

Fatigue lifetime of a RC bridge along the Carajás railroad

Vida útil à fadiga de uma ponte ferroviária na estrada de ferro Carajás



R. R. F. SANTOS^a
r.rivo.s@hotmail.com

D. R. C. OLIVEIRA^b
denio@ufpa.br

Abstract

The aim of this paper is to present and discuss the results obtained with a methodology used to characterize the concrete and to evaluate the structural safety against fatigue of the reinforced concrete bridge number 50A located in the Carajás railroad. An "in situ" inspection was carried out in order to assess the evolution of damage in structural elements, with reference to information available in existing projects, calculation memory and reporting of previous inspections. Extractions of concrete testimonies, alkalinity tests, sclerometry, pacometry and laboratory tests were also performed to characterize the materials mechanically and estimate the structural behavior of the bridge under higher future loads.

Keywords: bridge, structural monitoring, reinforced concrete.

Resumo

O foco principal deste trabalho é apresentar e discutir os resultados obtidos com a metodologia utilizada para caracterização mecânica do concreto e avaliação da segurança estrutural à fadiga da ponte número 50A, em concreto armado, localizada na estrada de ferro Carajás. Foi realizada uma inspeção "in loco" com o objetivo de avaliar a evolução dos danos nos elementos estruturais, usando como referência informações disponibilizadas em projetos existentes, memorial descritivo de cálculo e relatórios de inspeções anteriores. Foram realizadas extrações de testemunhos, ensaios de alcalinidade, esclerometria, pacometria e ensaios laboratoriais que permitiram caracterizar mecanicamente os materiais e estimar o comportamento estrutural da obra de arte sob carregamentos futuros maiores.

Palavras-chave: ponte, monitoramento estrutural, concreto armado.

^a Universidade Federal do Pará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, r.rivo.s@hotmail.com, Rua Augusto Corrêa, nº 01, bairro Guamá, Belém, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, denio@ufpa.br, Rua Augusto Corrêa, nº 01, bairro Guamá, Belém, Brasil.

1. Introdução

A ponte sobre o rio Mãe Maria situada no município de Marabá no Estado do Pará que faz parte da Estrada de Ferro Carajás (EFC) é utilizada para transportar minério de ferro da cidade de Carajás no Pará até o Porto de Itaqui em São Luís, no Estado do Maranhão. Devido à tendência de aumento do carregamento, que atualmente é de 320 kN por eixo, para 400 kN por eixo, a realização de estudos voltados para o novo comportamento da estrutura é de extrema importância para a vida útil da obra de arte especial (OAE).

1.1 Descrição do sistema estrutural

A obra de arte estudada é uma ponte em traçado retilíneo localizada na Estrada de Ferro Carajás (EFC) no Município de Marabá, Estado do Pará, transpondo o rio Mãe Maria, identificada como OAE 50A. Executada em concreto armado, moldada “in loco”, a OAE apresenta dois vãos hiperestáticos,

totalizando 64,20 m, transpondo o leito do rio em dois vãos de 20,00 m e com seção transversal oferecendo a largura de 5,85 m. Sobre o tabuleiro está a superestrutura (linha férrea) para passagem dos trens. A segurança sobre a OAE é garantida com a presença de refúgios e guarda-corpos metálicos, como mostra a Figura 1.

A superestrutura é do tipo laje sobre vigas. O tabuleiro é formado por quatro vãos de vigas longarinas contínuas (principais) de seção transversal “pi”, com variação linear da espessura da alma de 0,35 m para



0,70 m no apoio dos Encontros e do Bloco B2, como mostra a Figura 2, enrijecidas por vigas transversinas (secundárias) intermediárias que se apoiam em aparelhos de apoio em neoprene fretado, no encontro E1 e no bloco B2. No encontro E2, a viga é engastada. A Figura 3 mostra o sistema estrutural geral com vigas, encontros, blocos e tubulões em concreto armado moldado “in loco”.

1.2 Ações móveis

A frota de locomotivas e vagões atualmente em operação para transporte de minério na EFC é composta, em sua grande maioria, de locomotivas DASH9 que representa cerca de 30% do total da frota, como apresentado na Tabela 1, e vagões GDT que representam cerca de 90% da frota. São aplicados basicamente dois tipos de composições, sendo uma composta por 2 locomotivas frontais seguidas de 104 vagões, mais 1 locomotiva intermediária e mais 104 vagões posteriores, o que corresponde a 80% da frota em operação.

Há situações onde a posição da locomotiva intermediária varia sendo disposta no final da composição. Outra composição utiliza as 3 locomotivas dispostas frontalmente e os 208 vagões posicionados posteriormente. A Figura 4 mostra as distâncias longitudinais consideradas para as locomotivas e para os tipos de vagões.

No futuro, a EFC passará a ser solicitada por novos trens-tipos, com um número maior de vagões e com carga individual superior à atual. Pretende-se trabalhar com dois modelos, onde o que diferencia basicamente é o número de locomo-

Figura 2 - (a) seção transversal do tabuleiro (unidades em metro); (b) variação linear na largura das longarinas na região dos apoios

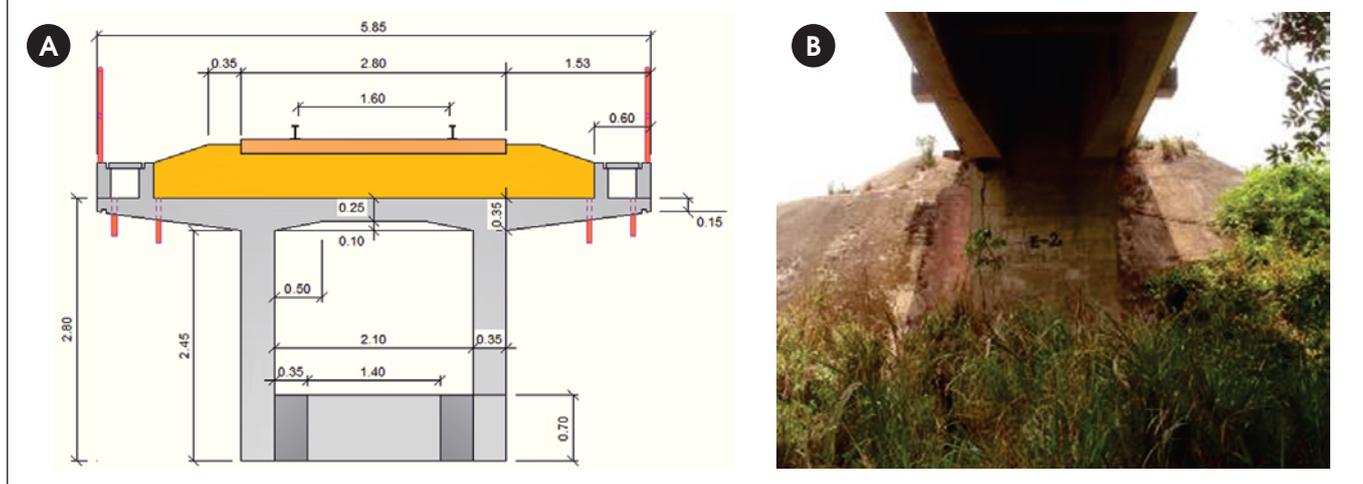
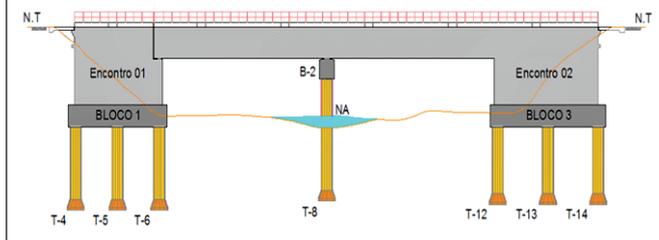


Figura 3 – Sistema estrutural da ponte sobre o rio Mãe Maria

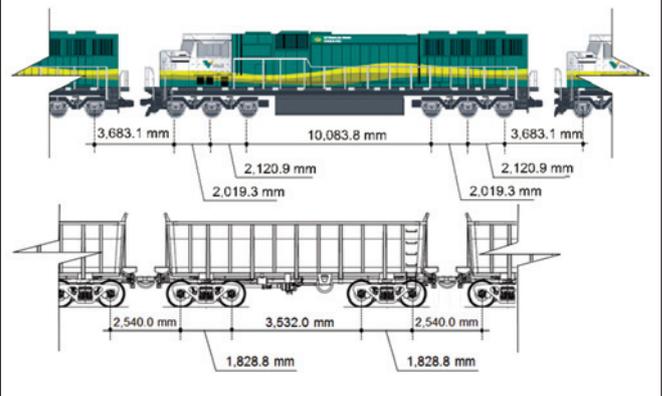


tivas entre os vagões. Na primeira situação tem-se: 2 Locomotivas + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões. Na segunda, a configuração é a seguinte: 2 Locomotivas + 110 vagões + 2 locomotivas + 220 vagões. A Tabela 2 apresenta as cargas dos elementos para os trens-tipos operacionais atual e futuro considerando vagões GDT e locomotivas DASH9.

1.3 Análise de documentos e inspeção visual preliminar

A fim de proceder à avaliação do estado atual da estrutura é ne-

Figura 4 – Desenho esquemático da locomotiva DASH9 e do vagão GDT



cessário levar em consideração um conjunto de ações que permitam reunir informações a respeito da mesma. Essas informações partiram de uma análise de dados e relatórios já efetuados por empresas especializadas, junto com inspeções visuais da ponte. Foram consultados os documentos relacionados aos projetos existentes, memorial descritivo e cálculo e relatórios que descrevem

Tabela 1 – Detalhes das locomotivas e vagões em operação (Fonte: Vale)

Características Técnicas Locomotivas - EFC Situação em Abril/2007						
Frota	Modelo	Pot. Bruta (HP)	Pot. Liq. (HP)	Motor	Qtd.	Ano Fabr.
GE	C36-7B (DASH-7)	3.600	3.600	7FDL16G60	39	1984/1987
GE	C40(DASH-8)	4.000	4.000	7FDL16K10	4	1989
GE	C44CW (DASH-9)	4.400	4.374	7FDL16n50	55	1997/2001
GE	C-SL65	600	600	NTA855	1	1993
GM	SD40-2	3.000	3.000	16-645 E3C	27	1984/1987
GM	SD60M	3.800	3.800	16-710 G3A	2	1992
GM	SD70M	4.300	4.300	16-710 G3C	55	2001
Total da frota de locomotivas em operação: 183						

Tabela 2 – Cargas dos trens-tipos operacional e futuro

Situação	Locomotiva DASH9	Vagão GDT carregado	Vagão GDT descarregado
Atual	300 kN/eixo (1800 kN)	325 kN/eixo (1300 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)
Futuro	300 kN/eixo (1800 kN)	400 kN/eixo (1600 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)

Figura 5 - Apoio das longarinas e instrumentação no meio do vão



as alterações nos quadros patológicos, assim como as medidas preventivas tomadas, avaliando de forma preliminar e qualitativa o estado atual da ponte. Verificou-se que a estrutura executada está em concordância em termos geométricos e estruturais com as informações advindas dos documentos projetuais.

Em relação à inspeção visual das longarinas e transversinas, foram observados discretos aumentos nos comprimentos das fissuras nas longarinas, quando comparados com os apresentados nos mapas de fissuração mostrados nos relatórios anteriores. Apesar de concordar com Cánovas [1] que a progressão da fissuração é uma indicação sintomática da ocorrência de um defeito, acredita-se que, neste caso, as fissuras são consequência da retração do concreto nas primeiras idades e que as divergências podem estar relacionadas com as metodologias empregadas na medição desses comprimentos. Também foram observadas eflorescências,

devido à dissolução dos compostos da pasta de cimento, segundo Cascudo [2], infiltrações, segregação superficial e cobrimento de concreto insuficiente das armaduras nas longarinas. Nas transversinas foram observadas eflorescências e manchas de umidade. De modo geral as vigas longarinas e transversinas apresentam integridade satisfatória, como mostra a Figura 5.

Na inspeção do tabuleiro, notou-se um intenso quadro de fissuração com eflorescências. Nas longarinas, a presença de drenos curtos ou danificados possibilitou a ocorrência de manchas de umidade. Já nos balanços laterais foram observadas fissuras com e sem eflorescências e infiltrações, como mostra a Figura 6. Nas lajes de transição não foram observados desníveis nas cabeceiras da via, estando, portanto, em condições satisfatórias.

O dimensionamento da superestrutura e mesoestrutura de acordo com as informações existentes no memorial de cálculo, foi reali-

Figura 6 - Infiltrações e manchas sob o tabuleiro



Figura 7 - Preparação da superfície do concreto para instrumentação do tabuleiro



Figura 8 – Aparelho de apoio no encontro E1



Figura 10 – Ensaio de pacometria na longarina



Figura 9 – Ensaio de pacometria no tubulão T7



zado utilizando a resistência à compressão do concreto correspondente a 18,0 MPa. Para as fundações, foi admitido concreto com resistência à compressão de 15,0 MPa e terreno com tensão admissível de 0,8 MPa. Os critérios utilizados foram baseados na NBR 6118 : 1978 [3] por ser a norma vigente na época de elaboração do projeto.

Nesta última inspeção foram vistoriadas áreas da face superior (0,3 m x 0,3 m), onde foi possível remover a brita do lastro, e inferior da laje do tabuleiro, como o auxílio de uma escada, como mostra a Figura 7, e nestas superfícies não foram verificadas a existência de fissuras. Na Figura 8, pode-se perceber que o aparelho de apoio do encontro E1 não apresenta qualquer anomalia visível, apenas deformações naturais decorrentes da utilização e sujeira. Os demais aparelhos de apoio da ponte estão em condições semelhantes a do parêlo de apoio do encontro E1, mas ainda adequados para utilização.

2. Ensaios para caracterização do concreto

2.1 Ensaios não destrutivos

Os ensaios Não Destrutivos (Non Destructive Testing - NDT) incluem diversos métodos de análise de materiais, componentes e conexões de modo a identificar e quantificar defeitos internos e degradações. O objetivo dos NDT é possibilitar a avaliação das propriedades dos materiais antes de ocorrer qualquer falha, baseando tal avaliação em critérios de aceitação reconhecidos ou perfis de degradação definidos ao longo de anos de experiência, para que a qualidade e bom desempenho desses materiais em serviço sejam assegurados. Isso tem gerado um interesse crescente no aperfeiçoamento de métodos de ensaios não destrutivos para avaliação das estruturas de concreto, de acordo com Metha [4]. A pacometria foi o ensaio realizado antes dos ensaios de esclerometria, para determinar a posição das barras de aço, tanto para os ensaios de esclerometria quanto para a instrumentação das ar-

Figura 11 – Ensaio de esclerometria no tabuleiro (esquerda) e na viga longarina (direita)



maduras com extensômetros elétricos de resistência (EER). Nesse ensaio utiliza-se o pacômetro, cujo princípio de funcionamento é eletromagnético, permitindo determinar a presença e a direção das barras, assim como determinar a espessura de cobertura em relação à face externa das armaduras. A Figura 9 mostra a realização da pacometria no tubulão T7 e, na Figura 10, na longarina. Os espaçamentos verificados entre as barras variaram de 0,05 m a 0,11 m. Foram realizados também ensaios de pacometria na laje com a finalidade de determinar as posições das barras das armaduras. Os ensaios de esclerometria foram realizados em todos os elementos estruturais da Obra de Arte. Esta técnica consiste basicamente em avaliar a dureza superficial do concreto endurecido utilizando um equipamento que mede a energia de reflexão de

impacto sobre a superfície. O método conhecido também como “rebound hammer method”, fornece um índice (denominado de índice esclerométrico – IE) que possui correlações diretas com a resistência à compressão do concreto. No entanto, vários são os trabalhos que apontam outros fatores que interferem nestas correlações esboçadas pelas curvas de calibração. De acordo com Evangelista [5] fatores como a quantidade de cimento, a natureza

Figura 12 – Aspecto do concreto após o teste de alcalinidade na longarina



Figura 13 – Extração de testemunho de concreto



Figura 14 - Padronização das dimensões dos testemunhos



do agregado, a maturidade e teor de umidade, a carbonatação e o acabamento da superfície, podem aumentar a propagação de erros nos resultados. A resistência do concreto foi estimada com base na média aritmética das resistências dos nove pontos de cada área analisada (0,10 m x 0,10 m), observando a NBR 7584 : 1995 [6]. A Figura 11 mostra a aplicação do esclerômetro e a disposição dos pontos no tabuleiro e na viga longarina.

2.2 Ensaios destrutivos

Foram realizados “in loco” ensaios para determinação da profundidade de carbonatação nos elementos estruturais da

OAE utilizando uma solução com o indicador químico fenolftaleína. Após a abertura das janelas no cobrimento de 0,50 m de espessura do concreto, os testes foram realizados em vários elementos estruturais e mostraram que o concreto encontra-se em nível satisfatório de alcalinidade, sem nenhum sinal visível de corrosão. A Figura 12 mostra o aspecto final do concreto após os testes de alcalinidade (a coloração rosada indica concreto em meio alcalino com a ausência de carbonatação).

Para a determinação das propriedades mecânicas do concreto, foram extraídas amostras de corpos de prova dos elementos estruturais, utilizando uma máquina de corte rotativa com co-

Figura 15 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto



Tabela 3 - Resistência à compressão a partir da esclerometria

Golpe	Resistência à compressão f_c (MPa)					
	Longarina	Laje	Bloco	Encontro 1	Encontro 2	Tubulão T7
1	60	61	52	56	60	43
2	52	61	48	46	58	46
3	42	61	52	59	59	43
4	54	60	55	60	62	42
5	62	65	54	60	62	47
6	62	61	52	58	62	37
7	56	63	56	50	62	45
8	56	63	54	56	61	42
9	42	63	54	55	59	42
Média	54	62	53	54	61	43

Tabela 4 - Propriedades mecânicas experimentais do concreto

Testemunho	E_c (GPa)	f_c (MPa)
Encontro 02 (CP01)	38,6	51,5
Encontro 02 (CP02)	42,4	52,3
Tabuleiro (CP01)	41,1	39,2
Tabuleiro (CP02)	44,0	50,0
Longarina (CP01)	58,8	38,7

roa diamantada mostrada na Figura 13. Foi obtido um total de cinco testemunhos, sendo dois dos encontros, dois do tabuleiro e um da viga longarina. Os testemunhos que apresentavam imperfeições em suas faces extremas, devido ao processo de extração, eram retificados com o auxílio de uma serra circular, resultando em um comprimento final de aproximadamente 200 mm, como mostra a Figura 14. No que diz respeito aos ensaios para determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão do concreto, os testemunhos foram ensaiados seguindo as recomendações das normas NBR 8522 : 2003 [7] e NBR 5739 : 1994 [8], onde a primeira recomenda que sejam realizados três ciclos de carregamento e descarregamento com picos correspondentes às tensões limites de 30% da tensão de ruptura (f_c) e 0,5 MPa.. Para isso, foi utilizada uma máquina servo-controlada modelo PC-200CS, da marca

Figura 16 - Diagramas tensão-tempo e tensão-deformação para o encontro E2, CP01

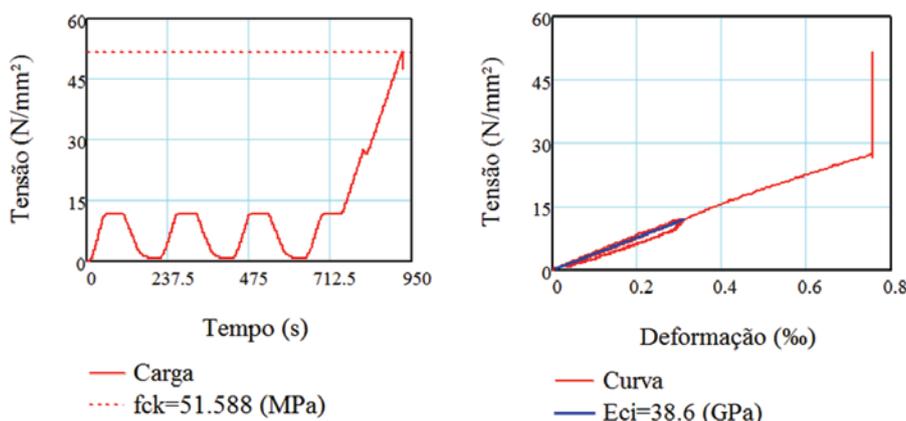


Figura 17 - Diagramas tensão-tempo e tensão-deformação para o encontro E2, CP02

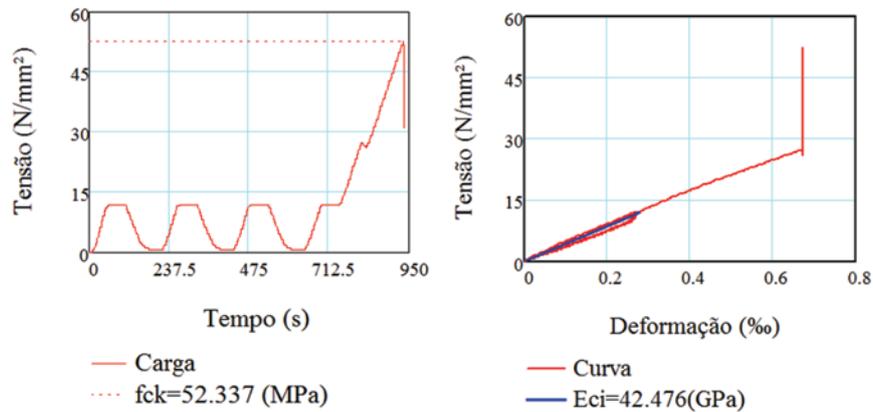


Figura 18 - Diagramas tensão-tempo e tensão-deformação para o tabuleiro, lado esquerdo, CP01

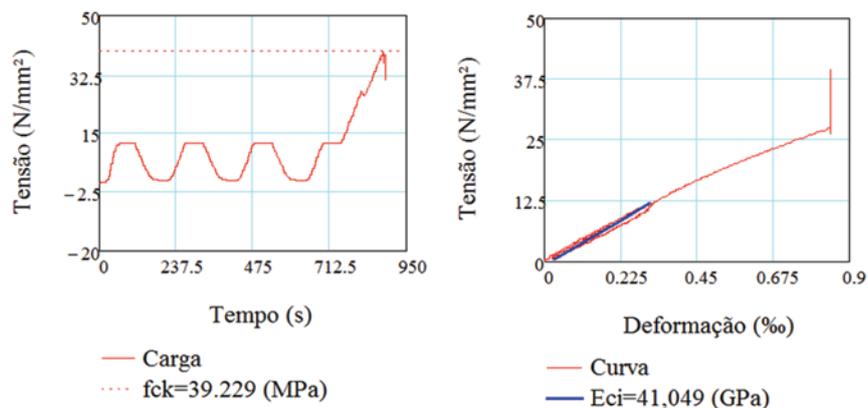


Figura 19 - Diagramas tensão-tempo e tensão-deformação para o tabuleiro, lado esquerdo, CP02

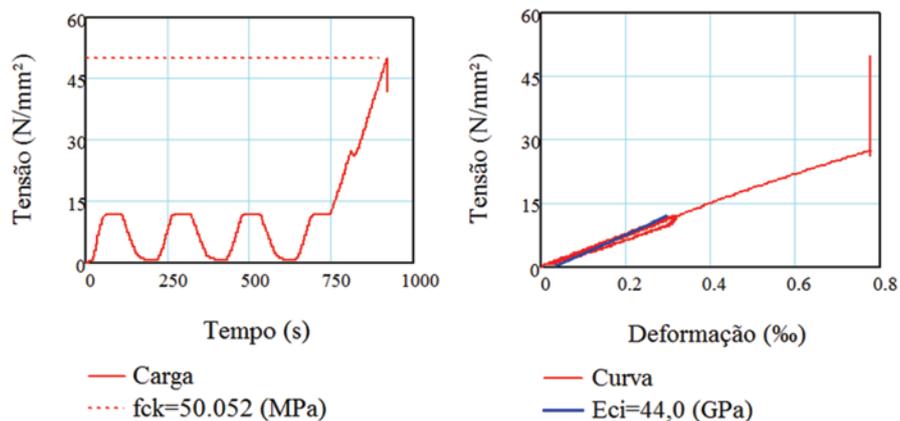
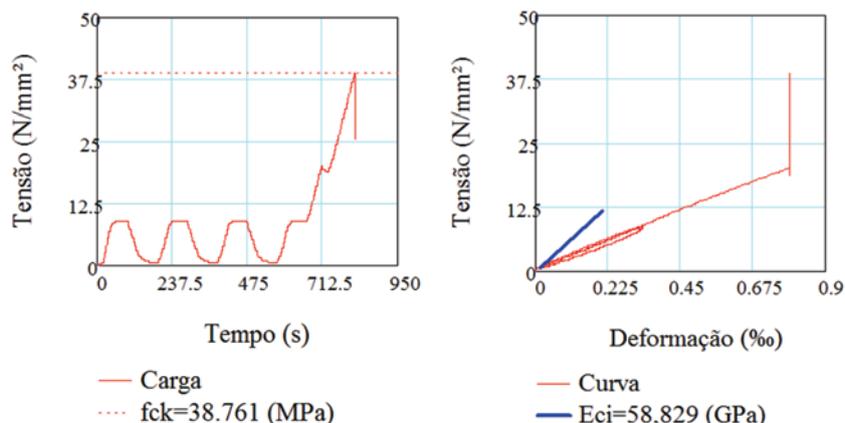


Figura 20 – Diagramas tensão-tempo e tensão-deformação para a longarina, lado esquerdo



EMIC. Os ensaios foram realizados com velocidade de carregamento constante, com taxa de 0,25 MPa/s. Após os ciclos de carregamento e descarregamento, foi aplicado um carregamento progressivo até a ruptura do testemunho por esmagamento. Além do medidor de deformação do tipo “clip gauge”, ainda da marca EMIC, foram instalados dois extensômetros elétricos de resistência adquiridos da empresa Exel Sensores Ltda., modelo PA-06-201BA-120L, à meia altura dos testemunhos e diametralmente opostos. A Figura 15 mostra detalhes dos ensaios realizados em laboratório.

3. Resultados da caracterização mecânica do concreto

O método do esclerômetro de Schmidt é de uso simples e oferece um meio rápido e barato de avaliar a uniformidade do concreto endurecido “in loco”, por isso o resultado do ensaio está suscetível a alguns fatores como: dosagem do concreto, idade e tipo de cura, uniformidade da superfície, condição de umidade, carbonatação superficial, rigidez do elemento e localização do

ênbolo. As médias dos resultados obtidos nos ensaios de esclerometria nos elementos estudados “in loco” são apresentadas na Tabela 3.

Os resultados constatados com o ensaio não destrutivo de esclerometria foram todos superiores das amostras retiradas. De acordo com Malhotra [9], a precisão na estimativa da resistência do concreto em ensaios de laboratório, com um esclerômetro calibrado adequadamente, é de ± 15% a 20% e, em uma estrutura de concreto é de ± 25%. As medidas dos módulos de elasticidade do concreto (E_c) determinadas experimentalmente, de acordo com a NBR 8522 : 2003 [7], são apresentadas na Tabela 4 juntamente com as resistências à compressão axial obtidas experimentalmente de acordo com a NBR 5739 : 1994 [8].

Nas Figuras de 16 a 20 pode-se observar o resultado da configuração adotada para os ensaios em função do tempo, onde os carregamentos variaram de 0,5 MPa a 30% das tensões de ruptura estimadas para os testemunhos de concreto, de acordo com a prescrição normativa vigente, bem como os diagramas tensão-deformação gerados à medida que os ensaios eram realizados.

Figura 21 – Valores característicos para o momento fletor e o esforço cortante

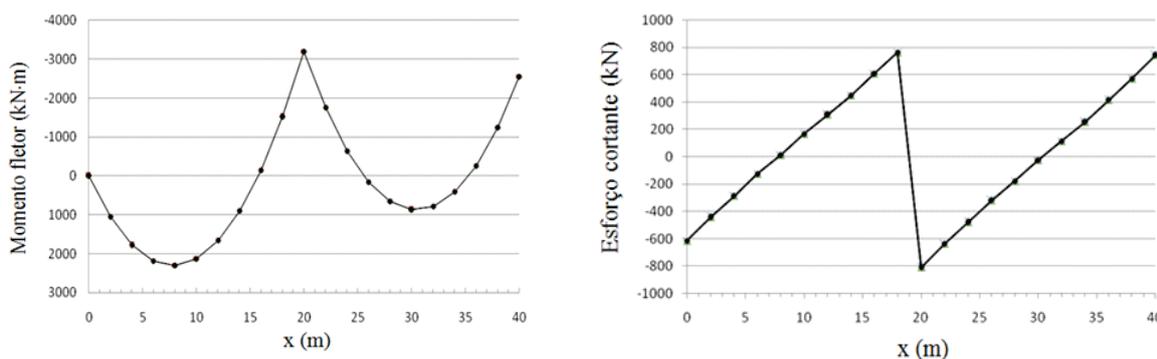


Figura 22 – Histórico na seção S21 do trem-tipo Cooper E80 para o momento fletor e o esforço cortante

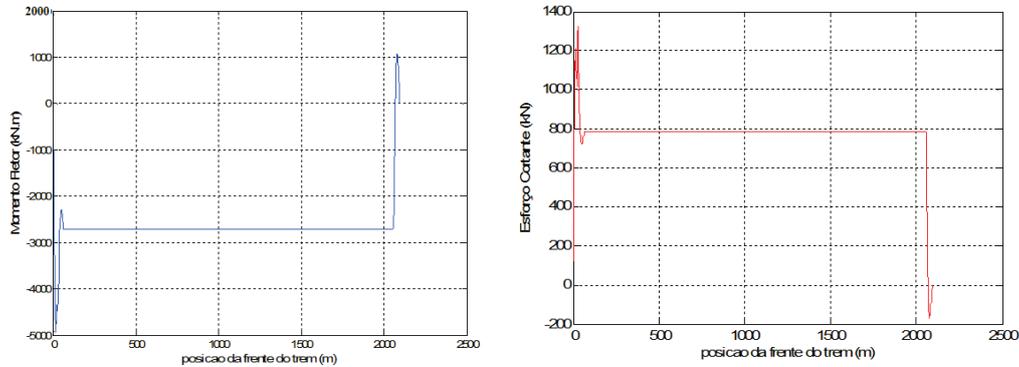


Figura 23 – Histórico na seção S21 do trem-tipo operacional carregado para o momento fletor e o esforço cortante

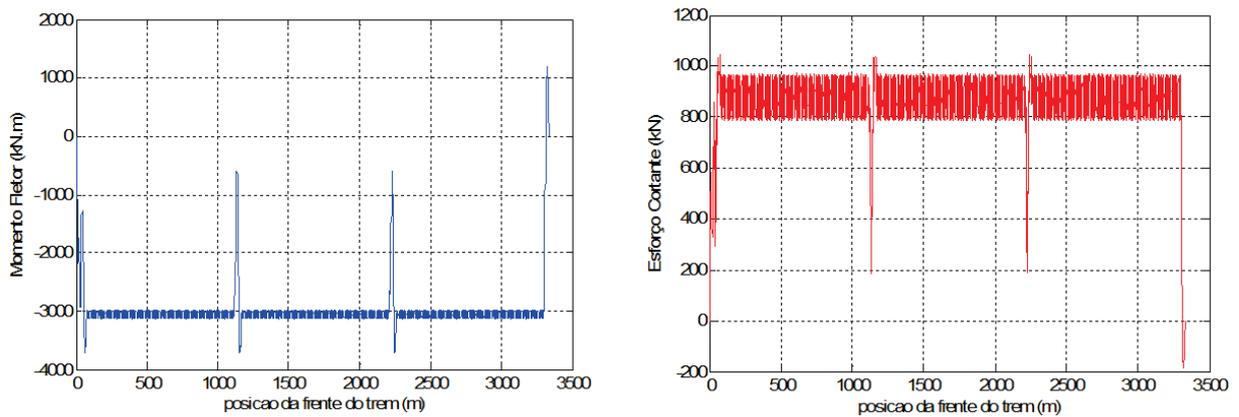


Figura 24 – Histórico na seção S21 do trem-tipo descarregado para o momento fletor e o esforço cortante

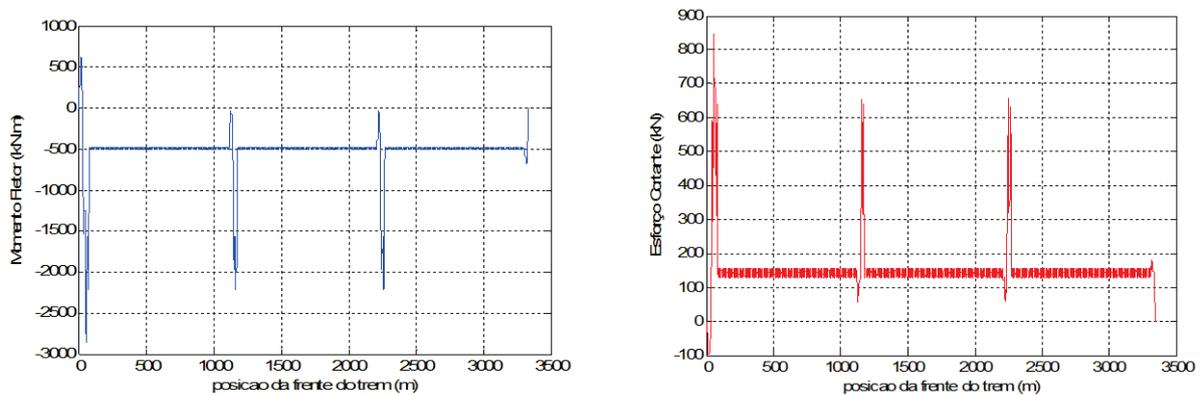


Tabela 5 - Comparação entre os módulos de elasticidade

Amostra	E _c experimental (GPa)		E _c estimado (GPa)		Diferença (%)	
	NBR 8522	NBR 6118**	MC90***	NBR6118	MC90	
Encontro 02 (CP01)	38,6	40,2	37,2	4,1	3,6	
Encontro (CO02)	42,5	40,5	37,3	4,7	12,2	
Tabuleiro (CP01)	41,0	35,1	33,9	14,3	17,3	
Tabuleiro (CP02)	44,0	39,6	36,8	10,0	16,3	
Longarina L.E* (CP01)	58,8	34,9	33,8	40,6	42,5	

* Lado Esquerdo

** $E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_c}$ (MPa)

*** $E_c = 2,15 \cdot 10^4 \cdot \sqrt[3]{0,1 \cdot f_c}$ (MPa)

4. Verificação do projeto da estrutura segundo as prescrições normativas vigentes

4.1 Esforços solicitantes internos permanentes nas longarinas

Foram consideradas as cargas permanentes (correspondentes ao peso próprio das longarinas, transversinas, refúgios, lastro, trilhos, acessórios, etc.) e as cargas móveis separadamente, correspondentes aos diversos trens-tipos em estudo (Cooper E80, Operacional, Carregado, Futuro Carregado e trem-tipo Operacional Descarregado). A Figura 21 mostra, respectivamente, os diagramas de momento fletor e esforço cortante, devidos ao carregamento permanente, obtidos com o modelo computacional concebido com o programa SAP 2000 [10].

4.2 Histórico de esforços internos devido ao carregamento móvel

Para a determinação dos esforços solicitantes na longarina (momento fletor e esforço cortante) subdividiu-se cada um dos vãos em dez partes, resultando em 21 seções, de forma similar ao realizado na memória de cálculo. A título de ilustração, a seguir apresenta-se a variação dos esforços para a seção 21 obtidos do programa SAP 2000 [10], correspondente ao ponto de engaste do tabuleiro no Encontro E2 e considerada a seção mais solicitada, considerando-se vários trens-tipos sem cargas permanentes. Os históricos de carregamentos das outras seções também foram obtidos, mas apenas as respectivas envoltórias são apresentadas. As Figuras 22 a 25 mostram os históricos dos carregamentos móveis para os diversos trens-tipos em estudo.

Figura 25 - Histórico na seção S21 do trem-tipo futuro carregado para o momento fletor e o esforço cortante

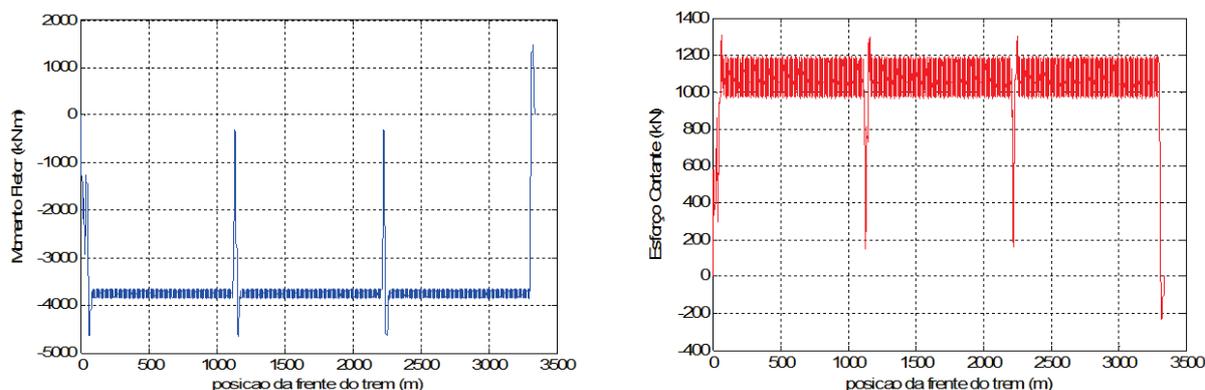


Figura 26 – Variações teóricas das deformações da seção S21 da longarina devido à passagem do trem-tipo operacional carregado no concreto (esquerda) e na armadura

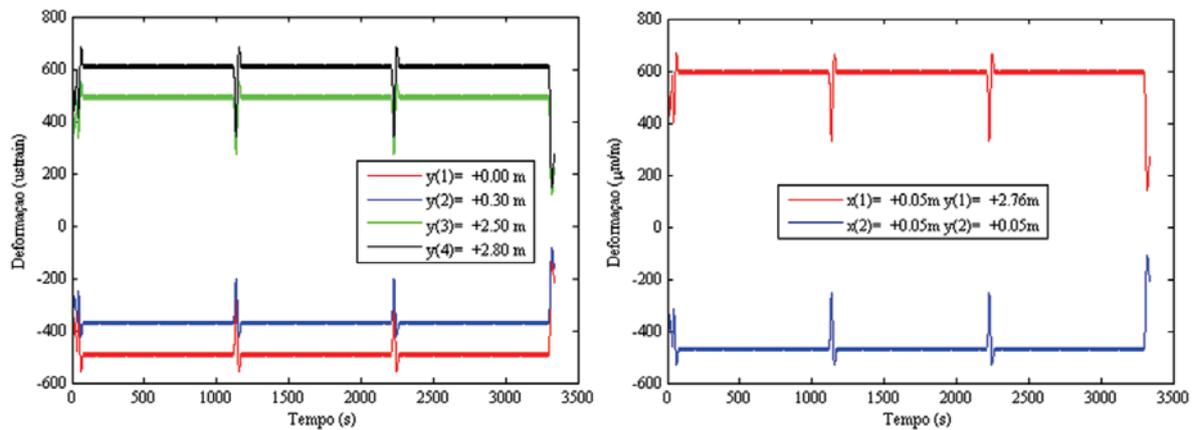
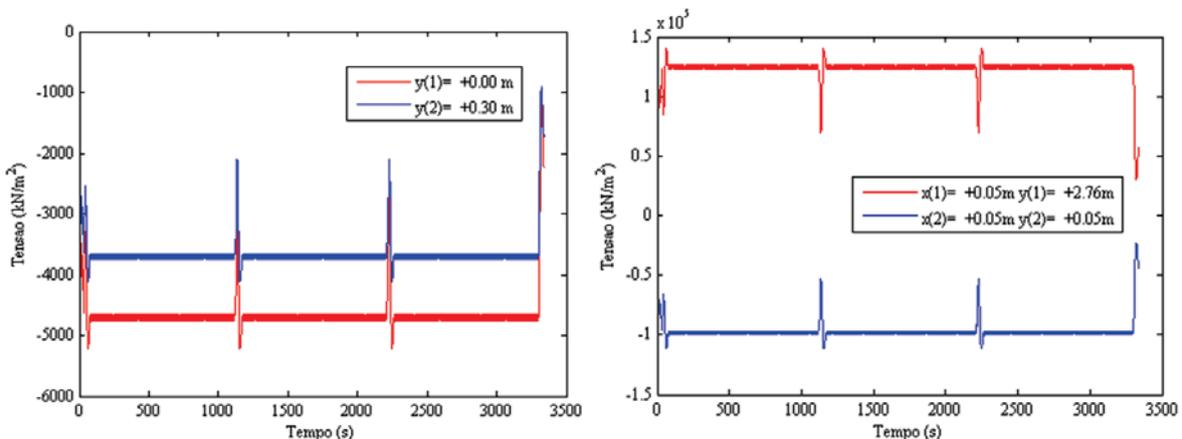


Figura 27 – Tensões teóricas da seção S21 devido à passagem do trem-tipo operacional carregado no concreto (esquerda) e na armadura



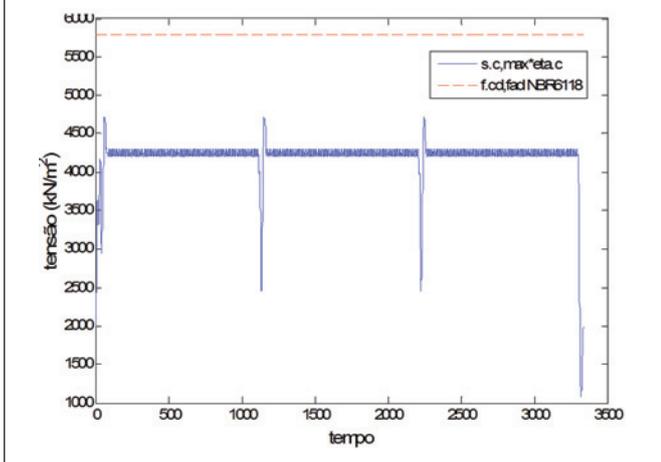
5. Determinação da vida útil à fadiga das seções

Para determinação da vida útil à fadiga da longarina considerou-se, inicialmente, a variação de momento fletor devido ao trem-tipo Operacional Carregado, Futuro Carregado e Descarregado. A partir da variação do momento fletor, é possível determinar as deformações e tensões em um ponto qualquer da seção. A Figura 26 mostra as variações teóricas das deformações, respectivamente, no concreto e na armadura, da seção S21, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado. As coordenadas indicadas na legenda da Figura 26a indicam a posição (altura) da fibra de concreto analisada em relação à face inferior da seção. De acordo com a NBR 6118 : 2003 [11] e o Model Code MC90 (CEB-FIP, 1992) [12], devem ser determinadas as tensões máximas e míni-

mas em uma região não superior a 300 mm dos bordos da seção. Por essa razão, na figura são mostradas quatro curvas correspondendo às fibras localizadas a 300 mm das bordas superiores e inferiores da longarina. Já a Figura 27 mostra, respectivamente, as tensões teóricas de compressão no concreto e as tensões teóricas na armadura da seção S21, devido à passagem do trem-tipo Operacional Carregado.

Para uma análise preliminar de verificação à fadiga do concreto foram considerados os critérios da NBR 6118 : 2003 [11]. De acordo com esta norma, a verificação à fadiga do concreto é satisfeita se as máximas tensões de compressão no concreto (corrigidas em função do gradiente de tensões de compressão) não superar uma tensão limite de fadiga $f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd}$. Esta verificação é representada na Figura 28, onde a tensão corrigida é apresentada em módulo (com sinal positivo indicando compressão, neste caso).

Figura 28 - Comparação da tensão corrigida no concreto e a tensão limite de fadiga recomendada pela NBR 6118 : 2003 (11)



Considerando a resistência à compressão característica de projeto para o concreto, ou seja, $f_{ck} = 18$ MPa, e um coeficiente de minoração $\gamma_c = 1,4$, a tensão limite de fadiga é $f_{cd,fad} = 5,78$ MPa. Assim, de acordo com a NBR 6118 : 2003 [11], apenas as tensões oriundas do carregamento permanente já estariam muito próximas deste valor limite na seção S21. Deve-se ressaltar que este critério é bastante conservador, pois não considera, de fato, as variações das tensões.

Como já mencionado, a seção «23.5 Estado limite último de fadiga» da NBR 6118 : 2003 [11] é baseada na seção «6.7 Ultimate Limit State of Fatigue» do MODEL CODE MC90 (CEB-FIP, 1992) [12], que apresenta sequencialmente três métodos para a verificação de projeto, com níveis crescentes de refinamento e precisão. Para a verificação da fadiga do concreto, a NBR 6118 : 2003 [11] apresenta apenas o método mais simples e, conseqüentemente, mais conservador. Por outro lado, o Model Code MC90 (CEB-FIP, 1992) [12] recomenda a utilização do método mais simplificado apenas como uma análise preliminar, caso os outros dois métodos mais refinados não sejam utilizados. Assim, por esta razão, embora o critério de fadiga da NBR 6118 : 2003 [11] tenha sido atendido para a seção em questão, adicionalmente foi realizada

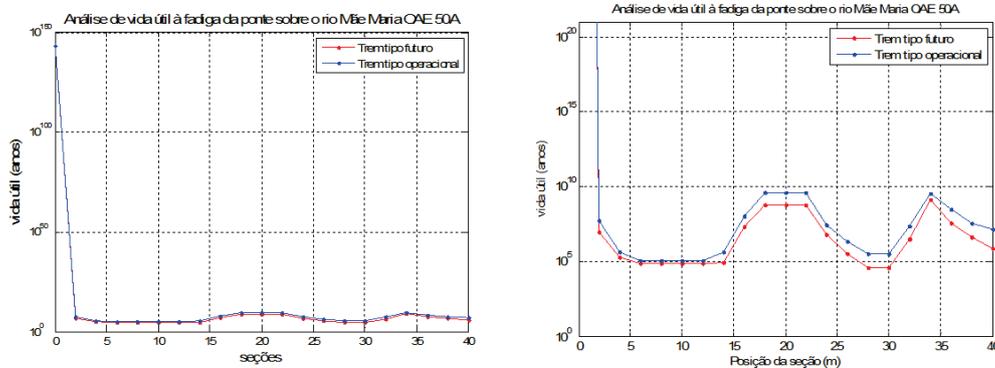
Tabela 6 - Análise da fadiga na seção S21 da longarina para o trem-tipo operacional

Elemento	Dano		
	Trem carregado	Trem descarregado	Total (par)
Armadura face inferior	1.09 E-11	5.02 E-13	1.14 E-11
Armadura face superior	1.45 E-12	6.46 E-14	1.51 E-12
Concreto face inferior	5.83 E-13	1.58 E-19	5.83 E-13
Concreto face superior	0.00 E+00	0.00 E+00	0.00 E+00
Dano máximo na seção			1.14 E-11
Vida útil da seção em pares de trens			8.77 E+10
Vida útil da seção em anos			1.33 E+07

Tabela 7 - Análise da fadiga na seção S21 da longarina para o trem-tipo operacional

Elemento	Dano		
	Trem carregado	Trem descarregado	Total (par)
Armadura face inferior	9.26 E-11	5.02 E-13	9.31 E-11
Armadura face superior	1.32 E-11	6.46 E-14	1.33 E-11
Concreto face inferior	2.16 E-10	1.58 E-19	2.16 E-10
Concreto face superior	0.00 E+00	0.00 E+00	0.00 E+00
Dano máximo na seção			2.16 E-10
Vida útil da seção em pares de trens			4.63 E+09
Vida útil da seção em anos			7.05 E+05

Figura 29 – Análise de vida útil a fadiga, considerando f_{ck} de projeto



uma análise mais refinada de acordo com o Model Code MC90 (CEB-FIP, 1992) [12], e os resultados obtidos desta análise são apresentados a seguir.

Para a utilização deste método mais refinado, o próprio Model Code MC90 (CEB-FIP, 1992) [12] sugere a utilização do algoritmo de *Rain Flow* para contagem de ciclos. Utilizando o algoritmo de *Rain flow* pode-se realizar uma contagem de ciclos de tensões tanto no concreto quanto nas armaduras. A partir da contagem de ciclos obtida com o algoritmo de *Rain Flow* pode-se proceder a análise de fadiga de acordo com o MODEL CODE MC90 (CEB-FIP, 1992) [12]. A Tabela 6 apresenta os resultados da análise de fadiga para a seção S21, considerando ao trem-tipo Operacional, e a Tabela 7 apresenta os resultados referentes ao trem tipo Futuro e à mesma seção. O dano para cada elemento (armadura e concreto) é determinado de forma independente, e considera-se que o dano da seção é o maior dos danos dos elementos individuais. A vida útil é expressa em pares de trens (blocos de carregamento) e em anos, considerando a passagem de 18 trens por dia. Observa-se nas tabelas que os danos dos elementos da seção são baixos, exceto para o concreto da face inferior da seção, que se encontra bastante comprimido. Esta fibra de concreto está sujeita a tensões iniciais significativas devido ao carregamento permanente, e sofre grandes variações de tensões devido à passagem da carga móvel. Em função disto, a vida útil da seção resulta em $1.33E+07$ anos, aproximadamente, para o trem-tipo Operacional, e $7.05E+05$ para o trem tipo Futuro. Destaca-se que estas vidas úteis foram estimadas utilizando a resistência característica do concreto especificada no projeto ($f_{ck} = 18$ MPa). As outras seções também foram analisadas quanto à fadiga e os resultados referentes à vida útil são apresentados na Figura 29 (em escala semilog), considerando-se também o f_{ck} especificado em projeto, tanto para o trem-tipo Operacional quanto para o Futuro. Observa-se na Figura 29, que ocorre uma redução na vida útil à fadiga das seções com a mudança do carregamento do trem tipo Operacional para o trem tipo Futuro. Observa-se também que a vida útil das seções localizadas no primeiro apoio é bastante elevada (apoio no encontro E1, seção S1, $x = 0$ m) o que não ocorreu nas seções do terceiro apoio (seção S21, $x = 40$ m). Na seção S21 o elemento crítico (que sofre maior dano à fadiga) é o concreto na face inferior. Entretanto, com base nos resultados obtidos para outras pontes já analisadas (pontes sobre o rio Mearim, Cajuapa-

ra e Rio Vermelho), sabe-se que a resistência à compressão real do concreto é bastante superior ao valor especificado no projeto. Assim, deve-se considerar a possibilidade de aumento da vida útil considerando-se o valor atual da resistência do concreto obtida através de ensaios de esclerometria e rompimento de testemunhos em laboratório.

6. Conclusões

Durante os ensaios realizados "in loco", os testemunhos de concreto extraídos foram ensaiados no laboratório e os resultados revelaram que as resistências obtidas são bastante superiores às especificadas no projeto (18 MPa). Com isso, pode-se dizer que o concreto da estrutura atual apresenta um grau de segurança superior ao estipulado na elaboração do projeto estrutural. A diferença dos valores do módulo de elasticidade do concreto (referente ao f_{ck} estipulado no projeto, e o resultado obtido nos ensaios) também foi considerada na aferição dos modelos computacionais para verificação da estrutura em relação aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

Com base na observação direta do estado dos minerais, na investigação do histórico registrado de manutenções, o que reflete diretamente no grau de confiabilidade da integridade da estrutura e dos modelos teóricos, conclui-se que em nenhum ponto estudado houve a despassivação das armaduras nem a penetração de CO_2 na camada de concreto correspondente ao cobrimento. Isto indica condições desfavoráveis para o avanço da frente de carbonatação que o meio continua oferecendo, dando maior confiabilidade aos resultados do ensaio de esclerometria, que pode ser fortemente afetado por este fenômeno, uma vez que, de acordo com o ACI 228R-89 (1989) [13], uma camada superficial carbonatada resulta em índices esclerométricos maiores do que os correspondentes às camadas internas do elemento estrutural.

O ensaio de esclerometria revelou que os valores de resistência não sofrem grandes dispersões quando se compara elementos relativamente distantes ao longo da estrutura, o que reforça a hipótese de relativa "uniformidade" na resistência do concreto. Já o ensaio de pacometria serviu para certificar a compatibilidade entre as armaduras existentes e as armaduras projetadas, mas recomenda-se que se repita o procedimento em um número maior de regiões.

Os ensaios de compressão axial NBR 5739 : 1994 e módulo de elasticidade NBR 8522 : 2003 convergem com os resultados obtidos através da esclerometria e estimativas de norma, sendo que as diferenças notadas justificam-se pelas naturezas distintas dos ensaios. Os valores recomendados para a deformação correspondente à tensão máxima do concreto também se aproximam dos observados experimentalmente. A curva característica do concreto, embora atípica, aponta módulos de elasticidade condizentes com as estimativas normativas analisadas, no entanto recomenda-se campanhas para a remoção de um número maior de testemunho dando assim maior representatividade às conclusões inerentes à constituição da ponte como um todo.

Em relação aos resultados da fadiga foi observado que os danos dos elementos da seção são baixos, exceto para o concreto da face inferior da seção, que se encontra bastante comprimido, devido às fibras de concreto estarem sujeitas a tensões iniciais consideráveis (carregamento permanente) sofrendo grandes variações de tensões com a passagem da carga móvel. Já para o trem-tipo Futuro Carregado, observou-se que o elemento com maior dano correspondeu à armadura da face inferior e ao concreto da face inferior da seção. Em função disto é possível afirmar que a OAE 50A não apresenta problemas de fadiga.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à empresa VALE, ITEGAM, CAPES e FA-PESPA pelo apoio financeiro a esta e outras pesquisas desta natureza realizadas na Região Norte do Brasil.

8. Referências bibliográficas

- [01] CÁNOVAS, M. F. Pathology and therapy of the reinforced concrete. São Paulo: Pini, 1998.
- [02] CASCUDO, O. The control of reinforcement corrosion in concrete: inspection and electrochemical techniques. São Paulo: Pini, 1997.
- [03] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 6118: Design of concrete structures. Rio de Janeiro, 1978.
- [04] METHA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. Concrete: microstructure, properties and materials. São Paulo: Pini, 2008.
- [05] EVANGELISTA, A. C. J. Concrete strength evaluation using different non-destructive tests. (Ph.D. Thesis). COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [06] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 7584: Hard concrete – superficial hardness evaluation using reflection sclerometer. Rio de Janeiro, 1995.
- [07] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 8522: Concrete – Determination of the elasticity modulus and stress-strain diagram – Testing method. Rio de Janeiro, 2003.
- [08] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 5739: Concrete – Compressive test on cylindrical proofs – Testing method. Rio de Janeiro, 1994.
- [09] MALHOTRA, V. M., In situ/Non-destructive testing of concrete, ACI SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984.
- [10] COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Sap2000 advanced 10.0.1. Berkeley: University of Avenue, 1995. (Software).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Design of concrete structures. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code MC90. London, Thomas Telford, 1990.
- [13] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. In place methods for determination the concrete strength (ACI 228R-89).Detroit, 1989.