

Monitoramento de pontes em concreto armado da estrada de ferro Carajás - Brasil

José Alves de Carvalho Neto¹, Luis Augusto Conte Mendes Veloso²

RESUMO

Este trabalho apresenta uma metodologia para o monitoramento e análise estrutural de pontes e viadutos ferroviários da Estrada de Ferro Carajás, no norte do Brasil. Cinco pontes e um viaduto foram monitorados com extensômetros e acelerômetros. Os testes de monitoramento foram realizados com trens que operam em velocidades normais e reduzidas para determinar o fator de amplificação dinâmica. Foi feita a análise modal experimental para validar os modelos numéricos que foram utilizados para a análise da segurança estrutural e previsão da vida-útil à fadiga. A metodologia para o monitoramento e análise estrutural das pontes e viadutos da EFC utilizada permitiu uma avaliação precisa das suas condições de segurança, tendo em conta o seu estado atual depois de mais de 20 anos em operação.

Palavras-chave: Pontes; Análise Estrutural, Fadiga, Fator de participação modal.

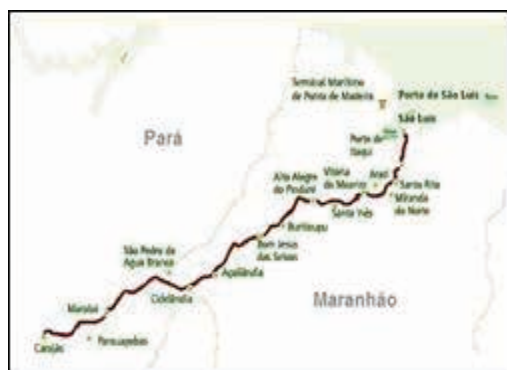
¹ Engenheiro Civil, Mestre, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará UFPA, Pará – Brasil. decarvalho@ufpa.br

² Dsc em Engenharia Civil, Professor da Faculdade de Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará UFPA, Rua Augusto Côrrea 1, Guamá, Belém - Pará – Brasil, CEP: 66075-110. lveloso@ufpa.br (enviar correspondência para este autor).

1 Introdução

A Estrada de Ferro Carajás - EFC possui 892 km de extensão e está localizada no norte do Brasil, Figura 1-a. Seu principal objetivo é transportar o minério de ferro produzido na mina de Serra dos Carajás, a maior mina a céu aberto de minério de ferro do mundo, Figura 1-b.

Figura 1 – (a) Estrada de Ferro Carajás; (b) Vista aérea da Serra dos Carajás.



(a)



(b)

A EFC foi construída em 1982 e passou a ser operada em 1985. No geral, quarenta e cinco pontes e oito viadutos foram construídos e estão sujeitos a condições de tráfego pesado, desde a sua abertura. A EFC é operada pela VALE S.A., a maior empresa de mineração do Brasil e a segundo maior do mundo. Recentemente, devido a necessidade de aumento da produção de minério de ferro, a VALE aumentou o número de vagões e locomotivas na composição dos trens de minério, passando a ser constituída por 330 vagões de minério do tipo GDT e quatro locomotivas, sendo um dos maiores trens do mundo em operação com mais de 3.000 metros de extensão.

Com efeito, este estudo surgiu da necessidade de proporcionar uma melhor compreensão do comportamento estrutural das obras de arte da EFC, permitindo assim uma avaliação precisa das suas condições de segurança em vigor. Além disso, este estudo tem por objetivo auxiliar no desenvolvimento de um programa de manutenção adequado para essas obras de arte em relação às condições de carga atuais e também prevendo um aumento na carga transportada nos vagões de minério.

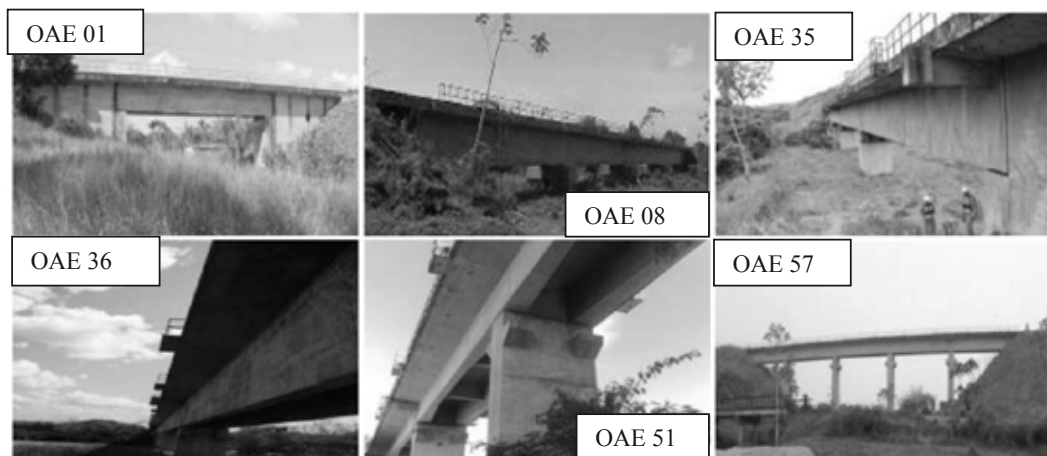
A avaliação estrutural dessas pontes e viadutos consiste nas atividades de inspeção, instrumentação, monitoramento e análise assistida por computador para avaliar a integridade e segurança estrutural.

Este artigo apresenta a metodologia de monitoramento e análise estrutural de seis pontes, as características de cada uma delas estão apresentadas na Tabela 1 e as fotografias das mesmas estão mostradas na Figura 2.

Tabela 1: Características Geométricas das Pontes analisadas da EFC.

Ref. da Ponte	Tipo de Arranjo	Comprimento Total (m)	Comprimento do Vão (m)
OAE 01	Vão Isostático	44.9	18.0
OAE 08	Vão Contínuo	103.9	22.5
OAE 35	Vão Contínuo	100.0	25.0
OAE 36	Vão Contínuo	375.0	25.0
OAE 51	Vão Contínuo	131.6	15.0
OAE 57	Vão Contínuo	102.0	20.0

Figura 2: Fotografias das pontes analisadas.



2 Modelo numérico

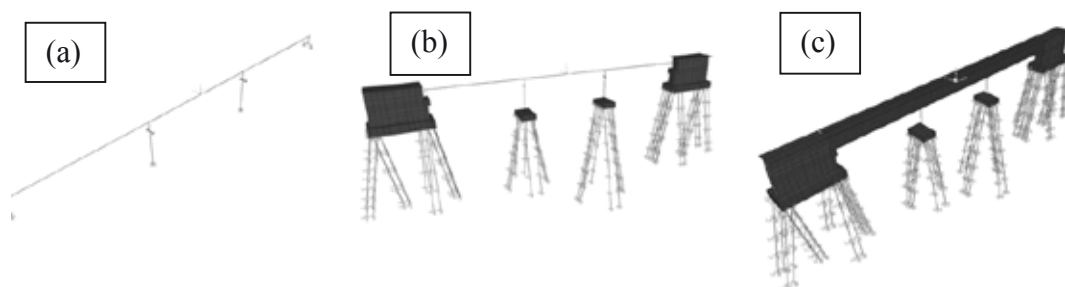
Em geral, para a modelagem destas pontes foram utilizados três tipos de modelos numéricos desenvolvidos no software comercial SAP2000®. O primeiro, denominado Modelo I, Figura 3-a, é constituído apenas por elementos de barra que representam as vigas e pilares. Nos apoios, elementos de mola foram usadas para a representação do aparelho de apoio. Este primeiro modelo foi utilizado para a verificação inicial do projeto, uma vez que é semelhante aos utilizados pelo projetista na concepção das pontes.

O segundo modelo, Modelo II, Figura 3-b, é similar ao Modelo I, com a diferença de que a os encontros e os blocos de fundação foram considerados no modelo por meio de elementos de casca. No Modelo II, a fundação é considerada e a interação solo-estrutura está sendo representado por meio de molas. Os módulos de reação do subsolo foram considerados empregando-se a teoria de Winkler. Segundo Mylonakis (2001), embora aproximados, os modelos que usam a teoria de Winkler são largamente aceitos nas análises de fundações submetidas a carregamento axial/lateral sob análises estáticas ou dinâmicas. Como esperado, o Modelo II apresentou resultados mais próximos

à realidade, devido a fundação e a interação solo-estrutura terem sido consideradas. O Modelo II foi utilizado para determinar os esforços solicitantes nas longarinas das pontes para verificação da capacidade resistente e análise de fadiga.

O terceiro modelo, Modelo III, tem toda a superestrutura representada por elementos de casca, Figura 3-c. O Modelo III foi utilizado para a determinação dos esforços solicitantes no tabuleiro das pontes.

Figura 3: Modelos numéricos da OAE 35. (a) Modelo I; (b) Modelo II; (c) Modelo III.



3 Monitoramento da Estrutura

Todas as pontes analisadas foram instrumentadas com extensômetros elétricos e acelerômetros. Em geral, dois módulos de aquisição remotamente sincronizados foram utilizados para a aquisição de dados. Foram utilizados equipamentos de aquisição de dados modelo ADS-2000 da empresa Lynx® a uma taxa de aquisição mínima de 100 Hz.

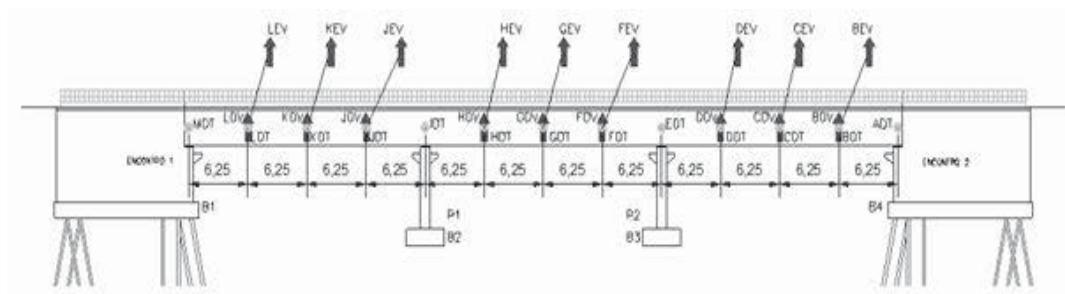
As longarinas das pontes foram instrumentadas com extensômetros nas seções do meio do vão e sobre os apoios, embaixo e em cima das vigas, Figura 4. Os extensômetros foram utilizados também nos estribos das vigas e nos pilares das pontes.

Figura 4: Fixação de extensômetros na parte inferior da longarina.



Para a medição das vibrações devidas à passagem dos trens e também para realizar a análise modal experimental, foram usados piezo-acelerômetros apropriados para medidas em baixa frequência da marca Wilcoxon® dispostos verticalmente e transversalmente ao longo do tabuleiro de cada ponte, Figura 5. Os acelerômetros foram colocados em seções distantes a um quarto do comprimento do vão da ponte instrumentada.

Figura 5: Arranjo dos acelerômetros adotado na OAE 35.



4 Análise Modal Experimental

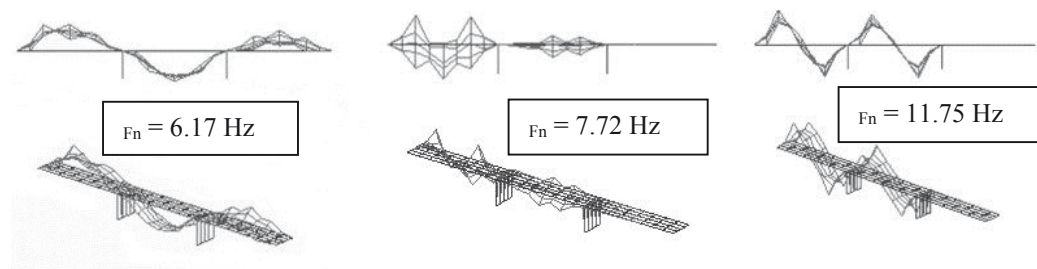
Um dos problemas encontrados frequentemente quando se realiza a análise modal de pontes refere-se a fonte de excitação. No caso das pontes estudadas que são de baixa altura e muito rígidas, por isso a ação do vento é insuficiente para excitar a estrutura. Por isso, foram realizados testes de queda de peso (Drop-Weight), semelhantes aos realizados por Peeters, Maeck and De Roeck. (2000) e Luscher et al. (2001), ver Figura 6.

Figura 6: Ensaio tipo Drop-Weight.



A extração dos parâmetros modais foi realizada no software ARTeMIS®, tendo-se obtido os modos de vibração e as frequências naturais da estrutura. A Figura 7 mostra os resultados para a OAE-35.

Figura 7: Modos de vibração experimentais obtidos no software ARTeMIS®.



Uma ferramenta bastante útil para a realização de análise modal experimental é a determinação prévia do fator de participação modal de massa (FPM) que avalia a importância relativa de qualquer modo na resposta dinâmica total. De acordo com Chopra (1995), o FPM depende da interação do modo de vibração com a distribuição espacial da carga externa. Em outras palavras, a quantidade relativa de massa necessária para um dado modo de vibração. Para um dado modo de vibração e um eixo de referência global X, Y ou Z, o FPM é igual ao quadrado do fator de participação dividido pela massa total que atua nos graus de liberdade não-restritos, relativos à direção do eixo. Seu valor indica quão importante é o modo de vibração para calcular a resposta da estrutura sujeita a acelerações unitárias segundo os eixos globais. Desta forma, o FPM é útil para identificar os modos de vibração mais importantes a serem medidos experimentalmente.

Com a elaboração dos modelos numéricos conseguiu-se determinar os modos de maior participação modal de massa para assim saber os modos mais prováveis de serem obtidos na análise modal experimental.

A Figura 8 mostra a distribuição de massa no eixo Z entre os modos determinados numericamente com os respectivos modos da OAE 51, enquanto que a Figura 9 mostra a mesma distribuição de massa, mas com dados dos modos experimentais.

Figura 8: FPM na direção Z e modos numéricos obtidos.

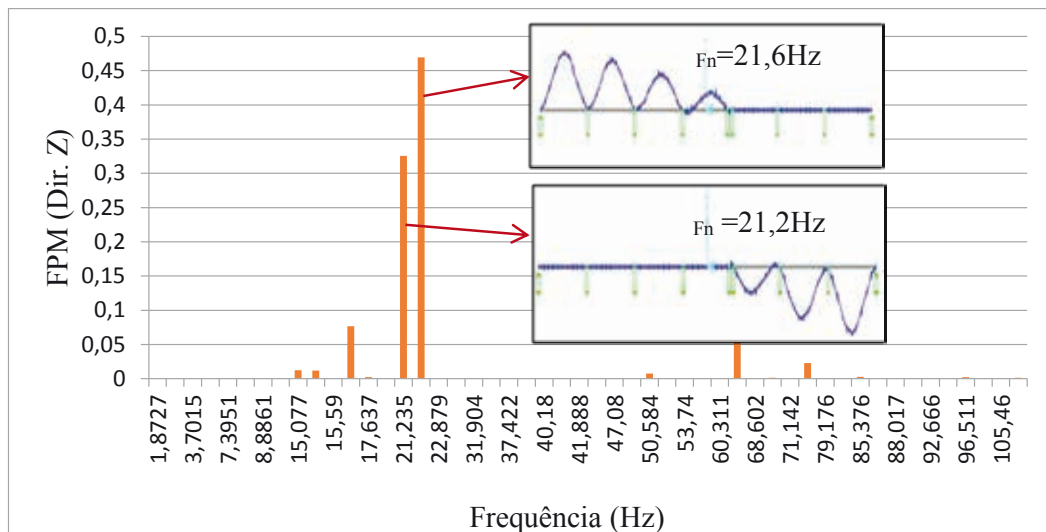
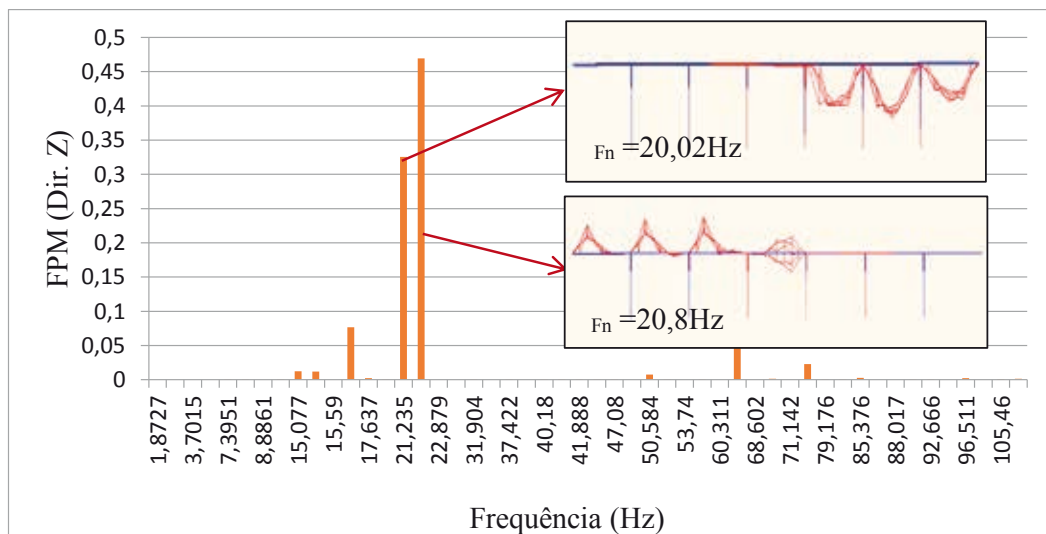


Figura 9: FPM na direção Z e modos experimentais obtidos.



5 Avaliação experimental do fator de amplificação dinâmica (FAD)

De acordo com Pimentel (2008), a avaliação do fator de amplificação dinâmica (FAD) requer a obtenção das respostas máximas estáticas e dinâmicas. A resposta máxima dinâmica pode ser obtida diretamente da série medida experimentalmente. O maior desafio reside na maneira pela qual a resposta estática é obtida. Isso pode ser conseguido usando um dos seguintes procedimentos:

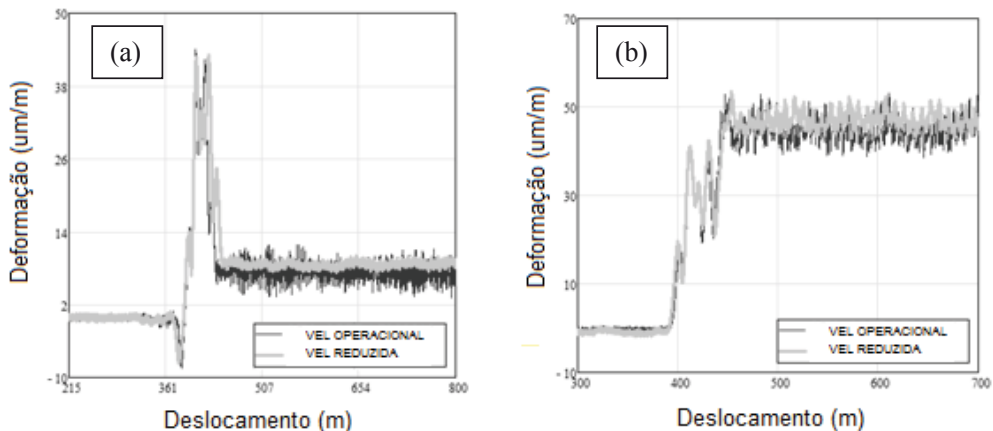
- i) Através da realização de um teste quase-estático, fazendo um movimento do veículo em baixa velocidade, o suficiente para que seu efeito possa ser considerado quase estático;
- ii) Através da aplicação de filtros digitais do tipo passa-baixa na série temporal a ser medida, de modo a eliminar os componentes dinâmicos do sinal;
- iii) Numericamente, a partir de uma análise estática simulando a passagem do conjunto de cargas relacionadas com o veículo.

Neste artigo uma variação do processo (i) descrito anteriormente foi utilizado para a determinação dos fatores de amplificação dinâmica (FAD's) por meio das medições de deformação das longarinas da ponte, uma vez que o mesmo veículo não podia ser usado para efetuar as medições sob velocidades operacional e reduzida, devido às dificuldades em modificar as operações da ferrovia.

As respostas estáticas para as pontes foram realizadas por trens carregados e descarregados em movimento e em velocidades baixas e constantes, entre 5 e 15 km/h, durante os primeiros minutos de medição.

As medições de deformação para os trens semelhantes, na velocidade de funcionamento e a outra a uma velocidade reduzida, foram sincronizadas utilizando a distância percorrida pelo primeiro eixo da primeira locomotiva como um parâmetro, Figura 10.

Figura 10: Série Temporal de deformações medidas na OAE 51. (a) Trem descarregado; (b) Trem carregado.



A Tabela 2 traz um resumo dos fatores de amplificação dinâmica determinados experimentalmente e uma comparação com os valores normativos calculado a partir da ABNT NBR-7187 (2003) [4] e EUROCODE 1 (2003).

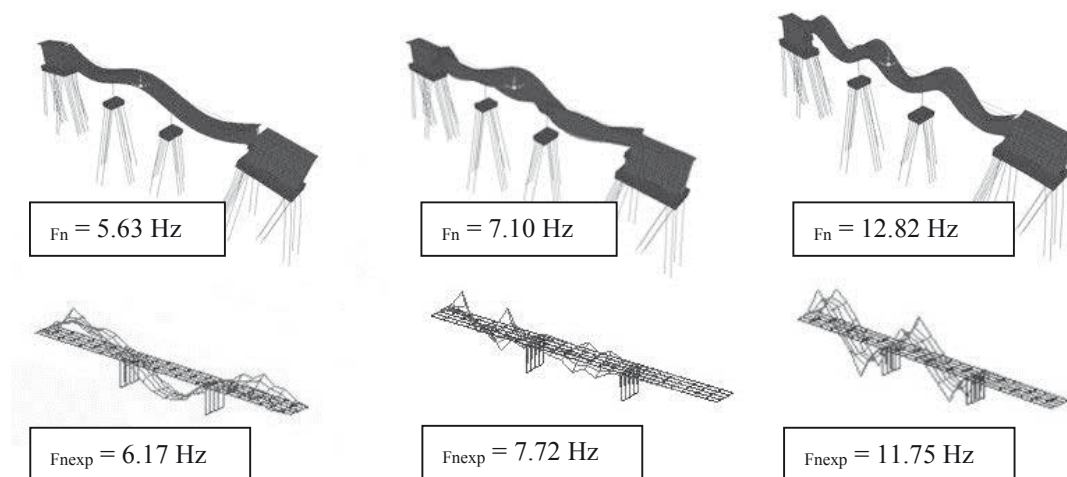
Tabela 2: Comparação entre os FAD's.

Ponte	Vão (m)	NBR 7187 (2003)	EUROCODE 1	Φ	
				Carregado	Descarregado
OAE 01	18	1.386	1.196	1.041 (39.7)**	1.061 (47.3)**
OAE 08	22.5	1.366	1.129	1.073 (63.8)	1.014 (58.2)
OAE 35	25	1.356	1.123	-	1.012 (72.4)
OAE 36	25	1.356	1.095	1.046 (53.1)	1.007 (67.5)
OAE 51	15	1.401	1.205	1.021 (45.6)	1.027 (47.5)
OAE 57	20	1.377	1.139	-	1.143 (35.7)

** Os valores correspondem a velocidade em km/h do trem

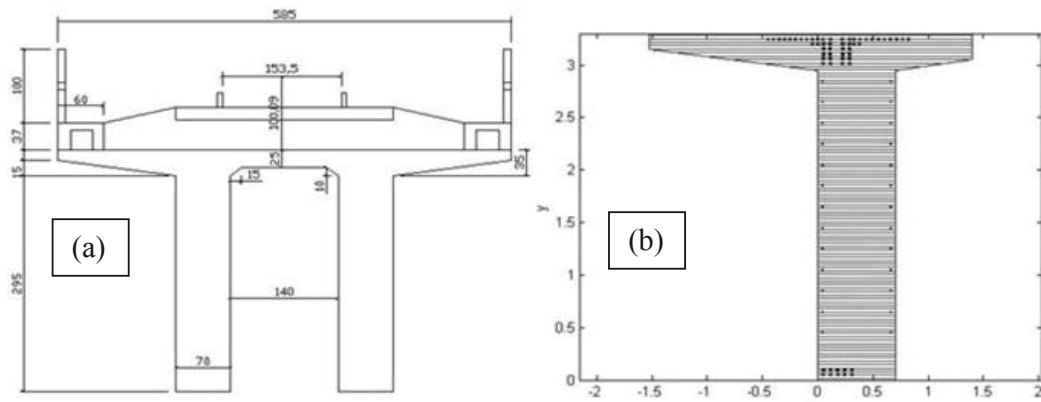
Os resultados apresentados na Tabela 2 mostram que os FAD's para as pontes são mais baixos do que os calculados através das recomendações da norma brasileira e os valores calculados de acordo com a EUROCODE 1 (2003) estão mais próximos do valor experimental.

Figura 11 – Comparação entre os modos de vibração numérico e experimental.



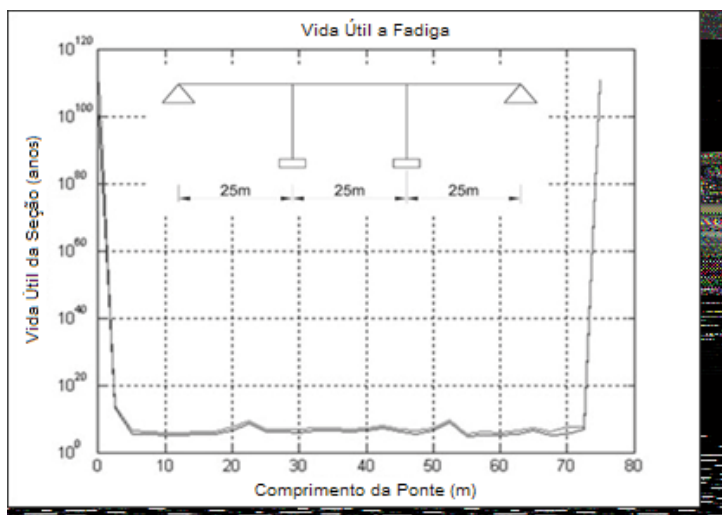
As deformações nas longarinas devido a passagem dos trens de minério foram calculadas numericamente a partir dos esforços solicitantes (momento fletor e força axial) fornecidos pelos modelos numéricos, considerando análises quase-estáticas e a partir das características das seções transversais em questão. Para isso, foi implementada uma rotina para discretizar as seções transversais das longarinas em camadas, considerando equações constitutivas não-lineares para o concreto e as armaduras, Figura 12.

Figura 12: (a) Seção transversal típica das pontes, em mm; (b) Discretização em camadas da seção transversal da longarina.



A Figura 13 mostra uma comparação entre as deformações na armadura positiva da viga da OAE 01 na seção transversal no meio do vão, em que os dois picos iniciais são causados pela passagem de duas locomotivas e depois a passagem dos vagões carregados com minério de ferro.

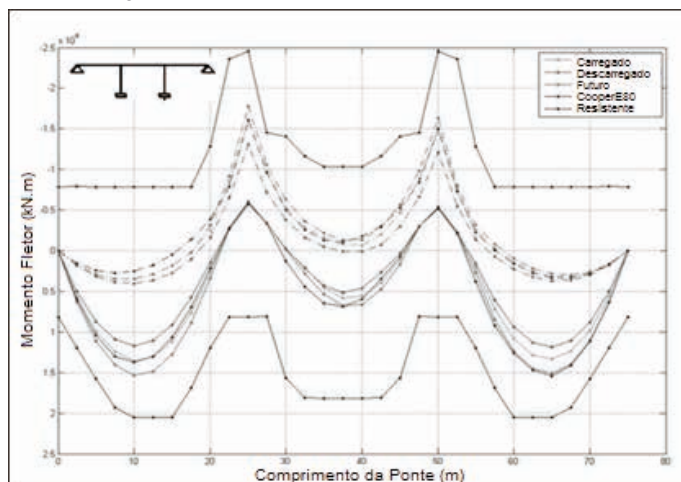
Figura 13: Comparação das deformações na parte inferior. (a) Experimental; (b) Numérico.



6 Verificação de Segurança

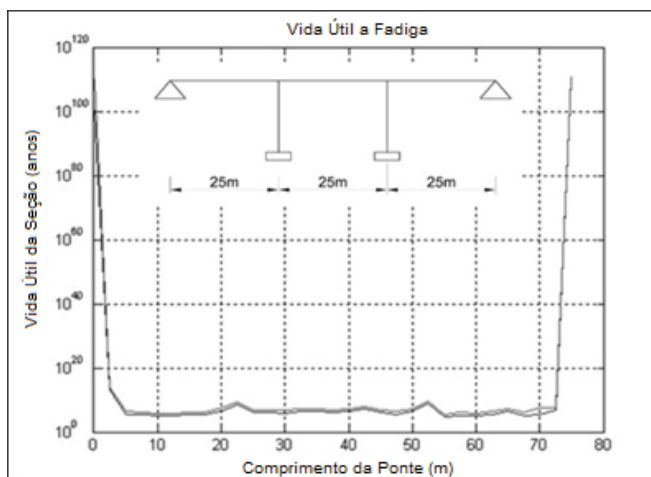
As verificações de segurança sobre as pontes foram feitas a partir dos modelos II e III previamente calibrados para calcular os esforços solicitantes e usando rotinas com base nas recomendações da ABNT NBR 6118 (2007) para avaliar a resistência dos elementos estruturais. A Figura 14 mostra a envoltória de momentos resistentes correspondente as longarinas da OAE 35, bem como a envoltória de momentos solicitantes para diferentes tipos de trens.

Figura 14: Envoltória de momento fletor da OAE 35.



Uma das preocupações em relação à manutenção de pontes e viadutos da EFC é a vida-útil, especialmente considerando o aumento do número de locomotivas e vagões nas composições de trem e também a quantidade de minério de ferro transportado em vagões. A verificação das longarinas das pontes à fadiga foi realizada a partir das tensões obtidas a partir dos esforços solicitantes fornecidos pelo modelo numérico e através da rotina empregada para discretizar a seção transversal das longarinas em camadas. Para a contagem dos ciclos devido a passagem dos trens foi utilizada a técnica Rainflow e as curvas S-N fornecidas pela ABNT NBR 6118 (2007). A Figura 15 mostra a vida-útil à fadiga em anos das longarinas da OAE 35.

Figura 15: Vida-útil em anos das longarinas da OAE 35.



1 Conclusões

A metodologia para o monitoramento e análise estrutural das pontes e viadutos da EFC adotada permitiu uma avaliação precisa das suas condições de segurança, tendo em conta o seu estado atual depois de mais de 20 anos em operação. Verificou-se em todas as pontes estudadas que os fatores de amplificação dinâmica (FAD) medidos foram menores que os calculados a partir das recomendações normativas. Além disso, os resultados dessa pesquisa permitiram identificar os elementos estruturais e as pontes e viadutos que se encontravam em condições mais críticas e requerem inspeção e manutenção mais cuidadosas.

2 Agradecimentos

Os autores agradecem a VALE S.A. pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

3 Referências

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *Projetos de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento*. NBR 7187. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007). *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. NBR 6118. Rio de Janeiro.
- Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA.
- Clough, Ray W.; PENZIEN, Joseph. (2003). *Dynamics of Structures*. Computers & Structures, Berkeley, CA, USA.
- European Committee for Standardization. (2003). *Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. EUROCODE 1. Brussels.
- González, I. (2011) *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*. Licentiate Thesis - Department of Civil and Architectural Engineering, Division of Structural Engineering and Bridges, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Luscher, D. J.; Brownjohn, J. M. W.; Sohn, H. and Ferrar, C. R. (2001). *Modal parameter extraction of Z-24 bridge data*. Proceedings 19th Int. Modal Analysis Conference (IMAC), Orlando, February.
- Mylonakys, G. (2001). *Winkler modulus for axially loaded piles*. Geotechnique, 51(5): 455-461.
- Peeters, B.; Maeck, J. and De Roeck, G. (2000). *Excitation sources and dynamic system identification in civil engineering*. Proceedings of the European COST F3 Conference on System identification and Structural Health Monitoring, Madrid, June.
- Pimentel, R. M. C. M. (2008). *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Pureza, Dennis Q. (2013). *Avaliação de Segurança de Longarinas de Pontes Ferroviárias em Concreto Armado a partir de Dados Experimentais*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Pará, Belém.
- Teixeira, Ritermayer M. (2009). *Estudo Teórico-Experimental do Comportamento Estrutural de uma Ponte Ferroviária em Concreto Armado*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil - Universidade Federal do Pará, Belém.

Monitoring of railroad reinforced concrete bridges of Carajás Railroad - Brazil

ABSTRACT

This paper presents a methodology for monitoring and structural analysis of railroad bridges and viaducts of Carajás Railroad, in the northern Brazil. Five bridges and one viaduct were monitored with strain gages and accelerometers. The monitoring tests were performed with trains operating at normal and reduced speeds to determine the dynamic amplification factor. Experimental modal analysis was used to validate the numerical models that were used for analysing the structural safety and prediction of fatigue lifetime. The methodology to the monitoring and structural analysis of the bridges and viaducts of the EFC used hereby allowed for an accurate assessment of their safety conditions, taking into account their current status after more than twenty years in operation.

Keywords: bridges; structural analysis; fatigue; modal mass factor.

1 Introduction

The Carajás Railroad-EFC is 892 km long and is located in northern Brazil, Figure 1-a. Its main objective is to transport the iron ore produced at the mine in Serra dos Carajás, the largest open-pit iron ore mine in the world, Figure 1 -b.

The EFC was built in 1982 and opened in 1985. Overall, 45 railway bridges and 8 viaducts were built, which are subject to heavy traffic conditions since its opening. The EFC is operated by VALE S.A., currently is the largest Brazilian mining company and the second largest in the world. Recently, due to any increase in iron ore production, VALE increased the number of wagons and locomotives in the composition of the ore trains, going to consist of 330 ore wagons type GDT and four locomotives, one of the largest world of trains in operation with more than 3,000 meters long.

This study arose from the need to provide a better understanding of the structural behavior of the works of art of EFC, thus allowing for an accurate assessment of its current safety conditions. In addition, this study aims at assisting in the development of an appropriate maintenance program for such works of art regarding the current loading conditions and also forecasting an increase in the cargo transported in wagons.

The structural assessment carried out on such bridges and viaducts consists in the activities of inspection, instrumentation, monitoring, and computer-assisted analysis to evaluate the structural integrity and safety.

This paper presents the methodology for monitoring and structural analysis of six bridges, the characteristics of which being presented in Table 1 and the photographs thereof being shown in Figure 2.

2 Numerical modeling

In general, for the modeling of these bridges were used three types of numerical models developed in SAP2000® commercial software. The first, called Model I (Figure 3-a) is made up only by frame elements that represent the girders and columns. In the supports, spring elements were used for the representation of support equipment. This first model was used for initial verification of the project, since it is similar to those used for designing the bridges.

The second model, called Model II, Figure 3-b, is similar to Model I, with the difference being the representation of the abutments and the foundation blocks by shell elements. In Model II, the foundation is considered and the soil-structure interaction is being represented by means of spring elements. The modulus of subsoil reaction using modules were considered to Winkler theory. According Mylonakis (2001), although approximate, models that use the Winkler theory are widely accepted in the analysis of foundations subjected to axial /side loading submitted to static or dynamic analysis. As expected, Model II provided results closest to reality because the foundation and the soil-structure interaction were considered. Model II was used for determining the internal forces on the bridge girds.

The third model, called Model III, has the entire superstructure represented by shell elements, Figure 3-c. Model III was used for determining the internal forces on the bridge deck.

3 Structural monitoring

All analyzed bridges were instrumented with electric strain gages and accelerometers. In general, two acquisition remotely synchronized modules were used for data acquisition. Were used data acquisition equipment model ADS-2000 Lynx® company to minimum acquisition rate of 100 Hz.

The bridge girders were instrumented with strain gages in mid-span sections and on the supports, on the low and top of the girders, Figure 4. Strain gages were also used on the stirrups of girders and on bridge columns.

For the measurement of vibrations due to the passage of trains and also to perform the experimental modal analysis, low-frequency piezo-accelerometers suitable for measurements in low frequency brand Wilcoxon® arranged vertically and transversely to the bridge deck, Figure 5 were used. The accelerometers were placed at each quarter of span.

4 Experimental Modal Analysis

In general, one of the problems found when performing the modal analysis of bridges refers to the excitation source. The bridges are low height and very stiff, therefore the wind action is insufficient to excite the structure. Then, drop-weight tests, similar

to those made by Peeters, Maeck and De Roeck. (2000) and Luscher et al. (2001) were conducted, Figure 6.

The analyses were carried out in ARTeMIS® software, whereby the vibration modes and natural frequencies of the structure were obtained. Figure 7 shows the results for the OAE-35.

The modal participation factor of mass (MPF) controls the relative importance enough any mode in total dynamic response. According to Chopra (1995), the MPF depends on the interaction of the vibration mode with the spatial distribution of the external load. In other words, the relative amount of mass necessary for a given mode of vibration. For a datum mode of vibration, and a global reference axis X, Y or Z, the MPF is equal to the square of participation factor divided by the total mass that acts on non-restricted degrees of freedom, relative to the direction axis. Its value indicates how important the vibration mode is to calculate the response of the structure subjected to accelerations unit according to the global axes. The MPF is useful to assess the accuracy of the results of spectral modal analysis was performed.

With the development of numerical models able to determine the modes of higher modal participation mass so as to know the modes most probably to be obtained in the experimental modal analysis.

Figure 8 shows the distribution bars mass on the Z axis between the modes determined numerically with their respective modes of OAE 51. Figure 9 shows the same mass distribution, but with experimental modes data.

5 Experimental Evaluation of the Dynamic Amplification Factor (DAF)

According to Pimentel (2008), the evaluation of the dynamic amplification factor (DAF) requires obtaining the maximum static and dynamic responses. The maximum dynamic response can be obtained directly from the series measured experimentally. The biggest challenge lies in the way in which the static response is obtained. It can be achieved by using one of the following procedures:

- i) by conducting an almost static test by making a vehicle move at speeds low enough so that its effect can be considered quasi-static;
- ii) by applying digital low-type filters to the series being measured so as to eliminate the dynamic components of the signal;
- iii) numerically, from a static analysis simulating the passage of the set of loads related to the vehicle.

In this paper, a variation of the procedure (i) previously described was used for the determination of dynamic amplification factors (DAFs) by means of the strain measurements of the bridge girders, because the same train could not be used to take the measurements under operating and reduced speeds due to the operational issues of the railroad.

The static responses for the bridges was performed by having loaded and unloaded trains moving at both low and constant speeds, between 5 and 15 km/h, during the first minutes of measurement.

The strain measurements for similar trains, one at operating speed and the other at reduced speed, were synchronized by using the distance run by the first axle of the first locomotive as a parameter, Figure 10.

Table 2 carries a summary of dynamic amplification factors determined experimentally and a comparison with normative values calculated as from ABNT NBR 7187 (2003) and EUROCODE 1 (2003).

The results presented in Table 2 show that the DAF figures for the bridges are lower than those calculated through the standard recommendations and the values calculated according to EUROCODE 1 (2003) are closer to the experimental.

6 Numerical models validation

The validation of the numerical models was performed by having the experimental modal analysis and measured strains as parameters. When the comparisons exhibited large discrepancies, some parameters of the numerical models were adjusted, such as the values for the mechanical properties of concrete. Figure 11 shows a comparison between the numeric and experimental vibration modes.

The strains in the girders due to the passage of the ore trains were calculated numerically from the internal forces (bending moment and axial force) provided by the numerical models as a quasi-static analysis and from the characteristics of the cross section in question. For this, implementing a routine to discretize the cross sections of structural elements in layers was required, considering non-linear constitutive equations for concrete and armors, Figure 12.

Figure 13 shows a comparison between the strains in the bottom armor of the girder of OAE 01 at a mid-span cross section, where the two initial peaks are caused by the passage of two locomotives and later the passage of wagons loaded with iron ore.

7 Safety check

Safety checks on the bridges were made from previously-calibrated Models II and III to calculate the internal forces and using routines based on the recommendations of the ABNT NBR 6118 (2007) to evaluate the structural element resistance. Figure 14 shows a diagram of the security check corresponding of the bending capacity of the OAE 35 girders, considering different trains, and the envelope of bending for different types of trains.

One of the concerns regarding the maintenance of bridges and viaducts of the EFC is the fatigue lifetime, especially considering the increase in the number of locomotives and wagons in the train compositions and also the amount of iron ore transported in

wagons. The secure check of girders of bridges to fatigue was performed from the stresses obtained from the internal forces provided by the numerical model and through the routine used to discretize the cross section of the girders in layers. For counting cycles due to the passage of trains were used the technique Rainflow and S-N curves provided by ABNT NBR 6118 (2007). Figure 15 shows the fatigue lifetime in years of the OAE 35 girders.

8 Conclusions

The methodology to the monitoring and structural analysis of the bridges and viaducts of the EFC used hereby allowed for an accurate assessment of their safety conditions, taking into account their current status after more than twenty years in operation.

It was verified in all the bridges analyzed that dynamic amplification factor (DAF) measured were lower than those designed from the standard recommendations. Furthermore, the results helped to identify the structural elements, bridges and viaducts that were in the most critical conditions and require more careful maintenance and inspection.