

MEMÓRIA DE CÁLCULO

ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

Para a análise estática da estrutura são consideradas relevantes as acções permanentes, sobrecargas de utilização, variações de temperatura e acção do vento.

Por sua vez, para a quantificação destas acções analisam-se as disposições do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e, do Eurocódigo 1 (EC1), nos casos em que o primeiro seja omissivo ou de aplicabilidade limitada. A opção pelo uso do regulamento português deve-se à simplicidade da sua aplicação, sem que daí decorram limitações para as soluções finais.

Considera-se como combinação inicial a combinação de acções permanentes, relativa à acção isolada dos pesos próprios, sendo depois definidas combinações, incluindo casos de carga parcial, com as quais se pretende verificar a segurança da estrutura – combinações fundamentais relativas aos estados limites últimos (ELU).

No caso das verificações de comportamento em estado limite de serviço (ELS), estas são feitas, em geral, através da limitação das deformações. Para esta verificação são consideradas combinações de acções de curta duração (combinações frequentes) e muito curta duração (combinações raras).

Tabela 1 - Esforços máximos por par de cabos [kN]

Par de cabos	N_{Sd} [kN]	N_{Rd} [kN]
1	623,61	1945
2	514,23	1605
3	303,55	1605
4	176,58	1605
5	293,96	1605

Tabela 2 – Deslocamentos máximos verticais

Combinação	$\Delta_{\text{máx}}$ [cm]	L / Δ
Frequente	7,5	1000
Rara	18,5	405,41
ELU	31,5	238,10

Observa-se da análise da Tabela 2 que o deslocamento máximo respeita os limites de deformação em serviço correntes (o Eurocódigo 3 recomenda como valor limite para os deslocamentos verticais de pavimentos o valor de $L/250$), respeitando ainda um exigente limite de deformabilidade de $L/400$.

ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

A evolução da técnica permite a criação de estruturas leves e económicas, tornando-as contudo sensíveis a vibrações quando sujeitas a acções dinâmicas. Assim, foi estudada a resposta dinâmica da estrutura à acção do vento ou às vibrações induzidas por peões. Com este propósito foi efectuada uma análise modal da estrutura considerando a não-linearidade geométrica, sendo os resultados desta análise apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Modos próprios de vibração

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo de deformação
1	1,6	0,62	Lateral
2	0,8	1,24	Lateral
3	0,53	1,89	Lateral
4	0,39	2,56	Lateral
5	0,36	2,76	Vertical

O valor da frequência fundamental da estrutura sendo superior a 0,5 Hz, permite validar a opção de representar a acção do vento através de cargas estáticas.

Relativamente à acção induzida por peões, sabe-se que as gamas críticas de frequências naturais f_i de pontes pedonais são (HiVoSS, 2008)

- Para vibrações verticais e longitudinais:

$$1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$$

- Para vibrações laterais:

$$0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$$

Observa-se que a primeira frequência vertical da ponte é superior às frequências de excitação associadas ao acto de caminhar (2,76 Hz > 2,3 Hz), pelo que não se esperam problemas no que concerne a excitações verticais.

No que respeita às frequências laterais da ponte a situação é mais grave dado que os dois primeiros modos de vibração se encontram no intervalo crítico de excitação lateral.

Uma forma de analisar a importância destes modos de vibração laterais decorre dos estudos da *Millennium Bridge* (Londres, Reino Unido). É possível determinar o número de peões necessários para provocar o efeito de *lock-in* através da aplicação da fórmula empírica (Fitzpatrick, et al., 2001)

$$N_L = \frac{8 \pi \xi M f}{k}$$

que para a estrutura em estudo determina um valor de $N_L=478$ utilizadores. Deste modo, seria necessária uma densidade no tabuleiro de cerca de 1,6 peões/m² a caminhar sincronizados com a estrutura para desencadear o efeito de *lock-in*. Tal cenário parece improvável, podendo assumir-se que não existirá na estrutura real instabilidade devido a este efeito.

Contudo, é recomendável complementar o estudo através de um modelo dinâmico da acção de peões. Com esse fim foi criado um modelo de acção dos peões correspondente a um grupo limitado de pessoas através da definição de uma carga com uma componente vertical e outra horizontal.

$$F_{n,v} = 280 k_v (f_v) \sin(2 \pi f_v t)$$

$$F_{n,h} = 70 k_h (f_h) \sin(2 \pi f_h t)$$

Em que f_v representa a frequência própria vertical mais próxima de 2 Hz e f_h representa a frequência própria horizontal mais próxima de 1 Hz. Tomam assim os valores $f_v = 2,76$ Hz e $f_h = 1,24$ Hz. Os coeficientes $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$ podem ser obtidos da Figura 1 (Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005).

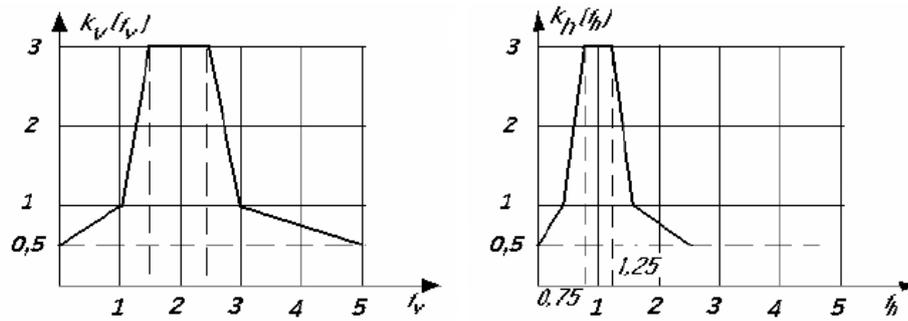


Figura 1 – Gráficos para obtenção dos coeficientes $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$

A força determinada é aplicada nos pontos críticos da estrutura, tendo sido aplicada no modelo em estudo a meio vão, a um quarto de vão e a três quartos de vão e de modo a garantir a estabilização da resposta, as acções são aplicadas durante 100 segundos.

As acelerações determinadas para a estrutura, assim como os limites sugeridos no Eurocódigo 0 são indicados na Tabela 4.

Verifica-se assim que a ponte não deve apresentar problemas de comportamento dinâmico, hipótese anteriormente formulada através de métodos expeditos de cálculo.

Tabela 4 - Acelerações máximas na estrutura

	$A_{\text{máx } v}$ (m/s ²)	$A_{\text{máx } h}$ (m/s ²)
1/4 vão	0,324	0,070
1/2 vão	0,327	0,068
3/4 vão	0,329	0,065
Limite EC 0	0,7	0,2

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Tabuleiro

O pavimento escolhido, em GFRP (*Glass Fibre Reinforced Plastic*), requer um espaçamento limitado entre os elementos de suporte em aço, tendo-se definido a distância entre longarinas em dois metros.

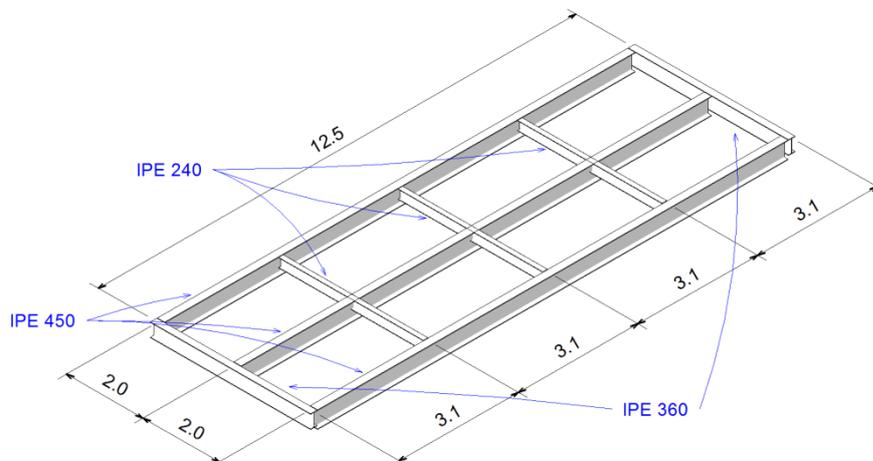


Figura 2 - Esquema de grelha estrutural

As longarinas (perfis IPE 450) recebem a carga transmitida pelo pavimento transmitindo-a às carlingas principais, materializadas em perfis IPE 360 e que por sua vez se encontram ligadas nas extremidades aos tirantes. Foram ainda consideradas carlingas secundárias (IPE 240) igualmente espaçadas entre si. Todos os perfis metálicos utilizam aço S 275.

A verificação das secções foi executada com o programa de cálculo ROBOT, segundo o Eurocódigo 3 para combinações de estado limite último (Figura 3 - esquerda) e de serviço (Figura 3 - direita).

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação dos grupos de barras (ELU) 1to3						
Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Familia : 1 Longarinas						
107	IPE 450	AÇO	16.96	76.10	0.82	15 COMB3
Familia : 2 Carlingas Secundarias						
88	IPE 240	AÇO	20.05	74.27	0.96	18 COMB6
Familia : 3 Carlingas Principais						
49	IPE 360	AÇO	13.37	52.80	0.61	15 COMB3

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação dos grupos de barras (ELS) 1to3					
Peça	Perfil	Material	Ratio(uy)	Caso (uy)	
Familia : 1 Longarinas					
107	IPE 450	AÇO	0.06	28 COMB16-ELS	
Familia : 2 Carlingas Secundarias					
60	IPE 240	AÇO	0.03	26 COMB14-ELS	
Familia : 3 Carlingas Principais					
49	IPE 360	AÇO	0.04	26 COMB14-ELS	

Figura 3 - Análise da estrutura a ELU (estados limites últimos) e ELS (estados limites de serviço)

Cabos

Os cabos a utilizar são do tipo *full locked coil strands* (FLC). Este tipo de cabos caracteriza-se pela secção compacta sendo particularmente indicados para estruturas expostas aos elementos por serem fechados e assim conseguirem evitar a entrada de agentes externos para o interior do cabo.

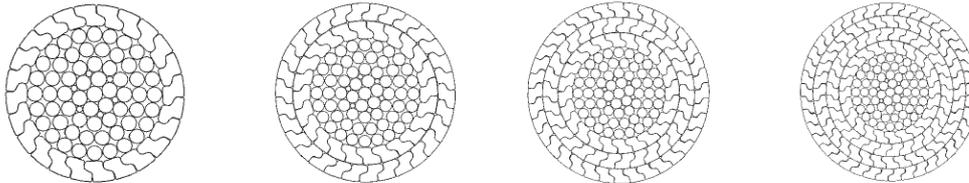


Figura 4 - Exemplo de secções de cabos FLC

A definição dos diâmetros a utilizar decorre da análise de esforços na estrutura. Pretende-se que a capacidade mobilizada dos cabos seja limitada para garantir um bom comportamento à fadiga tendo-se por isso optado por cabos de diâmetro 44 mm no primeiro par de cabos (mais esforçado) e de diâmetro 40 mm nos restantes.

Pilares

A Tabela 5 resume os valores das acções máximas determinadas para o topo dos pilares tanto para condições de serviço como de estado limite último. Admite-se para os pilares a utilização de aço S 355.

Tabela 5 - Acções no topo dos pilares

	FX	FY	FZ
Acção máxima (kN)	1065,74	-69,46	1018,58
Acção máxima de serviço (kN)	706,08	-46,36	679,91

A análise das acções nos pilares leva à constatação da elevada acção segundo o eixo longitudinal da ponte (eixo X). Opta-se por isso pela libertação de momentos na base dos pilares segundo o eixo transversal da ponte (eixo Y) e utilização de espigas¹ para amarração. Resulta do dimensionamento uma secção rectangular variável e de espessura variável, tal como exposto na Figura 5.

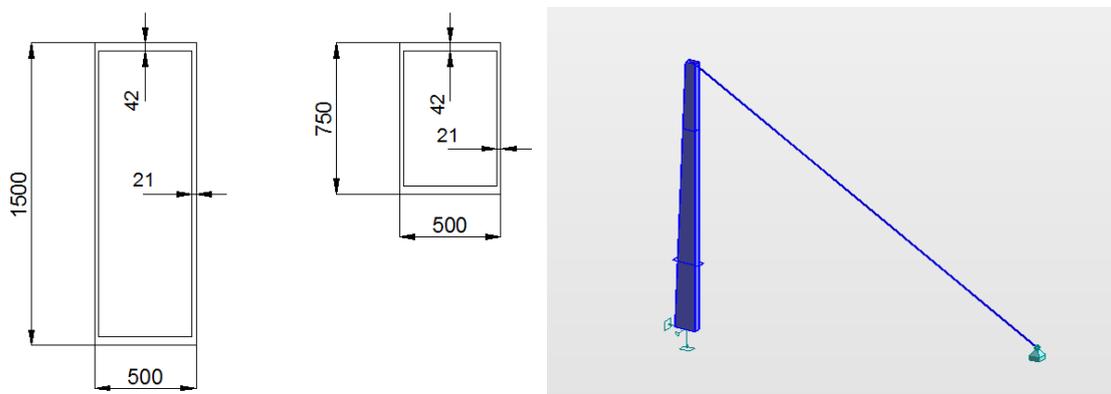


Figura 5 - Secção dos pilares e modelo de cálculo

As espigas estão sujeitas a um esforço máximo de 1153,93 kN, optando-se por isso pela utilização de cabos com diâmetro de 52 mm ($N_{Rd} = 2750$ kN).

Fundações

As acções sobre as fundações decorrem do cálculo dos pilares. Por se tratar de uma estrutura leve, a hipótese de ser assente em fundações directas foi estudada.

A caracterização do solo de fundação partiu de informação obtida por ensaios realizados na proximidade do local. Tal como em grande parte da região Norte de Portugal, o solo no Campus da FEUP é um solo residual do granito. Definidas as grandezas características destes solos é possível estimar a sua capacidade de carga e proceder ao dimensionamento das fundações.

O dimensionamento destas fundações resultou em sapatas quadradas de lado $B = 2$ m com aplicação excêntrica das cargas de 0,25 m. A Figura 6 ilustra a solução escolhida e a distribuição de armadura necessária.

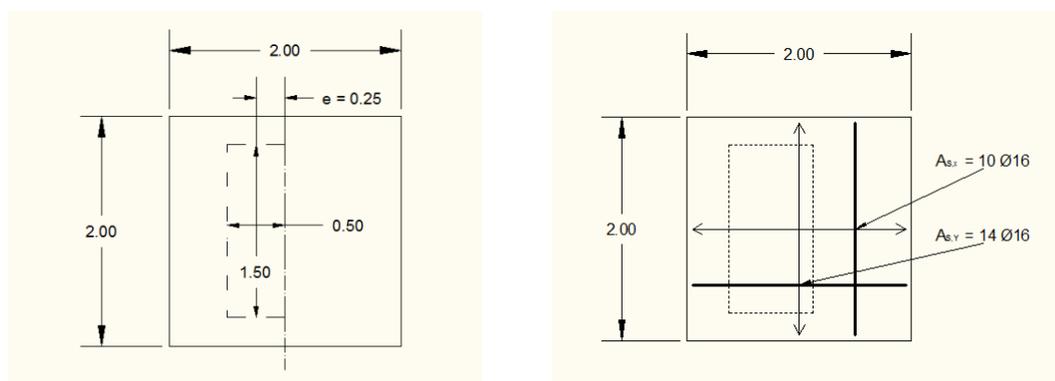


Figura 6 - Vista em planta e esquema de armadura das sapatas

¹ Back-stays: as espigas ligam os pilares a apoios fixos no solo, impedindo assim o deslocamento horizontal no seu topo.

Guardas

De acordo com a legislação em vigor (Decreto-Lei nº 163/2006) foram definidas guardas com corrimão duplo a uma altura de 0,75 m e 0,90 m (Figura 7).

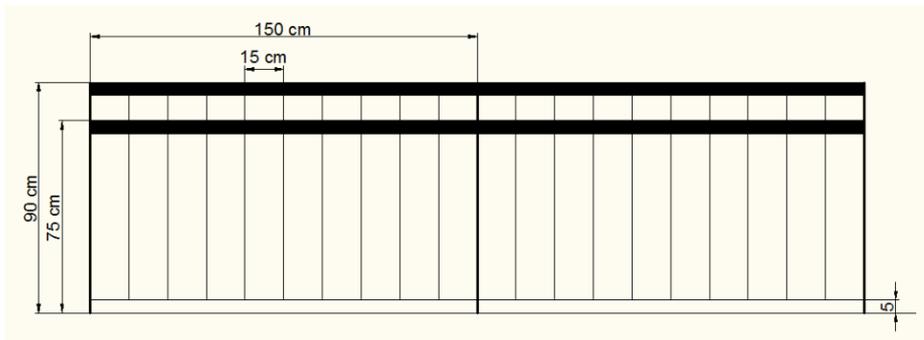


Figura 7 - Vista frontal das guardas

Para responder à solicitação de 1,5 kN/m ao nível superior tal como imposto no RSA chegou-se a uma solução de ligação ao tabuleiro através de barras rectangulares de secção 1x10 cm espaçadas de 150 cm (aço S 275).

Para os corrimãos optou-se pela utilização de perfis de GFRP devido à reduzida manutenção que este material requer.

Considerando um espaçamento entre apoios de 150 cm, o perfil escolhido resiste a uma carga máxima superior a 30 kN/m, verificando assim a segurança.

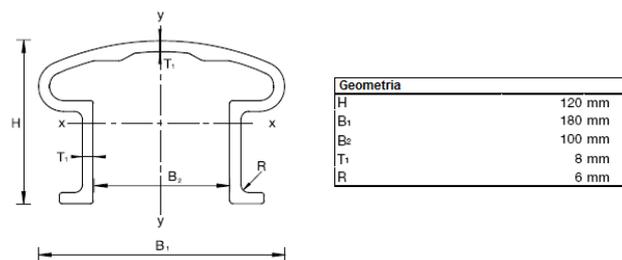


Figura 8 - Geometria dos corrimãos

Bibliografia

- EN 1990. 2002.** *EN 1990 - Bases para o Projecto de Estruturas*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1991. 2002.** *EN 1991 - Acções em Estruturas*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1993. 2010.** *EN 1993 - Projecto de Estruturas de Aço*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2010.
- Fitzpatrick, Tony, et al. 2001.** *Linking London: The Millennium Bridge*. Londres : The Royal Academy of Engineering, 2001.
- HiVoSS. 2008.** *Vibrações em pontes pedonais: Recomendações técnicas de projecto*. *Hivoss*. [Online] 8 de Setembro de 2008. http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge_Guidelines_PT01.pdf.
- Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. 2005.** *Handbook 4 - Design of Bridges*. Pisa : Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005.
- RSA. 1983.** *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Lisboa : Diário da República, 1983.