# Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena

Methodologies for structural assessment of existing bridges – Sena's Line rehabilitation case study

> Paulo Silveira Tiago Coelho Francisco Asseiceiro

#### Resumo

Neste artigo apresentam-se metodologias destinadas à avaliação estrutural de obras de arte existentes e o caso concreto da sua aplicação à avaliação da segurança estrutural de pontes da Linha de Sena, em Moçambique, efetuada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no âmbito da reabilitação desta linha, trabalho que foi levado a cabo pela Mota-Engil Ferrovias.

Para além do desenvolvimento das metodologias de avaliação da segurança estrutural, este estudo envolveu diversas vertentes, designadamente a inspeção e o levantamento geométrico das obras, a sua modelação e o cálculo dos esforços devidos à circulação ferroviária, considerando as características do tráfego que circula ou se prevê que venha a circular nesta linha.

Nesta análise foram tidos em conta os fenómenos de fadiga, no caso das pontes metálicas.

# Abstract

This article presents methodologies suited to perform the assessment of existing bridges and a case study concerning the application of these methodologies to the assessment of Sena's line bridges, in Mozambique.

This study was performed by Laboratório Nacional de Engenharia Civil at request of Mota-Engil Ferrovias and it embraces several aspects, such as the geometric survey of bridges, the structural modelling and the structural safety verifications, taking into account the live loads due to the trains that circulated and those that presumably will circulate in this line.

In the assessment of the steel bridges the remaining fatigue life was considered.

Palavras-chave: Segurança estrutural / Fadiga / Método do dano acumulado / / Ponte ferroviária / Linha de Sena Keywords: Structural safety / Remaining fatigue life / Damage accumulation method / Railway bridge / Sena's line

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro

#### Paulo Silveira

Doutor em Engenharia de Estruturas Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal paulo.silveira@lnec.pt

### Tiago Coelho

Mestre em Engenharia Civil Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal tcoelho@lnec.pt

#### Francisco Asseiceiro

Engenheiro Civil Mota-Engil Engenharia e Construção, Ferrovias Amarante, Portugal francisco.asseiceiro@mota-engil.pt

#### Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

#### Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SILVEIRA, Paulo [*et al.*] – Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 115-126.

# 1 Introdução

No âmbito da reabilitação da Linha de Sena e de outras atividades com ela relacionadas, levadas a cabo pela Mota-Engil, foi necessário fazer a avaliação da capacidade das obras de arte desta linha para receberem tráfego ferroviário com diversas características.

Este estudo foi realizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), entre 2012 e 2016, e foi sendo adaptado às modificações nas condicionantes existentes e às alterações nos requisitos que foram surgindo, por força dos diversos cenários possíveis para o transporte do carvão para os portos marítimos moçambicanos.

A tipologia das obras de arte estudadas reflete o facto de a construção da Linha de Sena ter sido faseada, diferindo a configuração atual da configuração inicial. Com efeito, o primeiro troço a ser construído ligava o porto da Beira ao Dondo. Após a abertura deste troço seguiu-se a construção, entre 1919 e 1922, do troço entre o Dondo e Murraça, situada na margem sul do Zambeze. A construção da ligação de Murraça a Sena e a travessia do Zambeze, entre Sena e Mutarara, materializada pela ponte Dona Ana, foi realizada entre 1930 e 1935. A ligação de Mutarara a Moatize foi construída entre 1939 e 1949 e permitiu concluir a ligação da zona mineira de Tete ao porto da Beira.

Neste artigo apresentam-se as metodologias desenvolvidas e utilizadas na avaliação da segurança estrutural de pontes e o caso concreto da sua aplicação à avaliação da segurança estrutural de diversas obras de arte da Linha de Sena, cujo estudo compreendeu cinco fases.

Numa primeira fase efetuou-se a verificação das condições de serviço da ponte Dona Ana, o que implicou que em 2012 se tivesse efetuado o levantamento geométrico da obra e dos respetivos viadutos de acesso, com a finalidade de efetuar a modelação destas estruturas [1].

Na segunda fase, também em 2012, foram efetuados os ensaios de carga da ponte Dona Ana e dos seus viadutos e acesso. Estes ensaios tiveram como objetivo validar os modelos de cálculo elaborados e estudar o comportamento das estruturas quando solicitadas por sobrecargas significativas, de modo avaliar as suas condições de serviço. Nesta fase foi ainda realizada a inspeção destas estruturas e uma análise preliminar das suas condições de serviço [2], nomeadamente a capacidade para receber comboios de 20,5 tf/eixo.

Numa terceira fase, ainda em 2012, efetuou-se a inspeção e levantamento geométrico de treze pontes da Linha de Sena, concretamente as de maior extensão, localizadas entre o km 228+600, onde se situa a ponte de Nangue, próximo de Caia, e o km 504+560, já não muito distante de Moatize (km 546 + 770) [3].

Na quarta fase do estudo, realizada em 2014, foi efetuada a avaliação da capacidade para receber comboios com 20,5 toneladas por eixo, tendo em conta os fenómenos de fadiga, para as principais pontes metálicas previamente inspecionadas, nas quais se inclui a ponte Dona Ana [4].

Na quinta e última fase realizada em 2016, foi efetuada a avaliação da capacidade resistente de trinta e cinco pontes da Linha de Sena, situadas entre Mutarara e Moatize, para receberem comboios com

26 toneladas por eixo [5], no âmbito de um estudo efetuado para um acesso portuário alternativo.

Nos estudos realizados foi contemplado o problema da fadiga nas pontes metálicas, tendo-se em consideração o tráfego que já circulou nesta linha e também os volumes de tráfego previstos para o futuro.

#### Metodologias utilizadas na análise da 2 seguranca das obras

Na definição das metodologias utilizadas na avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes teve-se em consideração a regulamentação nacional, designadamente o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [6] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [7], os Eurocódigos e ainda o preconizado no documento "Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life" [8], do Joint Research Centre, da Comissão Europeia.

#### 2.1 Ações consideradas

Na análise da segurança estrutural, utilizaram-se dois tipos de comboio de carga, um constituído por vagões HL6 rebocados por locomotivas GE GT26 (Figura 1) e outro constituído por vagões CC5 rebocados por locomotivas GE Dash9 (Figura 2).



Figura 1 Geometria e peso por eixo das locomotivas GE GT26 e vagões HL6

O peso total e por eixo das locomotivas GE GT26 é, respetivamente, de 122,5 tf e 20,42 tf. Os vagões HL6 têm um peso total de 82 tf, quando carregados e de 19 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 70,9 m<sup>3</sup>. Dado que estes vagões têm quatro eixos, o peso por eixo, guando carregados, é de 20,5 tf enguanto, guando vazios, é de 4,75 tf.







Par de vagões CC5, CC7, CC8 ou CC11

Peso carregado: 104 tf Peso vazio: 20 tf Volume: 85,66 m<sup>3</sup>





Figura 2 Geometria e peso por eixo das locomotivas Dash 9 e vagões CC5

No caso dos comboios rebocados por locomotivas Dash 9, o peso total e por eixo das locomotivas é, respetivamente, de 171,2 tf e 21,4 tf. Os vagões CC5 têm um peso total de 104 tf, quando carregados e de 20 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 85,66 m<sup>3</sup>. O peso por eixo destes vagões, quando carregados, é de 26 tf e quando vazios de 5 tf.

No caso das pontes metálicas os esforços foram calculados com base na análise dinâmica das estruturas efetuada de acordo com a NP EN 1991-2. No caso das pontes de betão armado foi efetuada uma análise estática tendo em conta os coeficientes dinâmicos definidos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, uma vez que as incertezas associadas às características das estruturas não justificam uma análise mais detalhada.

Em relação às sobrecargas ferroviárias foi também tida em conta a respetiva força de arranque e frenagem.

Para o cálculo das cargas permanentes considerou-se:

- $\gamma_{bet\bar{a}o} 25 \text{ kN/m}^3;$
- $\gamma_{aco} 78 \text{ kN/m}^3;$
- $\gamma_{balastro} 15 \text{ kN/m}^3;$
- altura de balastro 35 cm;
- armamento de via com travessas de betão 3,9 kN/m; armamento de via com travessas de madeira – 3,1 kN/m.

O valor adotado para o peso volúmico do balastro corresponde ao valor medido à saída da pedreira utilizada para o seu fornecimento, afetado de um coeficiente para ter em conta a sua compactação em obra. Relativamente ao armamento de via, os valores adotados resultam dos materiais e equipamentos efetivamente aplicados.

Relativamente à majoração de ações utilizou-se um coeficiente de 1,35 para as cargas permanentes e de 1,5 para as ações variáveis.

Na redução dos valores resistentes das secções das pontes metálicas foram utilizados os coeficientes parciais de segurança  $\gamma_{M0} = 1,0$  e  $\gamma_{M1} = 1,1$ , de acordo com a norma NP EN 1993-2.

### 2.2 Pontes de betão armado

A avaliação da capacidade resistente das pontes de betão armado foi efetuada utilizando os critérios definidos no Eurocódigo 2 [9], no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [7] e no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

A quantificação das armaduras foi efetuada com base no observado em dois tabuleiros de betão armado, com vãos de 13,5 m (Figura 3) e de 8,0 m (Figura 4), que se encontravam destruídos e que tinham sido substituídos por tabuleiros metálicos. Com base no observado nestes tabuleiros foi possível verificar que a percentagem de armadura longitudinal existente era de 0,70%.



Figura 3 Características da antiga ponte do km 451+400



Figura 4 Características da antiga ponte do km 460+940

Relativamente às armaduras de esforço transverso, tendo em conta que o esforço transverso resistente  $(V_{_{Rd}})$  é calculado somando o valor do termo corretor relativo ao betão  $(V_{_{cd}})$  com o valor da resistência das armaduras de esforço transverso  $(V_{_{wd}})$  e tendo-se verificado que a relação entre  $V_{_{wd}}$  e  $V_{_{cd}}$  era de cerca de 2,30, nos tabuleiros destruídos, considerou-se que  $V_{_{Rd}}$  seria aproximadamente igual a 3,30 ×  $V_{_{cd}}$  para efetuar a determinação dos esforços transversos resistentes.

Sabendo-se que estas pontes foram construídas entre 1939 e 1949, e desconhecendo-se quer a classe do aço das armaduras utilizadas, quer a resistência do betão à compressão, a relação entre os esforços atuantes e resistentes foi estimada considerando que o aço utilizado era da classe A235 e o betão da classe C12/15.

### 2.3 Pontes metálicas

Tal como para as pontes de betão armado, a verificação da segurança estrutural das pontes metálicas foi efetuada segundo os critérios definidos no Eurocódigo 1 [10] e no Eurocódigo 3 [11], [12], [13] e [14].

Em relação às pontes metálicas importa referir que, para além das verificações em relação aos estados limites últimos de resistência, foram também efetuadas verificações em relação aos estados limites últimos de fadiga. Nos pontos 2.3.1 e 2.3.2 apresentam--se, resumidamente, as metodologias utilizadas para efetuar as verificações em relação a estes dois estados limites.

Nas pontes metálicas considerou-se o valor de 200 MPa para a tensão de cedência  $(f_y)$  do aço, o qual corresponde a um limite inferior das tensões de cedência habitualmente adotadas nas verificações da segurança de estruturas contemporâneas das inspecionadas.

# 2.3.1 Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

Na verificação de segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência foram tidas em conta as ações relativas a cada um dos comboios já referidos no ponto 2.1.

No que respeita à quantificação das ações variáveis, definiram-se dois tipos de comboio de carga, um rebocado por locomotivas GE GT26 (Figura 1) e outro por locomotivas GE Dash9 (Figura 2). Para cada um destes tipos de comboio foram obtidas envolventes de esforços para as diversas estruturas.

As envolventes dos esforços de cálculo atuantes foram calculadas relativamente ao esforço normal ( $N_{sd}$ ), ao momento fletor em torno do eixo de maior inércia ( $M_{ysd}$ ) e ao esforço transverso na direção vertical ( $V_{ca}$ ).

Na análise da resistência das secções foram efetuadas as verificações dispostas na norma NP EN 1993-2, mais especificamente as verificações em relação ao esforço normal  $(N_{sd} / N_{pl,Rd})$ , ao momento fletor  $(M_{sd} / M_{Rd})$ , ao esforço transverso, à encurvadura da alma (*Shear*<sub>b</sub>) e à encurvadura para elementos com flexão composta  $(N^* / M^*)_b$ .

Da análise efetuada concluiu-se que todas a pontes metálicas verificavam a segurança estrutural em relação ao Estado Limite Último de Resistência.

# 2.3.2 Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga

Para a avaliação da resistência em relação aos Estados Limites Últimos de Fadiga utilizou-se o disposto nas normas NP EN 1993-1-9 e NP EN 1993-2, tendo-se ainda recorrido à NP EN 1991-2 para a determinação da influência de fatores que afetam o comportamento dinâmico.

A avaliação da resistência à fadiga consiste, resumidamente, na comparação da variação das tensões atuantes, nos vários elementos

da estrutura, devidas à passagem de um comboio, com os respetivos valores de resistência à fadiga para um determinado tipo de categoria de pormenor construtivo, que é definido em função do tipo de ligação ou do elemento utilizado [15].

Neste estudo a determinação da resistência à fadiga das pontes metálicas foi efetuada utilizando o método do dano acumulado que se rege pela regra de Palmgren-Miner a qual se baseia no somatório dos danos referentes a cada classe de variação de tensão, de acordo com a equação (1).

$$D_d = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}} = \frac{n_1}{N_{R1}} + \frac{n_2}{N_{R2}} + \frac{n_3}{N_{R3}} + \frac{n_4}{N_{R4}} \dots \frac{n_i}{N_{Ri}} \le 1$$
(1)

em que  $n_i$  representa o número de ciclos de uma classe de variação de tensão (Figura 5), e  $N_{Ri}$  o número máximo de ciclos obtido, em função da classe de amplitude de tensões ( $\Delta \sigma_i$ ), através das curvas de resistência representadas na Figura 7.



Figura 5 a) Historial de tensões; b) Espetro de tensões

A determinação dos espetros de tensões para cada uma das secções transversais das diversas pontes foi efetuada com base na contagem de ciclos, pelo Método da Gota de Água (Figura 6), tendo-se para tal desenvolvido um programa de cálculo automático.



Figura 6 Diagrama do Método da Gota de Água

Em função de um determinado pormenor estrutural é definida uma categoria de pormenor à qual está associada uma curva de resistência à fadiga [14]. Relativamente ao caso prático aqui apresentado foi necessário adotar duas categorias de pormenor estrutural distintas, uma para as pontes com elementos rebitados e outra para pontes com elementos soldados. No caso de pontes com elementos rebitados, tais como a ponte Dona Ana e os seus viadutos de acesso, foi adotada a categoria de pormenor 80 associada ao detalhe estrutural "Ligação de simples sobreposição e parafusos injetados não pré-esforçados", visto ser a mais adequada. Para as restantes pontes foi adotada a categoria de pormenor 100 associada ao detalhe estrutural "Soldadura manual, automática ou totalmente mecânica ...", que é a mais baixa para perfis soldados, com soldadura contínua. A categoria de pormenor 80 apresenta um valor de resistência à fadiga de 80 MPa aos 2 milhões de ciclos e um valor limite de truncatura de 32,4 MPa. A categoria de pormenor 100 apresenta um valor de resistência à fadiga de 100 MPa aos 2 milhões de ciclos e o seu limite de truncatura é de 40,5 MPa.





As curvas de resistência à fadiga são ainda afetadas por um coeficiente parcial de segurança que é função do tipo de método de verificação adotado (NP EN 1993-1-9). Neste caso foi escolhido o "Método do tempo de vida garantido" que procura assegurar, com uma fiabilidade aceitável, um comportamento satisfatório, sem necessidade de definir um plano de manutenção ou inspeção. A escolha deste método, conjugado com a assunção de que uma eventual rotura terá consequências importantes, designadamente a impossibilidade de utilização da infraestrutura, implica a utilização de um fator de redução da resistência de 1,35. Como resultado as

curvas resistência à fadiga passam as ter os valores indicados na Figura 7, representados pela série a vermelho.

A necessidade de efetuar a análise dinâmica do comportamento estrutural depende de diversos fatores, tais como, a velocidade do tráfego, as frequências próprias da estrutura e o seu coeficiente de amortecimento. Os critérios utilizados para se verificar essa necessidade encontram-se definidos no ponto 6.4.4 da NP EN 1991-2 e encontram-se sistematizados no fluxograma apresentado na Figura 8.

Nesta figura está representado o processo de decisão utilizado para determinar a necessidade de efetuar a análise dinâmica das estruturas abrangidas por este estudo. Os dois primeiros critérios são iguais para todas as pontes, visto que a velocidade de projeto é igual a 72 km/h e também porque se trata de estruturas simplesmente apoiadas.

O terceiro critério depende da frequência do primeiro modo vertical de vibração  $(n_0)$  e do comprimento do vão (L). Neste caso devem ser cumpridos os limites indicados na Figura 6.10 da NP EN 1991-2.

Na Figura 8 encontra-se representado a amarelo o percurso de decisão correspondente à avaliação das vigas treliçadas e a vermelho o percurso de decisão correspondente à avaliação das pontes constituídas por vigas retas de alma cheia. A diferença entre os dois percursos reside no facto de, nas vigas treliçadas, a frequência do primeiro modo de torção  $n_{\tau}$  ser inferior a 1,2 vezes a frequência do primeiro modo de flexão  $n_{o}$ . Em resultado desta análise, concluiu-se ser necessário efetuar a análise dinâmica de todas as pontes.



Figura 8 Fluxograma para avaliar a necessidade de realizar uma análise dinâmica

Em função das características das estruturas e das ações existentes verificou-se ser necessário realizar uma análise dinâmica para todas as estruturas. O amortecimento estrutural tem bastante influência no pico de resposta de uma estrutura durante a passagem de tráfego com velocidades correspondentes ao carregamento de ressonância [6]. Deste modo foram determinados os coeficientes de amortecimento para as várias estruturas. Este valor foi tomado como 0,5% para estruturas com vão superior ou igual a 20,0 m e para os restantes casos foi determinado de acordo com o Quadro 6.6 da NP EN 1991-2.

Para ter em conta a resposta dinâmica da estrutura face à passagem de um comboio de cargas, recorreu-se a uma análise linear do tipo *Time History Analysis* cuja resolução assentou no método da sobreposição modal. Na discretização da carga adotou-se um intervalo de tempo igual a 0,02 s, permitindo deste modo identificar as variações de tensão a que as estruturas em causa estão sujeitas. O fator de amortecimento utilizado em cada um dos modelos é função do vão de cada uma destas estruturas.

Como referido, o coeficiente de dano acumulado permite caracterizar a resistência à fadiga das pontes metálicas. Para tal foram determinadas séries temporais de tensões com recurso ao programa SAP2000.

Na verificação da resistência à fadiga calcularam-se as variações das tensões normais e das tensões de corte das secções transversais. No caso das tensões normais devidas à flexão nos perfis em "/", determinou-se o seu valor na fibra extrema mais tracionada, admitindo uma distribuição de tensões em regime elástico. Quanto às tensões de corte, o seu valor máximo verifica-se no centro de gravidade da secção transversal, tendo-se admitido igualmente uma distribuição elástica. Deve referir-se que, no caso das pontes com elementos rebitados, para a determinação de tensões devidas à flexão e ao esforço normal, consideraram-se valores da inércia e da área inferiores aos correspondentes às secções brutas, para serem tidos em conta os orifícios de passagem dos rebites.

Em relação às vigas treliçadas da ponte Dona Ana, efetuou-se uma análise preliminar que consistiu na determinação das barras que se encontram sujeitas às maiores variações de tensão, para cada tipo de secção transversal. Nesse sentido aplicou-se uma carga móvel, composta por um comboio de vinte vagões e, tirando partido da simetria das pontes, determinaram-se as tensões em metade dos elementos das estruturas. As longarinas mais esforçadas correspondem às situadas junto ao meio vão dos tabuleiros. No caso das carlingas, as mais esforçadas situam-se sobre os apoios.

A determinação das tensões nas vigas treliçadas compreendeu o cálculo de tensões normais devidas a esforços de tração nos elementos da corda inferior, diagonais e montantes, de tensões normais devidas a esforços de flexão, e de tensões de corte na alma, devidas ao esforço transverso, nas carlingas e longarinas.

Na Figura 9 apresentam-se os historiais de tensões para vários elementos da corda inferior e das diagonais e montantes. Nestes gráficos verifica-se que a variação das tensões devidas à entrada do comboio na ponte, ou à sua saída, pode ser muito superior à variação que resulta da passagem sucessiva dos eixos sobre um dado elemento estrutural, dependendo de os elementos serem ou não diretamente carregados.

A partir da análise deste tipo de figuras é possível verificar que a passagem dos sucessivos eixos dos vagões não provoca variações de tensão superiores ao limite de truncatura (24 MPa).



Figura 9 Historial de tensões nas barras da viga de 50 m

Da análise preliminar verificou-se que as barras sujeitas a maiores variações de tensões são as representadas a vermelho na Figura 10, tendo-se efetuado a verificação da resistência à fadiga somente nestas barras.



Figura 10 Elementos mais solicitados nas vigas treliçadas

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 11 um historial de tensões normais na secção de meio vão para uma ponte com 10,77 m de comprimento. Nesta figura encontram-se duas séries temporais, uma em que o comboio circula com os vagões cheios (linha vermelha) e a outra com os vagões vazios (linha azul).

Relacionado com o historial de tensões da Figura 11 está o histograma de tensões (Figura 12) que caracteriza o número de ciclos associado a cada variação de tensão e a partir do qual é possível determinar o valor do dano acumulado em conjugação com a curva de resistência à fadiga. Na Figura 12, o limite de truncatura (30 MPa), para esta ponte, encontra-se representado pela linha vertical a traço interrompido, indicando o valor abaixo do qual as variações de tensões não causam dano. Através da análise do histograma de tensões é possível verificar que grande parte do

dano associado à passagem de um comboio se deve às variações de tensão provocadas pela passagem dos vagões cheios. Por outro lado, o dano associado à passagem do comboio com os vagões vazios está principalmente relacionado com a passagem das locomotivas, já que as variações de tensão referentes aos vagões vazios se situam abaixo do limite de truncatura.









Definidas as diversas estruturas e os comboios de carga determinou--se o dano acumulado ( $D_d$ ) associado à passagem de um comboio com os vagões cheios e ao seu regresso com os vagões vazios.

# 3 Levantamento geométrico e modelação estrutural da ponte Dona Ana

# 3.1 Levantamento geométrico da ponte Dona Ana

A ponte Dona Ana, incluindo os seus viadutos de acesso, tem um comprimento total de 3680 m, e localiza-se entre as vilas de Sena e de Mutarara, respetivamente nas margens sul e norte do rio Zambeze. Esta ponte é constituída por um conjunto de estruturas metálicas, simplesmente apoiadas, com elementos metálicos, de aço, ligados por rebites. Os viadutos de acesso são constituídos por vigas de alma cheia e a ponte por vigas treliçadas (Figura 13).

A Ponte Dona Ana apresenta a seguinte constituição:

- Viaduto Sul (Sena): 48 tramos de 9,70 m, 7 tramos de 12,10 m, e 1 tramo de 12,50 m;
- Ponte sobre o rio Zambeze: 7 tramos de 50,30 m e 33 tramos de 80,00 m;
- Viaduto Norte (Mutarara): 6 tramos de 20,0 m.



Figura 13 Vistas da Ponte Dona Ana e viadutos de acesso

Dada a grande extensão da obra de arte, o levantamento geométrico da ponte Dona Ana foi feito exaustivamente num tramo de cada tipo. No caso do viaduto Sul este foi efetuado em três tramos, com vãos diferentes. Para confirmar os dados obtidos foi realizada ainda uma verificação aleatória ao longo de toda a ponte.

# 3.2 Modelação estrutural da ponte Dona Ana

Para efetuar a análise de comportamento estrutural e a verificação das condições de serviço da Ponte Dona Ana, elaboraram-se modelos

numéricos, tendo-se para tal utilizado o programa SAP2000.

Os modelos de elementos finitos foram construídos com base nas características geométricas obtidas no levantamento efetuado, tendo sido realizados ensaios de carga para aferir os modelos numéricos elaborados (Figura 14).



Figura 14 Modelos de um tramo do viaduto Norte e da viga de 80 m

### 4 Inspeção e ensaio de carga da ponte Dona Ana

#### 4.1 Inspeção da ponte Dona Ana

Durante a inspeção observaram-se os diversos componentes que fazem parte desta obra de arte. Com base nas anomalias encontradas definiram-se os trabalhos de manutenção e reparação necessários, tendo-se igualmente definido a periodicidade com que devem ser feitas as inspeções e os pontos relativamente aos quais é essencial ter um especial cuidado, de modo a garantir um despiste eficaz de eventuais anomalias que possam surgir [3].

#### 4.2 Ensaio de carga da ponte Dona Ana

#### 4.2.1 Cargas de ensaio

Os comboios de carga utilizados nos ensaios da ponte Dona Ana eram formados por duas ou três locomotivas GE GT 26 – CU2 e por pares de vagões HL6 (Figura 1). Nos diversos ensaios, utilizaram-se diferentes geometrias de acoplamento das locomotivas, tendo-se também utilizado quer vagões carregados, quer vagões vazios [4].

#### 4.2.2 Aparelhagem de medida

Durante os ensaios estáticos mediram-se deslocamentos verticais em diversas secções, com recurso a transdutores de deslocamentos potenciométricos e também por meio de um sistema de nivelamento hidrostático. Os transdutores utilizados na medição de deslocamentos verticais do tabuleiro foram ligados a uma subunidade de aquisição destinada não só à sua leitura, mas também ao armazenamento dos valores com eles obtidos. Esta subunidade de aquisição era programada e controlada a partir de um computador portátil (Figura 15).



Figura 15 Equipamento de leitura utilizado nos ensaios

#### 4.2.3 Resultados obtidos no ensaio de carga

Durante os ensaios realizados efetuou-se o carregamento dos tramos com as diversas tipologias existentes e procedeu-se à comparação entre os valores medidos e os valores calculados. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 16 os valores medidos e estimados para a sexta posição de carga de uma viga treliçada com 80 m.



Figura 16 Posição de Carga 6 de uma viga com 80 m

Os resultados obtidos nos ensaios de carga, juntamente com as verificações de segurança estrutural efetuadas, permitiram concluir que a estrutura oferecia as condições de segurança necessárias para a circulação de comboios com a geometria e cargas que circulavam sobre a ponte, designadamente locomotivas com pesos totais inferiores a 126 tf, ao que corresponde um peso por eixo não superior a 21 tf e vagões HL6, com peso máximo por eixo de 20,5 tf, não se tendo detetado elementos estruturais particularmente vulneráveis a problemas de fadiga.

# 5 Inspeção e levantamento geométrico de pontes da Linha de Sena

O LNEC efetuou a inspeção principal de treze pontes, da Linha de Sena, em Moçambique, tendo seguido o procedimento adotado para o Sistema de Gestão da Conservação de Obras de Arte da IP -Infraestruturas de Portugal, SA. Em resultados das inspeções efetuadas classificaram-se os diversos componentes, e a obra no seu geral, quanto aos estados de manutenção e de conservação, tendo-se igualmente definido os trabalhos de manutenção e de reparação necessários.

Dado que durante as inspeções se aproveitou para efetuar o levantamento geométrico dos tabuleiros, foi possível efetuar a modelação estrutural destas obras, o que permitiu realizar posteriormente a análise das suas condições de serviço, que se apresenta nos pontos 6 e 7 deste artigo.

# 6 Avaliação da capacidade de pontes da Linha de Sena para receberem comboios de 20,5 toneladas/eixo

A partir dos dados geométricos recolhidos durante as inspeções realizadas nas pontes efetuou-se uma avaliação da sua capacidade resistente para receberem comboios de 20,5 tf por eixo [2], [4].

Relativamente à ponte Dona Ana apurou-se que o comportamento das vigas treliçadas é bastante bom em relação a fenómenos de fadiga, apresentando valores de dano muito reduzidos. Verificou-se que os valores de dano são mais elevados nos elementos transversais visto que estão sujeitos a maiores variações de tensão normal do que os restantes elementos da treliça. Verificou-se igualmente que o dano relacionado com tensões de corte é inexistente.

No caso dos viadutos de acesso à ponte Dona Ana e das restantes pontes metálicas, constituídas por vigas de alma cheia, obtiveram-se valores de dano superiores aos calculados para os elementos das treliças, devido à ocorrência de maiores variações de tensão. Tomando como exemplo os dois viadutos desta ponte, verificou-se que o tramo com vão menor, situado do lado de Sena (12,50 m), apresenta um valor de dano acumulado superior ao obtido para o Viaduto de Mutarara (20,0 m), o que se deve ao facto de o tramo do Viaduto de Sena permitir acomodar menos eixos do comboio, do que resultam maiores variações de tensão. Estes resultados devem-se ao facto de as variações de tensão estarem relacionadas com o comprimento do vão e com a distância entre os eixos do comboio.

Deste modo foi possível concluir que, relativamente à ponte Dona Ana e às restantes pontes metálicas situadas entre Caia e Sena, na maior parte dos casos o seu comportamento era satisfatório, apresentam as condições de segurança necessárias à circulação de comboios com 20,5 tf/eixo, o que é reforçado pelo facto de não se terem detetado, durante as inspeções efetuadas a estas pontes, danos de natureza estrutural. Existem, no entanto, algumas pontes em relação às quais os horizontes temporais estimados para o aparecimento de danos relacionados com a fadiga foram inferiores a 50 anos, o que poderá obrigar ao seu reforço ou substituição próximo do ano de falha, podendo essa tomada de decisão ser auxiliada pela implementação de planos periódicos de manutenção e de inspeção.

# 7 Avaliação da capacidade de pontes da Linha de Sena para receberem comboios de 26 toneladas por eixo

Na última fase do trabalho, o LNEC efetuou a avaliação da capacidade resistente de trinta e cinco pontes da linha de Sena, para receberem vagões com 26 tf/eixo. Estas pontes situam-se entre Mutarara e Moatize [5].

Neste estudo foi contemplado o problema da fadiga nas pontes metálicas, tendo-se em consideração o tráfego que já circulou nesta linha e também os volumes de tráfego previstos para o futuro, de modo a poder estimar os horizontes temporais para o aparecimento de problemas de fadiga.

Tal como se referiu no ponto 1, o troço onde se situam as pontes em causa foi construído entre 1939 e 1949, sendo portanto mais recente do que os restantes troços da linha de Sena. Neste troço as pontes foram genericamente construídas em betão armado, embora existam sete pontes metálicas que substituíram as estruturas originais.

# 7.1 Ações consideradas

No cálculo dos esforços, para além das cargas permanentes, tiveram-se em conta as sobrecargas ferroviárias correspondentes a comboios constituídos por locomotivas GE GT26 (20,4 tf/eixo) e vagões HL6 (20,5 tf/eixo) e também a comboios constituídos por locomotivas GE Dash 9 (21,4 tf/eixo) e vagões CC5 (26 tf/eixo).

Os comboios considerados no cálculo tinham 2,5 km de extensão e eram compostos por:

- 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 (11 340 tf de carvão);
- 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 (16 464 tf de carvão).

# 7.2 Análise de pontes de betão

Para efetuar a análise estrutural das pontes de betão recorreu-se à modelação destas obras com base nos dados recolhidos durante as inspeções efetuadas pelo LNEC em 2012 (Figura 17).

No caso dos tabuleiros de betão, verificou-se que as percentagens das armaduras existentes eram superiores às das armaduras necessárias à passagem de comboios com 26 tf/eixo.

Com efeito, na época da construção da linha, o dimensionamento das secções de betão armado era efetuado por tensões de segurança, sendo as tensões máximas admissíveis muito inferiores às hoje adotadas. Pode, por exemplo, referir-se que no Regulamento Português do Betão Armado, de 1935 [16], preconizava-se para a resistência à compressão do betão, para pontes de caminho de ferro, o valor de 50 kgf/cm<sup>2</sup>.

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro



Figura 17 Ponte do km 333+300: Exemplo do modelo e de um resultado obtido

### 7.3 Análise de pontes metálicas

Tal como para as pontes de betão armado, a modelação estrutural das pontes metálicas foi efetuada com base nos dados recolhidos durante as inspeções efetuadas pelo LNEC. Na modelação destas estruturas foram definidas vigas simplesmente apoiadas utilizando elementos finitos de barra (Figura 18).



Figura 18 Modelo genérico de elementos finitos para estruturas metálicas

As verificações de segurança para as pontes metálicas foram feitas em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência (ELU) e aos Estados Limites Últimos de Fadiga (ELU Fadiga), de acordo com as metodologias respetivamente referidas nos pontos 2.3.1 e 2.3.2. Para realizar estas verificações considerou-se que o volume transportado entre 2009 e 2013 foi de 3 Mton/Ano e entre 2014 e 2019, 6 Mton/ Ano.

Através do dano referente à passagem de cada comboio, estimado a partir das tensões normais e tendo em consideração a estratégia prevista para o transporte de carvão, foi possível estimar o período de vida das estruturas em relação a fenómenos de fadiga, o número total de passagens de cada comboio e ainda o volume total transportado de carvão.

Foram igualmente determinados os danos associados às tensões de corte, tendo-se definido a categoria de pormenor 100 associada a tensões de corte nas almas. Dos resultados obtidos para ambos os comboios verificou-se que os valores de dano são inferiores a 0,04E-06 não sendo por isso condicionantes.

# 8 Conclusões

As metodologias utilizadas mostraram-se adequadas tendo permitido esclarecer as questões relacionadas com a segurança estrutural das obras de arte estudadas, da Linha de Sena.

Relativamente à ponte Dona Ana e às restantes pontes metálicas situadas entre Sena e Caia, para as quais se prevê apenas a passagem de comboios até 20,5 tf/eixo, concluiu-se que reúnem as condições necessárias à circulação ferroviária, devendo ter-se em atenção os horizontes temporais estimados para o eventual aparecimento de problemas de fadiga que, no caso de algumas das pontes, poderá obrigar ao seu reforço ou substituição, de modo a garantir o funcionamento destas estruturas sem que surjam danos num horizonte temporal não inferior a 50 anos. Presume-se que este reforço ou substituição só venha a ser necessário no período próximo do ano de falha de cada uma das estruturas em causa, podendo essa tomada de decisão ser auxiliada pela implementação de planos periódicos de manutenção e de inspeção.

Relativamente às pontes situadas entre Mutarara e Moatize, os dados existentes indiciam que os tabuleiros de betão armado estudados permitem a utilização da linha por comboios com 26 tf/eixo.

Os requisitos de armadura, para as pontes relativamente às quais não foi possível efetuar a sua quantificação, são aceitáveis e consentâneos com os observados nas pontes onde foi possível efetuar a medição dos varões utilizados.

Tendo em conta os resultados obtidos nas verificações da segurança estrutural, concluiu-se que, para além de ser necessário efetuar inspeções periódicas a estas obras, convém observar o seu comportamento *in situ* sob a ação de cargas crescentes, dadas as incertezas que resultam do facto de esta avaliação ter sido realizada sem ter sido possível obter a totalidade dos dados referentes a algumas destas obras.

No que diz respeito às estruturas metálicas igualmente situadas entre Mutarara e Moatize, concluiu-se ser satisfatória a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência, para ambos os tipos de comboio.

No que concerne as verificações efetuadas em relação aos estados limites últimos de fadiga pôde concluir-se que a utilização de comboios com 26 tf/eixo abrevia a vida útil destas estruturas, podendo tal facto vir a ser melhorado se forem efetuados reforços, com o objetivo de aumentar a inércia, nas zonas das vigas onde se verificam as maiores variações de tensão.

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro

### Agradecimentos

Agradece-se à empresa Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique – CFM todo o apoio logístico dispensado e a disponibilização das cargas utilizadas nos diversos ensaios.

# Referências

- Oliveira, A.; Xu, M.; Silveira, P. Levantamento Geométrico e Modelação Estrutural da Ponte Dona Ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique. Relatório 123/2012-NOE, LNEC, 2012.
- [2] Silveira, P.; Xu, M. et al. Estudo sobre as condições de serviço da ponte ferroviária de Dona Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique. Relatório 143/2012 – DE/NOE, LNEC, 2012.
- [3] Silveira, P.; Oliveira, A. Relatório de síntese das inspeções de pontes efetuadas, em setembro de 2012, na linha de Sena, em Moçambique. Relatório 262/2012 – DE/NOE, LNEC, 2012.
- [4] Siveira, P.; Coelho, T. Avaliação da resistência à fadiga em pontes metálicas da linha de Sena, em Moçambique. Relatório 271/2014 – DE/NOE, LNEC, 2014.
- [5] Silveira, P.; Coelho, T. Avaliação da capacidade resistente de pontes da linha de Sena para circulação de comboios com 26 toneladas por eixo. Relatório 223/2016 – DE/NOE, LNEC, 2016.
- [6] RSA Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. INCM, 1983.
- [7] REBAP Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. INCM, 1984.
- [8] Kuhn, B. et al. Assessment of Existing Steel Structures Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life.
- [9] NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios. IPQ 2010.
- [10] NP EN 1991-2 Eurocódigo 1: Acções em estruturas Parte 2: Acções de tráfego em Pontes. IPQ, 2008.
- [11] NP EN1993-1-1 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ, 2008.
- [12] NP EN1993-1-5 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-5: Elementos estruturais em placa. CEN, 2004.
- [13] NP EN 1993-2 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 2: Pontes metálicas. IPQ, 2009.
- [14] NP EN1993-1-9 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-9: Fadiga. CEN, 2003.
- [15] Ribeiro, D. Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade. FEUP, 2004.
- [16] Regulamento do Betão Armado. 1935.