

Ensaio aerodinâmico de uma ponte pedonal suspensa

Aerodynamic testing of a pedestrian suspended bridge

Fernando Marques da Silva

LNEC- Dep. de Estruturas, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Portugal, fms@lnec.pt

resumo

O trabalho apresentado refere-se à avaliação do comportamento aerodinâmico da ponte pedonal suspensa 516 Arouca. Para tal realizaram-se ensaios em túnel de vento sobre um modelo reduzido de modo a obter os seus coeficientes aerodinâmicos estáticos e a resposta dinâmica. Os ensaios estáticos contemplaram diferentes configurações: i) tabuleiro; ii) tabuleiro e catenárias; iii) tabuleiro com pessoas, e; iv) tabuleiro e pórticos de suporte aos cabos de estabilização. Para os ensaios dinâmicos foi ensaiado apenas o tabuleiro. Para estes últimos ensaios, dado que o principal modo de deslocamento é lateral (em baloiço), houve que implementar um esquema de suspensão apropriado.

Palavras-chave: Pontes suspensas, Aerodinâmica, Túnel de vento

abstract

The presented work refers to the aerodynamic behaviour of the 516 Arouca suspended bridge. A set of wind tunnel tests were performed over a scaled model in order to obtain static aerodynamic coefficients and the dynamic response. For the static tests different configurations were tested: i) deck; ii) deck with catenaries; iii) deck with users, and; iv) deck and the arches to guide the secondary cables. For the dynamic tests only the deck was used and, as the main displacement mode is swinging an appropriate suspension scheme had to be implemented.

Keywords: Suspension Bridges, Aerodynamics, Wind Tunnel

1- INTRODUÇÃO

As pontes de grande vão deste tipo são, no mundo, em número reduzido e, na sua maioria, não recorrem a pilares para elevar as catenárias (Hermansson e Holma 2015) sendo o vão inferior a 200 m. Existem, no entanto, pontes com vãos maiores como, por exemplo, a ponte Charles Kuonen com 494 m de vão (nos Alpes Suíços, com 85 m de altura). Este tipo de pontes dispõe (em todos os casos conhecidos) de catenárias horizontais, ao nível do tabuleiro, ou cabos ancorados ao solo (Charles Kuonen) como forma de estabilizar os deslocamentos laterais. Outra opção construtiva recorre a tabuleiros rígidos sem flecha.

A ponte em estudo é do tipo suspensa com pilares, catenárias e pendurais, mas sem catenárias horizontais. Tem um vão com 516 m (a maior do seu género), um tabuleiro com 1,2 m de largura e uma altura máxima sobre o rio Paiva de 175 m. Estas características conduzem a uma estrutura muito flexível com um 1º modo de muito baixa frequência, em deslocamento lateral – em “baloço” – pelo que se impunha a avaliação do comportamento aerodinâmico da ponte.

Foram realizados ensaios em túnel de vento sobre um modelo seccional da ponte de modo a obter os coeficientes aerodinâmicos estáticos – arrastamento, sustentação e momento de picada – bem como a resposta dinâmica avaliando a ocorrência de instabilidades aerodinâmicas (libertação de vórtices ou galope), seguindo as metodologias usuais (ASCE. 1999; Marques da Silva e Pereira 2009; Marques da Silva, 2020; Mata e Saraiva 1989; Saraiva 1988; Saraiva e Marques da Silva 1995).

Testaram-se diferentes configurações: i) tabuleiro; ii) tabuleiro e catenárias; iii) tabuleiro com pessoas, e; iv) tabuleiro e pórticos de suporte aos cabos de estabilização. Para os ensaios dinâmicos foi ensaiado apenas o tabuleiro e, dado que o principal modo de deslocamento é lateral (em baloço), houve que implementar um esquema de suspensão apropriado.

2- A ESTRUTURA

A ponte pedonal suspensa sobre o Rio Paiva situa-se no Município de Arouca nas imediações das povoações de Alvarenga e Chieira, junto à Cascata da Aguieira, figura 1. O local é caracterizado por uma orografia complexa onde se desenvolve o leito do Rio Paiva que, na vizinhança da ponte, é bastante cavado, declives muito acentuados e com meandros pronunciados a norte da ponte, o que tem influência no escoamento incidente, nomeadamente no que se refere à inclinação relativamente à horizontal.

A orografia local sugere a possibilidade de o escoamento abordar a estrutura segundo ângulos de incidência não nulos, embora de pequena inclinação, descendentes de NO e ascendentes de SE.

A ponte é do tipo suspensa sendo os cabos principais (catenárias), figura 2, apoiados em pilares de betão armado, com 35,5 m de altura colocados nas margens, e ancorados ao solo, vence um vão de 516,5 m (507,6 m entre pórticos) cuja implantação está aproximadamente à cota 300,



Fig. 1 | A ponte 516 Arouca

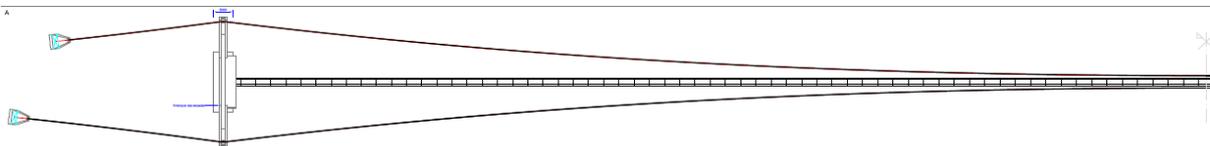


Fig. 2 | Geometria, em planta, dos cabos principais (catenárias) (Bandeira e Tadeu 2018)

estando o leito do rio à cota 125. O tabuleiro é suspenso dos cabos principais por pendurais, sendo a flecha a meio vão é de 23,4 m.

O tabuleiro é constituído por 127 tramos com 4 m de comprimento constituídos por uma estrutura metálica formada por duas longarinas na base, três traversas e dois “pórticos” nos topos, construídas em perfil UNP100. Nos pontos superiores deste “pórticos” apoiam-se os corrimãos, 1,23 m acima do pavimento e distando entre si de 1,26 m. Os olhais de ligação aos pendurais situam-se no ponto mais exterior dos “pórticos” sendo a ligação feita por um parafuso M20 e porca única, figura 3. O peso próprio de cada tramo do tabuleiro é de 4,96 kN.

O pavimento é constituído por um gradil metálico com 1,20 m de largura e as guardas laterais, entre o corrimão e o pavimento, acompanham a forma dos “pórticos” com uma rede metálica. Ambos os elementos apresentam porosidade elevada (>70%). A barra do corrimão é constituída por um perfil L e uma barra quinada em L, sobrepostas e inclinadas a 20°, ambas com a face concava para o exterior. Numa revisão do projeto (Bandeira 2019) e de modo a

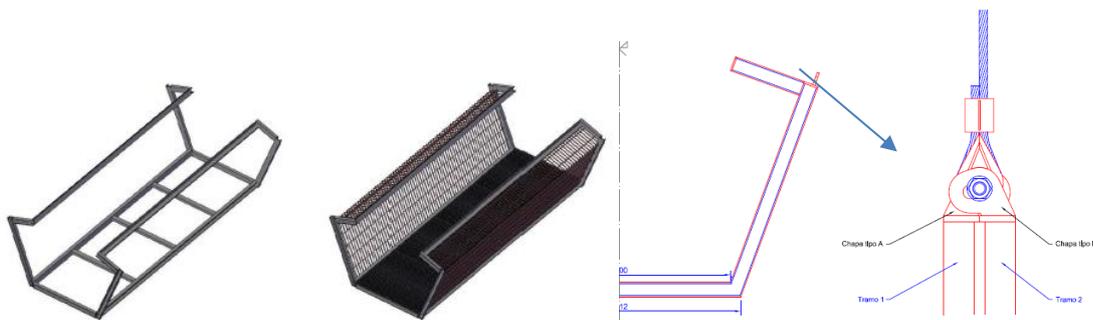


Fig. 3 | O tabuleiro, o “pórtico” e a ligação aos pendurais (Bandeira e Tadeu 2018)

minimizar rotações e deslocamentos laterais excessivos do tabuleiro, figura 4 a), foi adicionado um sistema constituído por um “pórtico” e dois cabos de travamento – pendurais secundários – a colocar nas mesmas posições dos pendurais, figura 4 b). O braço horizontal deste pórtico está 2,23 m acima do pavimento e é constituído por perfis UNP100.

A análise modal a esta nova configuração estima em $f=0,116$ Hz a frequência do 1º modo de vibração em flexão lateral (Bandeira 2019).

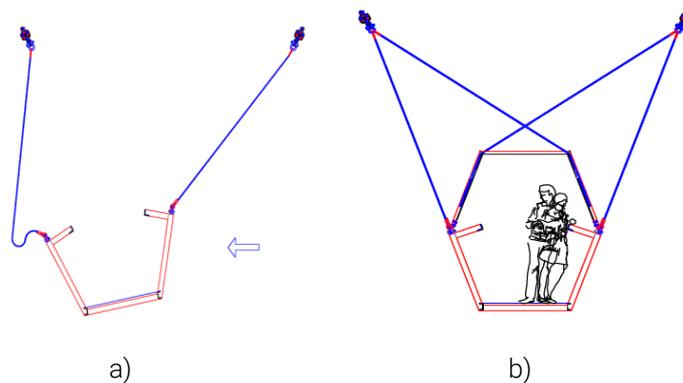


Fig. 4 | a) Deslocamento e rotação do tabuleiro sob a ação do vento e, b) Sistema de travamento do tabuleiro (Bandeira 2019)

3- ENSAIOS AERODINÂMICOS

3.1. O túnel de vento

Os ensaios foram levados a cabo no túnel aerodinâmico de circuito fechado, do tipo aeronáutico, que dispõe de um ventilador axial controlado por um variador de frequência assegurando uma velocidade do escoamento continuamente variável até ~ 45 m/s. A câmara de ensaios tem dimensões de $1,0 \times 1,2 \times 3,0$ m³ (seção transversal de $1,20$ m²), a jusante de uma contração que garante um escoamento uniforme e de baixa turbulência ($< 1\%$) (Borges 1968; <http://www.lnec.pt>).

Todos os ensaios foram realizados com a secção de ensaios aberta lateralmente de modo a evitar problemas de bloqueio. A velocidade do escoamento foi determinada indiretamente através da medição da pressão dinâmica por um micromanómetro de precisão van Essen, tipo Betz, ligado a um tubo de Pitot-Prandtl de 5 mm de diâmetro. As forças exercidas sobre o modelo foram avaliadas por seis células de carga Aihasd (5 kg max. – quatro para a sustentação e duas para o arrastamento), incluindo ponte completa de extensómetros, e previamente calibradas. Os dados foram recolhidos por uma unidade HBM SPIDER 8 via *software* dedicado.

3.2. Semelhança

A Teoria da Semelhança estabelece relações de proporcionalidade entre os valores das grandezas físicas que caracterizam o protótipo e o seu comportamento e os valores das grandezas homólogas relativas ao modelo reduzido que, no caso dos fenómenos dinâmicos governados por grandezas cujas dimensões fundamentais são o comprimento (l), a massa (m) e o tempo (t), permite definir diretamente as escalas respetivas, designadas por λ , μ , τ , e expressas por

$$\lambda = \frac{l_m}{l_p} \quad ; \quad \mu = \frac{m_m}{m_p} \quad ; \quad \tau = \frac{t_m}{t_p} = \frac{f_p}{f_m} = \phi^{-1} \quad (1)$$

As escalas relativas às grandezas derivadas podem ser obtidas diretamente a partir destas por condições de homogeneidade dimensional, vindo, por exemplo, para as escalas de forças e velocidades,

$$\phi = \frac{F_m}{F_p} = \mu \tau \lambda^{-2} \quad ; \quad \xi = \frac{U_m}{U_p} = \lambda \phi \quad (2)$$

em que os índices p e m se referem, respetivamente, ao protótipo e ao modelo.

No caso da interação entre o vento e a estrutura há que contabilizar não só as características do modelo propriamente dito como também as do escoamento do ar exigindo a igualdade de todos os parâmetros adimensionais construídos com base nas grandezas físicas relevantes.

O recurso ao túnel aerodinâmico para o estudo do comportamento, sob ação do vento, de uma estrutura em que as forças de inércia podem desempenhar um papel importante – ponte suspensa –, impõe um valor unitário para a escala das massas volúmicas do fluido e da aceleração gravítica, permitindo estabelecer as seguintes relações: $\mu = \lambda^3$ e $\tau = \lambda^{1/2}$ (quando as forças mássicas são importantes, como é o caso das pontes suspensas – semelhança dita de Froude). O que implica que para estes casos apenas uma dimensão pode ser estabelecida arbitrariamente, a escala de comprimentos, λ , por razões ligadas à dimensão da câmara de ensaios. No que respeita às condições aerodinâmicas a respeitar deve assegurar-se a relação entre as forças de inércia e viscosas do escoamento, traduzir-se-ia pela necessidade de manter constante o número de Reynolds, Re .

No entanto não é possível respeitar esta igualdade dadas as reduzidas dimensões do modelo e o facto de as velocidades no túnel de vento serem limitadas no seu valor máximo, inferior às velocidades correspondentes às que interessa considerar no protótipo. Na prática, dado que os elementos estruturais têm formas caracterizadas por arestas vivas e, por conseguinte, pontos fixos de descolamento das camadas limite, dando origem a que, para valores de $Re > 10^3$, as suas esteiras sejam turbulentas e os respetivos coeficientes aerodinâmicos praticamente independentes desse parâmetro.

O escoamento atmosférico é naturalmente turbulento (e, por maioria de razão, em ambiente de orografia complexa) pelo que os ensaios deveriam simular, à escala, as características da turbulência. No entanto os ensaios em túnel de vento decorrem, em regra, em

condições de vento uniforme e de baixa intensidade de turbulência (usualmente $<3\%$), sendo aceite pela generalidade dos especialistas que estas condições de ensaio tornam mais drásticos os fenómenos de instabilidade, funcionando, em regra, do lado da segurança (Davenport *et al.* 1969; Davenport *et al.* 1971; Lam *et al.* 2017; Scanlan 1978; Scanlan e Lin 1978).

Em condições de vento forte - atmosfera neutra e turbulência exclusivamente mecânica - o vento tende a ser horizontal não sendo espectáveis valores de $\alpha > 5^\circ$ para velocidades de 80 km/h ou de $\alpha > 3^\circ$ para velocidades de 120 km/h (Davenport *et al.* 1969). No entanto a orografia envolvente pode impor componentes verticais ao escoamento tornando-o, embora com pequenas inclinações, descendentes de norte ou ascendentes de sul. Efetivamente este tipo de ensaios é conservativo.

3.3. O modelo

O modelo reproduz o tabuleiro com as vigas longitudinais, transversais e de apoio das guardas e dos corrimãos, para o que foram usados perfis metálicos de forma idêntica à do protótipo. O pavimento é constituído por um gradil em PVC e a guarda é construída por fios de arame, reproduzindo-se em ambos a porosidade do protótipo. O seu comprimento total é 1,0 m, com 0,325 m de largura do pavimento e 0,540 m máxima (guarda), e 0,325 m de altura, figura 5.

De modo a garantir a bidimensionalidade do escoamento em torno do instalaram-se placas de extremidade, arredondadas e de bordos afilados. Os topos do modelo prolongam-se por duas hastes cilíndricas, aparafusadas às placas nas extremidades do modelo, garantindo uma ligação rígida, coincidindo o ponto de ligação com o centro de gravidade do modelo. Estas hastes são atravessadas, já no exterior do túnel, por varões de aço, figura 6 b), que ligam às molas de suspensão, suspensas das células de carga.

Usaram-se 4 células de carga para as forças verticais (sustentação) ligadas às suspensões e 2 ligadas por arames de fios INVAR, providos de esticadores, a pontos fixos na estrutura do túnel na direção longitudinal (arrastamento). Os valores medidos foram registados por uma unidade HBM Spider 8.



Fig. 5 | A longarina e a guarda, e o gradil do pavimento no modelo

O ângulo de ataque obtém-se através da variação do comprimento das cadeias de suspensão, figura 7.

A escala do modelo ($\lambda=1:4$) teve em consideração:



Fig. 6 | O modelo instalado no túnel de vento

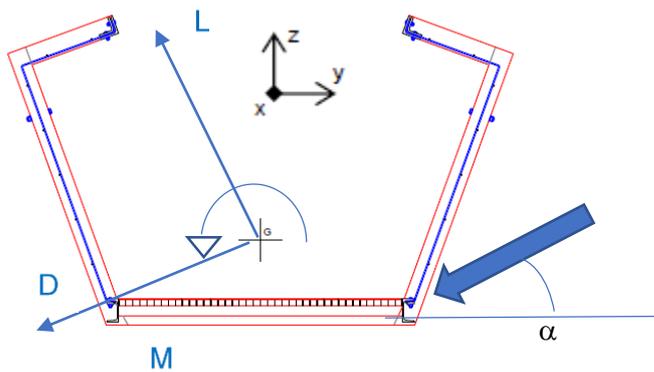


Fig. 7 | Ângulo de ataque, forças e momento

- A necessidade de definição da geometria das vigas (tabuleiro e corrimão);
- Evitar baixos números de Reynolds, com $Re > 5 \cdot 10^3$, tomando como dimensão característica a menor dimensão das vigas, para toda a gama de velocidades de ensaio;
- Reproduz o comprimento de um módulo;
- Evita efeitos de bloqueio devido à grande porosidade, ocupando 4% da área da secção reta do túnel de vento (sendo os ensaios, ainda assim, realizados com a secção de trabalho aberta).

Os coeficientes aerodinâmicos, sustentação, C_L , arrastamento, C_D , e momento de picada, C_M , (de rotação em torno do eixo longitudinal) que é tomado positivo no sentido direto, são calculados, por unidade de comprimento, para cada ângulo de ataque através das Eq. (3) – por regressão linear aos pares de valores $F(U) - qA$, onde $q = \frac{1}{2} \rho U^2$, A é uma área de referência e U a velocidade do escoamento.

$$C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho U^2 d}; \quad C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho U^2 h}; \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho U^2 d^2} \quad (3)$$

Numa segunda configuração adicionou a presença de silhuetas de figuras humanas na mesma escala, figura 6 c), apenas para incidência nula.

A área de referência tem um papel importante na quantificação dos coeficientes aerodinâmicos tendo sido considerado a área exposta: tabuleiro com e sem pessoas - viga longitudinal do tabuleiro + 2 x as vigas verticais das extremas dos módulos + 2 x o corrimão. A razão que levou a considerar apenas uma viga do tabuleiro prende-se com a obstrução que o gradil impõe ao escoamento, enquanto que para os restantes elementos o seu afastamento permite a recuperação do escoamento, agindo sobre cada um deles.

A segunda fase corresponde à configuração que incorpora o pórtico de travamento das rotações do tabuleiro, figura 4 b), nomeadamente: i) na comparação com os coeficientes obtidos para a configuração original, e ii) avaliação dos coeficientes aerodinâmicos da ação longitudinal imposta pelos “pórticos” adicionados à estrutura, para incidências de $\Theta = 0^\circ$ (direção longitudinal), 10° , 20° , 30° , 45° e 60° uma vez que a ponte passou a estar sujeita a ações aerodinâmicas longitudinais. Para tal o modelo do pórtico foi instalado num suporte tendo intercalada uma célula de carga, figura 8 , fazendo-se variar o ângulo de ataque por rotação do conjunto.



Fig. 8 | Ensaio do pórtico e da ponte com o pórtico

A ponte em análise não sendo de suspensão comum (em pontes pedonais) coloca alguns desafios à execução dos ensaios dinâmicos. Efetivamente o principal modo de deslocamento é transversal, situação não trivial de ensaio, com uma frequência muito baixa ($f_0 \approx 0,1$ Hz). Sendo o deslocamento na direção do escoamento obriga a que as molas que garantem a escala de tempo (através da frequência de oscilação) tenham, também, de estar posicionadas horizontalmente. Acresce que baixa frequência da ponte obriga a que a frequência das molas seja excessivamente baixa.

O problema foi ultrapassado montando uma instalação que permite desmultiplicar a frequência de oscilação (semelhante a um metrónomo), usando molas correntes, mas com características que permitem uma frequência de oscilação apropriada, e um braço com comprimento suficiente para suspender a ponte e obter a frequência de ensaio desejada, figuras 9 e 10. A resposta dinâmica da ponte é avaliada através da estimativa dos coeficientes de amortecimento. No entanto o modelo numérico de análise estrutural não permite identificar modos “puros” de torção (no plano yz) associados unicamente ao tabuleiro pelo que os ensaios



Fig. 9 | Sistema de desmultiplicação de frequências para os deslocamentos laterais da ponte

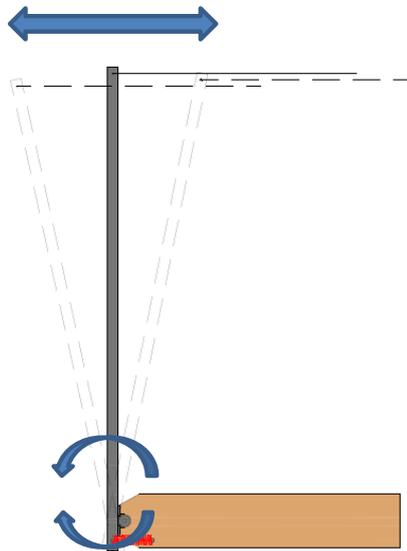


Fig. 10 | Esquema de funcionamento do sistema

de resposta dinâmica à ação do vento restringiram-se aos correspondentes a deslocamentos transversais.

Para toda a sequência de ensaios registou-se a resposta do modelo (oscilações livres) sujeito a velocidades crescentes do vento, sem qualquer ação externa, e com excitação forçada aplicando-se iniciais de 3 a 5 cm.

O fator de amortecimento, ζ , expresso em função do amortecimento crítico, é calculado a partir das amplitudes dos registos das oscilações livres recorrendo, uma vez que se está em presença de valores muito pequenos de amortecimento,

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi} \quad (4)$$

sendo δ o decremento logarítmico, $\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{a_t}{a_{t+n}} \right)$, a partir do valor do decremento logarítmico das amplitudes de oscilação, a_t .

4- RESULTADOS

4.1. Coeficientes estáticos

Os resultados obtidos nestes ensaios estão representados na figura 11 a) para as incidências transversais à ponte e b) no pórtico para as incidências longitudinais. Os dois pares de pontos que envolvem os valores médios para $\Theta=20^\circ$ e $\Theta=40^\circ$, respeitam às médias dos máximos e mínimos decorrentes da vibração, com a frequência f_{vs} relativa à libertação de vórtices, figura 11 b).

4.2. Resposta dinâmica

A possibilidade de condições para a ocorrência de galope foi avaliada com recurso ao critério de den Hartog - $dC_L/d\alpha + C_d < 0$ (Simiu e Scanlan 1996). Na gama de $-4^\circ < \alpha < 2^\circ$ a variação de C_L é negativa, mas C_d é positivo com um valor suficientemente elevado para que aquele critério não se verifique.

Foi avaliada a possibilidade de ação significativa com origem na libertação de vórtices induzida pelos “pórticos” (*vortex shedding*) através da análise, por FFT, das séries temporais das forças medidas.

As flutuações dos deslocamentos para as velocidades mais elevadas contêm uma energia substancialmente maior para as incidências de $\Theta = 20^\circ$ e 30° , correspondentes à libertação de vórtices com uma frequência de $f_{vs} \approx 10$ Hz, a que corresponde o valor do parâmetro adimensional que caracteriza estes fenómenos – o número de Strouhal, $St = fd/U$ – de $St = 0,01$. Esta libertação de vórtices justifica o facto de os valores de C_D serem mais elevados para estas incidências do que para de $\Theta < 20^\circ$.

O recurso ao decremento logarítmico pressupõe que a série a tratar seja sinusoidal o que não acontece para um número significativo de registos obtidos nestes ensaios. Assim, apenas se apre-

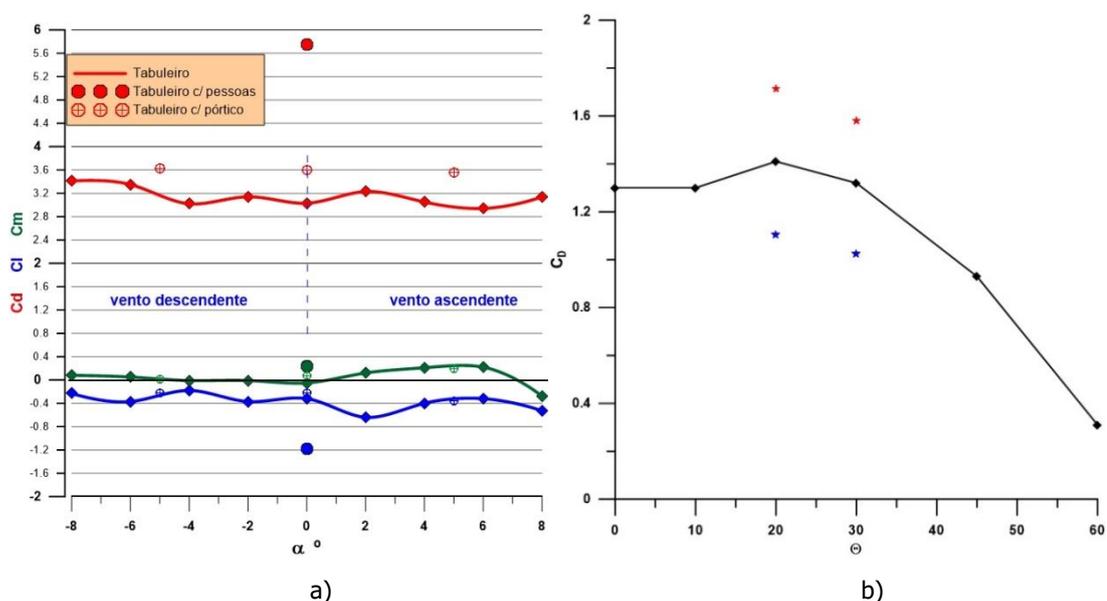


Fig. 11 | a) variação dos coeficientes aerodinâmicos em função do ângulo de ataque e, b) coeficiente de arrastamento do pórtico em função da incidência longitudinal

sentam os coeficientes de amortecimento referentes a registos com excitação inicial em deslocamento transversal. Os resultados apresentados têm em abcissas a “amplitude dos deslocamentos” (na realidade trata-se da amplitude das forças medidas) adimensionalizadas pelo valor máximo registado em cada ensaio. Na figura 12 representam-se as séries temporais das “amplitudes de deslocamento” sem vento e com vento, com excitação inicial.

É evidente que as oscilações são mais rapidamente amortecidas quando a ponte está imersa num escoamento e que a presença do vento induz persistentes movimentos de rotação de pequena amplitude de carácter não sinusoidal.

Os amortecimentos são sempre positivos com deslocamento inicial forçado para o que contribui a força de arrastamento, figura 13 a), onde se representa a evolução dos coeficientes de amortecimento, ζ , em função da velocidade do vento no protótipo e do ângulo de ataque. Na figura 13 b) apresenta-se a comparação das componentes espectrais, com velocidade e incidência variáveis, com as obtidas para velocidade nula com deslocamento inicial na frequência do 1º modo. O vento com incidência descendente (de norte) de $\alpha = -4^\circ$ induz uma resposta mais gravosa, havendo excitação inicial, com valores superiores à unidade em praticamente toda a gama de velocidades, isto é a energia associada às oscilações é maior que a que decorre da excitação sem vento.

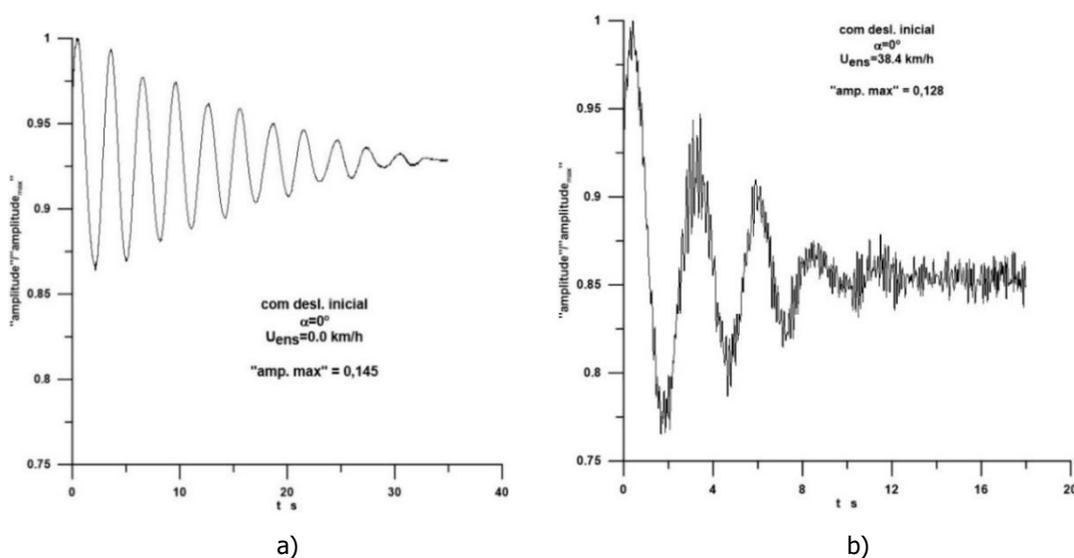


Fig. 12 | Séries temporais das “amplitudes de deslocamento” sem vento (a) e com vento (b), com excitação inicial

5- CONCLUSÕES

A avaliação do comportamento aerodinâmico da ponte pedonal suspensa sobre o Rio Paiva fez-se, como para outras pontes suspensas, através de ensaios em túnel de vento sobre um modelo (seccional) reduzido que deve reproduzir as características essenciais da estrutura de acordo com escalas específicas. De entre estas características as frequências dos principais modos de oscilação são requisitos fundamentais para a caracterização da resposta dinâmica à ação do vento.

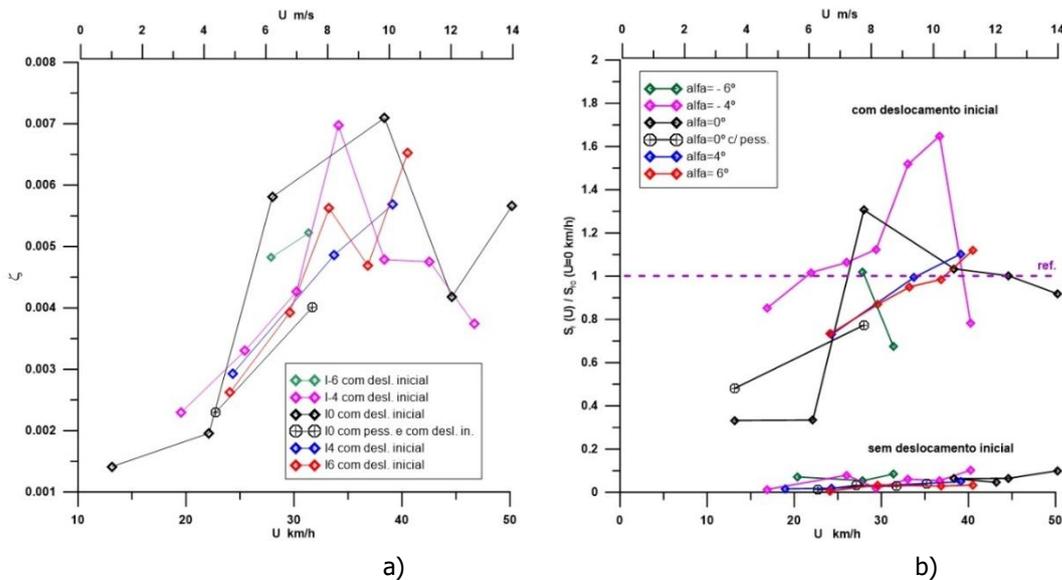


Fig. 13 | a) Coeficientes de amortecimento aerodinâmico para o deslocamento transversal; b) $(S_f)_{\max}$ vs S_{f0} , sem e com deslocamento inicial

A variação dos coeficientes aerodinâmicos, incluído o pórtico, é de $2,85 < C_D < 3,60$; $0,20 < C_L < 0,65$; $-0,30 < C_M < 0,30$, para o arrastamento, sustentação e momento, respectivamente. Os valores máximos observados ocorrem para $\alpha = -8^\circ$; $\alpha = 2^\circ$; $\alpha = 6^\circ$ e 8° , respectivamente. A presença de utentes, nas condições de ensaio, altera os valores em $C_D(0^\circ)$ de 3,0 para 5,8; $C_L(0^\circ)$ de 0,38 para 1,20 e $C_M(0^\circ)$ de 0,1 para 0,2.

A ação longitudinal sobre o pórtico foi avaliada para incidências variáveis na gama $0^\circ < \Theta < 60^\circ$, obtendo-se valores máximos de $1,2 < C_D < 1,4$ para $\Theta < 40^\circ$. Para maiores desvios relativamente ao eixo do tabuleiro o valor daquele coeficiente cai rapidamente para $C_D = 0,2$.

Foi também avaliada a possibilidade de os vórtices libertados pelo pórtico poderem constituir um risco para a estrutura tendo-se concluído que o número de Strouhal correspondente é de $S_t = 0,01$, pelo que a velocidade crítica (correspondente à situação de *lock-in*) é de 100 m/s (360 km/h). No entanto as vibrações induzidas conduzem à variação do coeficiente de arrastamento de $1,0 < C_D < 1,8$ para $20^\circ < \Theta < 30^\circ$ com implicações nas ações de fadiga, correspondentes a ventos de SO e NE.

Não se verificando o critério de den Hartog não é viável a ocorrência de galope.

A avaliação da resposta dinâmica à ação do vento necessitou de uma abordagem de ensaio peculiar dado que a oscilação fundamental da estrutura é de deslocamento transversal significando que o modelo se deve deslocar, no túnel de vento, de forma pendular no sentido do escoamento.

Os ensaios permitiram estimar a evolução dos coeficientes de amortecimento, em função da velocidade do vento no protótipo e do ângulo de ataque e eventuais deslocamentos iniciais, que mostraram ser sempre positivos.

REFERÊNCIAS

- ASCE. 1999 – Wind Tunnel studies of Buildings and Structures. ASCE manuals and reports on engineering practice n° 67, ISBN 0-7844-0319-8.
- Bandeira, F.; Tadeu, A., 2018 – Alteração do projeto da ponte suspensa da Cascata das Aguieiras (Ponte pedonal suspensa sobre o Rio Paiva). Projeto de execução. ITECONS, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Bandeira, F., 2019 – Ponte pedonal suspensa sobre o Rio Paiva) Nota Técnica sobre o sistema de conforto anti torção. ITECONS, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- BORGES, J. A. R., 1968 – LNEC's aerodynamic wind tunnel, Memory n° 319, LNEC (in Portuguese).
- Davenport, A. G.; Isyumov, N., Fader, D. J., Bowen, C.F.P., 1969 – A study on wind action on a suspension bridge during erection and completion: The Narrows Bridge, Halifax, Canada. Fac. of Engineering Science, Un. Of Western Ontario, London, Canada.
- Davenport, A. G.; Isyumov; N., Myata, T., 1971 – The experimental determination of the response of suspension bridges to turbulent wind. Proc. 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo.
- Hermansson, V.; Holma, J. (2015) – Analysis of suspended bridges for isolated communities. Rapport TVBK-5234, Lund Tekniska Hogskola, Sweden. ISSN 034-4969.
- Lam, H. T.; Katsuchi, H.; Yamada, H. (2017) – Investigation of turbulence effects on the aeroelastic properties of a truss bridge deck section, Engineering, 3, 845-853.
- Marques da Silva, F.; Pereira, I., 2009 – Aerodynamic stability evaluation of the cable stayed bridge for the third Tejo crossing in Lisbon. Reference configuration. LNEC - Proc. 0304/1/17207. Report 265/2009 – DE/NOE (in Portuguese).
- Marques da Silva, F., 2020 – Aerodynamic characterization of the Edgar Cardoso cable stayed bridge at Figueira da Foz. LNEC - Proc. 305/121/2216502. Report 292/2020 – DE/NESDE (in Portuguese).
- Mata, C.; Saraiva, J. G., 1989 – Arade river bridge aerodynamic stability. LNEC - Proc. 036/1/9038. Report 97/989 – DE/NDA (in Portuguese).
- Saraiva, J. G., 1988 – Aerodynamic stability of the Tejo bridge. LNEC - Proc. 036/1/8085. Report 217/88 – DE/NDA (in Portuguese).
- Saraiva, J. G.; Marques da Silva, F., 1995 – Aerodynamic studies on the new Tejo crossing cable stayed bridge. LNEC - Proc. 036/1/11633. Report 153/95 – DE/NDA (in Portuguese).
- Scanlan, R. H., 1978 – The action of flexible bridges under wind, I: Flutter theory. Jou. Of Sound and Vibration, n° 60(2), Academic Press, London, pp 187-199.
- Scanlan, R. H.; Lin, W. H., 1978 – Effects of turbulence on bridge flutter derivatives. Proc. ASME, EM4.
- SIMIU, E.; SCANLAN, R., 1996 – Wind effects on structures. An introduction to wind engineering. John Wiley & Sons, 3rd Edition, 1996.
- <http://www.lnec.pt/estruturas/en/core/earthquake-engineering-and-structural-dynamics-unit/infrastructures-5/>
- <https://www.zermatt.ch/en/Media/Attractions/The-Charles-Kuonen-Suspension-Bridge>