário de uma estrutura monolítica.

Modo Próprio	Frequência (Hz)	$a_{admissivel}$ (m/s ²) (BS 5400)	$a_{admissivel}$ (m/s ²) (OBC)	a	f	a_{max} (m/s ²)	$a_{max} < a_{admissivel}$
1	1,63	0,64	0,37	0,1	10	0,03	OK
5	1,93	0,69	0,42	0,1	10	0,04	OK
6	2,39	0,77	0,49	0,1	10	0,06	OK
9	2,66	0,82	0,54	0,1	10	0,08	OK
10	3,06	0,87	0,60	0,1	10	0,10	OK
11	3,21	0,90	0,62	0,5	10	0,41	OK
12	3,32	0,91	0,64	0,5	10	0,44	OK
13	3,4	0,92	0,65	0,5	10	0,46	OK
14	3,4	0,92	0,65	0,5	10	0,46	OK
15	3,6	0,95	0,68	0,5	10	0,52	OK

Como se pode observar nos quadros, são respeitados os limites impostos pelos dois regulamentos, o que significa que é pouco provável que a vibração da ponte seja incómoda para os peões.

Por fim, importa também referir que a natureza desta ponte permite uma certa afinação do seu comportamento dinâmico. Isto quer dizer que após a sua construção, caso se verifique um problema de vibrações desconfortáveis, é possível variar as frequências de vibração da ponte manipulando o pré-esforço aplicado. Isto é possível pois existe uma certa “folga” no dimensionamento dos diversos elementos estruturais que permite aumentar o pré-esforço até quase o dobro do pré-esforço utilizado para o dimensionamento em projecto, visto que a secção dos cabos é condicionada pelo comportamento dinâmico, e não pelos esforços instalados.