

PONTES LOGÍSTICAS DO TIPO MABEY DO EXÉRCITO PORTUGUÊS – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Ricardo Pereira ^{a1}, José Oliveira Pedro ^b, Artur Caracho ^a.

^a CINAMIL - Centro de Investigação da Academia Militar, Academia Militar, Lisboa, Portugal.

^b Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

ABSTRACT

This paper presents the study of the structural behaviour of the Mabey type logistic and modular bridge used by Portuguese Army, for logistic support of military operations and, when available, to the civil assistance. The main characteristic of the structure are first presented and the several logistic decks of the Portuguese Army are identified.

The assessment of a 58 m long simply supported bridge deck was made using a finite element model, for permanent and variable actions of both civil and military uses. The calibration of this model was performed using the displacements obtained from a deck load test, and the information provided in the manufacturer catalogue. The ultimate and serviceability limit states were verified according to the Eurocodes, highlighting the important aspects of the structural bridge behaviour.

The vehicle-structure dynamic interaction analysis was performed for real military live loads. Deformations, accelerations and dynamic forces of the deck were assessed during the military vehicle movement with different speeds. This analysis confirmed that real vehicles produce lower dynamic solicitations than standard live loads, for this case study.

This analysis proved a good structural behaviour of the Mabey type logistic bridge, for both the real military vehicles and 50% of the general load model 1 of Eurocode 1 – Part 2.

Keywords: Modular Bridge, Mabey Bridge, Portuguese Army, Structural Deck Behaviour, Vehicle-Structure Dynamic Interaction Analysis.

¹ O presente artigo resultou do trabalho desenvolvido para a Dissertação de Mestrado elaborada pelo autor.
Email para contacto: pereira.rmr@mail.exercito.pt

RESUMO

Neste artigo apresenta-se o estudo do comportamento estrutural da ponte logística modular do tipo Mabey, utilizada pelo Exército Português para apoio logístico às operações militares e, quando disponível, na assistência à população. Descrevem-se as características principais desta estrutura e resumem-se as várias pontes logísticas do Exército Português.

Apresenta-se os resultados do estudo de um tabuleiro simplesmente apoiado com 58 m de vão com um modelo numérico de elementos finitos, submetido às ações permanentes e às ações variáveis com caracter civil e militar. A calibração do modelo foi feita comparando os resultados obtidos com as medições “*in-situ*” de um ensaio de carga realizado, e as informações fornecidas no catálogo do Fabricante. A avaliação dos estados limites últimos e de serviço foi feita de acordo com os Eurocódigos, permitindo identificar aspetos importantes do comportamento estrutural deste tipo de estruturas.

Apresenta-se os resultados do estudo do comportamento dinâmico de interação veículo-estrutura realizado, simulando a circulação de veículos militares reais a diversas velocidades, e avaliando as deformações, as acelerações e os esforços dinâmicos nos elementos estruturais principais. Este estudo permite concluir que, no caso de estudo, as solicitações dinâmicas durante a passagem dos veículos militantes utilizados são inferiores às solicitações obtidas com as sobrecargas regulamentares.

A análise realizada demonstra o bom comportamento estrutural da ponte logística tipo Mabey tanto para as sobrecargas militares adotadas como para cerca de 50% das sobrecargas regulamentares da Parte 2 do Eurocódigo 1.

Palavras-chave: Ponte Modular, Ponte Mabey, Exército Português, Comportamento Estrutural, Análise Dinâmica de Interação Veículo-Estrutura.

1 INTRODUÇÃO

A ponte logística do tipo Mabey é utilizada pelo Exército Português no apoio de operações militares e, quando disponível, também no apoio à sociedade civil. A sua operação tem sido sustentada pelo “manual técnico” do Fabricante que, de uma forma simples, define as várias possibilidades de utilização da estrutura e fornece informação para avaliar as suas condições de operacionalidade. Contudo, no decurso da sua utilização pelo Exército Português tem-se afigurado de interesse conhecer mais em detalhe o funcionamento estrutural deste tipo de estrutura, permitindo assim sustentar de uma forma mais técnica as condições de utilização e identificar claramente a sua capacidade de carga.

Este estudo é possível dado o estado de desenvolvimento dos atuais meios informáticos de cálculo, que permitem o desenvolvimento de sofisticados modelos numéricos de análise. Contudo, afigura-se que estes modelos devem ser, sempre que possível, calibrados tanto com resultados experimentais, como com resultados de modelos de cálculo simplificados. Desta forma, o desenvolvimento do modelo numérico para simular de forma adequada o comportamento estrutural da ponte Mabey, foi muito auxiliado pela comparação de resultados com os registos experimentais disponíveis e as formulas simplificadas do manual do Fabricante.

2 PONTES LOGÍSTICAS DO EXÉRCITO PORTUGUÊS

O conceito de *Ponte Logística* é associada a uma ponte com características específicas como sejam: a) a elevada capacidade de carga; b) a flexibilidade para vencer tanto pequenos como médios vãos; e c) o facto de ser rápida e simples de transportar e montar. Este conceito surgiu inicialmente no meio militar, quando se tornou necessário montar de forma rápida estruturas provisórias com elevada capacidade de carga, no apoio de retaguarda as operações militares.

O conceito de Ponte Logística foi proposto inicialmente por A. M. Hamilton em 1935. Tratava-se de uma ponte construída a partir de painéis pré-fabricados de aço, e usada tanto para mobilizações militares rápidas, no acesso a áreas remotas, na transposição de obstáculos naturais ou para substituir pontes destruídas, como no apoio à população civil quando o Exército podia prescindir delas (FHD, 2005). Este conceito manteve-se até aos dias de hoje, com sucessivas evoluções realizadas por várias empresas. O Exército Português adquiriu a ponte logística do tipo Mabey (Figura 1), no seu modelo mais evoluído, complementando as valências que já dispunha com o pontão de alumínio M4T6, a ponte Ribbon, a ponte Treadway, a ponte Bailey, e a ponte TMTB, que se caracterizam de forma resumida de seguida.



Figura 1 - Ponte Mabey montada em Mira [Fonte própria]

2.1 PONTÃO DE ALUMÍNIO M4T6

O pontão de alumínio M4T6 (Figura 2) é uma estrutura fixa cujo tabuleiro é formado por vigas de duralumínio, que pode ser montada com ou sem apoios intermédios, para transpor obstáculos de forma rápida. Esta ponte vence vãos até 13,5 m, com um tabuleiro de 4,2 m de largura útil de 66 t de capacidade, muito simples, versátil e rápido de montar (EPE, 1970).

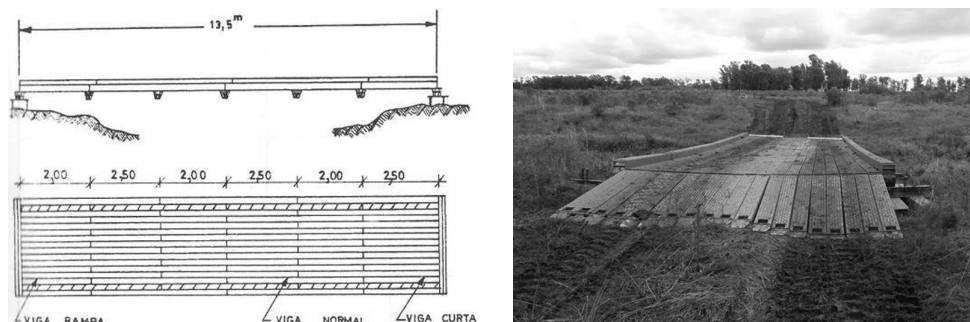


Figura 2 - Pontão de alumínio M4T6 (EPE, 1970), (CP, 2015)

2.2 PONTE RIBBON



Figura 3 - Ponte Ribbon, num exercício do Exército Português

A ponte Ribbon (Figura 3) possui uma estrutura flutuante, operada com auxílio de embarcações. Trata-se portanto de uma plataforma móvel de largura útil de 3,65 m para o transporte de veículos até 60 t (EPE, 1970).

2.3 PONTE TREADWAY

Ponte Treadway (Figura 4), instalada por exemplo em 2011 na Madeira, sobre a Ribeira Brava, permite vencer vãos até 18,2 m e a circulação de veículos até 30 t, numa faixa de rodagem com 4,1 m (Almeida, 1996).



Figura 4 - Ponte Treadway montada em 2011 sobre a Ribeira Brava, Madeira (EPE, 2015)

2.4 PONTE BAILEY

A Ponte Bailey (Figura 5), a estrutura deste tipo mais conhecida e de maior utilização no mundo, permite vencer um vão máximo de 63 m com um tabuleiro de 4,2 m de largura com capacidade para veículos até 36 t (EPE, 1974).



Figura 5 - Ponte Bailey montada em Ferreira do Alentejo (EPE, 2015)

2.5 PONTE TMTB

A Ponte TMTB (Figura 6) constitui a plataforma mais leve, flexível e rápida de montar do Exército Português, para vãos até 12 m, uma largura ajustável à largura do veículo, e capacidade até 20 t (Almeida, 1996).



3 PONTES DO TIPO MABEY

A Ponte Mabey com uma faixa de rodagem de 4,2 m (Figura 1) permite a montagem com diversas configurações, com um vão máximo de 60,96 m para veículos até 80 t, ou então com um vão máximo 51,82 m para veículos até 110 t (MBL, 2014a). Normalmente, a sua montagem é realizada num vão simplesmente apoiado (Paoli, 2009), contudo, é possível colocar apoios intermédios para vencer maiores obstáculos (Figura 7) (MBL, 2014b). A ponte Mabey é concebida pela empresa inglesa Mabey & Johnson Ltd. Trata-se de uma estrutura com grande capacidade de carga concebida com materiais de elevada resistência e durabilidade, que necessitam pequena manutenção (MBL, 2014b).

O seu sistema modular é muito mais rápido de montar que as pontes convencionais de betão armado pré-esforçado ou mistas aço-betão, o que constitui uma vantagem na sua utilização pelo Exército, quer em missões militares de apoio logístico como em situações de emergência, no apoio à sociedade civil, como no caso das cheias na praia de Mira, em 2014, que destruiu a ponte existente no local (Figura 1).



Figura 6 - Ponte TMTB (EPE, 2015)



Figura 7 - Ponte Mabey com apoios intermédios (MBL, 2014b)

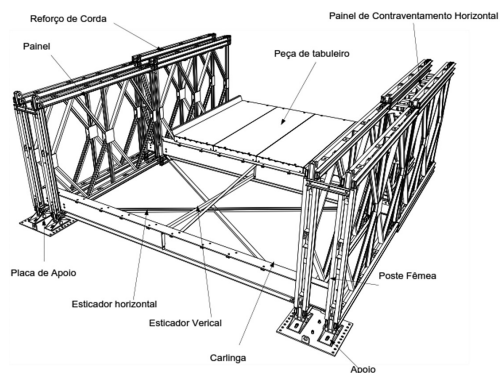


Figura 8 - Secção tipo de uma ponte Mabey DSHR2H, adaptado de (MBL, 2014a)

3.1 CONFIGURAÇÃO

A Ponte Mabey é constituída por módulos, permitindo a sua montagem com diversas configurações de treliças e com diferentes vãos. É possível montar em paralelo um, dois ou três planos de treliça, com ou sem reforços locali-

zados nas cordas (MBL, 2014a). Na Figura 8 apresenta-se uma secção tipo desta ponte logística, na configuração DSHR2H (treliça dupla com reforço duplo), com módulos de 3,048 m de altura e 6,045 m de largura total, a que corresponde uma largura de circulação de 4,20 m. Nas Figuras 9 e 10 são apresentadas as configurações possíveis e assinalada a configuração TSHR3H utilizada como caso de estudo, com três planos de treliça para um vão livre de 57,91 m e uma capacidade para veículos militares de 60 t.

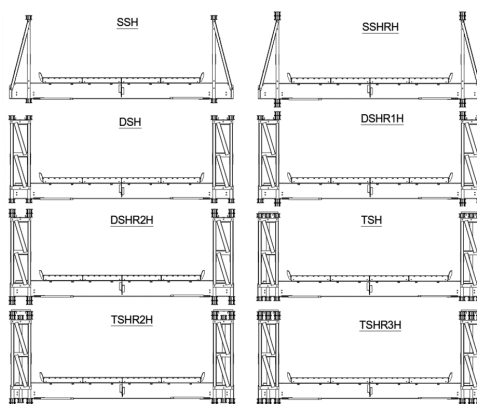


Figura 9 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (MBL, 2014a)

| Vão | | Classe 40 t Civil | Classe 60 t Normal | Classe 80 t Lagartas Normal | Classe 110 t Rodas Normal |
|----------------|-------|----------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------------|
| Compartimentos | [m] | | | | |
| 5 | 15.24 | SSH | SSH + | DSH | DSH |
| 6 | 18.29 | SSH + | SSHRH + | DSH | DSH |
| 7 | 21.34 | SSHRH + | SSHRH ++ | DSH | DSH |
| 8 | 24.38 | SSHRH ++ | SSHRH ++ | DSHR1H ++ | DSHR1H ++ |
| 9 | 27.43 | SSHRH ++ | DSH | DSHR1H ++ | DSHR1H ++ |
| 10 | 30.48 | SSHRH +++ | DSHR1H + | DSHR1H ++ | DSHR2H ++ |
| 11 | 33.53 | DSH | DSHR1H ++ | DSHR1H +++ | DSHR2H ++ |
| 12 | 36.58 | DSHR1H ++ | DSHR1H ++ | DSHR2H + | DSHR2H +++ |
| 13 | 39.62 | DSHR1H ++ | DSHR1H +++ | DSHR2H ++ | DSHR2H +++ |
| 14 | 42.67 | DSHR1H ++ | DSHR2H + | DSHR2H ++ | TSHR2H ++ |
| 15 | 45.72 | DSHR2H + | DSHR2H + | DSHR2H ++ | TSHR3H + |
| 16 | 48.77 | DSHR2H + | DSHR2H ++ | TSHR2H ++ | TSHR3H ++ |
| 17 | 51.82 | DSHR2H ++ | TSHR2H | TSHR2H ++ | TSHR3H ++ |
| 18 | 54.86 | TSHR2H + | TSHR2H + | TSHR3H + | X |
| 19 | 57.91 | TSHR3H | TSHR3H | TSHR3H ++ | X |
| 20 | 60.96 | TSHR3H | TSHR3H + | TSHR3H ++ | X |

Figura 10 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (MBL, 2014a)

3.2 COMPONENTES

A caracterização geométrica da estrutura foi suportada no levantamento geométrico das secções que compõem os módulos estruturais (Figura 11). Estas medições permitiram confirmar que se trata de perfis de séries inglesas. O painel “super” tipo é composto por montantes e diagonais que ligam as cordas (Figura 12). As diagonais são perfis CH 76x38x7, e as cordas são constituídas por dois perfis PFC 100x50x10 “de faces voltadas” e afastadas de 80 mm.

Identificou-se também um painel “super” designado de “corte elevado”, com maior resistência ao esforço transversal. A única alteração em relação ao painel tipo corresponde à redução da inclinação das diagonais, conseguida com a introdução de esquadros nas ligações às cordas (Figura 13).

O reforço adicional das cordas dos painéis “super” é possível com elementos que aumentam a sua área e reduzem a esbelteza (Figura 14). Trata-se de um elemento com geometria idêntica às cordas dos painéis, i.e. composto por dois elementos PFC 100x50x10 “de faces voltadas” e afastados de 80 mm. Nas extremidades do tabuleiro são colocados elementos verticais que transmitem as cargas dos painéis para os aparelhos de apoios. Estes “montantes de extremidade” tem secção idêntica ao das cordas (Figura 15).

A grelha de circulação assenta em carlingas espaçadas de 3,05 m, que se ligam nas extremidades nas cordas inferiores dos painéis tipo. Estas carlingas são vigas de secção I, tipo UB 457x152x74 (Figura 16). O travamento dos painéis da estrutura é realizado tanto em planta como em perfil.

O travamento em planta do tabuleiro é realizado por um contraventamento “em cruz” e um travamento dos banzos comprimidos das carlingas, realizado com cantoneiras L 60x60x6 (Figura 17). O travamento das vigas treliçadas é feito por painéis tipo de contraventamento vertical e horizontal (Figura 18), constituídos por perfis CH 76x38x7, PFC 100x50x10 e L 60x60x6.

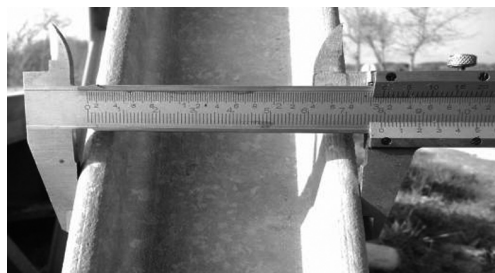


Figura 11 - Levantamento das dimensões das cordas [Fonte própria]

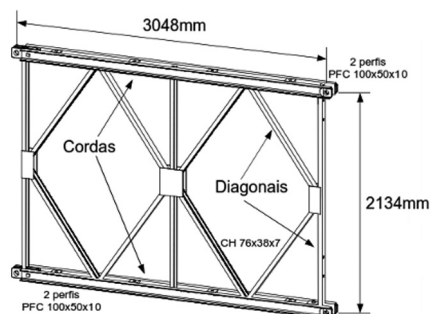


Figura 12 - Painel “Super”, adaptado de (MBL, 2014a)

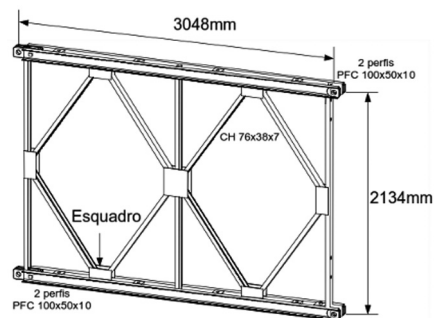


Figura 13 - Painel “Super de Corte Elevado”, adaptado de (MBL, 2014a)

No Quadro 1 apresenta-se um resumo das secções dos perfis que compõem o tabuleiro, indicando-se as dimensões de catálogo e os valores medidos no levantamento geométrico. Dado que as dimensões são muito semelhantes, no modelo numérico são adotadas as propriedades tabeladas.

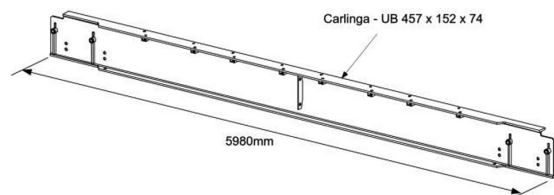


Figura 16 - Carlinga tipo, adaptado de (MBL, 2014a)



Figura 17 - Vista inferior do travamento em planta do tabuleiro montado em Odemira (EPE, 2015)

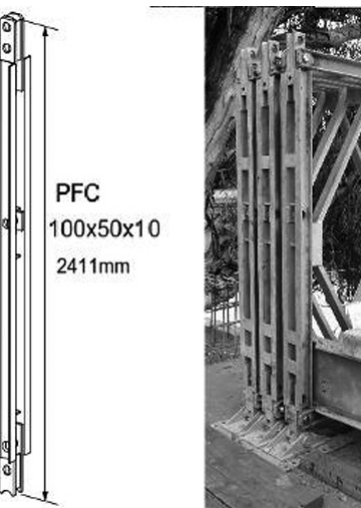
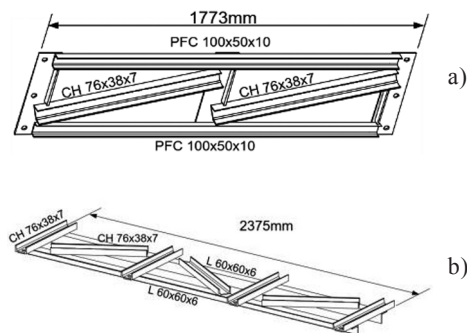


Figura 15 - Montantes de extremidade, adaptado de (MBL, 2014a)



Figura 18 - Painel de contraventamento a) vertical e b) horizontal (MBL, 2014a)

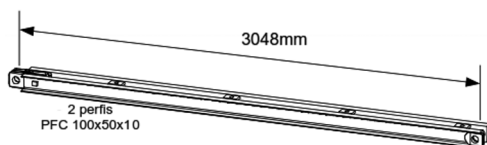


Figura 14 - Reforço de corda, adaptado de (MBL, 2014a)

Quadro 1 - Dados geométricos dos perfis que compõem os elementos da estrutura, adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004)

| Secções | PFC 100x50x10 | | CH 76x38x7 | | UB 457x152x74 | | L 60x60x6 | |
|---------------------------|---------------|------------|------------|------------|---------------|------------|-----------|------------|
| | Catálogo | Lev. Geom. | Catálogo | Lev. Geom. | Catálogo | Lev. Geom. | Catálogo | Lev. Geom. |
| h [mm] | 100 | 101 | 76.2 | 79 | 462 | 432 | 60 | 60 |
| b [mm] | 50 | 50.5 | 38.1 | 40 | 154.4 | 146 | 60 | 60 |
| t_w [mm] | 5 | --- | 5.1 | --- | 9.6 | 9.5 | 6 | 6 |
| t_r [mm] | 8.5 | 9 | 6.8 | 7.2 | 17 | 15.9 | 6 | 6 |

3.3 ESQUEMA DE MONTAGEM

A ponte Mabey pode ser montada de duas formas distintas. A estrutura pode ser montada numa das margens e lançada em consola até à margem oposta. Ou, em alternativa, a estrutura pode ser montada na totalidade numa das margens e, de seguida, colocada na posição final com auxílio de uma grua. A necessidade de uma grua de elevada capacidade torna esta forma de montagem menos utilizada.

Para efetuar o lançamento é necessário utilizar um “nariz de lançamento” (a branco na Figura 19) e contrapesos colocados sobre o tabuleiro para equilibrar a estrutura durante o lançamento (a preto na Figura 19). A localização e a quantidade destes contrapesos, normalmente constituídos pelos próprios painéis da grelha do tabuleiro, e o comprimento do nariz de lançamento, dependem do vão a vencer.

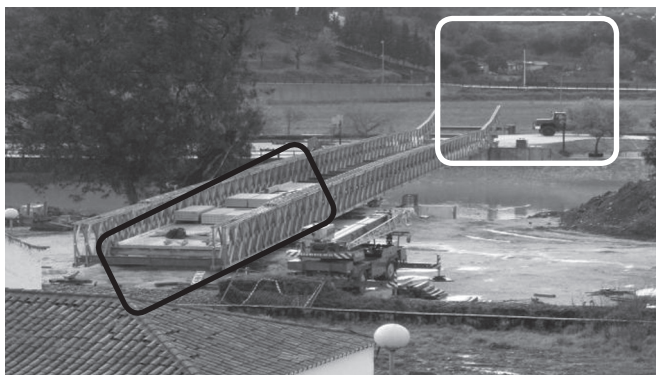


Figura 19 - Montagem de uma ponte Mabey efetuada por lançamento com contrapesos, em Odemira (EPE, 2015)

O estudo do lançamento constitui um dos aspetos mais importantes do projeto. Para garantir o equilíbrio o centro de gravidade da estrutura não pode ultrapassar os “cilindros de lançamento” na margem de partida, até ao apoio do nariz na margem de chegada (Figura 20).

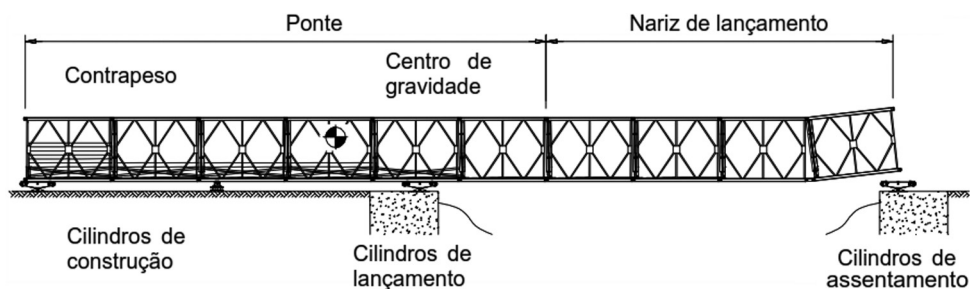


Figura 20 - Esquema de montagem da ponte Mabey, adaptado de (MBL, 2014a)

4 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

4.1 MODELO DE ANÁLISE

O modelo numérico para análise da Ponte Mabey (Figura 21) foi realizado no programa de cálculo automático SAP2000 utilizando elementos finitos de barra com comportamento elástico e linear, para a configuração TSHR3H. Para a calibração do modelo foram utilizados os resultados do ensaio de carga da ponte com esta configuração montada em Odemira em 2011, pela Companhia de Pontes do Exército Português.



Figura 21 - Vista 3D do modelo numérico da estrutura em SAP2000
[Fonte própria]

De facto, ao analisar as ligações aparafusadas e por encaixe com cavilhas entre módulos da estrutura, verificou-se que ambas dispunham de folgas que influenciam a deformabilidade da estrutura. Para avaliar a influência deste aspeto foram comparadas as flechas medidas a meio vão obtidas: i) topograficamente no ensaio de carga; ii) utilizando as fórmulas fornecidas no manual de utilização da ponte; e iii) diretamente do modelo de análise. O Quadro 2 apresenta os deslocamentos verticais a meio vão, sendo δ_{medido} os deslocamentos medidos “*in-situ*” para a ação do peso próprio (pp) e do veículo de ensaio (Figura 22) de 40 t (sob).

Quadro 2 - Deslocamentos verticais na secção de meio vão

| Ação | δ_{medido} [mm] | δ_{tabela} [mm] | δ_{modelo} [mm] |
|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Peso próprio (pp) | --- | pp \approx 17.98 kN/m | pp \approx 17.32 kN/m |
| | 110 | 68 + 100 = 168 | 70 + 98 = 168 |
| Veículo de 40 t (sob) | 40 | 42 | 45 |



Figura 22 - Ensaio de carga na ponte Mabey montada em Odemira (EPE, 2015)

No mesmo quadro apresentam-se também os deslocamentos verticais obtidos no modelo de cálculo. A deformação de 70 mm, obtida admitindo ligações rígidas entre módulos, é praticamente igual ao valor obtido no manual do Fabricante. Simulando no modelo a ligação flexível entre módulos calibra-se a deformação adicional de 98 mm devida às “folgas” nas ligações, para estar de acordo com os 100 mm fornecidos no referido manual. A comparação das deformadas do modelo com os resultados do ensaio permite concluir que as folgas nas ligações devem ter conduzido na prática a um menor acréscimo da deformabilidade para a ação do peso próprio, mas que para a ação do veículo de ensaio as deformadas obtidas são muito semelhantes.

4.2 AÇÕES E CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

As ações determinantes para a avaliação em condições de serviço e da capacidade última deste tipo de estruturas metálicas correspondem às ações permanentes e às sobrecargas provenientes de uma utilização civil ou militar. As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio, associado ao peso dos elementos estruturais, e pelas restantes cargas permanentes. A parcela das restantes cargas permanentes é neste tipo de estruturas, em geral, muito reduzida, correspondendo apenas aos poucos acabamentos a executar após a montagem do tabuleiro, nomeadamente: a colocação dos postes de iluminação, dos guarda-corpos pedonais e das redes de proteção. No caso de estudo considerou-se apenas a parcela do peso próprio dos elementos que compõem a estrutura.

Na configuração TSHR3H o peso próprio de catálogo é 17,97 kN/m. O valor correspondente obtido no modelo é 17,32 kN/m (obtido dividindo a soma das reações verticais, 1002,86 kN, pelo comprimento total, 57,91 m). A sobrecarga utilizada corresponde ao Modelo de Carga 1 (LM1) da EN 1991-2 (CEN, 2003), que pretende simular os efeitos do tráfego ligeiro e pesado. Este modelo é constituído por uma carga distribuída e por uma sobrecarga concentrada, dividida em dois eixos com duas rodas, que representam o efeito dos eixos traseiros de um veículo pesado (TS). Na via de 3 m com tráfego mais pesado, as rodas do veículo têm o valor característico de 150 kN por roda, correspondendo no total a um veículo de 600 kN aplicado de forma centrada na via, numa zona de apenas 2x1,2 m² (Figura 23a). A sobrecarga distribuída (UDL) nesta via toma o valor 9,0 kN/m², e na restante parte da plataforma o valor de 2,5 kN/m² (Figura 23b).

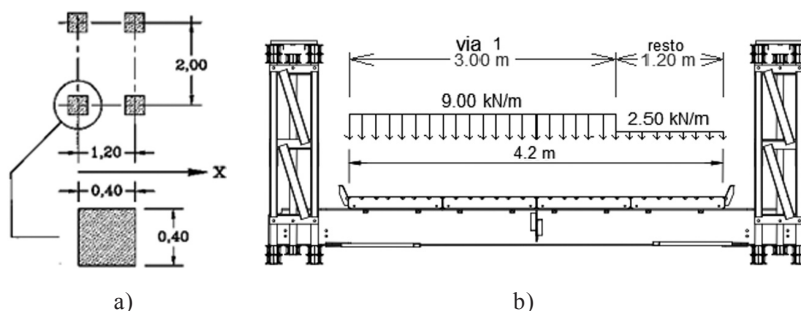


Figura 23 - a) Rodas do veículo (TS) e b) Disposição transversal da sobrecarga uniforme (UDL)

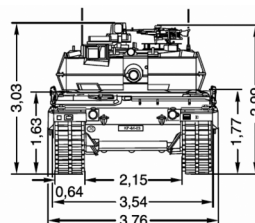
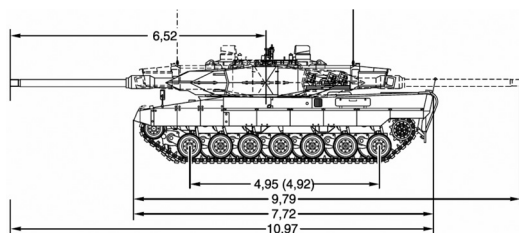


Figura 24 - a) Dimensões do carro de combate Leopard 2A6 [m] e b) Modelo equivalente de cargas [kN] (OTM, 2001)

Em alternativa ao Modelo de Carga 1, considera-se a ação militar específica correspondente ao veículo militar tático mais pesado do Exército Português – o carro de combate *Leopard 2A6* (Figura 24a) (OTM, 2001). Com um peso máximo total de 595,4 kN, este veículo é directamente comparável com o veículo tipo regulamentar mais pesado com 600 kN, mas é repartido em 2 x 7 rodas que apoiam as lagartas aplicadas numa zona de 4,95 m por 2,9 m (Figura 24b).

As verificações de segurança são realizadas para combinações de ações de Estado Limite Último (ELU) e de Utilização (ELS), de acordo com o EC0 (CEN, 2001). Nos ELU são utilizadas as combinações (1) e (3) e no ELS frequente a combinação de ações (2):

$$1.35 \times (0.9 \times cp) + 1.35 \times 0.9 \text{ (UDL + TS)} \quad (1)$$

$$cp + 0.4 \times \text{UDL} + 0.75 \times \text{TS} \quad (2)$$

$$1.35 \times (cp) + 1.35 \times (\text{SOB}_{\text{Militar}}) \quad (3)$$

sendo cp as cargas permanentes, UDL o modelo das cargas uniformemente distribuídas, TS o veículo tipo regulamentar e $\text{SOB}_{\text{Militar}}$ o veículo militar da Figura 24. Na combinação (1) considera-se o coeficiente de majoração das sobrecargas regulamentares de $1,35 \times 0,9 = 1,22$, tendo em conta o carácter provisório da estrutura.

4.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ÚLTIMA

Procedeu-se à verificação da segurança última da estrutura simplesmente apoiada do tabuleiro com um vão de 58 m, utilizando as ações regulamentares definidas anteriormente. Na Figura 10 estabelece-se, de acordo com o Fabricante, a classe máxima permitida para cada configuração de montagem. Para o vão analisado, esta capacidade é de 40 t para classe Civil e 60 t para classe Militar. A consideração das sobrecargas do EC1-2 é portanto uma situação de projeto muito desfavorável dado que se considera a passagem apenas na “via de lentos” de sobre-cargas uniformes e concentradas bastante elevadas. Para a combinação de ações (1) que envolve as sobrecargas regulamentares, a diagonal mais esforçada apresenta uma relação entre o esforço atuante/resistente de 1,60, o que indica que as diagonais de extremidade não têm a capacidade resistente necessária para verificar o ELU que envolve as sobrecargas do EC1- Parte 2. A verificação é assegurada considerando 50% dessa sobrecarga regulamentar. Uma solução possível para aumentar localmente a resistência destas diagonais consiste em utilizar painéis de extremidade do tipo “super de corte elevado” (Figura 13). Esta solução corresponde aliás à configuração TSHR3H++, já utilizada pelo Exército Português para o mesmo vão e que, conforme a Figura 10, permite a circulação de veículos militares de lagartas até 80 t.

Para a combinação de ações (1), a corda comprimida de meio vão mais esforçada apresenta uma relação esforço atuante/resistente de 1,44. Conclui-se portanto que também as cordas comprimidas não têm a capacidade resistente necessária para verificar o ELU que envolve a ação das sobrecargas do EC1-Parte 2. A verificação da segurança última é contudo assegurada para uma combinação que envolve a carga permanente e 65% desta sobrecarga regulamentar. A carlinga mais esforçada apresenta uma relação esforço atuante/resistente de 0,77, o que mostra que as carlingas têm capacidade resistente para a combinação de ELU que envolve as sobrecargas do EC1-Parte 2.

Tendo em consideração a ação da sobrecarga militar e a combinação de ações (3), obtêm-se relações entre os esforços atuantes/resistentes de 0,73 para as diagonais de extremidade, também de 0,73 para a corda superior de meio vão e de 0,40 para as carlingas. Estes resultados mostram que os diversos elementos que compõem a estrutura têm a capacidade resistente necessária para o veículo militar definido.

4.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM SERVIÇO

O comportamento em serviço deve ser igualmente avaliado, nomeadamente a deformabilidade do tabuleiro. No entanto, o EC0 (CEN, 2001), não define a flecha máxima admissível para tabuleiros rodoviários, tendo por isso sido

utilizado o critério estabelecido pela norma suíça SIA (SIA, 1989), que define o limite $L/500$ para a ação do valor frequente das sobrecargas. Importa também evidenciar a flexibilidade da estrutura através dos três primeiros modos e frequências próprias, que estão representados nas Figuras 25 à 36.

1º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de flexão em planta com torção associada:

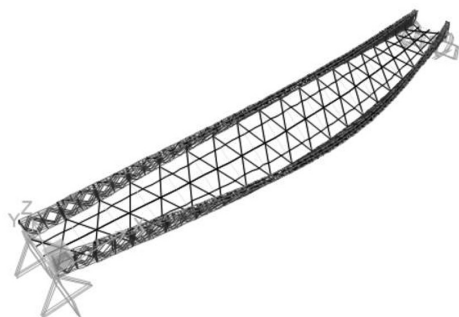


Figura 25 - Vista 3D do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]



Figura 26 - Alçado frontal do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

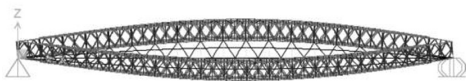


Figura 27 - Alçado lateral do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]



Figura 28 - Planta do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

Frequência = 1,71 Hz

Período = 0,583 s

2º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de flexão vertical longitudinal:



Figura 29 - Vista 3D do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

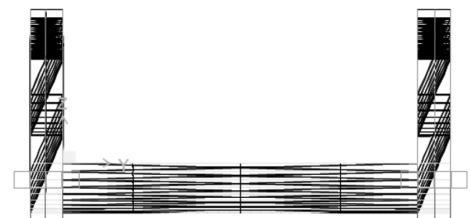


Figura 30 - Alçado frontal do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]



Figura 31 - Alçado lateral do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

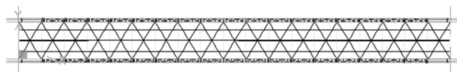


Figura 32 - Planta do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

Frequência = 1,99 Hz

Período = 0,502 s

3º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de torção:

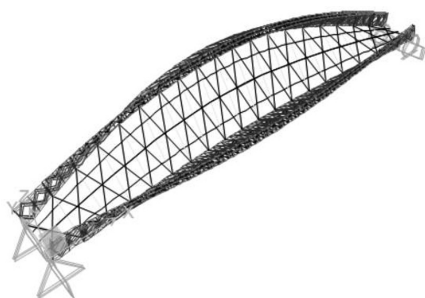


Figura 33 - Vista 3D do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]



Figura 34 - Alçado frontal do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]



Figura 35 - Alçado lateral do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

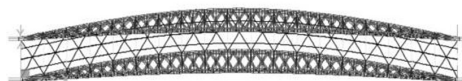


Figura 36 - Planta do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala) [Fonte própria]

Frequência = 2,92 Hz

Período = 0,342 s

Assim, para um vão de 57,91 m, a flecha admissível é assim de 116 mm, superior ao valor da flecha para a ação frequente das sobrecargas regulamentares (99 mm). Para a ação característica do veículo militar a flecha máxima é de 80 mm, também inferior ao limite $L/500$.

De qualquer forma, desta análise constata-se que, a estrutura é relativamente deformável, devido a ser constituída por diversos módulos com ligações deformáveis. No caso de estudo são utilizados 19 módulos o que de acordo com os resultados do Quadro 2, mais do que duplica a flecha elástica da carga permanente.

Avaliou-se também a sensibilidade da estrutura para o caso da ocorrência de um assentamento diferencial num dos seus apoios de extremidade. Este aspeto pode ser relevante na redistribuição dos esforços internos na estrutura, e no incremento da deformabilidade em serviço (Meireles, 2010).

A natureza das pontes modulares conduz a que assentamentos nos apoios sejam possíveis. De facto, a necessidade de realizar a montagem de uma estrutura leve de forma rápida, leva por vezes à decisão de não executar fundações indiretas por estacas ou micro-estacas para apoio dos encontros. Assim, os encontros são, por vezes, apenas constituídos por blocos de betão armado executados sobre o terreno compactado superficialmente, podendo sofrer assentamentos significativos ao longo do tempo. Neste contexto, foram avaliados os efeitos de um assentamento de 10 cm, apenas num dos apoios de uma treliça lateral. Trata-se de um valor elevado, que só é justificável ocorrer num encontro com fundação direta realizado de uma forma rápida num terreno de elevada deformabilidade.

Associando o assentamento de 10 cm numa das extremidades da estrutura ao valor frequente das sobrecargas regulamentares, obtêm-se nos elementos mais condicionantes da estrutura relações entre os esforços atuantes/resistentes de 0,95 nas diagonais de extremidade, de 0,71 nas cordas comprimidas de meio vão, e de 0,41 nas carlingas. A consideração do mesmo assentamento na combinação característica que envolve o veículo militar, conduz às relações entre os esforços atuantes/resistentes de 0,65, de 0,52 e de 0,33 nos mesmos elementos condicionantes da estrutura.

4.5 INTERAÇÃO VEÍCULO ESTRUTURA

Os efeitos dinâmicos em pontes rodoviárias, ferroviárias e pedonais têm sido objeto de estudos específicos, sendo bem conhecida a importância na resposta da estrutura da frequência induzida no tabuleiro durante a passagem das sobrecargas (e que depende entre outros aspetos da velocidade de circulação) (Chompoing, 1995). O coeficiente de amplificação dinâmica é mais elevado para sobrecargas “sincronizadas”, sendo difícil estabelecer um único valor deste coeficiente para todos os possíveis tipos de tráfego, e para os efeitos dinâmicos registados nas deformações e nos esforços dos vários elementos da estrutura (González, 2011).

Desta forma, na norma EN 1991-2 os valores das sobrecargas rodoviárias contêm já os efeitos dinâmicos associados (conforme se refere na cláusula 4.3.2 (4) da norma). Contudo, a situação real da passagem de um veículo militar justifica a avaliação da amplificação dinâmica dos deslocamentos e esforços estáticos utilizados nas verificações de segurança.

4.5.1 Deslocamentos e Acelerações Dinâmicas

Os deslocamentos e acelerações dinâmicos são mais significativos onde a carga está direta-mente aplicada, ou seja ao nível da plataforma de circulação. Assim, apresentam-se os deslocamentos e acelerações para as barras da corda inferior da secção de meio vão. No Quadro 3 resumem-se as flechas verticais máximas registadas durante a passagem do veículo militar a diversas velocidades.

Quadro 3 - Flechas dinâmicas máximas durante a passagem do veículo militar em função da velocidades

| Velocidade [m/s] | 0 | 5 | 10 | 15 | 18.8 | 20 | 25 | 30 |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Flecha a ½ vão [mm] | 148.9 | 149.0 | 148.7 | 150.2 | 150.7 | 152.1 | 148.0 | 155.9 |

Neste quadro, o valor 18,8 m/s corresponde à velocidade máxima do veículo militar adotado (aproximadamente 68 km/h), embora no modelo se tenha simulado passagens com velocidades superiores para avaliar a sensibilidade da estrutura nestes casos. Dos resultados obtidos conclui-se que os efeitos dinâmicos nas flechas são mais relevantes para velocidades elevadas, registando-se um incremento máximo do deslocamento estático de meio vão de apenas 5% para a velocidade de 30 m/s. A amplificação dinâmica das flechas é portanto reduzida, mesmo para velocidades elevadas de circulação do veículo militar.

Os valores dinâmicos máximos das acelerações verticais são resumidos no Quadro 4.

Quadro 4 - Acelerações dinâmicas máximas durante a passagem do veículo militar em função da velocidades

| Velocidade [m/s] | 5 | 10 | 15 | 18.8 | 20 | 25 | 30 |
|---|------|------|------|------|------|------|-------|
| Aceleração máxima em módulo [m/s ²] | 0.82 | 1.83 | 6.13 | 5.30 | 3.43 | 7.51 | 19.05 |

Da análise destes resultados verifica-se que, em geral, as maiores acelerações dinâmicas registadas ocorrem para as maiores velocidades. Embora não exista também um critério estabelecido para tabuleiros rodoviários, o máximo definido pelo Anexo A2 da EN 1990 para via férreas não balastadas é de 5 m/s². Contudo, as acelerações máximas registadas excedem este limite para velocidades de circulação acima de 10 m/s, à exceção da

velocidade de 20 m/s, o que dá uma indicação do valor da ordem de 10 m/s como velocidade máxima de circulação (36 a 40 km/h).

4.5.2 Esforços Dinâmicos

A relação entre os esforços dinâmicos e estáticos permite calcular o coeficiente de amplificação dinâmica para a ação das sobrecargas. De acordo com a EN 1991-2 a amplificação dinâmica é obtida pela equação (4):

$$\varphi'_{dyn} = \max |y_{dyn} / y_{stat}| - 1 \quad (4)$$

O coeficiente de amplificação dinâmica de esforços obtido é superior nas diagonais próximas dos apoios, como resultado do esforço transversal equivalente na treliça. Isso mesmo conclui o estudo de González (González, 2011), que refere que os efeitos dinâmicos são mais importantes no caso dos esforços transversos, nomeadamente em pontes treliçadas. Isto verifica-se de facto no presente caso, uma vez que a ação dinâmica não altera significativamente os esforços normais das cordas, nem os momentos fletores das carlingas, mas sim os esforços normais nas diagonais próximas dos apoios (devido ao efeito dinâmico do esforço transversal global).

De facto, a diagonal mais esforçada devido à ação dinâmica (Figura 37), próximo dos apoios, apresenta o máximo coeficiente de amplificação dinâmica de $|91,29 / 28,53| - 1 = 2,2$, para a velocidade de circulação de 15 m/s. Efetuando a reanálise da segurança última desta diagonal, verifica-se que a relação dos esforços atuante/resistente passa de 0,75 para uma combinação (3) estática, para 0,98 para a mesma combinação com a ação dinâmica do veículo militar.

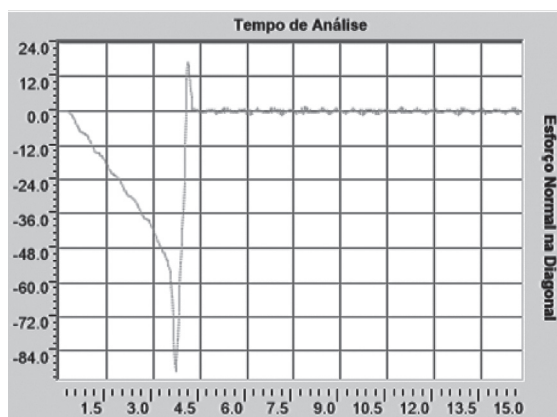


Figura 37 - Variação do esforço normal na diagonal mais esforçada ao longo do tempo de análise ($v=15$ m/s)

Contudo, as diagonais de extremidade e as cordas comprimidas de meio vão, apresentam coeficientes de amplificação dinâmica da ordem dos 10%, que não alteram de forma relevante as verificações estáticas realizadas.

Também as carlingas apresentam coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos fletores M_y Ed de cerca de 15%, que não alteram de forma relevante a sua verificação estática.

Finalmente, em termos globais, considerando os incrementos nos esforços devidos aos efeitos dinâmicos, assegura-se a segurança estrutural para a ação militar específica na configuração estudada da ponte tipo Mabey.

5 CONCLUSÕES

Do estudo do comportamento da Ponte Mabey realizado importa referir as seguintes conclusões:

- A estrutura estudada na configuração TSHR3H assegura a segurança última para uma combinação que envolve a carga permanente e 50% da sobrecarga regulamentar do tipo LM1; Por outro lado, verifica-se a segurança tanto para o veículo civil e militar, nas condições de utilização estabelecidas no catálogo do Fabricante;
- As verificações de segurança foram, no geral, condicionadas pelos elementos diagonais do painel de extremidade (devido ao esforço transversal nos apoios) e das cordas comprimidas (devido ao momento fletor máximo a meio vão); Os esforços atuantes pouco diferem no conjunto das três treliças na mesma secção transversal, evidenciando a estrutura uma boa repartição dos esforços entre as várias treliças como resultados dos sistemas de travamento existentes entre eles;
- Verificou-se que a deformabilidade da estrutura é muito influenciada pela flexibilidade das ligações entre módulos, que faz duplicar a flecha permanente a meio vão, na configuração estudada. Para a ação das sobrecargas, e após eliminadas as folgas das ligações, obtiveram-se pelo modelo de cálculo flechas elásticas muito semelhantes às registadas no ensaio de carga realizado e às estimadas obtidas a partir do catálogo do Fabricante;
- Foi avaliada a influência de um assentamento diferencial num apoio de extremidade de um plano de treliças, verificando-se redistribuições de esforços reduzidas entre elementos das treliças, mesmo no caso de um assentamento de 10 cm, e estando a segurança última garantida.

- Estudaram-se os efeitos dinâmicos durante a circulação de um veículo militar, concluindo-se que a segurança continua a ser garantida para esta ação específica, para a configuração de tabuleiro estudada. Os efeitos dinâmicos mais elevados registaram-se nos esforços normais das diagonais próximas dos apoios;
- Para melhorar as condições de utilização, limitando as acelerações verticais registadas, deve ser adotada uma velocidade máxima de circulação de cerca de 40 km/h.

AGRADECIMENTOS

- À Capitão de Engenharia Sílvia Esmeralda Joanaz D'Assunção Dias e ao Tenente de Engenharia Mário Jorge Moreira Vicente, por respetivamente, em nome da Companhia de Pontes e do Pelotão de Apoios Fixos, terem apoiado e fornecido os dados técnicos e, principalmente, as fotografias das montagens das várias pontes do Exército;
- Ao Tenente-Coronel de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso, pelas fotografias e valiosas informações da montagem da Ponte Mabey em Odeira, de extrema utilidade na validação do modelo numérico desenvolvido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FHA (2005). Prefabricated Steel Bridge Systems - Washington DC: Office of Acquisition Management, 2005.

EPE (1970). Pontes de Equipagem. Escola Prática de Engenharia, Tancos.

EPE (2015). Companhia de Pontes (*Relatório Interno*). Escola Prática de Engenharia, Tancos.

MACHADO, Miguel (2015). Engenharia Militar testa capacidades. Operacional, Lisboa.

ALMEIDA, João (1996). Ponte TMTB M/96. Escola Prática de Engenharia, Tancos.

EPE (1974). Ponte Bailey M2. Escola Prática de Engenharia, Tancos.

MBL (2014a). Logistic Support Bridge. Vol. 1, Mabey Bridge Limited, Chepstow.

PAOLI, Paulo (2009) Manual do Pontoneiro. Estado Maior do Exército Brasileiro, Brasília.

MBL (2014b). Logistic Support Bridge. Vol. 1, Mabey Bridge Limited, Chepstow. Internet: <http://www.mabeybridge.com.br>, (consultado em 2014).

CEN (2003). Actions on Structures - Part 2: Traffic loads on bridges. CEN Eurocode 1.

OTM (2001). Manoever Material. Ordnance TECHNICAL MANUAL, p. 41-42.

CEN (2001). Basis of Structural Design. Eurocode 0.

SIA (1989). Zurich Bases pour l'élaboration des projets de structures portuées. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.

MEIRELES, António (2010). Levantamento e diagnóstico de uma ponte metálica antiga. Dissertação Mestrado, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.

CHOMPOOMING, K., & YENER, M. (1995). The influence of roadway surface irregularities and vehicle deceleration on bridge dynamics using the method of lines. *Journal of Sound and Vibration*, Número 4, Volume 183, p. 567-589.

GONZÁLEZ, A., CANTERO, D., & OBRIEN, E. (2011). Dynamic increment for shear force due to heavy vehicles crossing a highway bridge. *Computers and Structures*, Volume 89, p. 2261-2272, Dublin.

Ricardo Pereira é Tenente de Engenharia e Mestre em Engenharia Militar.

José Oliveira Pedro é Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico. Desenvolve as suas atividades de investigação no Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST).

Artur Caracho é Major de Engenharia. Atualmente desempenha funções como Chefe da Secção de Recrutamento e Admissão, sendo também Professor de Engenharia Militar na Academia Militar. Desenvolve as suas atividades de investigação no CINAMIL.

