



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

Márcio Pinto Martins

**Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias  
de concreto armado.**

Rio de Janeiro  
2014

Márcio Pinto Martins

**Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias de concreto armado**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M386 Martins, Márcio Pinto.  
Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte  
rodoviárias de concreto armado / Márcio Pinto Martins. – 2014.  
134f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de  
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Pontes rodoviárias - Dissertações. 3.  
Concreto armado - Dissertações I. Silva, José Guilherme Santos  
da. II. Universidade do Estado do Rio. III. Título.

CDU 624.21

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial  
desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Márcio Pinto Martins

**Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias de concreto armado.**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 27 de fevereiro de 2014.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Elvis Dinati Chantre Lopes  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Wendell Diniz Varela  
Universidade Federal do Rio de Janeiro - FAU/UFRJ

Rio de Janeiro

2014

## DEDICATÓRIA

À Deus, por permitir mais essa vitória, dando-me forças para seguir em frente e capacidade para atingir meus objetivos. A minha família, por seu companheirismo e dedicação.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador, Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação e agora do mestrado.

Aos meus amigos de trabalho pela paciência com os meus estudos.

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

A CAPES pelo apoio financeiro.

É bom ser importante, mas é muito importante ser bom.

*Pe. Antônio Vieira*

## RESUMO

Martins, Márcio Pinto. **Verificação à fadiga estrutural de ponte em concreto armado**. 2014. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

As pontes rodoviárias de concreto armado estão sujeitas à ações dinâmicas variáveis devido ao tráfego de veículos sobre o tabuleiro. Estas ações dinâmicas nem sempre são corretamente consideradas pelos projetistas. Deste modo, a correta consideração destes aspectos mostra-se de fundamental importância, de forma a se avaliar os esforços dinâmicos oriundos do tráfego de veículos sobre o tabuleiro. De acordo com este contexto, a ponte rodoviária investigada nesta dissertação é constituída por duas vigas longitudinais, três transversinas, sendo uma central e duas sobre os apoios, e por um tabuleiro em concreto armado. O modelo computacional, desenvolvido para a análise dinâmica da ponte, foi concebido com base no emprego de técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos. Os veículos são representados a partir de sistemas do tipo "massa-mola-amortecedor". O tráfego destes veículos é considerado mediante a simulação de comboios semi-infinitos, deslocando-se com velocidade constante sobre a ponte. As técnicas para a contagem de ciclos de tensões e a aplicação das regras de dano acumulado foram analisadas através das curvas S-N de diversas normas e recomendações internacionais vigentes que versam sobre o tema. As conclusões deste trabalho de pesquisa se referem à análise da resposta dinâmica bem como da vida útil de serviço da obra de arte rodoviária de concreto armado investigada, quando submetida às ações dinâmicas provenientes do tráfego de veículos pesados sobre o tabuleiro.

Palavras-chave: Análise dinâmica; Pontes rodoviárias de concreto armado; Verificação à fadiga; Mobilidade de carga; Irregularidades da pista; Modelagem computacional.

## ABSTRACT

Martins, Márcio Pinto. **Dynamic analysis and fatigue verification of reinforced concrete highway bridges**. 2014. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Reinforced concrete highway bridges are subjected to dynamic actions of variable magnitude due to vehicles crossing on the deck pavement. In general, these dynamic actions are not properly considered by the designers. The proper consideration of these aspects has shown to be of fundamental importance to assess the actions from the vehicles traffic on the bridge deck. According to this context the investigated bridge consists of two longitudinal beams (girders), three transverse beams, one central and two on the supports, and a reinforced concrete deck. The computational model, developed for the bridge dynamic analysis, adopted the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations. The vehicles were simulated by spring-mass-damper models. The vehicles traffic is considered based on semi infinity convoys moving with constant speed on the bridge deck. The stress cycles counting techniques and the cumulative damage rules were applied through S-N curves related to international codes. The conclusions of this research were related to the dynamic response as well the service life of the investigated highway reinforced concrete bridge, when subjected to dynamic actions from the heavy vehicles traffic on the deck pavement surface.

Key-words: Dynamic analysis; Reinforced concrete highway bridges; Fatigue analysis; Load mobility; Irregular pavement surface; Computational modelling.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Início do efeito da ressonância da estrutura com o vento. ....	21
Figura 2 - Vista longitudinal da ponte apresentando o efeito da ressonância. ....	22
Figura 3 - Colapso da estrutura provocado pelo fenômeno da fadiga.....	22
Figura 4 - Tensões variáveis .....	38
Figura 5 - Exemplo de tensão com amplitude variável e aleatória .....	39
Figura 6 - Processo de fadiga em uma placa fina sob cargas cíclicas. ....	41
Figura 7 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal, EUROCODE 2 [2].....	45
Figura 8 - Histórico de tensões.....	46
Figura 9 - Gráfico de tensões reduzido a picos e vales.....	47
Figura 10 - Metodologia de fluxo (gota de chuva) para picos e vales .....	48
Figura 11 - Exemplo de aplicação do método Rainflow .....	48
Figura 12 - Contagem dos ciclos do exemplo de aplicação ilustrado para o método Rainflow .....	49
Figura 13 - Faixa de tensão por número de ciclos, AASHTO [3].....	59
Figura 14 - Definição das tensões $\sigma_1$ e $\sigma_2$ , CEB [37] .....	63
Figura 15 - Curva de tensão característica de fadiga (curva S-N), CEB [37] .....	65
Figura 16 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal, EUROCODE 2 [2].....	70
Figura 17 - Foto aérea da ponte investigada.....	76
Figura 18 - Apresentação da ponte em detalhe .....	76
Figura 19 - Corte longitudinal da ponte .....	79
Figura 20 - Vista em planta da ponte .....	80

Figura 21 - Corte transversal da ponte.....	80
Figura 22 - Desenho esquemático do elemento BEAM44 [20].....	82
Figura 23 - Desenho esquemático do elemento SHELL63 [20].....	83
Figura 24 - Desenho esquemático do elemento SOLID45 [20].....	83
Figura 25 - Vigas do modelo viga-casca .....	84
Figura 26 - Tabuleiro, lajes, do modelo viga-casca.....	85
Figura 27 - Modelo em elemento finito viga-casca .....	85
Figura 28 - Vigas do modelo casca-casca .....	86
Figura 29 - Tabuleiro, lajes, do modelo casca-casca .....	87
Figura 30 - Modelo em elemento finito casca-casca .....	87
Figura 31 - Vigas do modelo sólido .....	88
Figura 32 - Tabuleiro, lajes, do modelo sólido.....	89
Figura 33 - Modelo em elemento finito sólido.....	89
Figura 34 - $f_{01} = 5,79$ Hz - modo de flexão longitudinal .....	91
Figura 35 - $f_{02} = 9,29$ Hz - modo de torção longitudinal.....	91
Figura 36 - $f_{03} = 12,40$ Hz - modo de flexão composta longitudinal.....	91
Figura 37 - $f_{04} = 15,91$ Hz - modo de flexão das lajes .....	91
Figura 38 - $f_{05} = 16,57$ Hz - modo de flexão composta das lajes.....	91
Figura 39 - $f_{06} = 17,03$ Hz - modo de torção longitudinal.....	91
Figura 40 - $f_{01} = 7,30$ Hz - modo de torção longitudinal.....	92
Figura 41 - $f_{02} = 8,09$ Hz - modo de flexão das lajes .....	92
Figura 42 - $f_{03} = 10,74$ Hz - modo de flexão composta longitudinal.....	92
Figura 43 - $f_{04} = 11,45$ Hz - modo de torção das lajes.....	92
Figura 44 - $f_{05} = 11,70$ Hz - modo de flexo-torção longitudinal .....	92
Figura 45 - $f_{06} = 12,74$ Hz - modo de flexão composta das lajes.....	92

Figura 46 - $f_{01} = 7,48$ Hz - modo de torção longitudinal.....	93
Figura 47 - $f_{02} = 8,22$ Hz - modo de flexão das lajes .....	93
Figura 48 - $f_{03} = 11,35$ Hz - modo de flexão composta longitudinal.....	93
Figura 49 - $f_{04} = 11,46$ Hz - modo de torção das lajes.....	93
Figura 50 - $f_{05} = 12,22$ Hz - modo de flexo-torção longitudinal .....	93
Figura 51 - $f_{06} = 13,14$ Hz - modo de flexão composta das lajes.....	93
Figura 52 - TB-45 excêntrico a estrutura.....	95
Figura 53 - Linha de Influência transversal.....	96
Figura 54 - Estrutura deformada .....	96
Figura 55 - Deformada das vigas .....	97
Figura 56 - Momento longitudinal das vigas.....	98
Figura 57 - Cortante Vertical das vigas .....	99
Figura 58 - Ilustração referente aos modelos de carregamento I e II.....	102
Figura 59 - Ilustração referente aos modelos de carregamento III e IV.....	102
Figura 60 - Ilustração referente ao modelo de carregamento V. ....	103
Figura 61 - Ilustração referente ao modelo de carregamento VI. ....	103
Figura 62 - Veículo centralizado.....	103
Figura 63 - Veículo excêntrico.....	103
Figura 64 - TB-45 com cargas por eixos. ....	104
Figura 65 - Espaçamento entre veículos.....	105
Figura 66 - Deslocamento translacional nodal. ....	107
Figura 67 - Tensão nodal. ....	108
Figura 68 - Deslocamento translacional nodal. ....	109
Figura 69 - Tensão nodal. ....	110
Figura 70 - Deslocamento translacional nodal. ....	111

Figura 71 - Tensão nodal. ....	112
Figura 72 - Deslocamento translacional nodal. ....	113
Figura 73 - Tensão nodal. ....	114
Figura 74 - Deslocamento translacional nodal. ....	115
Figura 75 - Tensão nodal. ....	116
Figura 76 - Deslocamento translacional nodal. ....	117
Figura 77 - Tensão nodal. ....	118

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Contagem dos ciclos, exemplo de aplicação do método Rainflow, Leitão [27] .....	49
Tabela 2 – Valor da constante A, ASSHTO [3].....	60
Tabela 3 - Valor da constante n, ASSHTO [3].....	60
Tabela 4 - Valor da constante $(\Delta F)_{TH}$ , ASSHTO [3] .....	61
Tabela 5 – Parâmetros da curva S-N para as armaduras embutidas no concreto, segundo o CEB [37] .....	65
Tabela 6 – Parâmetros da curva S-N para as armaduras embutidas no concreto, segundo o EUROCODE 2 [2].....	69
Tabela 7 – Valores característicos da curva S-N, segundo BS 5400 [13].....	74
Tabela 8 – Fatores de probabilidade de colapso para as curvas S-N, segundo BS 5400 [13]. .....	75
Tabela 9 – Frequências dos modelos .....	90
Tabela 10 – Frequências de excitação dos carregamentos .....	105
Tabela 11 – Resultados do modelo III em função dos carregamentos.....	119
Tabela 12 – Estimativa de vida útil, de acordo com os normativos internacionais..	122
Tabela 13 – Estimativa de vida útil da estrutura.....	123

## LISTA DE ABREVIATURAS

UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
PUC	Rio Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BS	British Standards
CEB	Comité Euro-international du Béton
EUROCODE	European Standard
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes

## LISTA DE SÍMBOLOS

D	Taxa de dano acumulado
k	Nº de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento
n	Nº de ciclos de tensão com determinada amplitude
N	Nº de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha
E	Módulo de elasticidade
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho$	Massa específica
$\epsilon_s$	Deformação do aço, CEB (1990)
$\epsilon_c$	Deformação do concreto, CEB (1990)
$\Delta\epsilon_{sr}$	Aumento da deformação do aço no estado de fissuração, CEB (1990)
$\Delta f_{sk}$	Varição da tensão no aço, NBR 7187 (1987)
$\sigma_R$	Faixa de variação de tensão admissível, BS 5400 (1980)
$K_0$	Constante relativa à curva S-N média, BS 5400 (1980)
m	Parâmetro associado a inclinação das curvas, EUROCODE (2003), BS 5400 (1980)
$\Delta$	Inverso do desvio padrão de $\log(N)$ , BS 5400 (1980)
d	Número de desvios padrão em relação à média, BS 5400 (1980)
$\Delta\sigma_{Rsk}$	Faixa de tensão normal referente a $10^8$ ciclos, CEB (1990)
$\gamma_{Sd}$	Fator de segurança do aço de projeto, CEB (1990)
$\sigma_{Ss}$	Tensão de serviço do aço, CEB (1990)
$\gamma_{S,fat}$	Fator de segurança do aço à fadiga, CEB (1990)

$\sigma_C$	Tensão no concreto, CEB (1990)
$\eta_C$	Fator médio considerando-se o gradiente de tensão, CEB (1990)
$f_{cd,fat}$	Resistência à compressão de fadiga de projeto, CEB (1990)
$f_{ctd,fat}$	Resistência à tração de fadiga de projeto, CEB (1990)
$\gamma_{C,fat}$	Fator de segurança do aço à compressão e fadiga, CEB (1990)
Q	Máximo efeito da fadiga em ação, CEB (1990)
$\phi$	Diâmetro da barra de aço, CEB (1990)
$\xi$	Fator de redução, CEB (1990)
Scd	Efeito da compressão do carregamento dinâmico de projeto, CEB (1990)
Std	Efeito da tração do carregamento dinâmico de projeto, CEB (1990)
log(a)	Constante determinada de modo a definir a equação da reta, EUROCODE 2 (2002)
$D_{Ed}$	Dano acumulado, EUROCODE 2 (2002)
$n(\Delta\sigma_i)$	Número de ciclos associados com cada faixa de tensão, EUROCODE 2 (2002)
$N(\Delta\sigma_i)$	Número de ciclos tolerados para cada faixa de tensão, EUROCODE 2 (2002)
$\gamma_F$	Fator de segurança parcial de $\sigma_{E,2}$ ou $\Delta\tau_{E,2}$ , EUROCODE 2 (2002)
$\gamma_{Ed}$	Fator de segurança parcial de $\Delta\sigma_C$ , EUROCODE 2 (2002)
$\gamma_{S,fat}$	Fator de segurança à fadiga, EUROCODE 2 (2002)
$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$	Faixa de tensão do dano equivalente para diferentes casos e considerando o número de ciclos de carregamento, EUROCODE 2 (2002)
$R_{equ}$	Faixa de tensão normal, EUROCODE 2 (2002)

$E_{cd,min, equ}$	Nível de tensão compressiva mínimo, EUROCODE 2 (2002)
$E_{cd,max, equ}$	Nível de tensão compressiva máximo, EUROCODE 2 (2002)
$f_{cd, fat}$	Resistência do concreto à fadiga de projeto, EUROCODE 2 (2002)
$\sigma_{cd,max, equ}$	Maior tensão da amplitude final para N ciclos, EUROCODE 2 (2002)
$\sigma_{cd,min, equ}$	Menor tensão da amplitude final para N ciclos, EUROCODE 2 (2002)
$\beta_{cc(t_0)}$	Coeficiente para resistência do concreto na aplicação do primeiro carregamento, EUROCODE 2 (2002)
$t_0$	Tempo do primeiro carregamento do concreto em dias, EUROCODE 2 (2002)
$\Delta f_{sd, fad, min}$	Resistência à fadiga em termos de faixa de tensões
$f_y$	Tensão de escoamento
$f_u$	Tensão última
$M$	Matriz de massa
$K$	Matriz de rigidez
$\xi_i$	Taxa de amortecimento do modo i
$\omega_{0i}$	Frequência natural circular do modo i
$f_{0i}$	Frequência natural do modo i
$\phi$	Modo de vibração P
$\xi_P$	Fração de amortecimento
$\Phi(\omega_0)$	Coeficiente de amplitude
cm	Centímetro
f(Hz)	Frequência em hertz
f	Frequência de excitação
g	Aceleração da gravidade

Hz	Hertz
kN	Kilonewton
kN/m <sup>2</sup>	Kilonewton por metro quadrado
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
m <sup>2</sup>	Metro quadrado
MEF	Método dos elementos finitos
min	Minutos
MPa	Megapascal
N	Newton
N/m <sup>2</sup>	Newton por metro quadrado
T	Período da atividade em (s)
seg	Segundos
Nº	Número
$\Delta t$	Intervalo de tempo
°C	Graus Celsius

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	21
<b>1 CONCEITOS SOBRE FADIGA ESTRUTURAL</b> .....	37
1.1 <b>Introdução</b> .....	37
1.2 <b>Fadiga estrutural</b> .....	38
1.2.1 Conceituação de fadiga.....	38
1.2.2 Regimes de fadiga .....	39
1.2.3 Mecanismos de formação de fissuras .....	40
1.2.4 Modelos de danos e seus enfoques.....	42
1.2.5 Conceito de vida útil e segurança contra falha.....	43
1.2.6 Análise à fadiga - Curvas S-N .....	44
1.2.7 Contagem de ciclos .....	45
1.2.8 Técnicas de avaliação de fadiga estrutural .....	49
<b>2 RESISTÊNCIA DO CONCRETO ARMADO À FADIGA</b> .....	51
2.1 <b>Introdução</b> .....	51
2.2 <b>Resistência do concreto à fadiga</b> .....	52
2.3 <b>Resistência do aço à fadiga</b> .....	53
<b>3 NORMAS DE PROJETO</b> .....	54
3.1 <b>NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios [40]</b> .....	55
3.1.1 Critérios de dimensionamento.....	55
3.1.2 Classificação dos detalhes .....	55
3.1.3 Resistência à fadiga .....	56
3.1.4 Considerações sobre a norma .....	57

<b>3.2 AASHTO LRFD Bridge design especifications [3]</b> .....	57
3.2.1 Critérios de dimensionamento.....	58
3.2.2 Classificação dos detalhes.....	58
3.2.3 Resistência à fadiga.....	59
3.2.4 Considerações sobre a norma.....	61
<b>3.3 Comité Euro International du Beton - CEB [37]</b> .....	62
3.3.1 Critérios de dimensionamento.....	62
3.3.1.1 Barras de aço.....	62
3.3.1.2 Concreto.....	62
3.3.2 Resistência à fadiga.....	64
3.3.2.1 Barras de aço.....	64
3.3.2.2 Concreto.....	66
3.3.3 Verificação à partir de espectros de carregamentos.....	67
3.3.4 Considerações sobre a norma.....	68
<b>3.4 European Standard - Eurocode design of concrete structures [2]</b> .....	68
3.4.1 Critérios de dimensionamento.....	68
3.4.2 Resistência à fadiga.....	69
3.4.3 Verificação do concreto utilizando-se a faixa de tensão de dano equivalente..	70
3.4.4 Ciclos de carregamentos.....	71
3.4.5 Considerações sobre a norma.....	72
<b>3.5 British Standard 5400 - BS 5400 [13]</b> .....	73
3.5.1 Critérios de dimensionamento.....	73
3.5.2 Classificação dos detalhes.....	73
3.5.3 Resistência à fadiga.....	74
3.5.4 Considerações sobre a norma.....	75

<b>4 MODELO ESTRUTURAL</b> .....	76
4.1 <b>Introdução</b> .....	76
4.2 <b>Modelo estrutural da ponte</b> .....	77
<b>5 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL</b> .....	81
5.1 <b>Introdução</b> .....	81
5.2 <b>Modelo computacional</b> .....	81
5.2.1 <b>Modelo matemático I</b> .....	84
5.2.2 <b>Modelo matemático II</b> .....	86
5.2.3 <b>Modelo matemático III</b> .....	88
<b>6 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES</b> .....	90
6.1 <b>Introdução</b> .....	90
6.2 <b>Análise dos autovalores</b> .....	90
6.3 <b>Análise dos autovetores</b> .....	91
6.3.1 <b>Modelo matemático I</b> .....	91
6.3.2 <b>Modelo matemático II</b> .....	92
6.3.3 <b>Modelo matemático III</b> .....	93
6.4 <b>Identificação do modelo computacional a ser utilizado</b> .....	94
<b>7 ANÁLISE ESTÁTICA</b> .....	95
7.1 <b>Introdução</b> .....	95
7.2 <b>Carregamentos adotados</b> .....	95
7.3 <b>Análise dos resultados</b> .....	96
<b>8 ANÁLISE DINÂMICA</b> .....	101
8.1 <b>Introdução</b> .....	101
8.2 <b>Carregamentos adotados</b> .....	101
8.3 <b>Frequência de excitação</b> .....	104

<b>8.4 Procedimento de análise</b> .....	105
<b>8.5 Análise dos resultados</b> .....	106
8.5.1 Modelo de carregamento I.....	106
8.5.2 Modelo de carregamento II.....	108
8.5.3 Modelo de carregamento III.....	111
8.5.4 Modelo de carregamento IV .....	112
8.5.5 Modelo de carregamento V .....	115
8.5.6 Modelo de carregamento VI .....	117
<b>8.6 Análise quantitativa dos resultados</b> .....	119
<b>9 VERIFICAÇÃO À FADIGA</b> .....	121
9.1 <b>Introdução</b> .....	121
9.2 <b>Contagem de ciclos</b> .....	121
9.3 <b>Análise da fadiga</b> .....	121
9.4 <b>Cálculo da vida útil</b> .....	122
<b>10 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	125
10.1 <b>Introdução</b> .....	125
10.2 <b>Conclusões</b> .....	125
10.3 <b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	127
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	128
<b>ANEXO A - TABELAS DE ESTIMATIVA DE DANO ACUMULADO E VIDA ÚTIL</b>	133
<b>A.1 - CICLOS X FAIXA DE VARIAÇÃO DE TENSÕES - CARREGAMENTO IV</b> ..	133
<b>A.2 - VIDA ÚTIL - EUROCODE 2 [2]</b> .....	134
<b>A.3 - VIDA ÚTIL - CEB [37]</b> .....	134

## INTRODUÇÃO

### Generalidades

A fadiga estrutural é o fenômeno associado aos danos causados pelas variações de tensões produzidas por ações de caráter variável. E desta forma poder atingir a ruptura do elemento estrutural, mesmo com a atuação de carregamentos com geração de tensões bastante inferiores a tensão de escoamento, ou seja, pode ser entendido por fadiga o processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a tensões repetidas (ciclos de tensões repetidos), de modo frequente que pode levá-lo a uma condição de ruptura.

As pontes rodoviárias são um bom exemplo de estruturas que estão sujeitas à ação de carregamentos cíclicos ao longo de sua vida útil, como tal podem-se mencionar os carregamentos devido a atuação dos ventos e também devido a passagem de veículos e pedestres.

A fim de ilustrar o problema gerado pela fadiga de uma estrutura a seguir é apresentada um caso frequentemente abordado em aulas de fadiga estrutural que é o ocorrido com a ponte Tacoma Narrows, que entrou em colapso em apenas 4 meses de operação, na manhã do dia 7 de Julho de 1940, provavelmente provocada pela ação do vento que entrou em ressonância com o modo torsional da ponte.



**Figura 1 - Início do efeito da ressonância da estrutura com o vento.**



**Figura 2 - Vista longitudinal da ponte apresentando o efeito da ressonância.**



**Figura 3 - Colapso da estrutura provocado pelo fenômeno da fadiga.**

Os estudos dos efeitos causados pelas vibrações em pontes rodoviárias teve seu início aproximadamente no ano de 1850, por WILLIS [1], que estudou as causas

do colapso da Chester Railway Bridge, e a partir daí motivado pela utilização de veículos maiores e mais pesados.

O desenvolvimento de novos materiais e o aperfeiçoamento dos métodos de projeto, como é o caso da utilização de modelos matemáticos baseados em elementos finitos, tornaram possível que ao longo dos anos a concepção das estruturas das pontes fosse por sua vez se tornando mais esbeltas.

Por outro lado, atualmente tem-se a utilização de veículos de carga cada vez mais pesados e de diferentes configurações, como número de eixos e tamanho, entre outros.

A esbeltez das estruturas aliada a veículos cada vez mais pesados são fatores preponderantes para a deterioração e redução da vida útil dos pavimentos e por conseguinte das estruturas das pontes rodoviárias.

As normas internacionais para o cálculo de pontes (EUROCODE 2 [2] e AASHTO [3]) apresentam modelos de cargas móveis desenvolvidos e calibrados de forma a representar os efeitos extremos do tráfego rodoviário, cujas características foram obtidas através de campanhas de medição de tráfego de curta duração, em pontos representativos.

No Brasil, é utilizado um veículo-tipo arbitrário cuja configuração foi copiada das antigas normas alemãs. E para considerar o aumento do peso bruto dos veículos de carga, a norma brasileira de cargas móveis de pontes rodoviárias NBR7188 [4], antiga NB-6, evoluiu no sentido de substituir as antigas classes de veículos-tipo 12, 24 e 36 toneladas, para classes mais pesadas, atuais TB-12, TB-30 e TB-45, aumentando também os valores para as cargas de multidão, que por sua vez tem por finalidade simular os efeitos da passagem simultânea de veículos mais leves na ponte.

Mais recentemente Rossigali [5] deu uma importante contribuição, que pode vir a servir para uma modernização da NBR-7188, onde realizou um tratamento estatístico dos dados das medições de contagem e pesagem de veículos de carga, realizados entre dezembro de 1999 e outubro de 2002, os quais foram disponibilizados pelo DNIT através de seu sítio na internet ([www.dnit.gov.br](http://www.dnit.gov.br)). E a partir disso Rossigali [5] apresenta um estudo estatístico dos efeitos das cargas móveis do tráfego real em estruturas convencionais de pontes.

## Revisão Bibliográfica

A consideração da avaliação dinâmica de estruturas de pontes vem se tornando cada vez mais frequentes nos dias atuais. Ao longo do tempo alguns autores vêm explicitando em seus trabalhos, a consideração do efeito da fadiga estrutural nos resultados finais de suas análises.

A passagem dos diversos veículos ao longo da vida útil das pontes rodoviárias acarreta uma flutuação dos valores de tensões aplicadas e que por sua vez gerará ciclos de tensão a que a estrutura deverá estar capacitada a resistir.

Somado a isto se deve avaliar a rugosidade do pavimento a que a ponte estará submetida pois o efeito da passagem de veículos é diretamente influenciado pela qualidade do mesmo, tendo suas solicitações majoradas.

Sendo assim diversos autores abordaram os temas em tela e desta forma serão apresentados alguns de seus trabalhos.

Yamada e Miki [6] em 1989, abordam o efeito da fadiga em Pontes Rodoviárias e Ferroviárias e em especial na Ponte Honshu-Shikoku que é uma das maiores pontes construídas naquela era. Suas expectativas eram a de que os dados fornecidos com aquele estudo pudessem ser utilizados por pesquisadores e mais ainda que o número de pontes que apresentavam problemas de fadiga estrutural no Japão (apontados no trabalho) servisse para que os projetistas passassem a ter maior receio no momento de lançar novas estruturas e observassem assim os possíveis problemas de fadiga.

Wang *et al* [7] em 1993, tiveram por objetivo calcular a vida útil à fadiga de pontes metálicas rodoviárias utilizando um método baseado na análise de risco calculado. Para isso desenvolveram modelos em que variaram a qualidade do pavimento e a velocidade do veículo-tipo trafegando sobre a mesma. Suas conclusões foram que quanto pior a qualidade do pavimento (mais rugoso) e maior a velocidade do veículo-tipo menor será a vida útil da Ponte.

Kim e Kim [8] em 1996, compararam cilindros de concreto de diferentes resistências com a finalidade de observar o comportamento à fadiga estrutural do concreto à compressão e concluíram que o concreto de alta resistência (102 MPa) possui uma vida útil à fadiga inferior ao concreto de baixa resistência (26 MPa). Por conseguinte, a vida útil à fadiga deve decrescer com o aumento da resistência do

concreto. Como resultado, pode-se concluir que o concreto de alta resistência é mais frágil do que o de baixa resistência sob o efeito da fadiga.

Tsiatas e Palmquist [9] em 1999, apresentaram um trabalho onde compararam as diretrizes da fadiga de pontes pelos métodos usuais da AASHTO [3] com os procedimentos da mecânica da fratura. Especificamente, a vida útil à fadiga remanescente de várias pontes reais com extremidades soldadas por "cover plates" (placas de cobertura) foi estimada utilizando os padrões AASHTO [3]. As estimativas foram comparadas com as previsões feitas usando os princípios da mecânica da fratura linear elástica, onde o tempo requerido para uma falha inicial se propagar a uma profundidade crítica é calculado. Verifica-se que a vida à fadiga de pontes rodoviárias de aço reais, conforme determinado pelo método da mecânica da fratura excedem em muito as restantes previsões da vida útil à fadiga seguros feitos com os usuais métodos descritos na AASHTO [3]. Para o caso de pontes de estrutura redundante (onde a falha de um elemento estrutural é compensada pelo remanescente), um fator de ajuste é introduzido, onde para vários níveis de probabilidade, podem produzir estimativas mais próximas da vida útil à fadiga de pontes entre as especificações AASHTO [3] e a mecânica da fratura.

Cachim *et al* [10] em 2002, utilizaram um programa onde carregaram informações relativas a um concreto usual e um concreto reforçado por fibras, submetendo-os a carregamentos de fadiga à compressão. Verificaram que um importante instrumento a se observar em uma peça submetida a ciclos de tensões de compressão é a curva tensão-deformação. A adição de fibras ao concreto aumenta sua resistência a deformação, tornando-o mais dúctil. E concluem que a chave para o sucesso em melhorar a vida útil à fadiga do concreto parece estar relacionada com a distribuição das fibras no mesmo. Na verdade, se as fibras não estão bem dispersas no concreto, a adição de fibras podem ter um efeito prejudicial na vida útil à fadiga da peça.

Pravia [11] em 2003, realizou em sua tese de doutorado um estudo relativo a estabilidade de estruturas de pontes com fraturas, com isso a análise de algumas alternativas foram consideradas para a escolha ou desenvolvimento de um modelo adequado, que permitisse analisar a estabilidade a fraturas por fadiga. Alguns exemplos são apresentados e discutidos, sob o enfoque crítico das ferramentas teórico-numéricas disponíveis, permitindo finalmente tirar algumas conclusões e definir caminhos a seguir para o tratamento da estabilidade de pontes suscetíveis a

fraturas, provocadas pelo fenômeno de fadiga de juntas soldadas ou do material em certos detalhes geométricos inadequados. Ele conclui que os diversos métodos existentes para análise do desenvolvimento das fraturas, para utilização em uma abordagem real, dependerá de diversos fatores, que na realidade não se tem informações, então o planejamento de avaliações na fase de projeto, ou ainda, de pontes existentes, deve ser encarada como uma tarefa de grande importância para evitar a ocorrência de acidentes graves devido a formação e propagação de fraturas e o meio fundamental de se evitar estes acidentes é a aplicação de manutenção efetiva nas obras de arte.

Li *et al* [12] em 2003, tratam da avaliação à fadiga de uma secção de ponte de dois pisos com base na análise estatística dos ciclos de tensão ao longo do tempo. Sendo este ciclo obtido a partir da representatividade das flutuações de tensão ao longo de um dia de monitoramento, aplicadas na vida útil da ponte. Uma avaliação primária da vida útil à fadiga da ponte em estudo é realizada com base nos procedimentos descritos na Norma Inglesa (BS5400 [13]). Eles concluem que os resultados apurados a partir do modelo simplificado proposto, baseado no tratamento estatístico das amostras randômicas, se encaixa bem com aqueles determinados pelo método de falha dos elementos estruturais segundo a norma inglesa BS5400 [13]. E finalizam mencionando que desta forma este tipo de modelo apresenta confiabilidade para se verificar a vida útil à fadiga das pontes existentes.

Silva [14] em 2004, estudou diretamente o efeito da rugosidade do pavimento na estrutura de uma ponte de autoestrada, para isso propôs uma metodologia de análise matemática que consistiu em modelar a estrutura da ponte por meio do método dos elementos finitos e fazer passar por ela veículos formados por um sistema de massa, mola e amortecedor ao longo do tempo e para modelar a rugosidade do pavimento foi utilizado um já conhecido espectro de densidades. Com isso concluiu com algumas observações: a) Dependendo do pavimento a que uma ponte está sujeita a passagem de veículos pode ter seu efeito majorado em até 90% em relação a consideração estática; b) O tipo de pavimento é mais importante, para a correta análise de uma estrutura, do que a posição do trem-tipo; c) Quanto pior o tipo de pavimento maior será a sollicitação devido a carga móvel. E finaliza com observações à Engenheiros de Estruturas e Engenheiros de manutenção, onde os primeiros devem observar que a passagem de cargas móveis podem majorar com fatores bastante significativos a consideração de uma mesma força estática e para

os engenheiros de manutenção alerta a necessidade em se limitar a 1,40cm a rugosidade em tabuleiros de pontes.

Sim e Oh [15] em 2004, realizaram um estudo a fim de verificar a resistência à fadiga de tabuleiros de concreto de pontes reforçados com fibras de diversos tipos, tais como: fibras de carbono, fibra de vidro e do tipo de rede de fibra de carbono plástico reforçado. Todas as fibras foram reforçadas de forma a se ter uma melhor resistência à propagação de trincas e uma melhor distribuição de tensões. Eles concluíram que o reforço com todos os tipos de fibras estudados aumentaram significativamente a vida útil à fadiga dos tabuleiros das pontes, este efeito fortalecedor em relação a carga de fadiga foi principalmente influenciado pelas características da ligação entre o material de reforço e o concreto do tabuleiro. E finalizam mencionando que a escolha do tipo do material de reforço deve depender da finalidade, ou seja, se o reforço seria para prolongar a vida útil à fadiga ou para aumentar o tráfego de cargas no tabuleiro da ponte.

Almeida [16] em 2006, elaborou um modelo matemático, formado por sistemas massa-mola-amortecedor em que variou o número de eixos ( de 01 a 04) e também variou os tabuleiros das pontes, com e sem balanço, simulando assim várias estruturas de pontes existentes. Desta forma buscou traçar um panorama de resposta, comparando com os valores de projeto usuais.

Rossigali [5] em 2006, realizou estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil, desta forma apresentou estes estudos de forma a conduzir à parâmetros necessários à elaboração dos modelos de cargas móveis e com isso aumentar a durabilidade e melhorar o comportamento de pavimentos e obras de arte rodoviárias, realizando importantes conclusões, a saber:

- Os projetos devem ser elaborados com base em modelos de cargas móveis que produzam efeitos similares ao do tráfego de veículos reais;

- Em todos os sistemas com tabuleiro de modelo antigo e vão de 10m, as estruturas têm seus esforços críticos devidos ao carregamento Classe 36 superados pelos esforços devidos aos veículos reais;

- Nos sistemas bi apoiados com tabuleiro de modelo antigo, a superação dos efeitos devidos ao carregamento Classe 36 ocorre também para o vão de 20m;

- O momento negativo no sistema com balanço e tabuleiro de modelo antigo é o caso mais crítico: em todos os vãos em balanço estudados (entre 2,5m e 10m), o

momento negativo devido aos veículos reais foi maior que aqueles devidos ao carregamento Classe 36;

- Nos sistemas com tabuleiro de modelo atual, somente o momento negativo no balanço devido à ação dos veículos reais resultou contra a segurança. Em comparação ao tabuleiro de modelo antigo (mais estreito), as solicitações devidas aos carregamentos normativos são maiores no tabuleiro de modelo atual, devido à ação da carga de multidão em uma largura maior. Por isso, as estruturas com tabuleiro modelo atual são mais seguras que as do modelo antigo, para a passagem de veículos isolados;

- Em nenhum vão ou sistema estrutural, com tabuleiro de modelo atual, os esforços devidos ao tráfego real superaram aqueles gerados pelo carregamento Classe 45.

Mendes [17] em 2006, realizou uma estimativa do limite de fadiga sob condições de *fretting* para um elemento estrutural. *Fretting* é uma expressão que tem por objetivo representar a ação da fadiga em elementos estruturais sujeitos à trabalhar em contato com o elemento adjacente. Nesta superfície de contato surgem alternâncias de pressão e podem levar ao surgimento de micro trincas e com o passar do tempo a ruína da estrutura. Esta abordagem se distâcia um pouco do objetivo deste trabalho, porém, achou-se interessante mostrar como este tema de fadiga é importante e aborda uma gama de estruturas, sendo estas civis, mecânicas ou aeronáuticas.

Amorim [18] em 2007, destinou-se a avaliar o comportamento dos trens-tipo TB-12 e TB-45, da norma brasileira NBR-7188 [4] sobre tabuleiros de pontes rodoviárias. Ele conclui que foi verificado ao longo deste trabalho que as ações mais severas transmitidas à superestrutura das pontes são as ocasionadas pela ocorrência de irregularidades na pista de rolamento, correspondendo, em situações extremas, a ampliações do resultado em mais de dezessete vezes os valores admitidos em projeto. E por este motivo atenção especial deve ser dada à manutenção das pistas de forma a não se obter estas demasiadas ampliações.

Valencia [19] em 2007, realizou um estudo que se baseou em acoplar amortecedores de massa a sistemas estruturais de forma a verificar a possível redução causada pelo mesmo quando o sistema é submetido a carregamentos dinâmicos. Para isso ele analisou numericamente através do software ANSYS [20] o número e a posição mais eficiente de Amortecedores de Massa Sintonizados para

vigas com diferentes configurações de apoio. Os resultados obtidos apresentaram reduções na resposta dinâmica máxima das vigas de mais de 80% nos casos onde a excitação da estrutura era harmônica e de mais de 45% no caso em que o carregamento aplicado foi do tipo aleatório.

Melo [21] em 2007, teve por objetivo avaliar a interação dinâmica veículo-estrutura para pequenas pontes rodoviárias, demonstrando que o atual coeficiente de impacto adotado pela norma brasileira ao levar apenas em consideração o vão da ponte, a fim de majorar o efeito estático da carga móvel com o objetivo de simular um efeito dinâmico para a mesma, não se mostra muito adequado, já que uma série de outros parâmetros interfere na resposta dinâmica das estruturas. Como conclusão verificou que os valores do Fator de Amplificação Dinâmica (FAD) aumentaram à medida que a estrutura se torna mais flexível e que em geral os maiores valores de FAD para uma mesma estrutura foram obtidos com a passagem dos veículos mais leves. E também a consideração da qualidade do pavimento mostrou-se de grande influência na resposta dinâmica das estruturas, mas a introdução de ressalto na cabeceira da obra (simulando descontinuidades devidas a recalques da laje de acesso) conduziu às maiores diferenças no comportamento dinâmico. Para finalizar verificou que os resultados mostraram que os deslocamentos devidos ao carregamento da classe 45 (TB-45 da NBR-7188 [4]) são maiores do que os obtidos para a passagem do veículo pesado de 3 eixos e desta forma o carregamento TB-45 se apresenta tanto mais conservador quanto maior o comprimento do vão. Já para o carregamento da classe 36, verificaram-se valores de FAD da ordem de 1,2 com a introdução de ressalto no pavimento, ou seja, verifica-se que os deslocamentos de projeto estão sendo excedidos para esta situação.

Santos [22] em 2007, elaborou sua tese de doutorado descrevendo a análise e redução de vibrações em pontes rodoviárias e para tal apresentou o desenvolvimento de uma ferramenta computacional (CONTROLMADS) para modelagem matemático-numérica tridimensional do problema de interação dinâmica entre os veículos, o pavimento rugoso e a estrutura de uma ponte. Ele conclui que quando a resposta dinâmica é dominada por mais de um modo de vibração a solução adequada para redução das amplitudes de vibração requer, em geral, a utilização de múltiplos ADS (Atenuadores Dinâmicos Sincronizados), com pares, ou grupos, calibrados nas frequências dos picos dominantes de amplitudes. Verificou

ainda que uma solução efetiva para redução das vibrações é a de uma estrutura sanduíche com uma fina camada de material visco elástico entre a mesa do tabuleiro e a placa de concreto armado do pavimento. Demonstra-se que esta solução é melhor que a solução mista (placa de aço e concreto, consolidadas por conectores) empregada nos tabuleiros da superestrutura de aço dos vãos centrais da Ponte Rio-Niterói. A solução sanduíche conduz à uma redução bastante significativa em termos de amplitudes de deslocamentos e acelerações, com um incontestável benefício à vida útil tanto da estrutura quanto do pavimento.

Mori *et al* [23] em 2007, abordam a ocorrência do fenômeno da fadiga estrutural em Pontes de aço soldadas, onde atestam que pelo simples fato de os elementos estruturais serem soldados há a possibilidade da ocorrência de trincas nos cordões de solda devido à tensão inicial imposta pelo aquecimento das peças na soldagem. Este artigo foi escrito, a fim de sugerir um novo parâmetro para organizar a vida útil à fadiga da viga principal e definir a seção de vigas de pontes rodoviárias de aço, de vãos curtos e médios, levando em consideração sua estrutura e as propriedades das cargas. Por conclusão apresentam parâmetros que podem ser utilizados para determinar a vida útil à fadiga de elementos estruturais baseados na regra de Miner, sem limitações e para uma vida útil de 200 anos. No entanto, estes parâmetros também podem ser usados para a estimativa da vida à fadiga para região de vida útil com menos de 200 anos, mesmo quando uma regra com um limitador é aplicada.

Zanuy *et al* [24] em 2007, propõem um novo modelo para reproduzir o comportamento do concreto sob fadiga capaz de ser usado para analisar a resposta de pilares de concreto armado e vigas. Um modelo é inicialmente definido para corpos de prova de concreto sob compressão centrada e excêntrica sendo então aplicada à estrutura a carga ao nível da seção. Os principais parâmetros do modelo foram ajustados por meio de comparação com dados experimentais. O documento mostra como a degradação do concreto pela fadiga provoca um processo de redistribuição de tensões ao longo da profundidade da seção e pode provocar fadiga das armaduras de tração. O aumento das deformações permanentes e totais observados nos ensaios é também estudado e previu ao nível da seção, o comportamento das flechas da estrutura, este modelo serviu principalmente para avaliar os casos onde os ciclos de carregamentos atuantes são superiores a 70% da tensão de compressão, o que é o caso de estruturas que receberam um incremento

de cargas em relação a que haviam sido originalmente concebidas, como é o caso por exemplo de lajes de pontes e lajes de plataformas de trabalho na direção transversal.

Kim *et al* [25] em 2007, apresentaram seu estudo onde verificaram a influência do coeficiente de impacto nas lajes de concreto armado de uma ponte rodoviária com vigas de aço, em que simularam uma imagem tridimensional do tráfego induzindo a uma resposta dinâmica da estrutura, avaliando ainda o efeito da fadiga estrutural. Os resultados mostram que a rugosidade da superfície é o fator mais influente no coeficiente de impacto da laje de concreto armado. Observaram também que a laje perto da junta de dilatação do lado de aproximação da ponte apresenta o maior coeficiente de impacto. No entanto, por apresentar uma seção transversal maior (laje mais profunda), tem uma menor probabilidade de falha por fadiga do que outros painéis. O estudo paramétrico mostra que a probabilidade da falha por fadiga tende a aumentar com a diminuição da qualidade do concreto. Podendo-se concluir que os valores de normas estrangeiras para o coeficiente de impacto levam a um projeto de fadiga conservador para lajes de concreto armado de pontes rodoviárias bem conservadas. Em contraste, impactos mais elevados, resultante das piores condições da superfície da estrada e maior velocidade de tráfego podem acelerar o desgaste e causar falha por fadiga prematura de placas de concreto armado.

Lopes [26] em 2008, realizou um estudo em que verificou a influência da velocidade, do espaçamento e do número de veículos sobre o tabuleiro de uma ponte rodoviária. Para isso fez uma avaliação dos efeitos dinâmicos provenientes da travessia de comboios de veículos de dois eixos sobre o tabuleiro irregular de obras de arte rodoviárias de concreto armado, a partir do emprego de um modelo matemático denominado comumente de “sistema veículo-ponte”. Concluindo que em geral os maiores valores dos fatores de amplificação máximos médios, para uma mesma obra de arte, foram obtidos por meio da travessia de comboios com poucos veículos e que a velocidade e o espaçamento entre os veículos também influenciam significativamente a resposta dinâmica do sistema veículo-ponte. Contudo, não existe uma relação direta (relação linear) entre as grandezas da resposta (deslocamentos e esforços) em relação aos parâmetros de velocidade e espaçamento das viaturas. Para finalizar chama a atenção de que a ressonância oriunda da travessia dos comboios de veículos sobre os tabuleiros das obras de arte

depende, fundamentalmente, da velocidade e do espaçamento entre as viaturas. Tal fato não é levado em conta nas prescrições das normas brasileiras de projeto.

Leitão [27] em 2009, elaborou uma análise do comportamento de uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) mediante a aplicação de carregamentos dinâmicos com o intuito de analisar o comportamento da estrutura à fadiga estrutural. Para tal, utilizou as técnicas para a contagem de ciclos de tensão e a aplicação das regras de dano acumulado foram analisadas através de curvas do tipo S-N, associadas a diversas normas de projeto. Concluindo que à travessia de veículos sobre as irregularidades superficiais acabam por gerar históricos de tensões com grandes faixas de variação. O impacto dessas ações dinâmicas, oriundas da interação dos pneus dos veículos com o pavimento irregular das obras de arte, é bastante crítico no que diz respeito à análise de fadiga, sendo portanto de fundamental importância não só a manutenção como a garantia de uma boa qualidade da pista de rolamento do tabuleiro de uma ponte. Por fim verificou que a classificação dos elementos estruturais, de acordo com as normas de projeto, deve ser feita com muita cautela. O elemento estrutural investigado deve ser corretamente analisado levando-se em conta inúmeros fatores, tais como: projeto estrutural, tipo de carregamento, tipo de ligação, tipo de solda, espessura das chapas, comprimento do elemento estrutural etc., visto que a correta avaliação indicará de forma mais precisa o tipo de detalhe estrutural a ser analisado, em função da norma aplicada, e desta forma a correta visualização da vida útil da estrutura.

Ahi [28] em 2009, realizou uma análise de fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado. Para isso aplicou ações dinâmicas variáveis devido ao tráfego de veículos sobre o tabuleiro. Estas ações dinâmicas podem gerar o surgimento das fraturas ou mesmo a sua propagação na estrutura. A correta consideração dos aspectos envolvidos objetivou o desenvolvimento deste estudo, de forma a avaliar os esforços do tráfego de veículos pesados sobre o tabuleiro. Concluindo que, quanto mais tempo a ponte fica sem carregamento, de acordo com o comboio de veículos utilizado, certamente podem ser geradas faixas de variação de tensão mais elevadas sobre o tabuleiro da ponte e, conseqüentemente, aumenta-se o risco à fadiga da estrutura.

Mendonça [29] em 2009, apresenta um programa computacional que permite o cálculo automático de histogramas de frequência de esforços críticos em pontes típicas da malha rodoviária brasileira. Esses esforços já incluem os efeitos dinâmicos

devidos à passagem de veículos pesados, já que são calculados por meio de análise dinâmica no domínio do tempo da interação veículo-pavimento-estrutura. O programa considera ainda a rugosidade do pavimento e a presença de irregularidades na pista, tal como os ressaltos comumente encontrados nas cabeceiras destas pontes. Ele conclui que para os veículos mais leves que conseqüentemente trafegam mais rápido, as análises dinâmicas mostraram que estes possuem o maior coeficiente de amplificação dinâmica e que apesar de não tão consideráveis quanto nos veículos leves, nos veículos pesados também ocorre o fenômeno da amplificação dinâmica, o que mais uma vez alerta para o atual coeficiente de impacto utilizado pela norma brasileira.

Seitl *et al* [30] em 2010, elaboram um trabalho que tem por objetivo comparar os comportamentos estático (resistência à compressão, resistência à flexão, volume, congelamento e descongelamento) e dinâmico (resistência à fadiga) de novos compostos a base de cimento desenvolvidos por uma firma construtora. Eles concluem que o composto que utilizava em sua mistura um maior teor de água de amassamento acabara por apresentar também a menor resistência estática e de fadiga e que o material que apresentou os valores mais elevados de resistência estática, por sua vez, apresentara uma descendência mais acentuada para as cargas cíclicas (fadiga).

Leitão *et al* [31] em 2011, fez uma avaliação da fadiga estrutural em pontes rodoviárias mistas (aço-concreto), o seu objetivo foi o de abordar todos os itens relativos à fadiga, desde o surgimento das micro trincas passando pela contagem das variações de tensões através das curvas S-N, provocadas pela aplicação do veículo "caminhando" sobre o tabuleiro da ponte, e finalizando com a avaliação da vida útil da estrutura. O autor conclui sobre a importância em se observar a rugosidade do tabuleiro, a capacidade de amortecimento estrutural, além da rigidez da estrutura. Atesta que a rugosidade do tabuleiro, quando aplicado o caminhão, gera esforços superiores ao deslocamento do mesmo. Para finalizar este faz referência ao local da aplicação da movimentação do caminhão, quando o mesmo se desloca pela viga central da ponte acaba por gerar esforços inferiores ao seu deslocamento pelas vigas extremas o que leva a crer que os modos de vibração torsionais tem influência significativa na análise dos elementos estruturais.

Azimi *et al* [32] em 2013, publica um artigo onde aborda os fenômenos provocados por uma súbita freada sobre uma ponte rodoviária., em um primeiro

momento é abordada a relação entre a força horizontal gerada de acordo com a força vertical de contato aplicada. Através do seu estudo ele verifica, que no caso de um modelo em que foi utilizado um veículo com 10 graus de liberdade e 2 diferentes condições de freadas, sendo a primeira média enquanto a segunda foi brusca, as forças verticais de contato podem ser significativamente afetadas de forma a gerar um acréscimo de cargas da ordem de 50% para uma situação extrema. Conclui que a força vertical de contato é principalmente afetada pela velocidade do veículo e atesta que no caso específico do modelo estudado as reações de apoio sofreram um incremento da ordem de 10%.

### **Motivação e objetivos**

A principal motivação deste trabalho de pesquisa é a de proceder a modelagem numérica, a análise do comportamento dinâmico e poder contribuir no que tange a um melhor entendimento dos fatores que podem levar uma ponte à fadiga e desta forma buscar soluções de projeto que podem vir a se tornar usuais no cálculo estrutural que agreguem a estrutura uma maior durabilidade e segurança. Para tal será utilizado um modelo estrutural de uma ponte rodoviária real de concreto armado com 32m de extensão, a qual originalmente teve seu projeto desenvolvido com base no emprego de técnicas usuais de cálculo estrutural, com a aplicação de linhas de influência e fator de amplificação das ações dinâmicas de acordo com a Norma NBR-7187 [33]:

$$\varphi = 1,4 - 0,007(L_{V\tilde{A}O}) \quad (1)$$

Onde:

$\varphi$  : Coeficiente de amplificação dinâmica

$L_{V\tilde{A}O}$ : Comprimento do vão, em metros

## Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, um resumo acerca de alguns trabalhos realizados ao longo dos últimos anos e uma breve descrição do conteúdo desta dissertação.

No primeiro capítulo apresenta-se uma descrição dos conceitos de fadiga, mecanismos de formação de fissuras, modelos de danos, seus diferentes enfoques e métodos para contagem de ciclos.

No segundo capítulo faz-se referência à conceitos da resistência do concreto armado à fadiga, regidos pelas normas brasileiras, abordando as resistências do concreto e do aço, embutido no mesmo, de forma separada, tecendo um histórico ao longo do qual se evidenciam algumas citações a normas estrangeiras.

O terceiro capítulo cita as normas de projeto utilizadas para a verificação à fadiga, com suas metodologias de cálculo e principais recomendações.

No quarto capítulo pode-se observar o modelo estrutural investigado, incluindo suas características físicas e geométricas, bem como sua localização geográfica.

No quinto capítulo serão desenvolvidos três modelos numérico-computacionais tridimensionais, utilizando diferentes elementos de análise com a função de identificar qual tipo de elemento mais se aproxima da realidade da estrutura e desta forma utilizar este modelo para a análise dinâmica da ponte.

No capítulo seis realizam-se as análises dos autovalores, frequências naturais do sistema estrutural e autovetores, modos de vibração, apresentados pelos três modelos, para vibrações livres, de forma a se obter suas respectivas frequências e modos naturais de vibração.

No sétimo capítulo apresentar-se-á a análise estática, a fim de obter os esforços e deformações máximos, para a aplicação da carga móvel no meio do vão da ponte, posição esta que gera o maior esforço momento positivo nas vigas principais.

O oitavo capítulo estuda o comportamento dinâmico do modelo estrutural investigado, por meio dos gráficos das tensões calibrados e gerados pelo software ANSYS [20], para diferentes carregamentos, atuantes na ponte ao longo do tempo, comentando-se seus resultados.

No capítulo nove, os resultados demonstrados no capítulo anterior são utilizados para realizar as análises da estrutura à fadiga. Comparativos e avaliações para cada caso estudado também são apresentados nesse capítulo.

Finalmente, no capítulo dez, são apresentadas as considerações finais e algumas sugestões para trabalhos futuros de forma a contribuir para o avanço dos estudos nesta área de conhecimento.

# 1 CONCEITOS SOBRE FADIGA ESTRUTURAL

## 1.1 Introdução

Uma vez que os carregamentos que atuam nas pontes têm natureza dinâmica, os elementos estruturais dessas obras de arte estão sujeitos à variação cíclica de cargas e por conseguinte de tensões e deslocamentos.

Mesmo que a tensão máxima de um ciclo não ultrapasse a tensão de escoamento do material, determinados elementos estruturais podem romper após um determinado número de aplicações de variações de tensão (ciclos) causados pelas diferentes amplitudes dos carregamentos originados pelo tráfego de veículos.

As pontes rodoviárias de concreto podem estar sujeitas à falhas construtivas e deficiência nos materiais de seus elementos estruturais, ocasionando segregação no concreto, cobertura insuficiente entre outros fatores que podem ocasionar a corrosão das armaduras. Tais defeitos contribuem para o início da fissuração destes elementos estruturais, que quando sujeitos a esforços não previstos e principalmente a ações dinâmicas, encontram-se submetidos ao fenômeno da fadiga e podem vir a produzir a concentração de fissuras e consequente propagação destas.

Esses efeitos certamente podem afetar a estabilidade de modo local ou global da obra de arte ou até mesmo reduzir a sua vida útil. Para se conhecer de forma mais precisa o impacto da fadiga em estruturas se faz necessária uma aplicação de estudos que modelem da forma mais real possível o comportamento das cargas e dos elementos estruturais submetidos às mesmas.

Ao longo dos anos diversas pesquisas nesse sentido levaram ao conceito de variação de tensão e de ciclos, expressos através de curvas S-N obtidas experimentalmente, de forma a estimar de uma maneira mais precisa a vida útil dessas obras de arte.

Esse capítulo introduz o conceito de fadiga e seus diferentes regimes e enfoques além de um breve resumo das principais normas para a análise de fadiga, com foco nas metodologias, especificações e formulações.

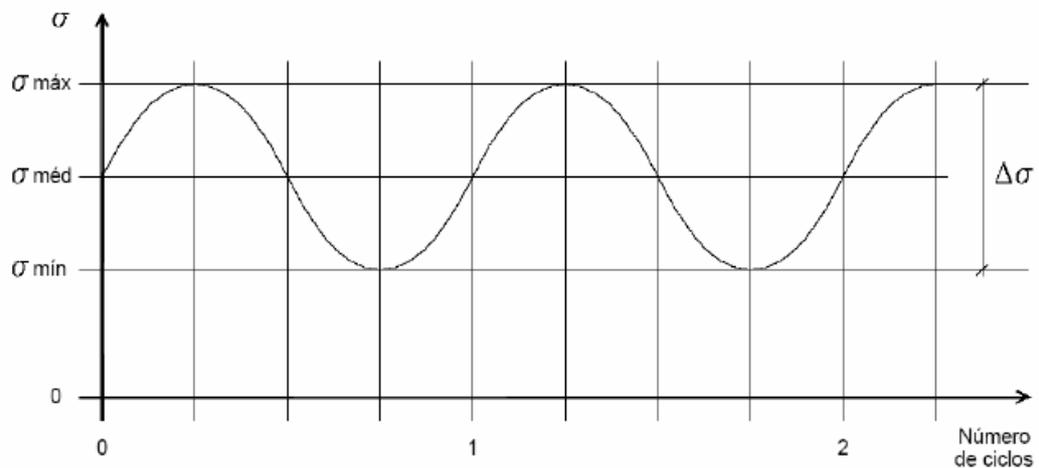
## 1.2 Fadiga estrutural

### 1.2.1 Conceituação de fadiga

A Fadiga é um processo de dano localizado no material produzido por cargas cíclicas. As estruturas de concreto armado são frequentemente sujeitas a tensões variáveis e para determinar a sua capacidade resistente é necessário conhecer a resistência dos materiais para estas tensões variáveis.

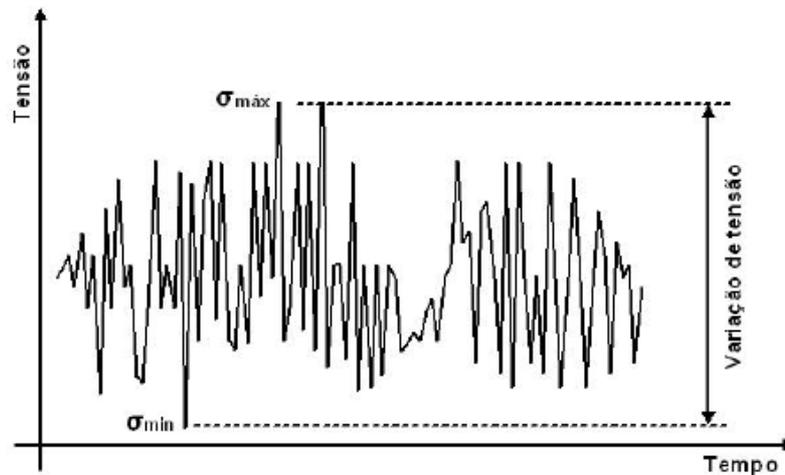
Verifica-se que sob carregamentos e descarregamentos repetidos ou tensões variáveis, a ruptura pode produzir-se por tensões menores do que a resistência à ruptura do material, obtida no ensaio estático e a grandeza destas tensões necessárias para produzir a ruptura, decresce quando o número de ciclos de tensões cresce.

Este fenômeno de redução da resistência de um material, causado por tensões variáveis, é chamado fadiga. Um ciclo de tensões fica completamente definido quando forem dados os valores máximo e mínimo,  $\sigma_{\max}$  e  $\sigma_{\min}$  da tensão variável (Figura 4).



**Figura 4 - Tensões variáveis**

Alternativamente, podem ser fornecidas a tensão média e a amplitude da variação das tensões, representada pelo curso das tensões. O ensaio realizado para determinar a resistência à fadiga de um material é chamado ensaio de "endurance".



**Figura 5 - Exemplo de tensão com amplitude variável e aleatória**

Geralmente, as tensões de amplitude constante têm natureza determinística e estão associadas a carregamentos oriundos do funcionamento de máquinas e equipamentos. Já as tensões com amplitude variável e aleatória estão normalmente associadas às estruturas reais sujeitas a cargas aleatórias, como vento, passagem de comboio de veículos, entre outras.

Independentemente do tipo, conforme apresentado nas Figura 4 e Figura 5, a faixa de variação de tensão é de fundamental importância para a verificação à fadiga de estruturas. As normas de projeto, em sua maioria, levam em consideração a faixa de variação de tensão no que diz respeito à verificação quanto à fadiga.

### 1.2.2 Regimes de fadiga

Os regimes de fadiga são classificados com base na quantidade de ciclos de tensão que são aplicadas em um elemento durante sua vida útil em serviço. A fadiga pode ser classificada de duas maneiras, podendo ser de alto ciclo (High-Cycle Fatigue - HCF) ou de baixo ciclo (Low-Cycle Fatigue - LCF).

No regime de alto ciclo, predominam tensões de baixa amplitude, deformações elásticas e um grande número de ciclos até a falha da peça. Já no regime de baixo ciclo, predominam tensões de alta amplitude, conseqüentemente deformações plásticas significativas em cada ciclo e um pequeno número de ciclos até a falha da peça.

Não existe uma delimitação oficial entre o regime de alto ciclo e o de baixo ciclo. Estudos anteriores demonstram que a partir de  $1 \times 10^3$  ciclos de tensão, já se pode considerar um regime de alto ciclo de fadiga, onde predominantemente usam-se curvas e diagramas S-N para se analisar o impacto da fadiga e conseqüentemente a vida útil da maioria das estruturas.

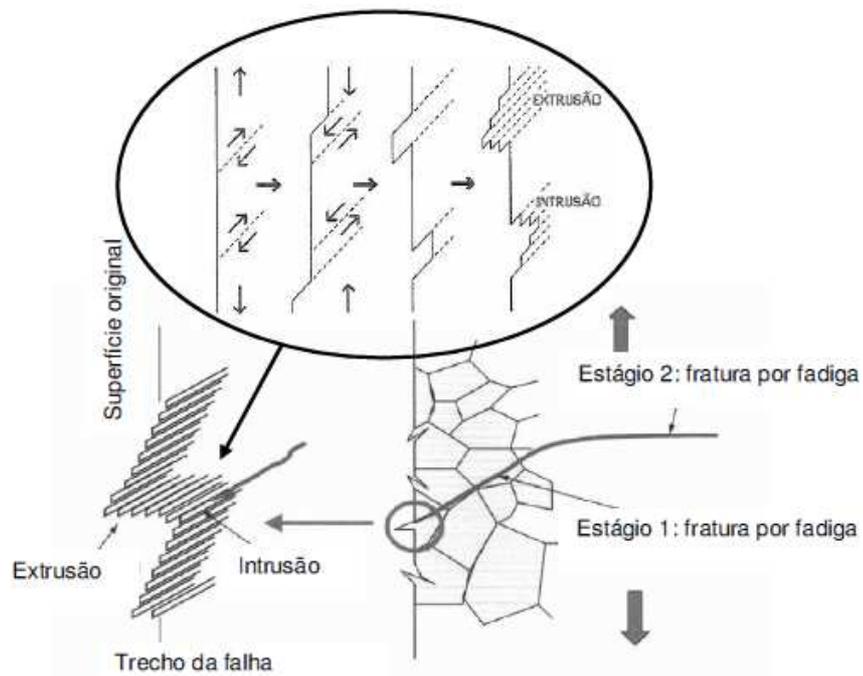
### 1.2.3 Mecanismos de formação de fissuras

Como resultado do acúmulo de processos formados inicialmente por pequenas fissuras, pela propagação das mesmas e finalmente pelo aparecimento de fraturas sob a ação de cargas cíclicas, deformações plásticas localizadas podem ocorrer no ponto de maior tensão localizada. Essas deformações plásticas induzem a danos permanentes no material e ao desenvolvimento de fraturas. O tamanho das fraturas tende a aumentar com o aumento do número de ciclos de carregamento e após certo número de ciclos, o aumento da fratura pode vir a causar falha do elemento estrutural.

Geralmente, observa-se que o processo de fadiga envolve os seguintes passos: formação de núcleo de fissuração, pequeno aumento nas fissuras, grande aumento nas fissuras e finalmente a fratura. Fissuras aparecem, inicialmente, no plano que corta os pontos com maiores concentrações de tensão, como em descontinuidades do material, porosidades, micro trincas e defeitos de solda. O início da fissuração por fadiga geralmente ocorre na superfície original da peça, pois a concentração de tensões é máxima nessa região.

Após o aparecimento de fissuras, as mesmas tendem a se propagar até atingir tamanhos críticos, causando assim instabilidade localizada e conseqüentemente influenciando no comportamento da estrutura como um todo.

Diversos estudos foram realizados, comprovando danos locais e em alguns casos até rupturas finais causando falha total da estrutura. A Figura 6 a seguir, ilustra o processo de fadiga em uma placa fina.



**Figura 6 - Processo de fadiga em uma placa fina sob cargas cíclicas.**

O processo de propagação da fissura ocorre, geralmente, em duas fases, conforme ilustrado na figura 6. A fase inicial I ocorre na superfície externa da peça, logo após a formação das trincas iniciais. Tal fase apresenta a propagação do defeito inicial através do crescimento das fissuras num plano com elevados valores de tensões cisalhantes. Na fase II as fissuras tendem a se propagar internamente, de fora para dentro da peça. Essa propagação ocorre perpendicularmente à solicitação externa, aonde predominam valores maiores de tensão normal.

A amplitude das tensões e a variação das mesmas associadas aos planos normal e cisalhante de tensões são os principais fatores que influenciam na propagação e na velocidade com que as fissuras se propagam na peça.

Os componentes estruturais localizados em regiões que apresentam maiores concentrações de tensões e por conseguinte apresentem variações de tensões constantes e de maior amplitude são pontos inevitavelmente mais prováveis para aparecimento de fissuras. As falhas de materiais, descontinuidades mecânicas, corrosões e defeitos de fabricação quando originadas nesses locais são fatalmente pontos sujeitos à fissuração e, portanto, fratura por fadiga.

#### 1.2.4 Modelos de danos e seus enfoques

Prever danos por fadiga em componentes estruturais submetidos a carregamentos variáveis é um assunto complexo. Até hoje pouco se conhece dos mecanismos de fadiga a ponto de se identificar ou prever danos por fadiga a partir de conceitos estabelecidos com base em ensaios de laboratório, principalmente quando se trata de tensões de amplitude variável e comportamento aleatório.

Existem várias teorias para modelos de danos por fadiga. Com base nessas teorias, modelos de dano acumulado são desenvolvidos e objetivam a análise do comportamento à fadiga de estruturas sob carregamentos aleatórios uma vez que as curvas S-N são construídas a partir de ensaios experimentais sujeitos a carregamentos de amplitude constante. O primeiro modelo de dano, mais simples e geralmente utilizado, é o dano linear proposto por Palmgren e Miner [34]. Essa regra conhecida como regra de Miner, sugere que o dano acumulado é proporcional à energia absorvida pelo material conforme demonstrado nas equações (2) e (3), a seguir.

$$D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (2)$$

Onde:

D: Taxa de dano acumulado

k: N° de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento

n: N° de ciclos de tensão com determinada amplitude

N: N° de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha

A falha ocorre quando,

$$D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \geq 1,0 \quad (3)$$

Entretanto, em muitos casos, a regra linear leva a valores não conservativos de estimativa de vida útil. Os resultados dessa aproximação não levam em consideração o efeito da passagem constante do carregamento na acumulação dos

danos durante o ciclo de cargas de fadiga, ou seja, o dano é acumulado na mesma taxa correspondente ao nível de tensão dado sem considerar o impacto das cargas anteriores.

Desde a introdução da regra linear de dano muitas teorias de dano por fadiga foram propostas de forma a aprimorar o acerto sobre a estimativa de vida útil das estruturas. A falta de capacidade de processamento computacional limitou o uso do processo não linear para determinação do dano estrutural. Dessa forma outras teorias de dano por fadiga foram criadas a partir de adaptações da regra linear, como por exemplo, a linear dupla elaborada por Manson e Halford [35].

Diferentes enfoques para a análise de danos causados por fadiga são comumente empregados. Esses enfoques dependem de como é o processo de formação da fadiga e como a mesma é propagada. O enfoque mais utilizado em projeto para a análise de estruturas sob o efeito de fadiga é o enfoque de vida útil. Esse enfoque tem o objetivo de determinar a vida útil da estrutura sujeitas a cargas cíclicas, através de curvas S-N obtidas experimentalmente e leis de acumulação de danos lineares.

Outro enfoque importante para análise de dano por fadiga é o enfoque de tolerância do defeito. O enfoque baseia-se na determinação das fissuras existentes através de avaliações estruturais, onde o tamanho da fissura existente é determinado através de técnicas de ensaios não destrutivos (avaliação visual, líquido penetrante, raios x, ultrassom, etc.). Ambos os enfoques podem ser utilizados na avaliação de estruturas, sendo que o enfoque de vida útil é mais comumente utilizado na prática corrente de projeto, enquanto o enfoque do defeito é, geralmente, utilizado em defeitos existentes identificados em estruturas existentes.

#### 1.2.5 Conceito de vida útil e segurança contra falha

O propósito de se utilizar um fator de segurança é buscar aumentar a segurança de uma estrutura sob a ação de esforços ou por algum defeito do material. Baseado no conceito de fator de segurança engenheiros aeroespaciais desenvolveram, para a análise de fadiga, os conceitos de segurança contra falha (fail-safe) e de vida útil (safe-life).

O conceito de segurança contra falha se baseia no fato de qualquer peça ou detalhe estrutural poder conter fissuras e conseqüentemente estar sujeita a falhas. Desta forma esse método baseia-se na minimização dos efeitos causados pela fadiga e não em um número limite de ciclos de carregamento. Para que o conceito de segurança contra falha seja utilizado, se faz necessária à determinação dos tamanhos críticos das fissuras para cada elemento ou detalhe estrutural. Assim este conceito demanda inspeções periódicas com métodos de monitoração do tamanho das fissuras através de equipamentos confiáveis. Portanto é de suma importância a frequência dessas inspeções, como também, a troca das peças que por ventura vierem a apresentar algum problema relacionado ao tamanho das fissuras que as tornem não mais seguras. Os principais benefícios desse conceito estão relacionados à prevenção de falhas inesperadas.

Já o conceito de vida útil prevê que qualquer peça ou detalhe estrutural seja projetado para não falhar durante um determinado tempo. Esse conceito assume que testes, ensaios e análises possam prover uma estimativa adequada para a vida útil esperada para o elemento estrutural. Dessa forma, o conceito de vida útil requer extensivos testes e análises para determinar com maior precisão o comportamento de elementos estruturais. Baseando-se nesse conceito qualquer elemento estrutural deverá ser removido de serviço ao final da sua vida útil estimada.

#### 1.2.6 Análise à fadiga - Curvas S-N

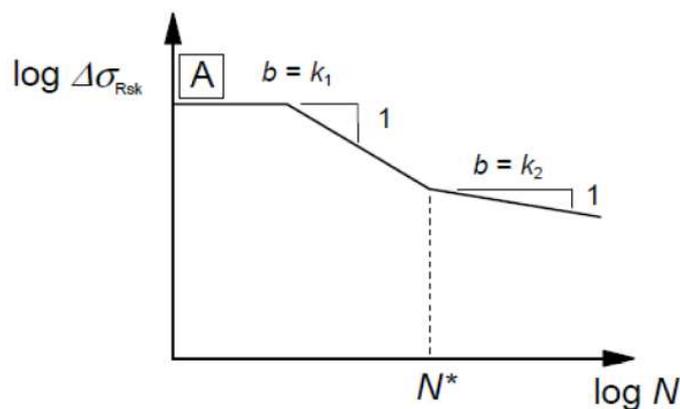
As curvas S-N se baseiam nas regras de Miner e são construídas a partir de ensaios experimentais de flexão rotativa ou compressão e tração. Os corpos de prova normalizados, peças e detalhes estruturais específicos são submetidos a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a falha e se registre o número de ciclos.

Muitos estudos foram feitos a partir de carregamentos de amplitude variável, porém devido à grande dificuldade de se determinar as inúmeras formas e intensidades de carregamentos dinâmicos que podem ocorrer na estrutura aliado a dificuldade de se gerar ensaios ou modelos matemáticos generalizados fazem com que, apesar dos avanços tecnológicos, a análise dos efeitos provocados pela fadiga

em estruturas metálicas submetidas a tensões de amplitude variável e aleatória ainda seja alvo de grandes estudos e pesquisas.

As curvas S-N determinam o limite de fadiga do material associado aos diferentes tipos de elementos estruturais. Dessa forma se pode saber a máxima tensão alternante que a estrutura, ou elemento estrutural, suporta independente do numero de ciclos de carga. Quando não se dispõe de dados experimentais, adotam-se relações empíricas para a construção da curva S-N.

Independentemente de como as curvas S-N são obtidas, seja por ensaio ou através de relações empíricas, as mesmas devem ser editadas porque as situações de uso real do material não estão nas mesmas condições ideais em que se encontram os corpos de prova quando submetidos aos ensaios. A Figura 7, a seguir, apresenta um exemplo esquemático dos modelos das curvas S-N.



**Figura 7 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal, EUROCODE 2 [2]**

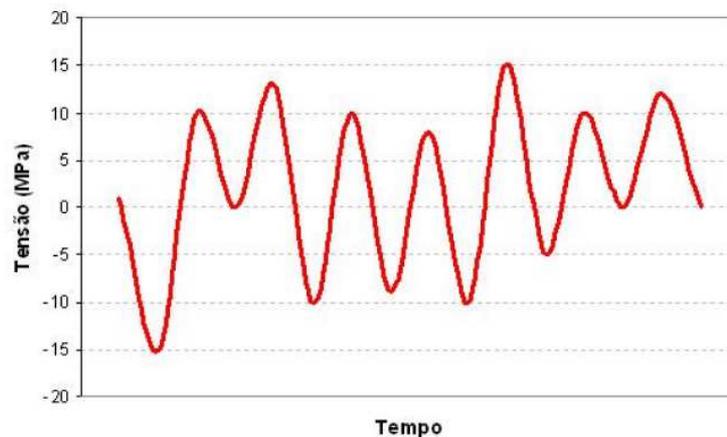
### 1.2.7 Contagem de ciclos

Uma das formas de se verificar os efeitos provocados pela fadiga em estruturas submetidas a tensões de amplitude variável e aleatória é através dos históricos de variação da faixa de tensão da estrutura a ser analisada. Esse histórico pode ser obtido através de modelos matemáticos ou através de medições em estruturas existentes. Dessa forma, para que seja possível a determinação do dano acumulado e, por consequência a estimativa de vida útil da estrutura a partir de históricos de tensão, se faz necessária à utilização de um método para contagem de ciclos de carregamentos associados a esse histórico.

Algumas normas preveem a utilização de métodos de contagem de ciclos como metodologia válida para estimativa do dano acumulado e da vida útil da estrutura. Atualmente, os métodos de contagem de ciclo mais conhecidos são o método Rainflow e o método Reservatório, sendo que o método Rainflow se apresenta como o mais utilizado atualmente nas análises que necessitam de contagem de ciclo para determinação do dano.

O método de contagem de ciclos, Rainflow é largamente utilizado para análise de dados de fadiga de forma a reduzir históricos de tensões em faixas de tensão simplificadas, sendo proposto originalmente por Matsuiski e Endo [36]. Aliado a esse método se faz necessário para aplicação da regra de Miner na determinação do dano acumulado, para se poder obter a estimativa de vida útil da estrutura.

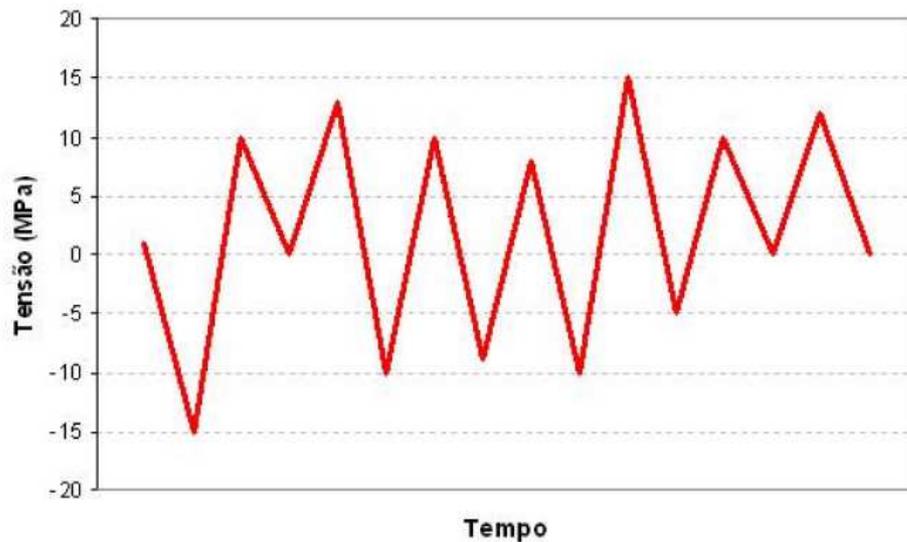
O método em questão é considerado como metodologia de contagem de ciclos, válido pelo EUROCODE 2 [2] e CEB [37] entre outras. A Figura 8 apresenta um modelo de gráfico de tensões ao longo do tempo utilizado para exemplificar o método Rainflow.



**Figura 8 - Histórico de tensões**

Este método reduz o espectro de tensões em uma sequência de picos e vales de tensão. Esse procedimento se faz necessário para que a partir da combinação destes máximos e mínimos, possam se formar meios ciclos de tensão. A metodologia consiste ainda em associar a este comportamento de mínimos e máximos, ao escoamento de gotas de chuva, similares ao encontro das águas de um telhado. Dessa forma, o gráfico contendo o histórico de tensões pode ser interpretado a 90° da forma em que ele se encontra originalmente.

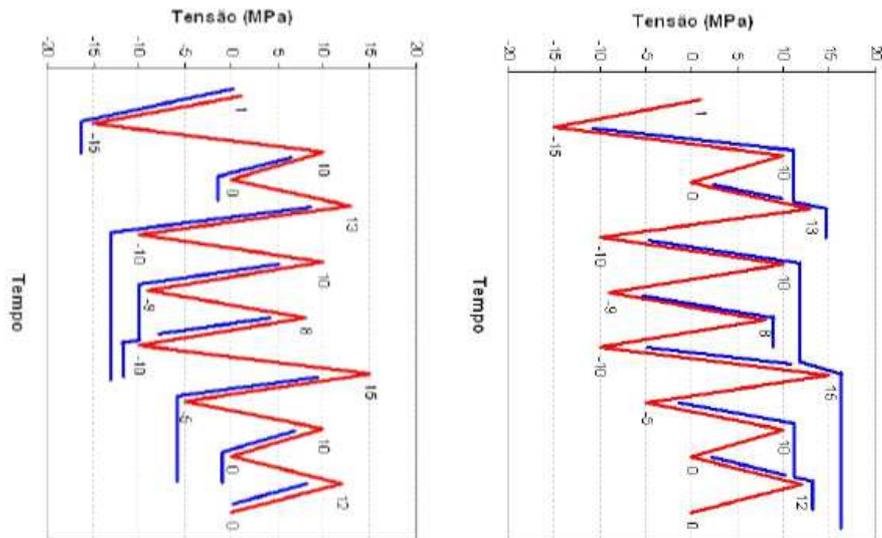
A Figura 9 a seguir apresenta o modelo de espectro de tensões reduzido a picos e vales a partir do gráfico de tensões originais ao longo do tempo ilustrado na Figura 8.



**Figura 9 - Gráfico de tensões reduzido a picos e vales**

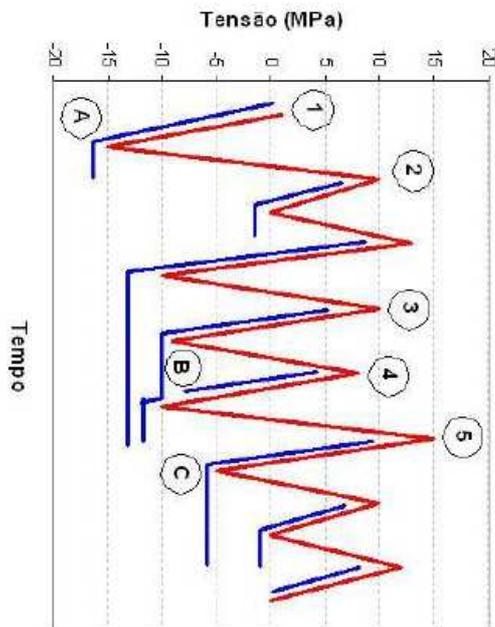
A contagem do meio ciclo é feita considerando que as terminações de fluxo ocorrem, quando uma gota alcança o final do histórico de tensões sem ser interrompido por nenhum outro pico ou quando o fluxo encontra com outro oriundo de um pico anterior ou ainda quando o fluxo flui no sentido oposto de um pico de maior valor.

Um novo fluxo não pode ser iniciado enquanto o anterior não for terminado ou concluído. Cada percurso completo é considerado meio ciclo; meios ciclos com variação de tensão igual são combinados para formar ciclos completos. Essa metodologia se aplica tanto aos picos quanto aos vales do histórico de tensões. A figura 10, exemplifica a contagem de ciclos pelo método Rainflow para picos e vales já colocados a 90° da forma original ilustrada na Figura 9.



**Figura 10 - Metodologia de fluxo (gota de chuva) para picos e vales**

Com a finalidade de melhor ilustrar este método, apresenta-se a seguir um exemplo de aplicação.



**Figura 11 - Exemplo de aplicação do método Rainflow**

Para o histórico de tensões ilustrado na Figura 11 alguns casos de contagem de ciclos são observados a título de exemplo. O meio ciclo “A” começa no pico “1” e termina oposto a uma amplitude maior de tensão, referente ao pico “2”. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 16 MPa. O meio ciclo “B” começa no pico “4” e termina no ponto em que é interrompido pelo fluxo oriundo de um pico anterior, pico

“3”. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 18 MPa. O meio ciclo “C” começa no pico “5” e termina no fim do histórico de tensões apresentado. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 20 MPa.

Estes exemplos demonstram algumas aplicações referentes ao histórico apresentado, porém para se ter uma análise completa, os demais picos devem ser analisados da mesma maneira. A mesma metodologia deve ser executada para verificação dos vales conforme Figura 11. Uma vez feitas às análises totais dos picos e dos vales, os ciclos estarão corretamente contados pelo método Rainflow. Os resultados obtidos pela a contagem de ciclos completa referente ao histórico de tensões ilustrado acima são demonstrados a seguir na Tabela 1 e na Figura 12.

Tabela 1 – Contagem dos ciclos, exemplo de aplicação do método Rainflow, Leitão [27]

Faixa de tensão (MPa)	Ciclos inteiros	Meios ciclos
10	2	
12		1
16		1
17	1	1
20	1	1
23	1	
30		1

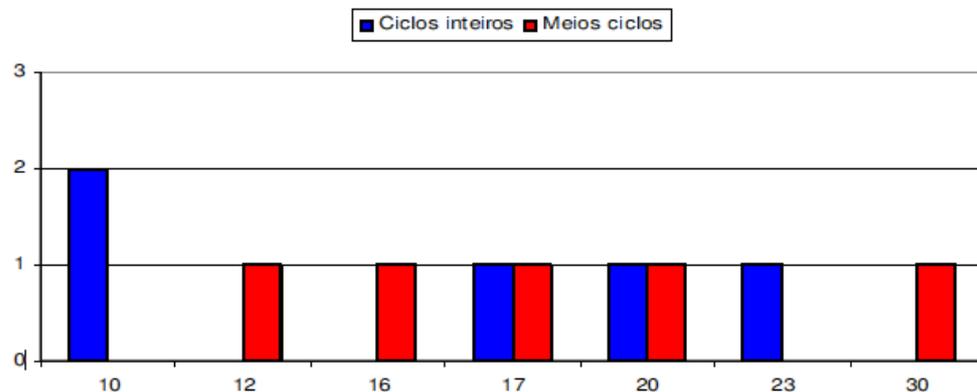


Figura 12 - Contagem dos ciclos do exemplo de aplicação ilustrado para o método Rainflow

### 1.2.8 Técnicas de avaliação de fadiga estrutural

Há vários métodos para a determinação física de danos provocados por fadiga em elementos de concreto armado, sendo o método mais utilizado e de

menor custo para detecção das anomalias características da fadiga estrutural o realizado por meio da inspeção visual. A identificação de fissuras por esse método requer o trabalho de profissionais experientes e com conhecimento específico do comportamento da estrutura em análise.

Esse conhecimento por parte do profissional é de extrema importância, pois dessa forma o mesmo saberá observar os locais de maior concentração de tensões, e assim de maior importância no sistema estrutural, de forma a propiciar o diagnóstico correto e determinar os melhores ensaios a se executar.

Além da inspeção visual, outras técnicas podem ser empregadas para avaliação da estrutura quanto à fadiga, sendo as mais usuais, a de líquido penetrante, raios-X, a técnica de partículas magnéticas e o ultrassom.

A identificação de fraturas através do emprego de líquido penetrante é uma técnica simples, de baixo custo e bastante utilizada nos trabalhos de inspeção. Essa técnica prevê a identificação de fissuras através da utilização de sprays de cores diferentes (vermelho e branco) de forma a realçar as fissuras no detalhe verificado. Após a aplicação do líquido vermelho, todo o seu excesso é retirado e em seguida se aplica o líquido branco de forma a realçar as fissuras.

A técnica de raios-X prevê a utilização de um filme posicionado sobre a superfície do elemento estrutural seguida da aplicação de radiação. Após a revelação do filme, a imagem permite a identificação dos possíveis defeitos na superfície.

A técnica de partículas magnéticas prevê a magnetização do elemento estrutural. Após a magnetização é espalhada uma fina camada de partículas de ferro sobre a superfície do elemento. A concentração das partículas acusa a existência de fraturas.

A técnica de ultrassom identifica através da propagação de ondas no corpo do elemento, os possíveis locais com defeito, a presença de fissuras ou fraturas.

Os métodos descritos acima podem não apresentar resultados muito bons, pois muitas vezes são superficiais ou apenas na direção de incidência da fonte. Uma alternativa mais completa, porém mais cara e menos usual é a utilização de tomografias ou raios-X tridimensional que permite que as fissuras sejam percebidas em todo o corpo do objeto.

## 2 RESISTÊNCIA DO CONCRETO ARMADO À FADIGA

### 2.1 Introdução

A forma mais utilizada para se obter dados referentes à fadiga é associar a um elemento estrutural às classificações padronizadas de limites de tensão e ciclos adotados nas normas.

Porém no caso específico deste trabalho, por se tratar de verificação de elementos de concreto armado a comparação a detalhes tabelados nas normas não será possível, uma vez que os detalhes mencionados referem-se a estruturas metálicas.

Mas para se proceder a análise de peças de concreto armado, que deve ser realizada, pode-se recorrer a abordagem pela tensão (curvas S-N ou  $\sigma$ -N) e posterior comparação aos valores de vida útil recomendada pelas normas.

Para a análise de estruturas sujeitas a carregamentos variáveis, conforme orientações de Leitão [27] devem ser considerados o tipo do elemento estrutural, a forma (amplitude constante ou variável) do esforço solicitante, o histórico de cargas e valores e número de ciclos de variações de tensões no elemento estrutural.

A norma Europeia EUROCODE 2 [2] e a norma britânica BS 5400 [13], esta última fora substituída pelo EUROCODE, assumem que a vida útil de uma ponte deve ser de, ao menos, 120 anos. O CEB [37] prevê uma vida útil de 70 anos, podendo-se estender até 150 anos, dependendo das condições de uso, umidade e temperatura.

Da mesma forma, normas brasileiras também refletem uma preocupação nesse sentido. A NBR 8681 [38] - Ações e segurança nas estruturas, de forma preventiva assume 50 anos de vida útil para as obras de concreto armado. Assim sendo, neste capítulo serão abordados alguns aspectos da resistência do concreto armado à fadiga. Para isso, considerou-se isoladamente o concreto e o aço.

## 2.2 Resistência do concreto à fadiga

Nenhuma exigência de verificação do concreto à fadiga era feita pelas normas brasileiras anteriores ao Projeto de revisão da NBR 6118/2003 [39]. Esta nova norma, no entanto, exige tal verificação. A seguir mostra-se um resumo das principais características do concreto à fadiga, extraídas do manual do concreto da "American Concrete Institute" (1991).

A resistência à fadiga do concreto é definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada repetitivamente para um dado número de ciclos. Essa resistência é influenciada pela amplitude da variação das tensões e pela excentricidade da carga (gradiente de tensões) entre outras causas.

A resistência à fadiga de um elemento estrutural, seja ele concreto, aço ou qualquer outro material, diminui com o aumento do número de ciclos. O concreto não apresenta um limite de resistência à fadiga até  $10^7$  ciclos. Isto significa que não existe um valor limite de tensão, abaixo da qual o concreto suporta um número infinito de ciclos sem se romper. A resistência do concreto à fadiga diminui com o aumento da amplitude da variação das tensões, podendo-se considerar uma relação linear (diagrama de Goodman) (ACI 215R, 1991, item 2.1.2).

Gradientes de tensões influenciam a resistência do concreto à fadiga. Para simular a zona comprimida de uma viga, corpos de prova foram submetidos a ensaios de longa duração, com forças de compressão excêntricas. A resistência à fadiga (medida pela tensão máxima na seção) para cargas excêntricas foi de 15 a 18% mais alta que a resistência à fadiga obtida para tensões uniformemente distribuídas (ACI 215R, 1991, item 2.1.6).

Quando a resistência do concreto à fadiga é comparada não com a resistência estática à compressão centrada mas sim com a resistência estática à compressão excêntrica, com a mesma excentricidade do ensaio de duração, verifica-se que a resistência à fadiga do concreto praticamente não varia. Portanto, as resistências do concreto – estática e à fadiga – são afetadas pela excentricidade na mesma proporção.

No levantamento feito pelo CEB (Boletim de informação nº188, 1988, item 7.4.4, p. 288) de como a fadiga é tratada por algumas normas recentes importantes, consta que a maioria das normas usa o "conceito  $\sigma_{max}$ ", isto é, estabelecem um valor máximo que a tensão pode atingir no concreto, quando solicitado por tensões

variáveis. O conceito  $\sigma_{\max}$  também é utilizado pelo Projeto de revisão da NBR 6118/2003 para verificar o concreto à fadiga.

### 2.3 Resistência do aço à fadiga

Os aços especiais (barras de aço nervuradas de alta aderência) começaram a ser utilizados no Brasil, em pontes de concreto armado, a partir da década de 1960.

A Ponte utilizada no presente trabalho, fora concebida na década de 1990 e, portanto, utiliza em sua estrutura, aço estrutural do tipo CA-50, conforme pode ser comprovado pelas plantas de projeto. Sendo assim serão apresentadas a seguir normas de projeto, que tratam da consideração da fadiga nestes aços.

Na norma de pontes NB-2/1950 só era admitido o uso de barras de aço lisas (sem nervuras), das categorias 37-CA e 50-CA que correspondem às atuais categorias CA-25 e CA-32. Nestes aços, com as tensões de serviço usuais, não se manifesta o fenômeno da fadiga. Aços especiais não eram admitidos em pontes.

Apesar de não ser uma norma específica de pontes, a norma NB-1/1940 (Revisão de 1960) passou a admitir o uso de aços especiais das categorias CA-T40 e CA-T50 (atuais CA-40B e CA-50B) em obras de concreto armado comuns (edifícios).

A norma NB-2/1950 (Revisão de 1961) passou a admitir o uso de aços especiais das categorias CA-T40 e CA-T50 em pontes, sendo ainda omissa em relação à fadiga.

Na ausência de resultados de ensaios a norma NBR 7187/1987 (Antiga NB-2) [33] fixa, no item 8.1.3.1., a resistência característica à fadiga  $\Delta f_{sk,fad}$ , para barras de alta aderência (aços especiais) em 150 MPa.

O item 10.11.1.2 limita a máxima variação da tensão no aço ao valor de  $\Delta f_{sk}$  dividido por um coeficiente de segurança à fadiga igual a 1,5, isto é, ao valor de  $150/1,5 = 100$ MPa. Este resultado está muito abaixo dos valores usuais (cerca de 180MPa) o que sugere a existência de um engano da norma nesta questão da fadiga.

No próximo capítulo serão apresentadas normas de projeto que abordam o tema fadiga estrutural.

### 3 NORMAS DE PROJETO

As normas de projeto recomendam, como regra geral, a aplicação das curvas S-N associadas às regras de danos de Miner. A análise da resistência à fadiga, praticada nas normas, é feita através das faixas de variação de tensão, ou seja, a diferença entre tensões que ocorrem em planos principais num ciclo de carga. De modo geral, esse cálculo é feito como a diferença entre a tensão mínima e a tensão máxima para cada ciclo de carga.

Usualmente, a forma mais comum de se obter dados referentes à fadiga é associar a peça ou detalhe estrutural às classificações padronizadas de limites de tensão e ciclos adotados nas normas. Outra forma de se obter resultados é através de históricos de tensões obtidos através de ensaios experimentais ou modelagem matemática, conforme mencionado no capítulo anterior, para o presente trabalho será utilizado o segundo método apresentado uma vez que os detalhes estruturais contidos nas normas não se referem a detalhes de ligações de peças em concreto armado.

Para utilização dessa metodologia se faz necessária a contagem de ciclos de tensão associadas a esses históricos, onde o método Rainflow é largamente adotado na prática usual de projeto para contagem desses ciclos. As normas apresentam curvas S-N associadas a diversos detalhes estruturais, permitindo assim que se adotem valores específicos para peças de mesmas características e comportamento.

Atualmente não existe no Brasil uma norma específica que regule a abordagem necessária para se verificar uma ponte, seja ela rodoviária, ferroviária, de estrutura metálica ou de concreto, quanto ao fenômeno de fadiga estrutural.

O que se tem é uma norma nacional, NBR 8800 [40] que estabelece critérios de verificação de uma estrutura predial segundo ações que provoquem fadiga estrutural e mesmo assim esta norma não aborda algumas similaridades que ocorrem em casos reais, bem como, não apresenta o método que deve ser utilizado para se obter a contagem do número de ciclos de um determinado carregamento. Sendo assim o projetista é forçado a recorrer a normas internacionais que abordem o tema.

A seguir serão apresentadas as normas habitualmente utilizadas e ainda a norma inglesa, que apesar de não ser mais utilizada por ter sido substituída pelo EUROCODE 2 [2], foi uma norma muito completa quanto à abordagem da fadiga estrutural e seus aspectos construtivos, sendo de grande valia sua apresentação neste material.

### **3.1 NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios [40].**

Com o intuito de apresentar uma literatura brasileira, será abordada a NBR-8800 [40] para fadiga em elementos estruturais de aço e de estruturas mistas para edifícios, uma vez que não há norma nacional que trate de análise de fadiga em estruturas de concreto armado.

#### **3.1.1 Critérios de dimensionamento**

Esta norma se aplica a elementos estruturais de aço e a ligações metálicas sujeitas a ações que provoquem grande número de ciclos de variação de tensão ao longo de sua vida útil.

De acordo com o item K.2.6 desta norma, nenhuma verificação de resistência à fadiga se faz necessária caso o número de ciclos de aplicação das ações variáveis seja inferior a 20.000.

E no item K.2.7 a mesma determina que o fenômeno de fadiga atendido por ela somente é aplicável em estruturas com adequada proteção à corrosão ou sujeitas apenas a atmosferas levemente corrosivas e a estruturas sujeitas a temperaturas de no máximo 150 °C.

#### **3.1.2 Classificação dos detalhes**

A NBR 8800 analisa a fadiga estrutural através de fórmulas específicas de acordo com o tipo de detalhe estrutural. Esses detalhes são divididos em oito

diferentes categorias (A, B, B', C, D, E, E' e F), que permitem classificar a faixa de tensão limite e os parâmetros de fadiga específicos para cada categoria de detalhe.

Cada detalhe estrutural está associado a um tipo de ligação, por exemplo se a peça é formada por solda contínua ou de filetes, será associada uma categoria de detalhe e com ela um valor limite de tensão, uma constante que deverá ser utilizada pela fórmula que dimensionará a vida útil e ainda será descrito o ponto concentrador de tensões, onde possivelmente ocorrerá o início da fissuração.

### 3.1.3 Resistência à fadiga

A resistência à fadiga de um determinado elemento é obtida através da análise dos ciclos de carregamentos impostos a este, ou seja, é obtida através da diferença entre tensões máximas e mínimas em um carregamento. Com isso a NBR-8800 determina em seu anexo K.4 critérios de aceitabilidade de tensões máximas sem que as mesmas extrapolem três diferentes casos verificados, a saber:

- Primeiro caso (K.4 - a): As categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa de tensão admissível de variação de tensões,  $\sigma_{SR}$ , em MPa, deve ser determinada pela equação (4).

$$\sigma_{SR} = \left( \frac{327 C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (4)$$

Onde:

$C_f$ : Constante obtida na tabela K.1 da NBR 8800

$N$ : Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

$\sigma_{TH}$ : Limite admissível da faixa de variação de tensão - Tabela K.1 NBR 8800

- Segundo caso (K.4 - b): Para a categoria de detalhe F, a faixa de tensão admissível de variação de tensões,  $\sigma_{SR}$ , em MPa, deve ser determinada pela equação (5):

$$\sigma_{SR} = \left( \frac{11 \times 10^4 C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH} \quad (5)$$

- O terceiro caso (K.4 - c) apresenta as faixas de tensão admissíveis para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração total, soldas de penetração parcial, soldas de filete ou combinações das anteriores, dispostas transversalmente à direção das tensões na linha de transição entre o metal-base e a solda. No presente trabalho os detalhamentos provenientes deste caso não serão demonstrados uma vez que detalhamento de peças tracionadas não faz parte do objetivo deste material.

### 3.1.4 Considerações sobre a norma

A NBR-8800 não é uma norma específica para análise de fadiga e aborda apenas estruturas prediais. Em seu anexo K, esta faz referência ao fenômeno da fadiga estrutural, porém sem fazer menção às considerações a respeito da quantidade de ciclos para histórico de tensões e seus métodos de contagem, limitando-se apenas a determinação da faixa de tensão máxima admissível e abordando casos de estruturas metálicas, sem mencionar a verificação a fadiga de elementos estruturais de concreto.

### **3.2 AASHTO LRFD Bridge design specifications [3].**

Esta é a norma americana (American Association of State Highway and Transportation Officials) que trata do fenômeno da fadiga estrutural, sendo específica para a análise de pontes. Como seu próprio nome diz (LRFD - Load and Resistance Factor Design) ela se baseia no método dos estados limites. A referida norma apresenta, na sua seção 6 (Item 6.6: Fatigue and Fracture Considerations, Página 6-28) considerações específicas para a verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias e ferroviárias.

Porém como a ponte, abordada neste trabalho, trata-se de uma estrutura de concreto armado e a norma AASHTO [3] refere-se a estruturas metálicas ou mistas, far-se-á menção a esta norma por ser atualmente uma das mais utilizadas no Brasil, devido a sua riqueza de detalhes estruturais. Mas não tendo como ser utilizada para a verificação desta estrutura quanto à fadiga estrutural.

### 3.2.1 Critérios de dimensionamento

A norma AASHTO [3] é aplicável a qualquer tipo de material onde se possa definir um comportamento linear elástico até um determinado ponto e a partir deste o material passa a ter um comportamento inelástico.

Esta norma informa ainda que para carregamentos atuantes no estado limite último pode-se acomodar seus efeitos tanto na parcela de comportamento inelástico do material quanto na porção elástica.

A norma estrutural AASHTO [3] prevê a análise em estruturas sob o efeito da fadiga induzida por carregamentos ou por distorção de seus elementos. Os casos de fadiga causada por carregamentos são os mais importantes para o presente trabalho, dessa forma, os critérios de dimensionamento demonstrados nesse item serão baseados nesse tipo de análise a fadiga. Sendo esta norma aplicável, tanto em estruturas de aço, quanto em estruturas mistas (aço-concreto) e prevê a verificação do estado limite de fadiga e fratura para carregamentos dinâmicos através de um caminhão simples conhecido como veículo de fadiga, “fatigue truck”.

Segundo a AASHTO [3], cada detalhe estrutural submetido a carregamentos, deverá satisfazer o seguinte critério quanto à resistência à fadiga, de acordo com a equação (6):

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (6)$$

Sendo:

$\gamma$ : Fator de carga

$\Delta f$ : Faixa de variação de tensão

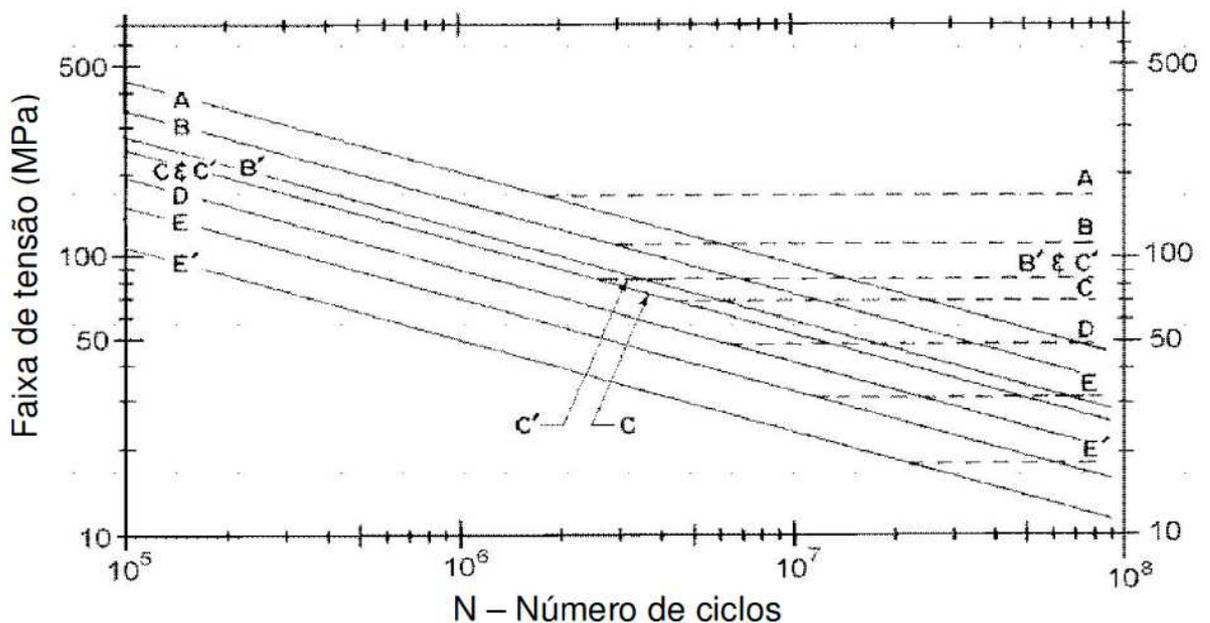
$(\Delta F)_n$ : Resistência nominal a fadiga

### 3.2.2 Classificação dos detalhes

Os detalhes estruturais são classificados em onze diferentes condições gerais de acordo com o tipo de esforço a que estarão submetidos. Essas diferentes classes estão subdivididas de acordo com a categoria do detalhe e está associada às características específicas e as diferentes formas que o mesmo pode se encontrar nas estruturas usuais.

A norma AASHTO [3] prevê a análise da fadiga através de fórmulas específicas de acordo com o tipo de detalhe estrutural. Esses detalhes estruturais são divididos em oito diferentes categorias de detalhes (A, B, B', C, C', D, E, e E'), que permitem classificar a faixa de tensão limite e os parâmetros de fadiga específicos para cada categoria de detalhe.

A classificação tem por objetivo auxiliar na correta identificação do detalhe estrutural de forma a se utilizar a curva S-N na determinação das faixas de tensão máximas admissíveis.



**Figura 13 - Faixa de tensão por número de ciclos, AASHTO [3]**

### 3.2.3 Resistência à fadiga

Nos casos gerais de verificação à fadiga, a norma AASHTO [3], prevê a faixa de tensão admissível para resistência à fadiga pela equação (7):

$$(\Delta F)_n = \frac{A^{\frac{1}{3}}}{N} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \quad (7)$$

Sendo:

A: Constante obtida em tabela (MPa<sup>3</sup>)

n: Número de ciclos de faixa de tensão por passagem do veículo de fadiga

N: Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

$(\Delta F)_{TH}$  : Amplitude constante limite para casos de fadiga (MPa)

Para os valores referentes a constante A, a norma AASHTO prevê valores de acordo com a classificação do detalhe estrutural segundo a Tabela 2, a seguir.

Tabela 2 – Valor da constante A, ASSHTO [3]

CATEGORIA DE DETALHE	A ( $\times 10^{11}$ MPa <sup>3</sup> )
A	82,0
B	39,3
B'	20,0
C	14,4
C'	14,4
D	7,21
E	3,61
E'	1,28
M 164M (A 325 M) Chumbadores em Tensão Axial	5,61
M 253M (A 490 M) Chumbadores em Tensão Axial	10,3

A Tabela 3 apresenta os valores do número de ciclos de faixa de tensão por passagem do veículo de fadiga, n, respectivamente.

Tabela 3 - Valor da constante n, ASSHTO [3]

Membros Longitudinais	Comprimento do vão	
	> 12.000 mm	$\leq$ 12.000 mm
Vigas de vão simples	1,0	2,0
Vigas contínuas		
1) próximas a apoios internos	1,5	2,0
2) em qualquer lugar	1,0	2,0
Vigas em balanço	5,0	
Tesouras	1,0	
Membros transversais	Espaçamento	
	> 6.000 mm	$\leq$ 6.000 mm
	1,0	2,0

Os valores de amplitude constante limite para casos de fadiga,  $(\Delta F)_{TH}$ , são apresentados pela Tabela 4.

Tabela 4 - Valor da constante  $(\Delta F)_{TH}$ , ASSHTO [3]

Categoria de detalhe	Tensão limite (MPa)
A	165,0
B	110,0
B'	82,7
C	69,0
C'	82,7
D	48,3
E	31,0
E'	17,9
M 164M (A 325 M) Chumbadores em Tensão Axial	214,0
M 253M (A 490 M) Chumbadores em Tensão Axial	262,0

#### 3.2.4 Considerações sobre a norma

A AASHTO [3] é uma das mais completas normas para a análise e dimensionamento à fadiga de pontes metálicas ou mistas, permitindo uma gama de análises, servindo de base para confecção de ensaios, modelagem e ou histórico de tensões, sendo desta forma a norma com maior utilização no Brasil.

Porém não faz referência a análise à fadiga em estruturas de concreto armado e por este motivo não terá uma maior utilização neste trabalho, limitando-se a sua apresentação.

### 3.3 Comité Euro International du Béton - CEB [37].

O CEB [37] na realidade não se trata de uma norma e sim de uma recomendação, apresenta grande foco nos materiais e em especial no concreto. Tendo no item 6.7 a análise dos estados limites últimos de fadiga.

Aborda-se a seguir o item 6.7.3, para a verificação pelo método simplificado, que abrange tanto o concreto quanto às barras de aço embutidas no mesmo.

#### 3.3.1 Critérios de dimensionamento

Esse procedimento é aplicado apenas a estruturas submetidas a números limitados de baixos ciclos de tensão, isto é, valores menores ou iguais a  $10^8$  ciclos.

A seguir apresentam-se os critérios de dimensionamento para as barras de aço embutidas no concreto, bem como para o próprio concreto.

##### 3.3.1.1 Barras de aço

A fadiga será obtida se, na máxima faixa de tensão calculada sob uma combinação frequente de carregamentos,  $\max \Delta\sigma_{Ss}$ , satisfizer a equação (8):

$$\gamma_{Sd} \max \Delta\sigma_{Ss} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad (8)$$

Sendo:

$\Delta\sigma_{Rsk}$ : Faixa de tensão normal referente a  $10^8$  ciclos, de acordo com a Tabela 5.

$\gamma_{Sd}$ : Fator de segurança do aço de projeto

$\Delta\sigma_{Ss}$ : Tensão de serviço do aço

$\gamma_{s,fat}$ : Fator de segurança do aço à fadiga

##### 3.3.1.2 Concreto

O projeto detalhado à fadiga não deve ultrapassar o valor máximo calculado da tensão sob a combinação frequente de carregamentos à compressão e tração, respectivamente, satisfazendo as equações 3.6 a 3.8, sendo para compressão, a verificação às equações (9) e (10) a seguir.

$$\gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0,45 f_{cd,fat} \quad (9)$$

Onde:

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}} \quad (10)$$

Sendo:

$\sigma_{ct,max}$ : Tensão máxima em tração no concreto

$\sigma_{c,max}$ : Tensão máxima em compressão no concreto

$\eta_c$ : Fator médio considerando-se o gradiente de tensão

$f_{cd,fat}$ : Resistência à compressão de fadiga de projeto

$|\sigma_{c1}|$ : menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas, de acordo com a Figura 14.

$|\sigma_{c2}|$ : maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de  $|\sigma_{c1}|$ , de acordo com a Figura 14.

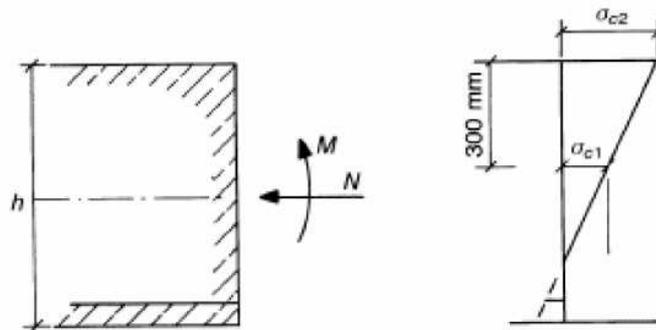


Figura 14 - Definição das tensões  $|\sigma_{c1}|$  e  $|\sigma_{c2}|$ , CEB [37]

$$\gamma_{Sd} \sigma_{ct,max} \eta_c \leq 0,33 f_{cd,fat} \quad (11)$$

Sendo:

$\gamma_{Sd}$ : Fator de segurança do aço de projeto

$\sigma_{ct,max}$ : Tensão máxima de tração no concreto

$\eta_c$ : Fator médio considerando-se o gradiente de tensão

$f_{cd,fat}$ : Resistência à compressão de fadiga de projeto

Para a tensão, verifica-se a equação (12):

$$f_{ctd,fat} = \frac{0,05f_{ctk}}{\gamma_{c,fat}} \longrightarrow \gamma_{c,fat} = 1,5 \quad (12)$$

Sendo:

$f_{ctd,fat}$ : Resistência à tração de fadiga de projeto

$f_{ctk}$ : Resistência característica à tração

$\gamma_{c,fat}$ : Fator de segurança do aço à compressão e fadiga

### 3.3.2 Resistência à fadiga

A função de resistência característica à fadiga consiste em trechos de segmentos constantes, na forma  $\Delta\sigma^m R_{sk} \cdot N = constante$ . Valores de curva S-N são dados na Figura 15 e na Tabela 5, cujos valores correspondentes aos diâmetros maiores do que 16mm são utilizados para calcular a vida útil da estrutura objeto deste trabalho de pesquisa.

Os valores dados nessas tabelas são característicos e não incorporam fatores parciais de segurança, que devem ser validados por normas aprovadas. Esse método considera o tempo de vida necessário com um número previsto de ciclos  $n$ , que interage na verificação com o máximo efeito da fadiga na ação,  $Q$ .

#### 3.3.2.1 Barras de aço

A fadiga requerida será obtida se, na máxima faixa de tensão calculada sob uma combinação frequente de carregamentos,  $\max \Delta\sigma_{Ss}$ , satisfizer a equação (13):

$$\gamma_{sd} \max \Delta_{Ss} \leq \Delta\sigma_{Rsk} \frac{(n)}{\gamma_{s,fat}} \quad (13)$$

Sendo:

$(n)$ : Número previsto de ciclos em um determinado tempo de vida de projeto

$\Delta\sigma_{Rsk}(n)$ : Faixa de tensão normal relevante para  $n$  ciclos, obtida de uma função de resistência característica à fadiga.

$\sigma_{Ss}$ : Tensão de serviço do aço

$\gamma_{S,fat}$ : Fator de segurança do aço à fadiga

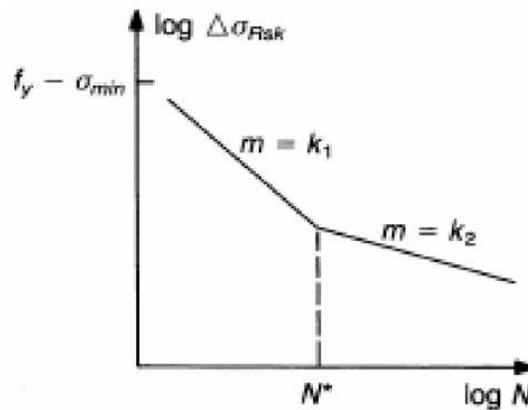


Figura 15 - Curva de tensão característica de fadiga (curva S-N), CEB [37]

A Tabela 5 apresenta os parâmetros da curva S-N para as armaduras embutidas no concreto armado.

Tabela 5 – Parâmetros da curva S-N para as armaduras embutidas no concreto, segundo o CEB [37]

	N*	Expoente de Tensão		$\Delta\sigma_{Rsk} (MPa)^{(e)}$	
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	Em N* ciclos	Em 10 <sup>8</sup> ciclos
Barras retas e dobradas $\phi \leq 16 \text{ mm}$	10 <sup>6</sup>	5	9	210	125
$\phi > 16 \text{ mm}^{(a)}$	10 <sup>6</sup>	5	9	160	95
Barras dobradas $D < 25\phi^{(b)}$	10 <sup>6</sup>	5	9	-(c)	-(c)
Barras soldadas <sup>(b)</sup> incluindo soldas de ponta e conectores mecânicos	10 <sup>7</sup>	3	5	50	30
Ambiente marinho <sup>(b),(d)</sup>	10 <sup>7</sup>	3	5	65	40

- (a) Os valores dados nessa linha representam a curva S-N de uma barra de 40 mm; para barras de diâmetro entre 16 e 40mm a interpolação entre os valores dessa linha e a linha superior é permitida.
- (b) A maioria das curvas S-N intercepta a curva de uma correspondente barra reta.
- (c) Os valores são aqueles de acordo com a barra reta, multiplicados por um fator de redução  $\xi$  dependendo da razão do diâmetro do gancho D e do diâmetro da barra  $\phi$ :  $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi$ .
- (d) Válida para todas as relações D/ $\phi$  e todos os diâmetros  $\phi$ .
- (e) Nos casos onde os valores de  $\Delta\sigma_{Rsk}$  calculados pelas curvas S-N excedem o fator de tensão  $f_{yd} - \sigma_{min}$ , o valor  $f_{yd} - \sigma_{min}$  é válido.

### 3.3.2.2 Concreto

A fadiga do concreto onde atuem ciclos de carregamento devem ser obtidos para um dado tempo de vida útil (número de ciclos) e deve ser menor ou igual ao número de ciclos de falha:  $n \leq N$

O valor de N deve ser calculado a partir das funções de resistência à fadiga, dados pela Tabela 3.1.

Para  $S_{cd,min} \geq 0,8$ , as relações S-N para  $S_{cd,min} = 0,8$  são válidas.

O valor de  $\log N_3$  deve ser calculado apenas se  $\log N_1 > 6$ .

Para compressão, utilizam-se as equações (14) a (16).

Para  $0 < S_{cd,min} < 0,8$

$$\log N_1 = (12 + 16S_{cd,min} + 8S_{cd,min}^2)(1 - S_{cd,max}) \quad (14)$$

$$\log N_2 = 0,2 \log N_1 (\log N_1 - 1) \quad (15)$$

$$\log N_3 = \log N_2 (0,3 - \frac{3}{8} S_{cd,min}) / \Delta S_{cd} \quad (16)$$

Onde:

$$S_{cd,max} = \gamma_{sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{sd} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\Delta S_{cd} = S_{cd,max} - S_{cd,min}$$

Sendo:

$S_{cd}$ : Efeito da compressão do carregamento dinâmico de projeto

$\gamma_{sd}$ : Fator de segurança do aço de projeto

$\sigma_{c,max}$ : Tensão máxima de compressão no concreto

$\eta_c$ : Fator médio considerando-se o gradiente de tensão

$f_{cd,fat}$ : Resistência à compressão de fadiga de projeto

Para tração utiliza-se a equação (17).

$$\log N = 12(1 - S_{td,max}) \quad (17)$$

Onde:

$$S_{td,max} = \frac{\gamma_{sd} \sigma_{ct,max}}{f_{ctd,fat}}$$

Sendo:

$S_{td}$ : Efeito da tração do carregamento dinâmico de projeto

### 3.3.3 Verificação à partir de espectros de carregamentos

Nesta forma de verificação é considerado o tempo de vida requerido, o espectro de carregamento dividido em  $j$  blocos e as funções características de resistência à fadiga.

Essa metodologia é baseada na regra de Miner para determinação da vida útil da estrutura, porém com algumas correções de acordo com os fatores de segurança do código e com relação às curvas S-N.

A fórmula de danos acumulados recomendada pelo CEB [37] é ilustrada pela equação (18), juntamente com a utilização do método Rainflow válido para a contagem de ciclos.

$$D_i = \sum_i^j \frac{n_{si}}{N_{Ri}} \quad (18)$$

Sendo:

D: Dano acumulado

$n_{sj}$ : Número de ciclos associados com cada faixa de tensão

$N_{Ri}$  : Número de ciclos tolerados para cada faixa de tensão

Sendo assim a verificação quanto à fadiga para histórico de tensões, segundo o CEB [37], deve obedecer à expressão:  $D \leq D_{lim}$ .

### 3.3.4 Considerações sobre a norma

O CEB [37] dá ênfase a análise e verificação de estruturas de concreto e não em estruturas metálicas. Todavia, pode-se utilizar recursos comuns às normas, como no caso do uso das curvas S-N para a verificação do dano à fadiga para as armaduras embutidas no concreto.

## 3.4 European Standard - Eurocode design of concrete structures [2]

O EUROCODE 2 [2] é uma norma internacional, utilizada pelos países europeus que pertencem à União Europeia, UE, tendo substituído as normas nacionais de cada um destes países de forma a ser o regimento do bloco para seus dimensionamentos. Desta forma substituiu também a norma inglesa, que será demonstrada no item 3.5.

O EUROCODE 2 [2] possui, em seus itens 3.2.6 e 3.3.4, recomendações específicas para o dimensionamento à fadiga das armaduras inseridas no concreto. No item 6.8, desta norma, há a recomendação de que para carregamentos de amplitude variável definido por históricos de tensões, o cálculo da vida útil deve se basear na regra cumulativa de danos de Miner.

### 3.4.1 Critérios de dimensionamento

O EUROCODE 2 [2] é aplicável a todos os tipos de estruturas de concreto, uma vez que apresenta um método geral para avaliação da fadiga em elementos estruturais que estão submetidos a faixas de grande ciclo de variação de tensão.

Seu método é fruto de testes de fadiga em larga escala, aplicados em diferentes elementos estruturais.

A resistência aos ciclos de tensão previstos nesta norma considera que para a análise à fadiga, todas as tensões nominais devem estar dentro dos limites elásticos do material, não sendo permitido que os elementos estruturais estejam submetidos a temperaturas maiores que 80° C ou sem a adequada proteção à corrosão.

Esta norma permite ainda que a avaliação da fadiga seja feita pelo método da tolerância do dano ou pelo método da vida útil. A mesma recomenda ainda que para tolerâncias para análise à fadiga, assim como condições de verificação sejam consultadas as normas EN 10080 e EN 10138.

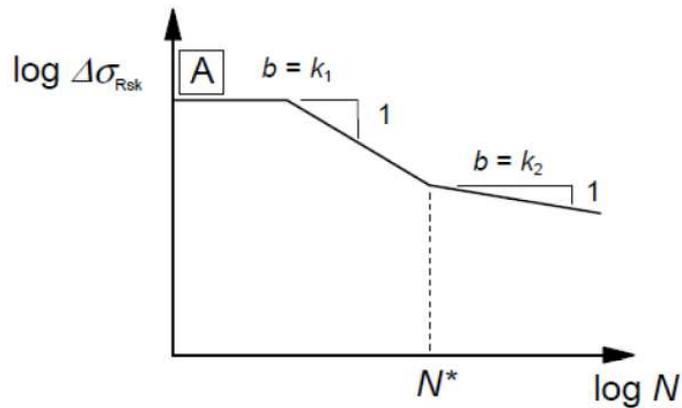
### 3.4.2 Resistência à fadiga

A resistência à fadiga é determinada por uma série de curvas  $\log(\Delta\sigma_{Rsk}) \times \log(N)$ , conforme ilustra a Figura 16, sendo o valor de  $N^*$  dado pela Tabela 6.4N do EUROCODE 2 [2], representada nesse trabalho pela Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros da curva S-N para as armaduras embutidas no concreto, segundo o EUROCODE 2 [2]

	N*	Expoente de Tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para $N^*$ ciclos
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	
Barras retas e dobradas <sup>(1)</sup>	10 <sup>6</sup>	5	9	162,5
Barras soldadas incluindo soldas de ponta e conectores mecânicos	10 <sup>7</sup>	3	5	58,5
Ambientes agressivos	10 <sup>7</sup>	3	5	35

(1) Os valores são aqueles de acordo com a barra reta, multiplicados por um fator de redução  $\xi$  dependendo da razão do diâmetro do gancho D e do diâmetro da barra  $\phi$ :  $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi$ .



**Figura 16 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal, EUROCODE 2 [2]**

A equação (19) apresenta a definição das curvas de resistência à fadiga para valores nominais de tensão.

$$\log N = \log(a) - m \cdot \log(\Delta\sigma_{Rsk}) \quad (19)$$

Sendo:

N: Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

m: Declividade constante das curvas, com valor igual a 5 ou 9, de acordo com a Tabela 6

$\log(a)$ : Constante determinada de modo a definir a equação da reta

$\Delta\sigma_{Rsk}$ : Resistência à fadiga em termos de faixas de tensões

### 3.4.3 Verificação do concreto utilizando-se a faixa de tensão de dano equivalente

A resistência à fadiga de uma estrutura de concreto à compressão será satisfatória, se as equações (20) a (23) forem totalmente atendidas.

$$E_{cd,max, equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (20)$$

Onde:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min, equ}}{E_{cd,max, equ}} \quad (21)$$

$$E_{cd,min, equ} = \frac{\sigma_{cd,min, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (22)$$

$$E_{cd,max, equ} = \frac{\sigma_{cd,max, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (23)$$

Sendo:

$R_{equ}$ : Faixa de tensão normal

$E_{cd,min, equ}$ : Nível de tensão compressiva mínimo

$E_{cd,max, equ}$ : Nível de tensão compressiva máximo

$f_{cd, fat}$ : Resistência do concreto à fadiga de projeto, de acordo com a equação (24)

$\sigma_{cd,max, equ}$ : Maior tensão da amplitude final para N ciclos

$\sigma_{cd,min, equ}$ : Menor tensão da amplitude final para N ciclos

Atenção: O valor recomendado para N é de  $10^6$  ciclos.

$$f_{cd, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \rightarrow k_1 = 0,85 \quad (24)$$

Sendo:

$\beta_{cc}(t_0)$ : Coeficiente para resistência do concreto na aplicação do primeiro carregamento

$t_0$ : Tempo do primeiro carregamento do concreto em dias

#### 3.4.4 Ciclos de carregamentos

Para se determinar os valores das faixas de tensão pode-se realizar medições da resposta dinâmica de estruturas similares ou ainda pode-se obter através do histórico de carregamento de cada elemento estrutural de acordo com suas características, em especial às barras de aço utilizadas no concreto.

Sendo assim deve ser analisado o histórico de tensões, para que através da contagem dos ciclos se possa determinar as faixas de tensão a que estão submetidos os elementos estruturais. O EUROCODE 2 [2] no item 6.8.4 prevê a utilização do método Rainflow válido para contagem de ciclos.

A metodologia adotada nessa norma baseia-se na regra de Miner para determinação da vida útil da estrutura, porém com algumas correções de acordo com os fatores de segurança adotados por ela e com relação às curvas S-N

conforme mostrado anteriormente. A fórmula de danos acumulados recomendada pelo EUROCODE 2 [2] é a ilustrada pela equação (25).

$$D_i = \sum_i^n \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \quad (25)$$

Sendo:

D: Dano acumulado

$n(\Delta\sigma_i)$ : Número de ciclos associados com cada faixa de tensão

$N(\Delta\sigma_i)$ : Número de ciclos tolerados para cada faixa de tensão

Sendo assim a verificação quanto à fadiga, para histórico de tensões, segundo o EUROCODE 2 [2], deve obedecer aos critérios:

- Baseado no acúmulo de danos:

$$D_{Ed} \leq 1 \quad (26)$$

- Baseado na faixa de tensão:

$$\gamma_F \gamma_{Ed} \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, fat}} \quad (27)$$

Sendo:

$\gamma_F$ : Fator parcial para ações, F

$\gamma_{Ed}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\sigma_c$

$\gamma_{S, fat}$ : Fator de segurança à fadiga

$\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ : Faixa de tensão do dano equivalente para diferentes casos e considerando o número de ciclos de carregamento  $N^*$ . Para construções regulares de edifícios  $\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$  podem ser aproximados pelo  $\Delta\sigma_{S, max}$

$\sigma_{Rsk}$ : Faixa de tensão normal referente a  $N^*$  ciclos, de acordo com a Tabela 6.

### 3.4.5 Considerações sobre a norma

O EUROCODE 2 [2] é a norma internacional válida para a análise e dimensionamento à fadiga de pontes em concreto armado, sendo desta forma a

norma a que os projetistas brasileiros recorrem para executar o dimensionamento destas estruturas.

### **3.5 British Standard 5400 - BS 5400 [13]**

A BS 5400 [13] foi uma norma aplicável a pontes com estrutura em aço, concreto ou mistas (aço-concreto). Foi uma norma que se baseou no conceito de estado limite, onde a ocorrência da deterioração de um componente ou elemento, por fadiga, até o ponto que origine uma ruptura era considerado um estado limite último de resistência.

Ela era aplicável a problemas de fadiga de alto ciclo e considerando que a estrutura trabalhava no regime elástico. Para o caso de solicitações de amplitude variável, o cálculo era realizado com base na regra de danos acumulados de Miner.

#### **3.5.1 Critérios de dimensionamento**

Segundo AHI [28], "A norma em questão trata do dimensionamento a fadiga no seu capítulo dez e permite que a verificação à fadiga seja feita através da classificação do detalhe estrutural, da faixa de tensão, do número de ciclos e da probabilidade de falha. Para o dimensionamento à fadiga, a referida norma fixa a vida útil de uma ponte, geralmente em cento e vinte anos."

Para a verificação das estruturas esta norma se baseia nas curvas S-N, conforme já apresentado nas normas anteriores, curvas estas que vinculam uma determinada faixa de variação de tensões a um correspondente número de ciclos que a estrutura suporta.

#### **3.5.2 Classificação dos detalhes**

A BS 5400 [13] utilizava nove classes para classificação dos detalhes estruturais, sendo elas: W, G, F2, F, E, D, C, B e S. Estes detalhes estruturais eram classificados de acordo com as diferentes classes citadas, que permitiam de forma detalhada identificar a categoria mais adequada em função dos potenciais pontos de

iniciação de fendas de fadiga e de exigências dimensionais, exigências de fabricação e exigências para inspeção especial.

### 3.5.3 Resistência à fadiga

Esta norma recomendava a utilização de históricos de carga; ou caso não existissem, poder-se-ia utilizar históricos de tensões aliados a métodos de contagem de ciclos, tais como o método Rainflow e o método Reservatório.

Com relação ao uso de curvas S-N e ao se tratar de solicitações de amplitude variável, os métodos de contagem de ciclos e o uso da regra de Miner poderiam ser empregados.

Para a verificação estrutural à fadiga, esta norma adotava curvas S-N que foram desenvolvidas através da equação (28).

$$N\sigma_r^m = k_0\Delta^d \quad (28)$$

Onde:

N: Número de ciclos estimado para falha associado a um ciclo de tensão  $\sigma_r$

$K_0$ : Constante relativa à curva S-N média a curv

m: Inverso da inclinação da média de  $\log(\sigma_r)$  menos a  $\log(N)$

$\Delta$ : Inverso do desvio padrão de  $\log(N)$

d: Número de desvios padrão em relação à média

A Tabela 7 a seguir, apresenta os valores característicos para as curvas S-N de acordo com a classe do elemento estrutural.

Tabela 7 – Valores característicos da curva S-N [13].

Classe	$K_0$	$\Delta$	m
W	$0,37 \times 10^{12}$	0,654	3,0
G	$0,57 \times 10^{12}$	0,662	3,0
F2	$1,23 \times 10^{12}$	0,592	3,0
F	$1,73 \times 10^{12}$	0,605	3,0
E	$3,29 \times 10^{12}$	0,561	3,0
D	$3,99 \times 10^{12}$	0,662	3,0
C	$1,08 \times 10^{14}$	0,625	3,5
B	$2,34 \times 10^{15}$	0,657	4,0
S	$2,13 \times 10^{25}$	0,313	8,0

A Tabela 8 apresenta os valores para os fatores de probabilidade de colapso estrutural, de acordo com o número de desvios padrão em relação à média, d.

Tabela 8 – Fatores de probabilidade de colapso para as curvas S-N [13].

Probabilidade de colapso (%)	d
50,0	0,0
31,0	0,5
16,0	1,0
2,3	2,0
0,14	3,0

#### 3.5.4 Considerações sobre a norma

Como já mencionado neste trabalho a norma inglesa, BS 5400 [13], foi substituída pelo EUROCODE 2 [2]. Porém por ter se tratado de uma norma bastante ampla, com uma gama de detalhes bastante significativa, sua abordagem neste trabalho se mostrou importante.

## 4 MODELO ESTRUTURAL

### 4.1 Introdução

A estrutura foi concebida no ano de 1990, com o uso de concreto estrutural de resistência característica aos 28 dias ( $f_{ck}$ ) de 18 MPa, coeficiente de Poisson no valor de 0,2 e módulo de elasticidade de  $2,02 \times 10^{10}$  MPa. A obra de arte se localiza no estado do Espírito Santo, na rodovia ES-391, sobre o rio Muqui do Sul. A Figura 17 apresenta uma foto aérea retirada do programa Google Earth.



**Figura 17 - Foto aérea da ponte investigada**



**Figura 18 - Apresentação da ponte em detalhe**

A análise à fadiga estrutural será realizada com a passagem de comboios de veículos de forma que os mesmos provoquem frequências de excitação na estrutura mais próximas o possível da frequência natural da ponte. Será abordado mais adiante e com mais ênfase a questão de cargas dinâmicas e suas particularidades, tais como frequências e modos de vibração.

## **4.2 Modelo estrutural da ponte**

A ponte objeto deste trabalho se trata de uma estrutura isostática em concreto armado, perfazendo um comprimento total de 32 metros, sendo composta de um vão de 22,0 metros e balanços extremos de 5,0 metros cada. Possui largura total de 9,70 metros, sendo composta por um tabuleiro em concreto armado de 22 centímetros de espessura apoiado sobre 2 vigas longitudinais de 2,20 metros de altura e espessura de 40 centímetros. Ao longo de seu comprimento existem transversinas nos apoios, desligadas da laje, com altura de 1,60 metros e largura de 40 centímetros e ainda uma transversina central, também desligada da laje com altura de 1,40 metros e espessura de 30 centímetros.

A linha de apoios, do lado mais próximo ao município de Mimoso do Sul, é constituída por 2 pilares circulares em concreto armado de diâmetro igual a 1,0 metro, contendo uma travessa de ligação, no topo dos mesmos, de 80 centímetros de altura por 40 centímetros de largura, sendo apoiados diretamente no terreno por meio de fundações diretas do tipo sapatas quadradas de lado 2,50 metros, com altura de 80 centímetros, variando até o pilar ao longo de 30 centímetros de altura.

Do lado do município de Conceição de Muqui, a linha de apoios também é constituída por dois pilares circulares em concreto armado de 1,0 metro de diâmetro, contendo uma travessa de ligação de 80 centímetros de altura por 40 centímetros de largura, porém desta vez estes se apoiam em tubulões de concreto armado de 140 centímetros de diâmetro e com altura variável, de 5,35 metros (para o apoio P2) e 7,35 metros (para o apoio P4), com alargamento de base de 2,40 metros.

As extremidades da ponte contam com estruturas que têm a função de conter os taludes de terra dos encontros, chamadas de cortinas, que por sua vez se apoiam nas extremidades das vigas longitudinais e possuem altura de 2,20 metros e espessura de 25 centímetros.

Por fim, com a função de fazer a transição entre a ponte e a estrada, existem as lajes de transição, com altura de 30 centímetros e comprimento aproximado de 4,0 metros, estruturas que em um lado se apoiam nas cortinas e de outro diretamente no terreno, sendo desta forma capazes de atenuar possíveis acomodações do terreno que provoquem recalques nos apoios.

A seguir serão apresentadas figuras Figura 19, Figura 20 e Figura 21 contendo as formas do projeto da ponte, objeto deste trabalho, a fim de melhor ilustrar a descrição da estrutura, aqui realizada.

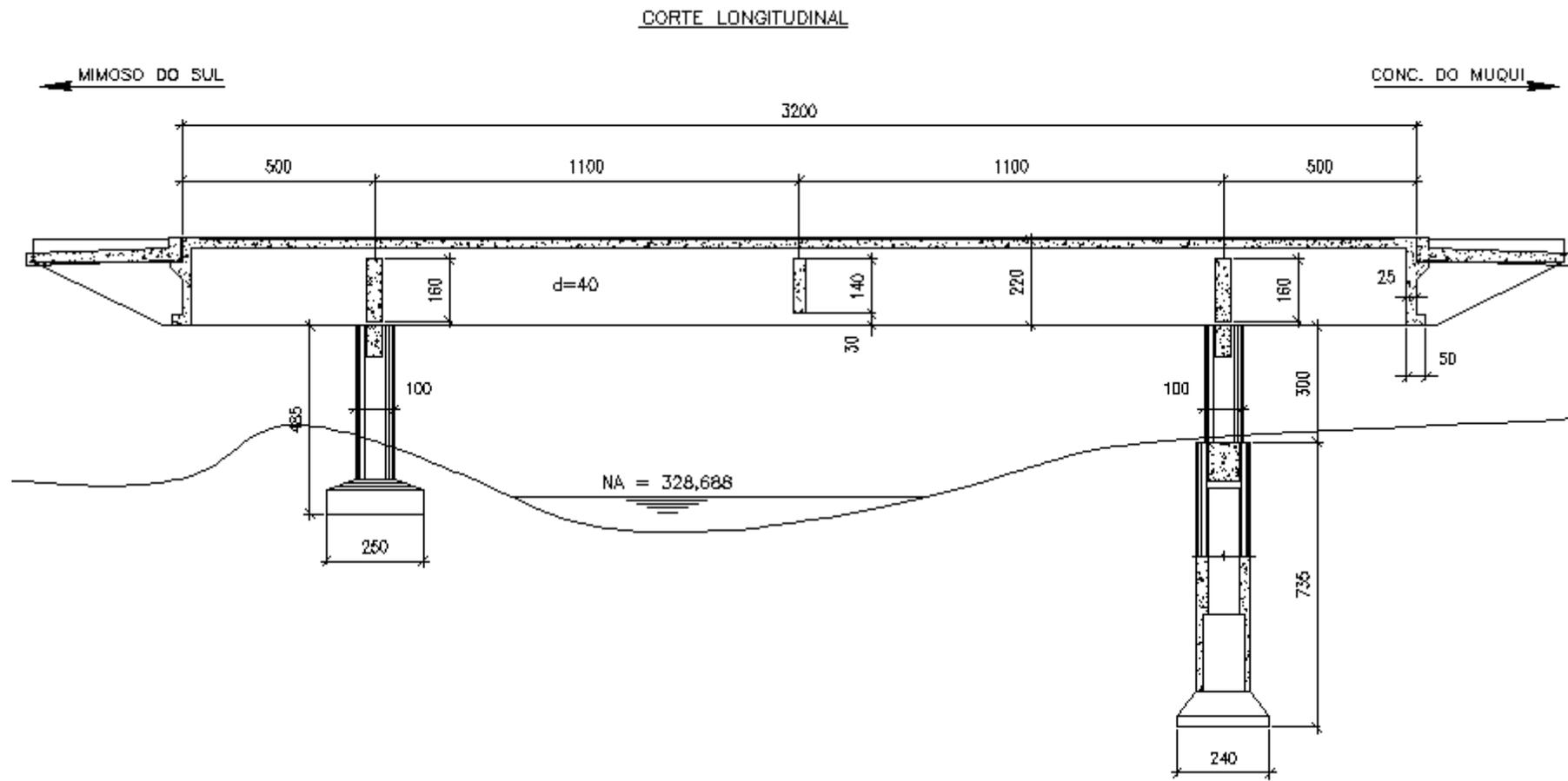
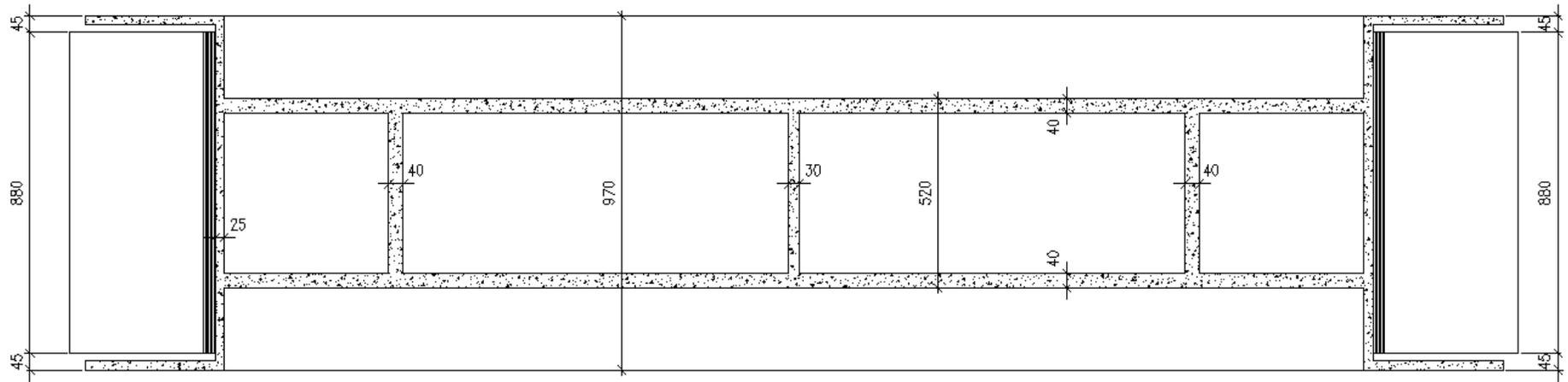
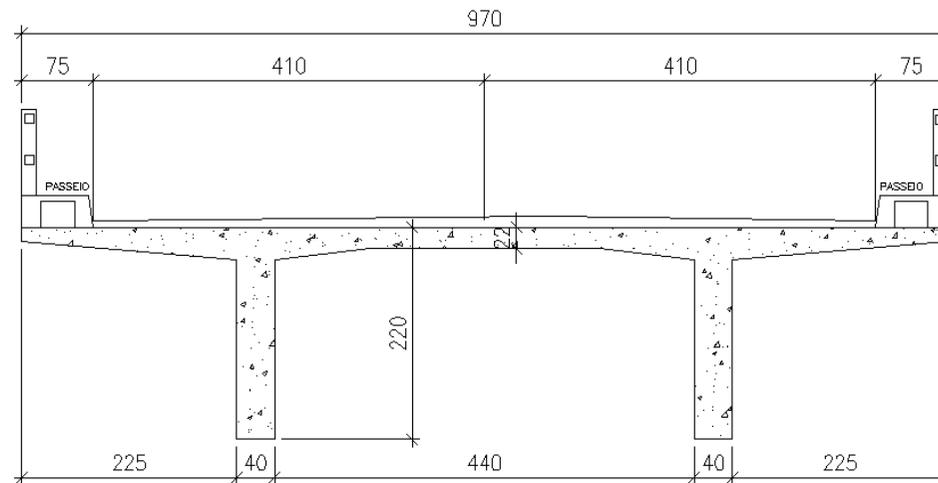


Figura 19 - Corte longitudinal da ponte



**Figura 20 - Vista em planta da ponte**



**Figura 21 - Corte transversal da ponte**

## **5 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL**

### **5.1 Introdução**

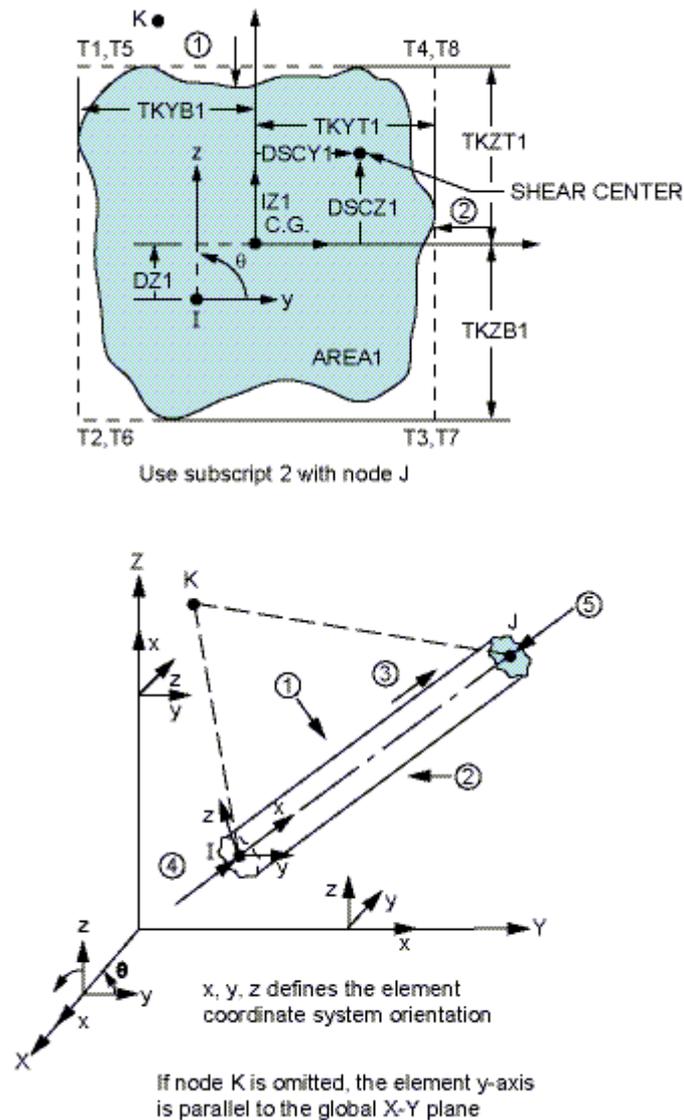
No capítulo anterior foram apresentadas todas as propriedades referentes à estrutura da ponte de concreto. Nesse capítulo, as propriedades apresentadas anteriormente serão utilizadas para o desenvolvimento de três modelos numérico-computacionais tridimensionais, utilizando diferentes elementos de análise com a função de identificar qual tipo de elemento mais se aproxima da realidade da estrutura e desta forma utilizar este modelo para a análise dinâmica da ponte.

Os modelos numérico-computacionais tridimensionais foram implementados com base no emprego da ferramenta computacional ANSYS [20]. No modelo que mais se aproximar da estrutura real, considerar-se-á a travessia dos comboios de veículos sobre a estrutura da ponte e, bem como, a interação destes com o tabuleiro.

### **5.2 Modelo computacional**

Os modelos computacionais tridimensionais foram gerados utilizando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio do emprego do programa ANSYS [20], utilizando nos 3 modelos gerados, diferentes elementos finitos, com características diversas, de forma a definir qual seria o que melhor descreveria o comportamento real da estrutura e assim adotá-lo para as análises da ponte. A seguir serão apresentados os diferentes elementos computacionais utilizados.

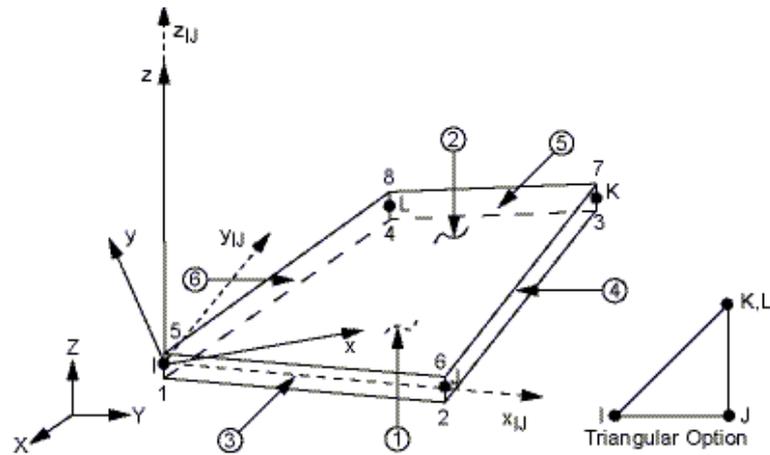
Primeiramente tem-se o elemento finito BEAM44, que possui a característica de ser um elemento tridimensional de tensões uniaxiais, que podem ser de torção, compressão ou flexão. Este elemento apresenta seis graus de liberdade por nó, sendo três de translação (nos eixos x, y e z) e três de rotação (em torno dos mesmos 3 eixos).



**Figura 22 - Desenho esquemático do elemento BEAM44 [20]**

Verifica-se que este elemento é eficiente em representar adequadamente as vigas de uma estrutura, porém é um elemento de 2 nós, ou seja, plano e, por isso realiza um dimensionamento aproximado em função dos dados de entrada apresentados nas coordenadas iniciais e finais de cada elemento.

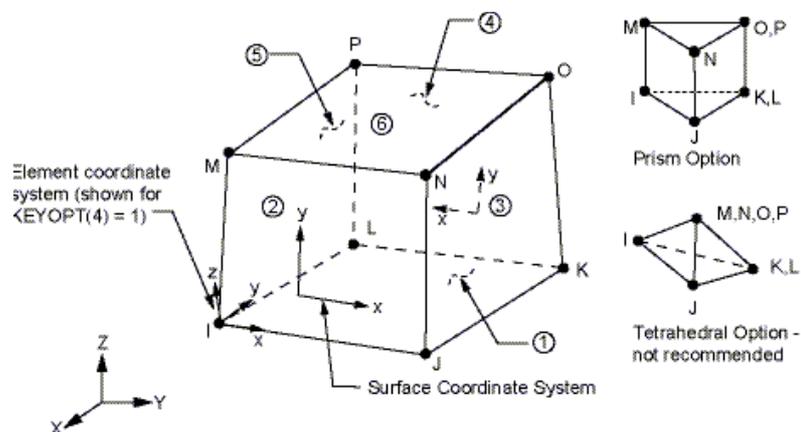
O elemento finito seguinte é o SHELL63, que tem por característica possuir a capacidade de trabalhar como placa ou como membrana, ou seja, pode ser utilizado para trabalhar com esforços atuando em seu próprio plano ou ortogonais a este. Este elemento apresenta seis graus de liberdade por nó, sendo três de translação (nos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) e três de rotação (em torno dos mesmos 3 eixos);



**Figura 23 - Desenho esquemático do elemento SHELL63 [20]**

Verifica-se que este elemento, apesar de seu comportamento como placa ou membrana, possui a desvantagem de não possuir como dado de entrada a espessura, limitando-se a análise do comportamento ao longo da linha de gravidade do elemento e, portanto, se limitar ao dimensionamento no plano.

Por fim adotou-se um elemento espacial, ou seja, com 8 nós de forma a se aproximar o máximo possível dos elementos componentes da estrutura real e, para isso, utilizou-se no terceiro modelo o elemento SOLID45, que tem por característica ser um elemento utilizado para a modelagem 3-D de estruturas sólidas. Este elemento possui plasticidade, fluência, tensão de enrijecimento, capacidade de análise de grandes desvios e deformação. Este elemento possui 8 nós, apresentando três graus de liberdade por nó, sendo estes de translação (nos eixos x, y e z).

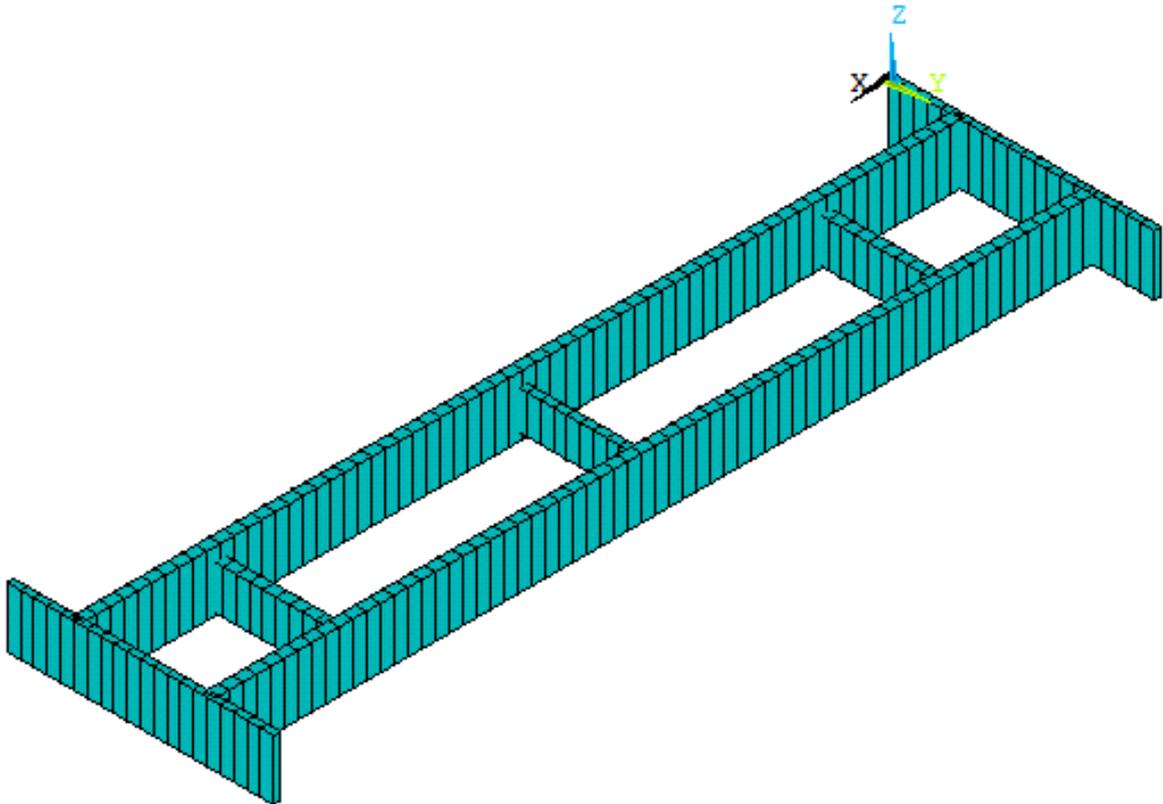


**Figura 24 - Desenho esquemático do elemento SOLID45 [20]**

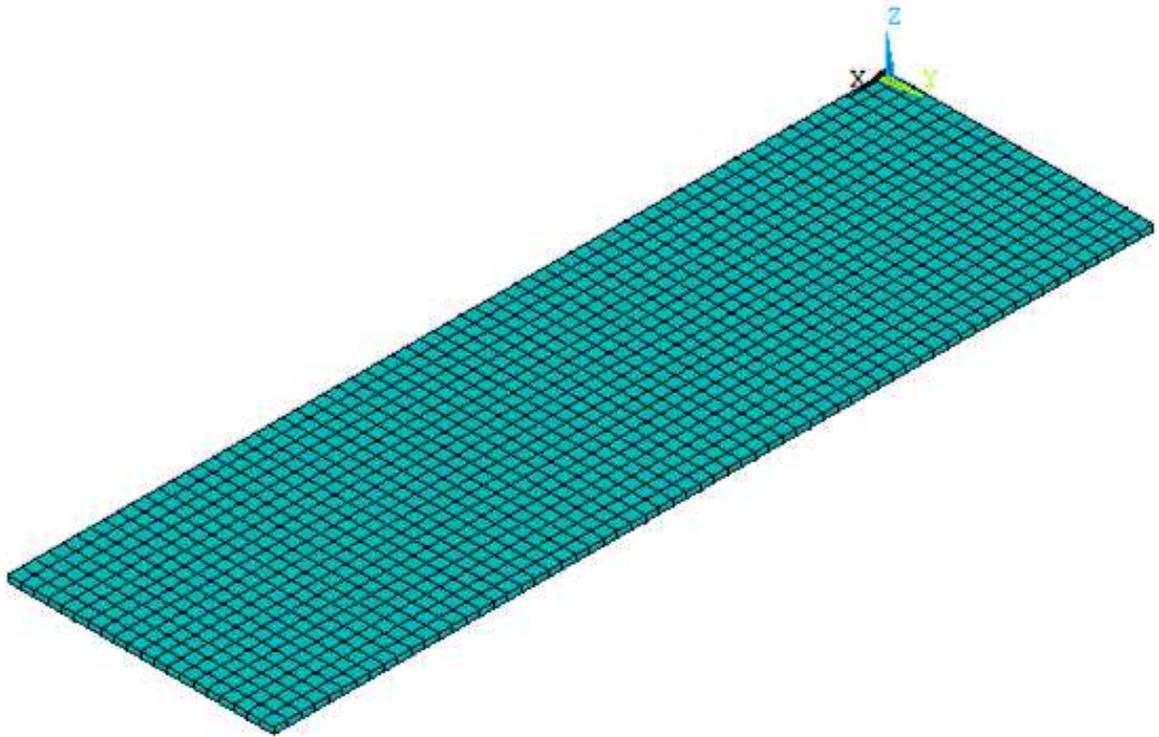
### 5.2.1 Modelo matemático I

Para a confecção do primeiro modelo computacional foram utilizados os elementos do tipo SHELL63 para a modelagem da laje de concreto, tabuleiro, da ponte e, elementos do tipo BEAM44, para a modelagem das vigas da estrutura.

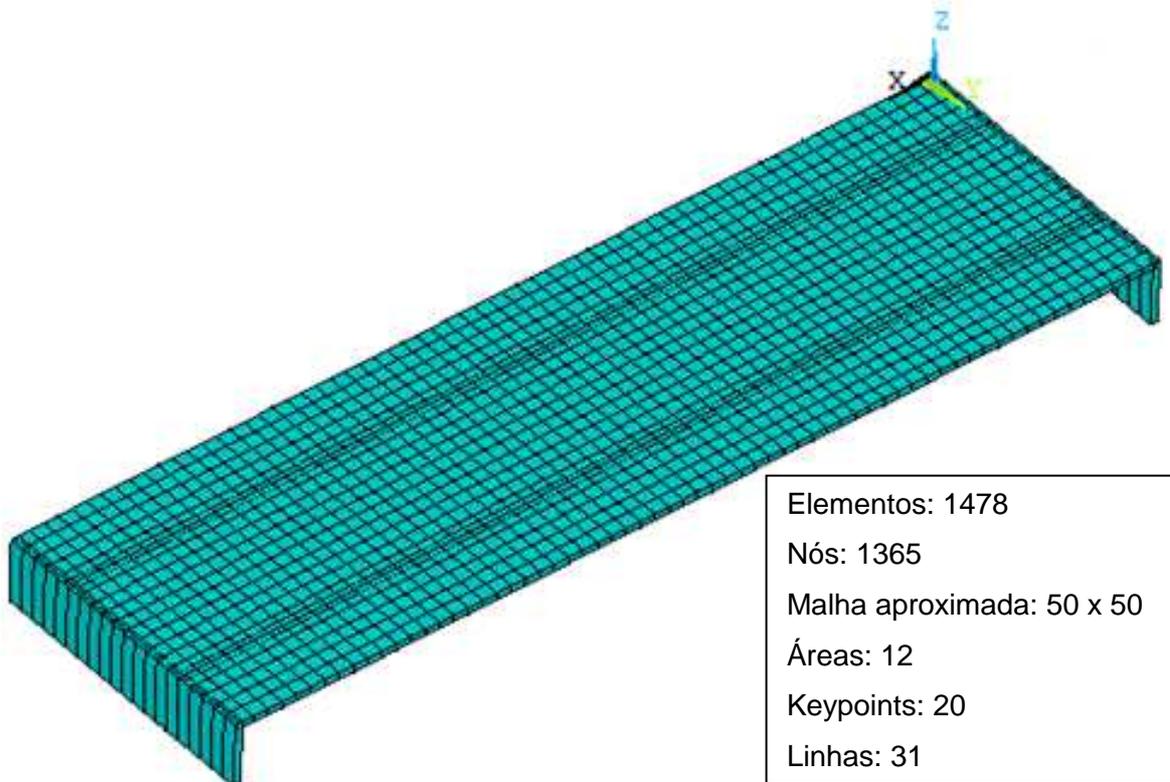
As figuras Figura 25, Figura 26 e Figura 27 ilustram o modelo matemático.



**Figura 25 - Vigas do modelo viga-casca**



**Figura 26 - Tabuleiro, lajes, do modelo viga-casca**

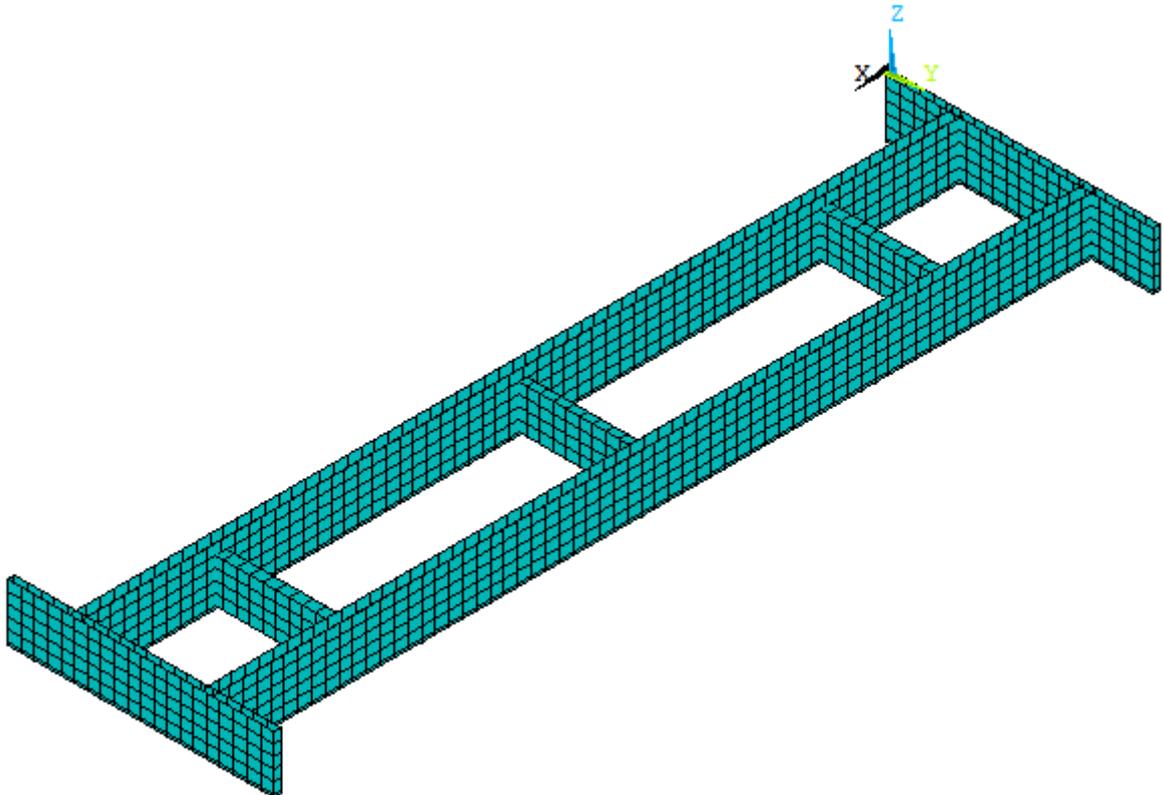


**Figura 27 - Modelo em elemento finito viga-casca**

### 5.2.2 Modelo matemático II

Para a confecção do segundo modelo computacional foram utilizados os elementos do tipo SHELL63 para a modelagem de toda a estrutura, ou seja, tabuleiro e vigas.

As figuras Figura 28, Figura 29 e Figura 30 ilustram o modelo matemático.



**Figura 28 - Vigas do modelo casca-casca**

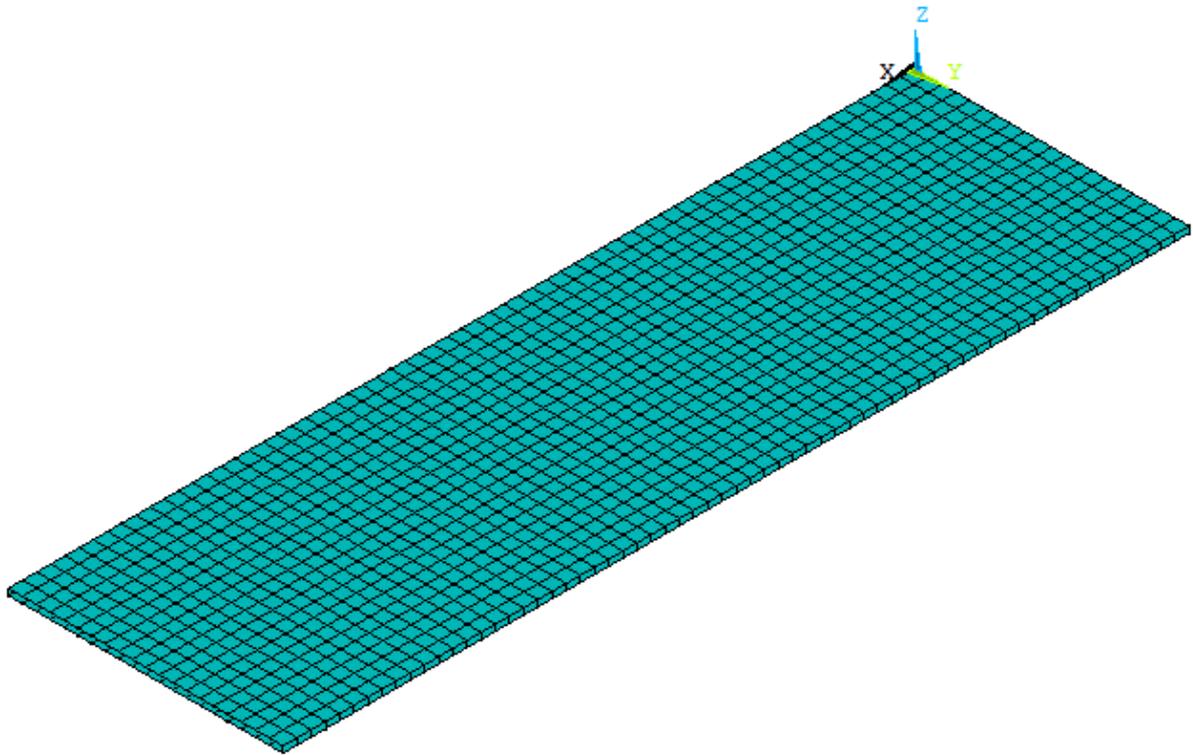


Figura 29 - Tabuleiro, lajes, do modelo casca-casca

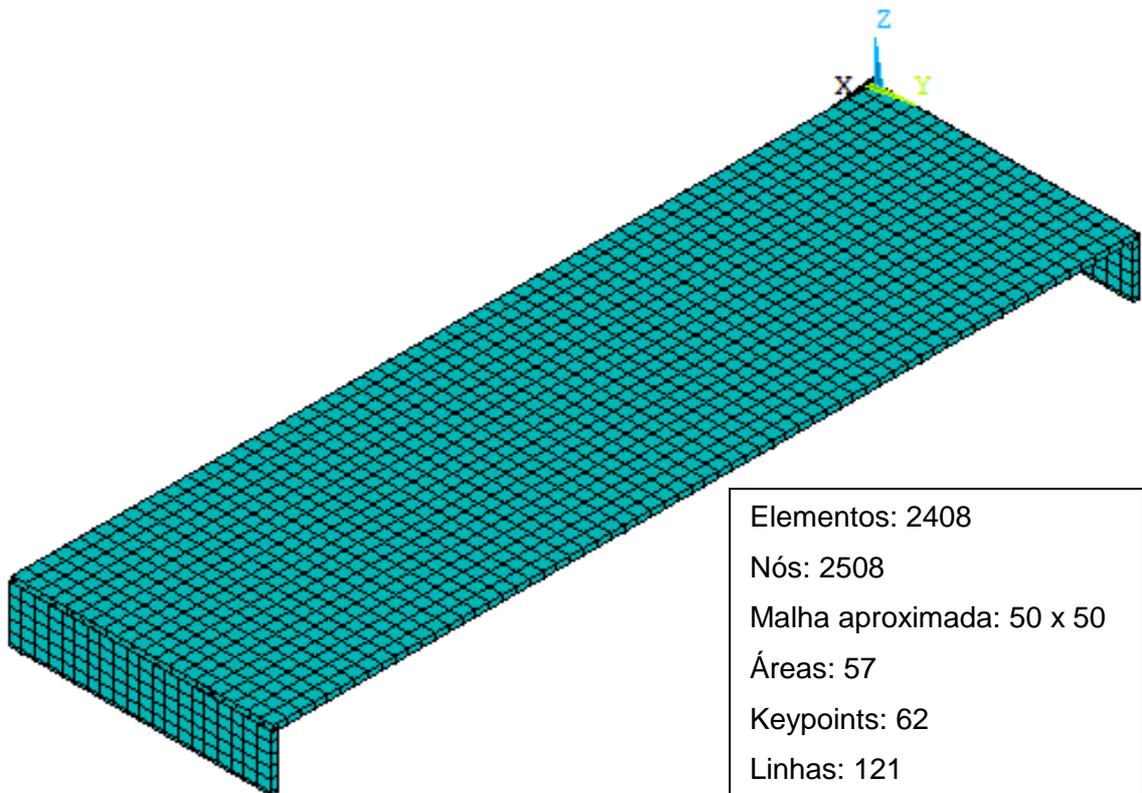
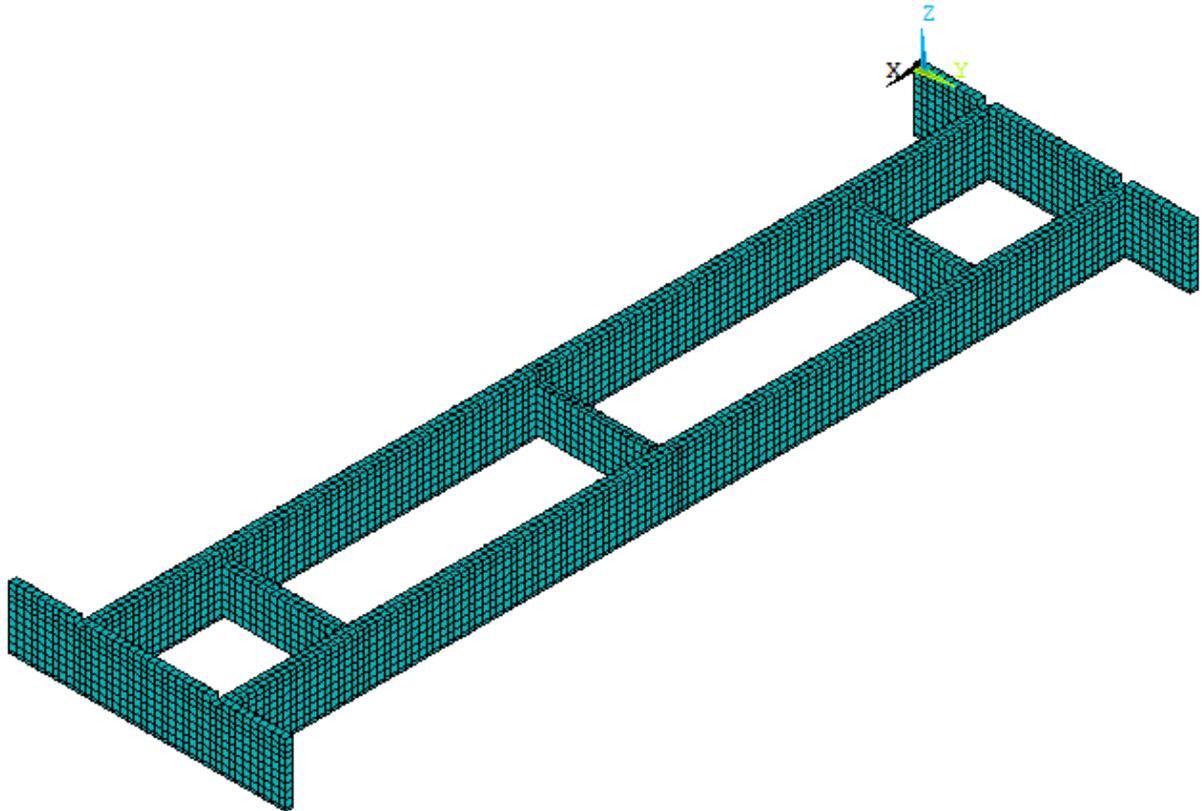


Figura 30 - Modelo em elemento finito casca-casca

### 5.2.3 Modelo matemático III

Para a confecção do terceiro modelo computacional foram utilizados os elementos do tipo SOLID45 para a modelagem de toda a estrutura, ou seja, tabuleiro e vigas.

As figuras Figura 31, Figura 32 e Figura 33 ilustram o modelo matemático.



**Figura 31 - Vigas do modelo sólido**

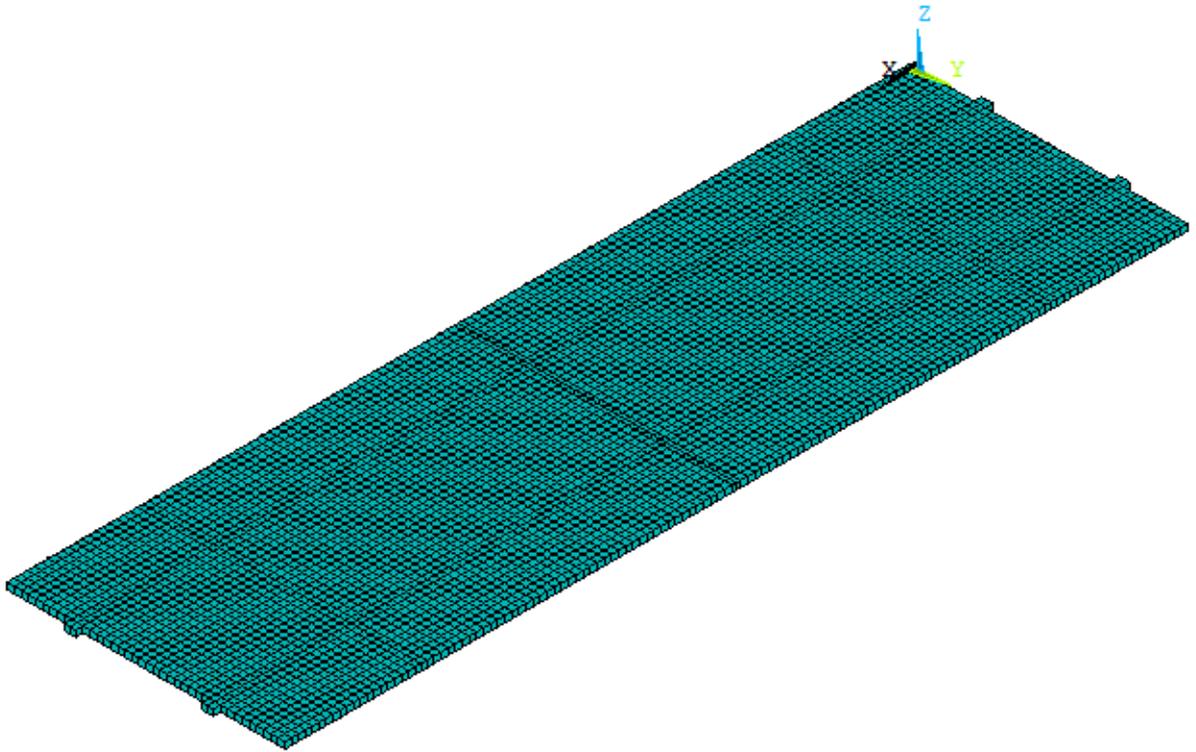


Figura 32 - Tabuleiro, lajes, do modelo sólido

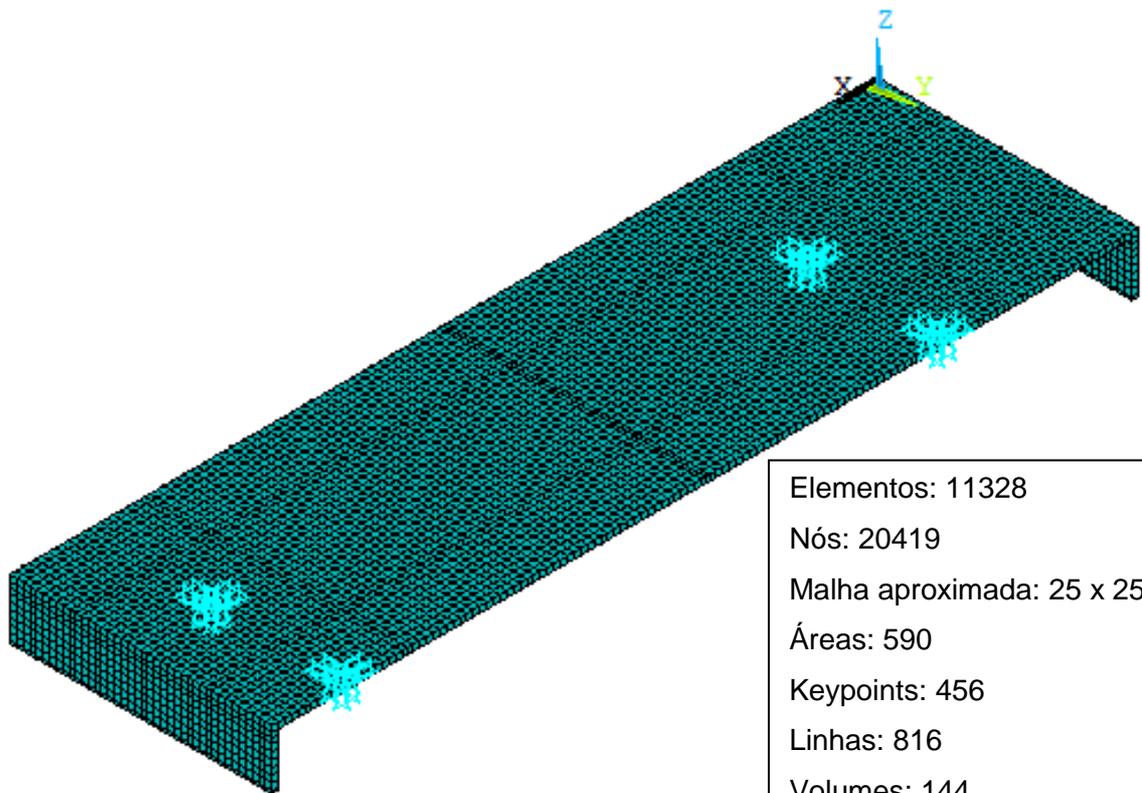


Figura 33 - Modelo em elemento finito sólido

## 6 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES

### 6.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados os autovalores (valores das frequências de vibração) e os autovetores (modos de vibração) da estrutura, da ponte em questão, modelada de acordo com os 3 modelos numéricos descritos no capítulo 5, para vibrações livres, de forma a se obter suas respectivas frequências e modos naturais de vibração.

### 6.2 Análise dos autovalores

Através da análise de vibração livre realizada pelo programa ANSYS [20], sobre o diferentes modelos numérico-computacionais, foram obtidos os valores das frequências de vibração (autovalores).

A fim de apresentar as saídas do programa ANSYS [20], foi gerada a Tabela 9, contendo os valores das frequências de vibração até o décimo modo, para os 3 modelos numérico-computacionais.

Tabela 9 – Frequências dos modelos

Frequência (Hz)	Modelo I	Modelo II	Modelo III
$f_{01}$	5,7879	7,3037	7,4815
$f_{02}$	9,2863	8,0923	8,2153
$f_{03}$	12,399	10,735	11,347
$f_{04}$	15,914	11,450	11,457
$f_{05}$	16,568	11,698	12,220
$f_{06}$	17,028	12,744	13,135
$f_{07}$	17,133	12,790	13,303
$f_{08}$	17,310	13,748	14,500
$f_{09}$	18,370	14,055	14,767
$f_{10}$	19,139	16,356	16,641

### 6.3 Análise dos autovetores

Através da análise de vibração livre realizada pelo programa ANSYS [20], sobre o diferentes modelos estruturais, foram obtidos os modos de vibração da estrutura (Autovetores), correspondente a cada um dos valores de vibração, apresentados no item 6.2. A seguir serão apresentados apenas os 6 primeiros modos de vibração da estrutura, que são mais significativos.

#### 6.3.1 Modelo matemático I

A fim de apresentar os modos de vibração para as correspondentes frequências de vibração do modelo matemático I, ver as figuras Figura 34 a Figura 39.

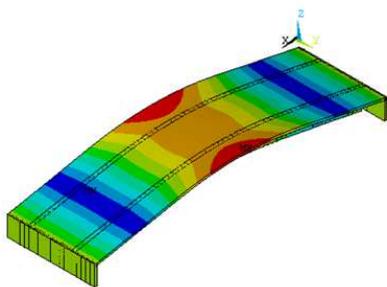


Figura 34 -  $f_{01} = 5,79$  Hz - modo de flexão longitudinal

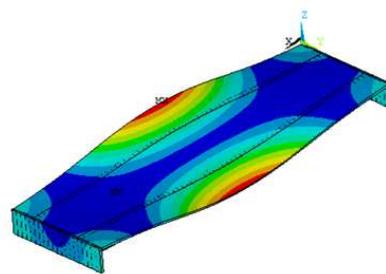


Figura 35 -  $f_{02} = 9,29$  Hz - modo de torção longitudinal

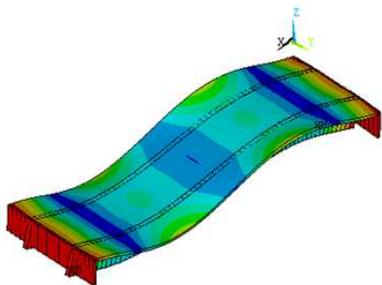


Figura 36 -  $f_{03} = 12,40$  Hz - modo de flexão composta longitudinal

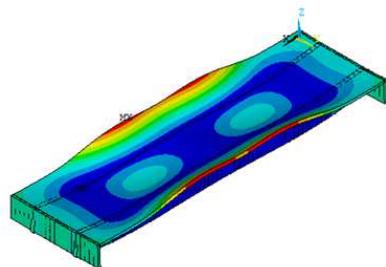


Figura 37 -  $f_{04} = 15,91$  Hz - modo de flexão das lajes

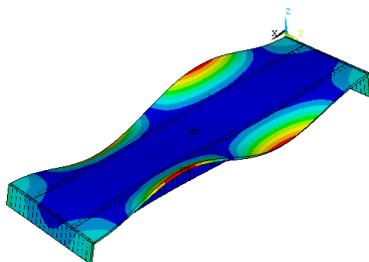


Figura 38 -  $f_{05} = 16,57$  Hz - modo de flexão composta das lajes

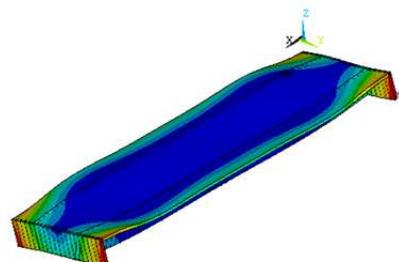


Figura 39 -  $f_{06} = 17,03$  Hz - modo de torção longitudinal

### 6.3.2 Modelo matemático II

A fim de apresentar os modos de vibração para as correspondentes frequências de vibração do modelo matemático II, ver as figuras Figura 40 a Figura 45.

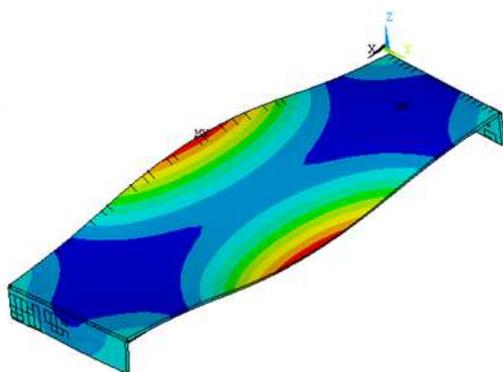


Figura 40 -  $f_{01} = 7,30$  Hz - modo de torção longitudinal

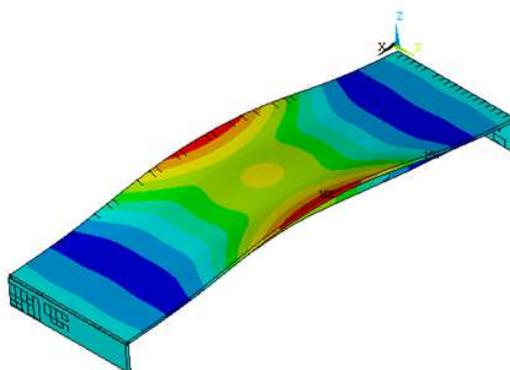


Figura 41 -  $f_{02} = 8,09$  Hz - modo de flexão das lajes

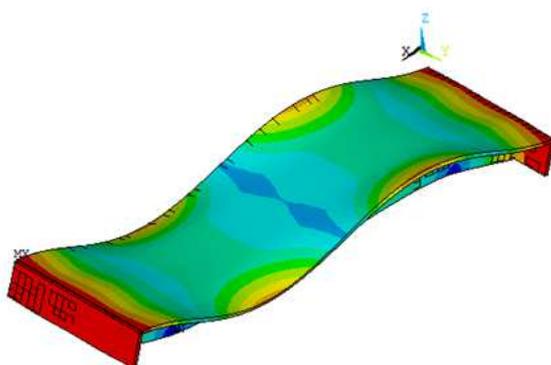


Figura 42 -  $f_{03} = 10,74$  Hz - modo de flexão composta longitudinal

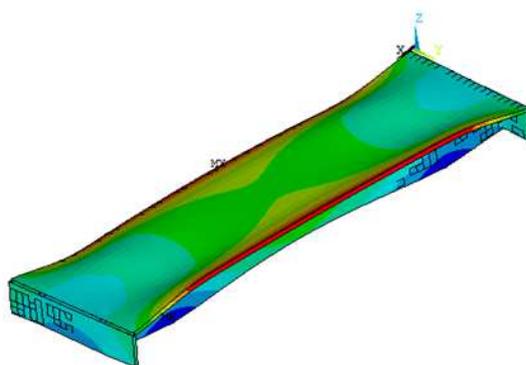


Figura 43 -  $f_{04} = 11,45$  Hz - modo de torção das lajes

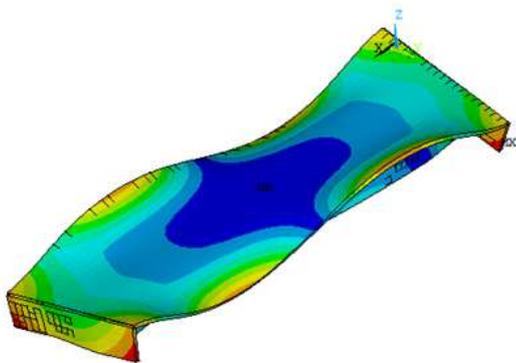


Figura 44 -  $f_{05} = 11,70$  Hz - modo de flexo-torção longitudinal

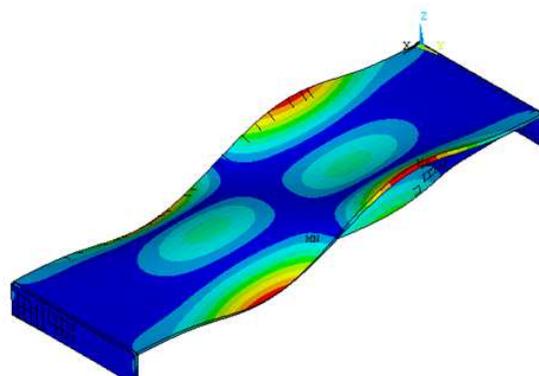
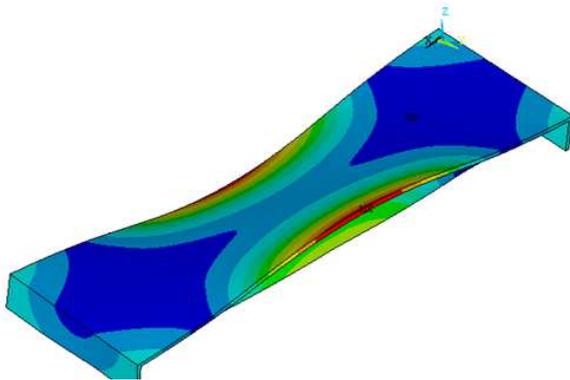


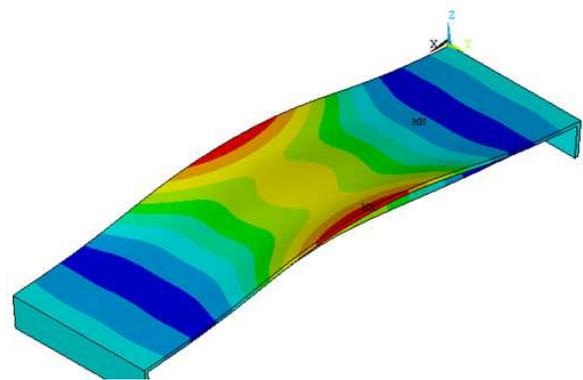
Figura 45 -  $f_{06} = 12,74$  Hz - modo de flexão composta das lajes

### 6.3.3 Modelo matemático III

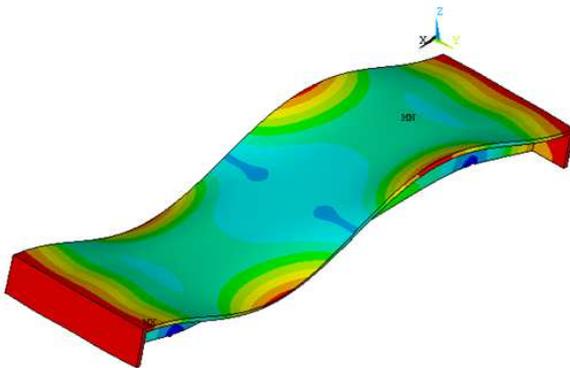
A fim de apresentar os modos de vibração para as correspondentes frequências de vibração do modelo matemático III, ver as figuras Figura 46 a Figura 51.



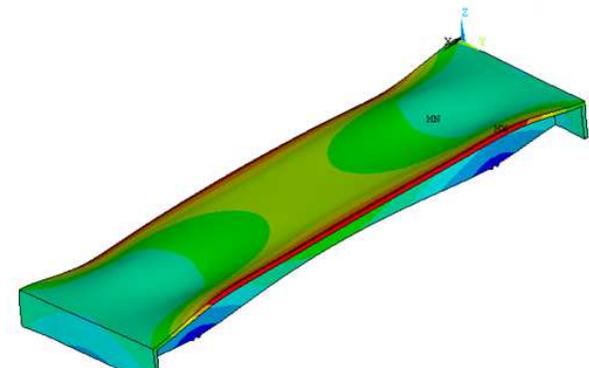
**Figura 46 -  $f_{01}= 7,48$  Hz - modo de torção longitudinal**



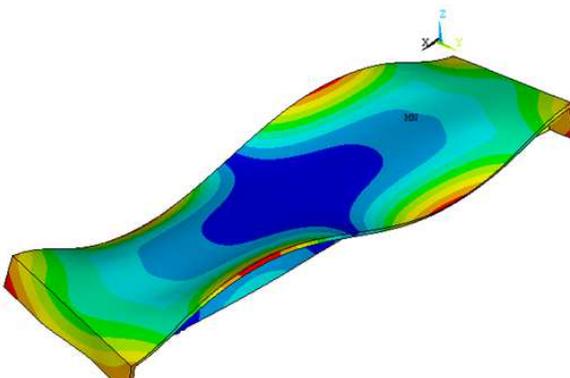
**Figura 47 -  $f_{02}= 8,22$  Hz - modo de flexão das lajes**



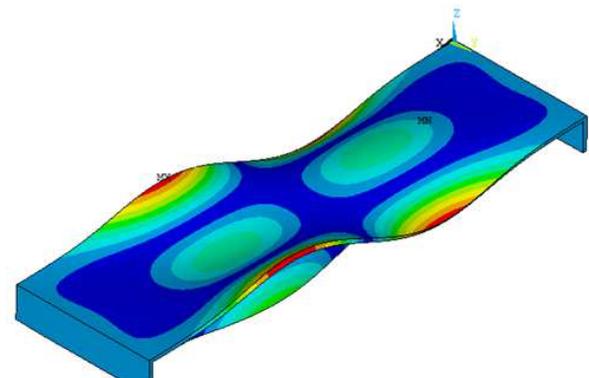
**Figura 48 -  $f_{03}= 11,35$  Hz - modo de flexão composta longitudinal**



**Figura 49 -  $f_{04}= 11,46$  Hz - modo de torção das lajes**



**Figura 50 -  $f_{05}= 12,22$  Hz - modo de flexo-torção longitudinal**



**Figura 51 -  $f_{06}= 13,14$  Hz - modo de flexão composta das lajes**

#### 6.4 Identificação do modelo computacional a ser utilizado

Uma vez que o item anterior apresentou a saída do programa ANSYS [20], para os 3 modelos propostos é possível neste momento definir qual modelo será o mais adequado para que se proceda com a verificação dinâmica da ponte.

No modelo matemático I, nota-se que em relação aos modos de vibração tem-se uma flexão única longitudinal, seguida de torção e posteriormente uma flexão composta ao longo do eixo longitudinal da ponte. O que demonstra que os elementos do tipo beam44, acabam por influenciar consideravelmente o modo de vibrar da estrutura.

Já nos modelos II e III, em relação aos modos de vibrar da estrutura, tem-se uma torção das lajes, seguida de uma flexão das mesmas e posteriormente uma flexão composta ao longo do eixo longitudinal da ponte. E o valor das frequências associadas aos modos de vibração são muito próximos, o que demonstra que o resultado destes modelos convergem e, portanto, deve ser um destes dois o modelo a ser escolhido para a verificação dinâmica.

É possível ainda realizar uma comparação percentual entre os modelos, tomando-se por base o modelo sólido (modelo III) e desta forma verifica-se que o valor da relação percentual entre a primeira frequência de torção do modelo I e do modelo II é de  $\frac{f_{02Mod I}}{f_{01Mod III}} = 1,24$  e  $\frac{f_{01Mod II}}{f_{01Mod III}} = 0,98$ . Enquanto que a relação entre a flexão longitudinal composta para os modelos I e II, tomando-se por base o modelo sólido (modelo III) é de  $\frac{f_{03Mod I}}{f_{03Mod III}} = 1,09$  e  $\frac{f_{03Mod II}}{f_{03Mod III}} = 0,95$ , o que demonstra que a relação entre os modelos II e III é bastante próxima (tende a unidade), reafirmando ser um destes dois o modelo a ser escolhido para a verificação dinâmica.

Analisando os modelos numérico-computacionais II e III, volta-se ao estudo de seus elementos e, como anteriormente apresentado, verifica-se que o modelo que apresenta os elementos do tipo SOLID45, que tem por características apresentar um maior número de nós (8 nós) em relação ao SHELL63 (4 nós), o que confere a aquele a capacidade de atuar como placa, laje ou viga, é o elemento mais próximo das características reais da estrutura e por conseguinte o mais indicado.

Sendo assim para a análise da estrutura será utilizado o modelo III, que possui a frequência natural de torção de 7,48 Hz e de flexão de 11,35 Hz.

## 7 ANÁLISE ESTÁTICA

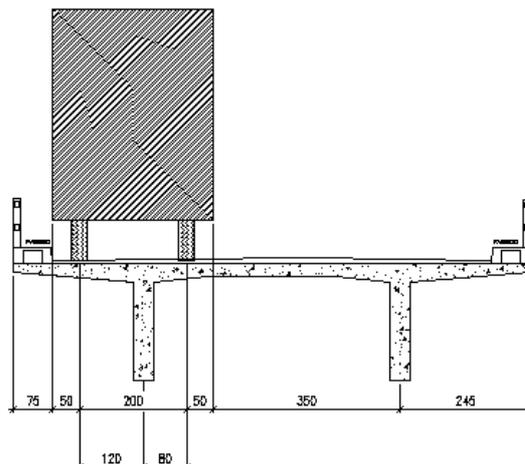
### 7.1 Introdução

O Objetivo deste trabalho é o de verificar a resistência à fadiga da estrutura da ponte sobre o rio Muqui do Sul, porém neste capítulo apresentar-se-á a análise estática desta ponte a fim de obter os resultados máximos, esforços e deformações, para a aplicação da carga móvel na posição que gere o maior esforço momento positivo.

### 7.2 Carregamentos adotados

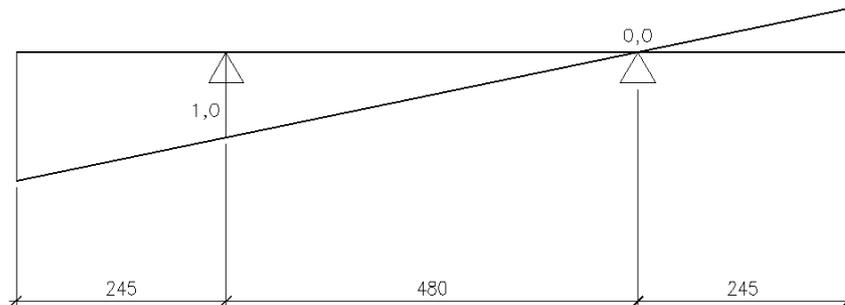
A fim de realizar a análise estática para a ponte deve-se adotar, em função da norma brasileira NBR-7187 [33], os seguintes carregamentos:

- Peso próprio da estrutura: calculado pelo programa ANSYS [20], em função da inércia dos elementos estruturais;
- Carga devido a pavimentação flexível, considerada a espessura de 7 cm de CBUQ com peso específico de  $18\text{kN/m}^3$ ;
- Recapeamento de  $2,0\text{ kN/m}^2$ ;
- Trem-tipo TB-45, da NBR-7188 [4], no meio do vão longitudinal da ponte, excêntrico a estrutura, sobre uma das vigas, conforme a Figura 52;
- Carga de multidão, da NBR-7188 [4], aplicada a todo o tabuleiro no valor de  $5,0\text{ kN/m}^2$ .

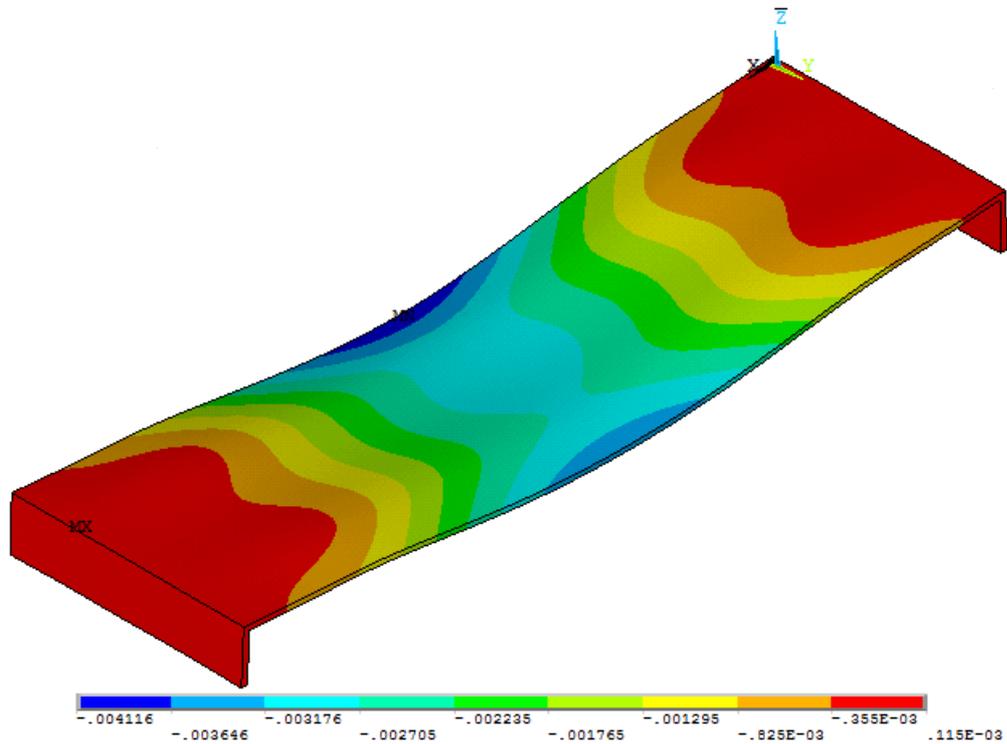


**Figura 52 - TB-45 excêntrico a estrutura.**

Vale mencionar que para o caso de pontes cuja estrutura principal seja composta por duas vigas principais tem-se o maior esforço em uma das vigas principais quando o carregamento atuante estiver sobre esta, conforme a linha de influência transversal da Figura 53.

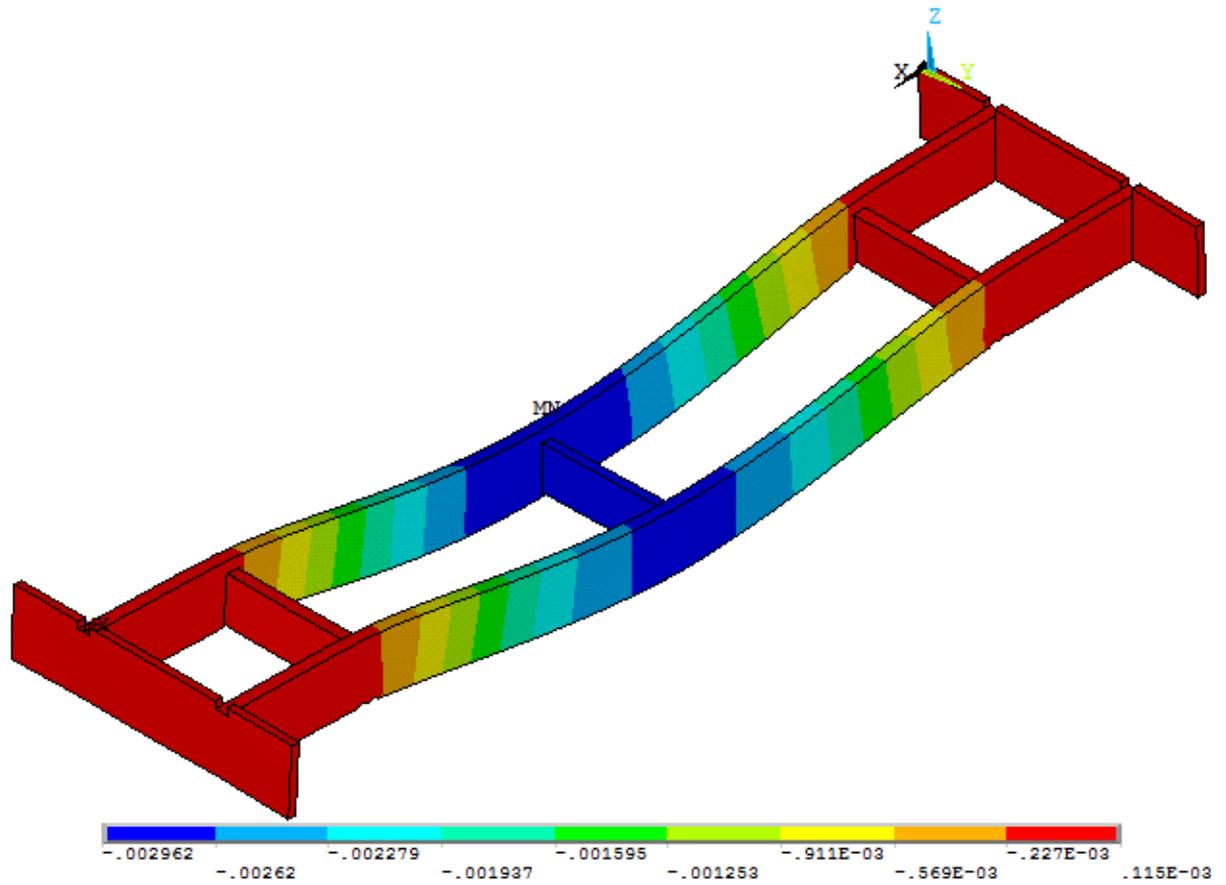
**Figura 53 - Linha de Influência transversal.****7.3 Análise dos resultados**

A fim de obter os máximos esforços solicitantes à estrutura da ponte, objeto deste trabalho, aplicou-se ao modelo numérico-computacional III os carregamentos descritos no item 7.2, realizando desta forma a modelagem estática da estrutura, no programa ANSYS [20] e, desta forma foram gerados o deslocamento máximo, momento fletor positivo máximo e esforço cortante, conforme apresentados a seguir.



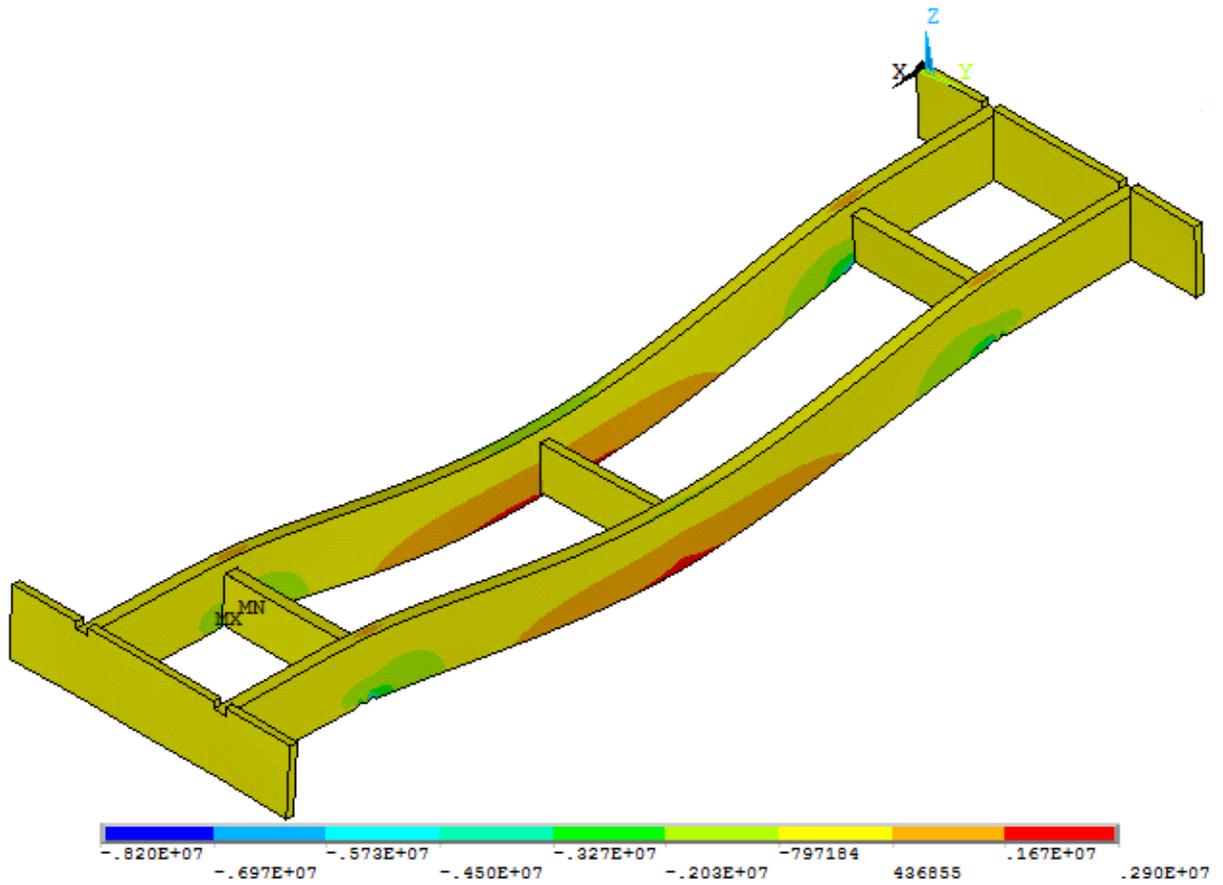
**Figura 54 - Estrutura deformada**

Baseado na Figura 54, verifica-se que a deformação máxima a que o tabuleiro da ponte estará submetido, quando empregados os carregamentos descritos no item 7.2, será cerca de 4,1mm, no meio do vão da estrutura, na extremidade das lajes.



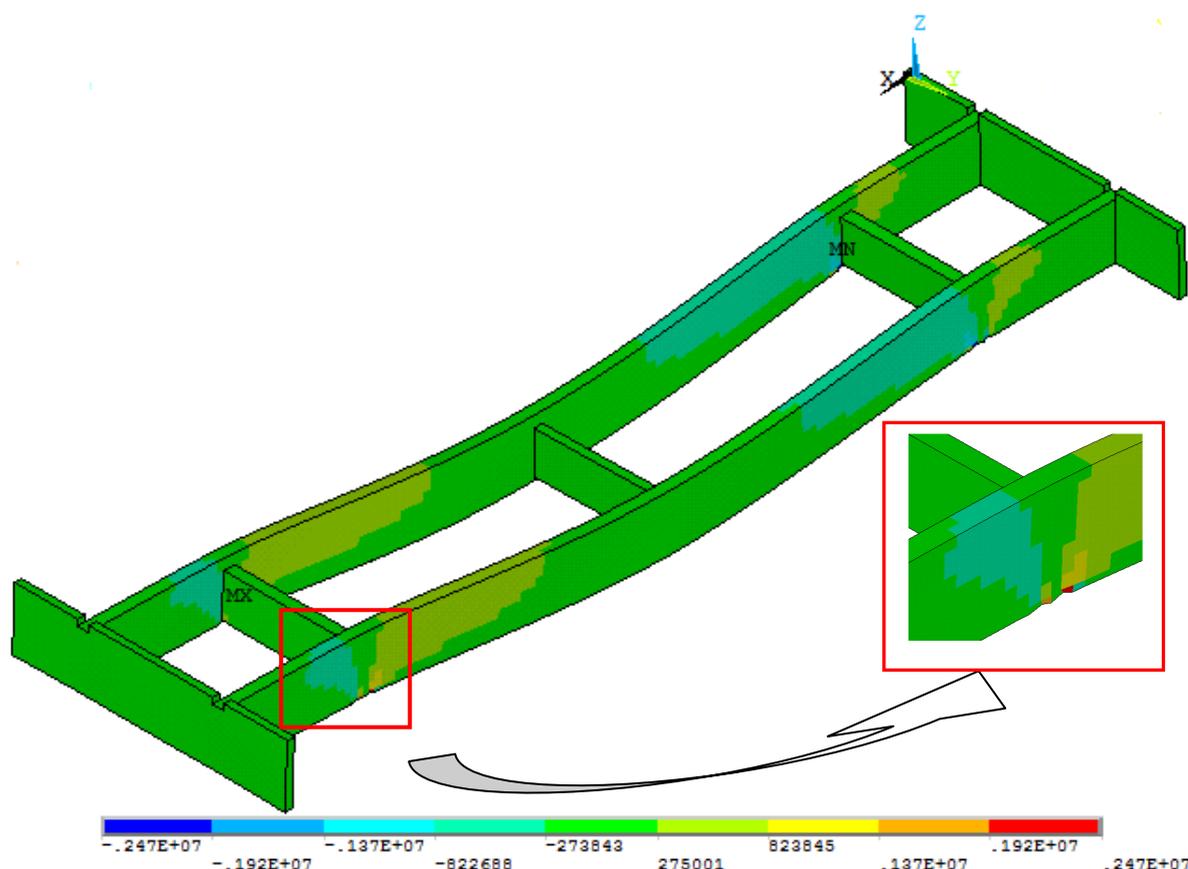
**Figura 55 - Deformada das vigas**

Baseado na Figura 55, verifica-se que a deformação máxima, das vigas principais da ponte quando submetidas aos carregamentos descritos no item 7.2, será de cerca de 3,0mm, no meio do vão da estrutura.



**Figura 56 - Momento longitudinal das vigas**

Na Figura 56, verifica-se que o momento máximo positivo atuante nas vigas principais é da ordem de  $290 \times 10^4$  Nm ou 2900 kNm, quando a estrutura estiver submetida aos carregamentos descritos no item 7.2.



**Figura 57 - Cortante Vertical das vigas**

Na Figura 57, verifica-se que o esforço cortante máximo nas vigas principais é da ordem de  $247 \times 10^4$  N ou 2470 kN, quando a estrutura estiver submetida aos carregamentos descritos no item 7.2.

De acordo com a tabela 13.2 da norma brasileira NBR 6118 [39], a flecha limite para a aceitabilidade sensorial de estruturas de concreto é da ordem de  $l/350$ . Sendo "l" o vão da ponte.

Assim, tem-se:

$$l=22,0\text{m}$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{l}{350} \quad (29)$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{22}{350} \therefore f_{\text{lim}} = 0,0628\text{m} \therefore f_{\text{lim}} = 62,8\text{mm}$$

Conforme apresentado na Figura 54 a flecha máxima da estrutura é de 4,1mm, valor este bastante inferior ao máximo estipulado pela norma, que é de 62,8mm, o que demonstra que a estrutura apresenta uma rigidez muito elevada, formada por peças muito robustas e, por conseguinte, antieconômicas.

Tendo em vista que o objetivo deste trabalho é a análise da estrutura da ponte à fadiga, retornar-se-á a análise dinâmica após se ter apresentado os resultados da análise estática da ponte, onde pode-se observar a flecha máxima imposta a estrutura, bem como, os valores do máximo esforço momento positivo e máximo esforço cortante nas vigas principais.

## 8 ANÁLISE DINÂMICA

### 8.1 Introdução

Neste capítulo será desenvolvida a análise do modelo numérico-computacional III, composto de elementos do tipo SOLID45 e para tanto foi utilizado o programa computacional ANSYS [20].

Para a análise do comportamento dinâmico da estrutura serão adotados carregamentos que variarão sua posição em função do tempo. Como se trata de uma ponte, estes carregamentos serão do tipo caminhões que solicitarão a mesma.

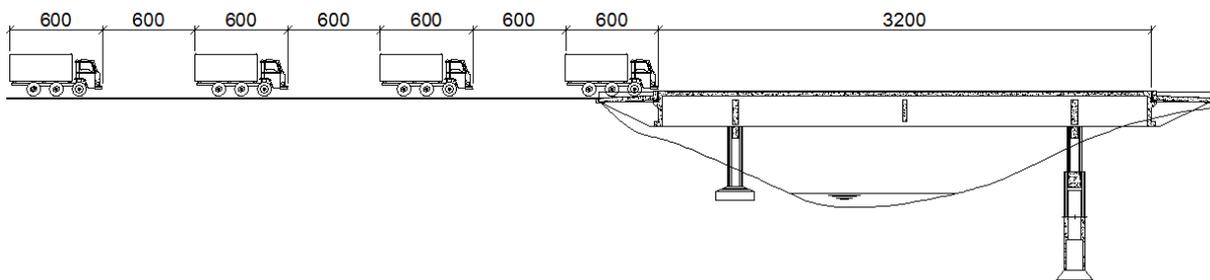
É de fundamental importância a decisão do ponto em que se fará a análise da variação de tensões da estrutura. Sendo assim como se trata de uma ponte isostática em concreto armado, tem-se na face inferior do meio do vão das vigas longarinas um ponto crítico e que, assim sendo, será o ponto verificado neste trabalho.

### 8.2 Carregamentos adotados

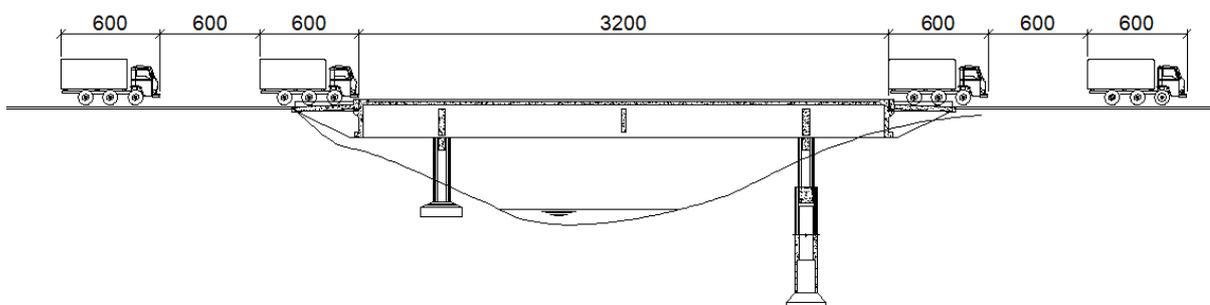
Para analisar a estrutura adotou-se o trem-tipo TB-45 da norma brasileira, NBR-7188 [4], onde foram confeccionados 6 posicionamentos distintos para a carga móvel, a saber:

- Modelo de Carregamento I: Trem-tipo composto por veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a obra e trafegando sobre a faixa central da ponte;
- Modelo de Carregamento II: Trem-tipo composto por veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a obra e trafegando de forma excêntrica sobre a ponte;
- Modelo de Carregamento III: Trem-tipo composto por 2 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte, percorrendo toda a faixa central da estrutura. Na saída destes 2 veículos inicia-se uma nova sequência de travessia de outros 2 veículos percorrendo novamente toda a superestrutura da ponte;

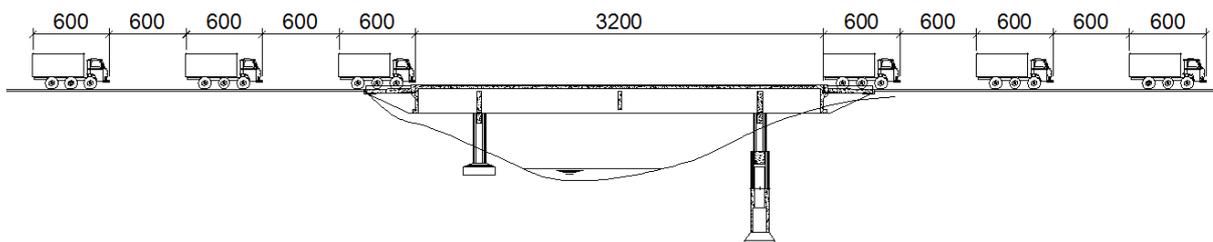
- Modelo de Carregamento IV: Trem-tipo composto por 2 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte e trafegando de forma excêntrica sobre a obra. Na saída destes 2 veículos inicia-se uma nova sequência de travessia de outros 2 veículos percorrendo novamente toda a superestrutura da ponte;
- Modelo de Carregamento V: Trem-tipo composto por 3 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte e trafegando de forma excêntrica sobre a obra. Na saída destes 3 veículos inicia-se uma nova sequência de travessia de outros 3 veículos percorrendo novamente toda a superestrutura da ponte;
- Modelo de Carregamento VI: Trem-tipo composto por 4 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte e trafegando de forma excêntrica sobre a obra. Na saída destes 4 veículos inicia-se uma nova sequência de travessia de outros 4 veículos percorrendo novamente toda a superestrutura da ponte.



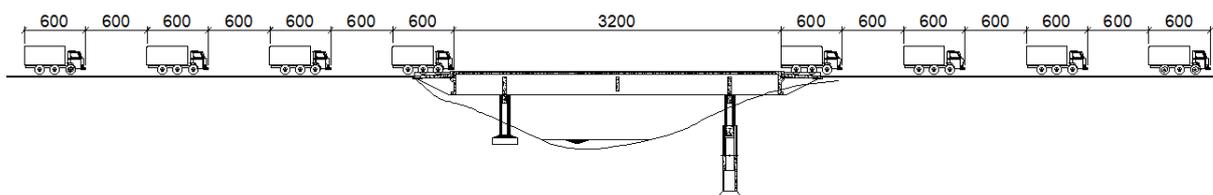
**Figura 58 - Ilustração referente aos modelos de carregamento I e II.**



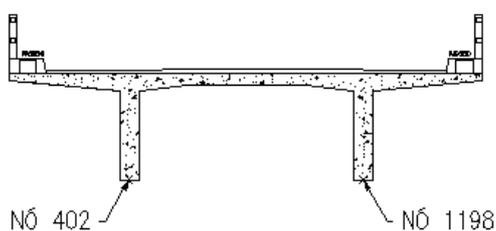
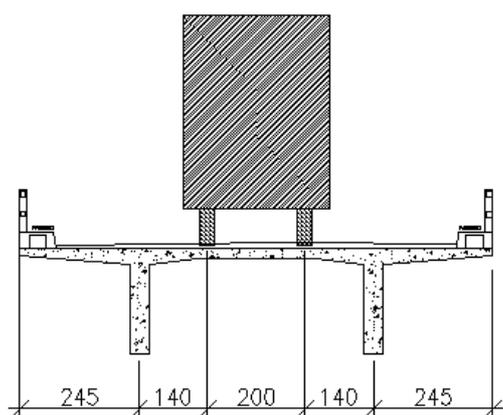
**Figura 59 - Ilustração referente aos modelos de carregamento III e IV.**



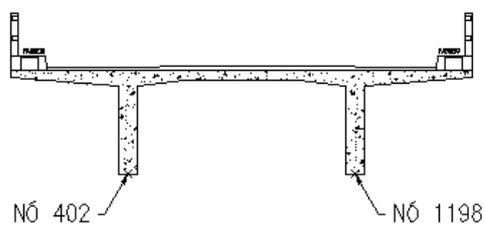
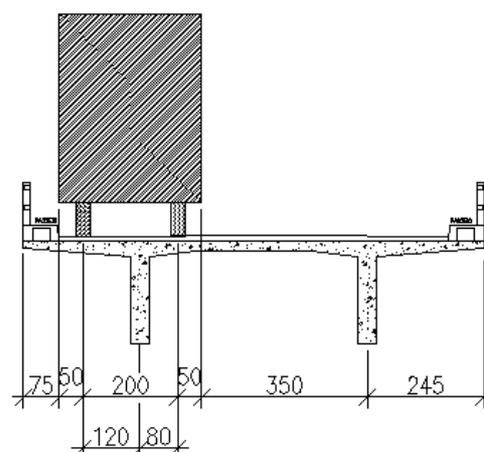
**Figura 60 - Ilustração referente ao modelo de carregamento V.**



**Figura 61 - Ilustração referente ao modelo de carregamento VI.**



**Figura 62 - Veículo centralizado.**



**Figura 63 - Veículo excêntrico.**

Conforme mencionado no item 7.2, tem-se uma estrutura apoiada sobre duas vigas principais, a disposição do trem-tipo sobre uma das vigas gera o maior esforço sobre esta e tem pequena influência sobre a outra viga. Desta forma caso fosse

gerado carregamento sobre a segunda viga (dois caminhões, lado a lado, percorrendo a estrutura ao longo do tempo) somente obter-se-ia influência na viga sob este caminhão, sem influência na outra viga. Desta forma gerou-se para os modelos V e VI apenas carregamentos excêntricos.

### 8.3 Frequência de excitação

No caso da estrutura em questão, conforme apresentado seu posicionamento e tipo de via no item 4.2, buscou-se alocar o trem-tipo em um caso possível de se repetir na prática de utilização, porém sendo o que gerasse as condições de carregamento mais desfavorável. Desta forma gerou-se a verificação a seguir, que tem por objetivo calcular a frequência de excitação do carregamento.

Comboio de veículos segundo a NBR 7188 [4] - Trem-tipo TB45

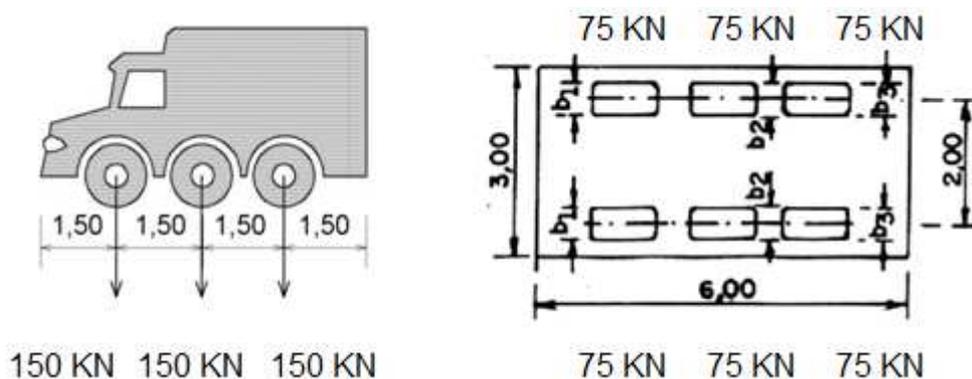


Figura 64 - TB-45 com cargas por eixos.

Para o cálculo da frequência de excitação, tem-se:

$$f_T = \frac{v}{l} \quad (30)$$

Onde:

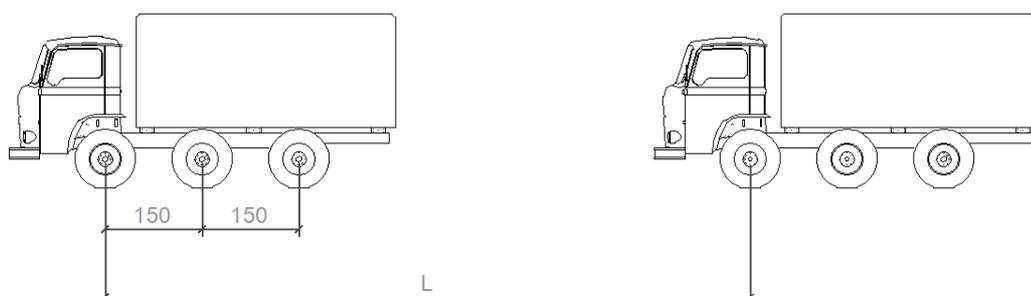
$f_T$ : frequência de excitação;

$v$ : velocidade da solitação;

$l$ : espaçamento entre veículos

$f_{01}$ : frequência fundamental da estrutura.

$f_{01}$ : 7,4815 Hz ; Conforme item 6.3.3.



**Figura 65 - Espaçamento entre veículos.**

A fim de apresentar as frequências de excitação dos carregamentos descritos no item 8.2, foi gerada a Tabela 10, que correlaciona o número de caminhões, formadores de um comboio, com a devida frequência de excitação gerada.

**Tabela 10 – Frequências de excitação dos carregamentos**

Nº de caminhões	$f_T$ (Hz)
2	1,39
3	0,69
4	0,46

Conforme mencionado na análise estática o modelo é muito rígido, onde as frequências de excitação dos carregamentos são muito inferiores às frequências naturais da ponte (torção - 7,48 Hz e flexão - 11,35 Hz).

#### **8.4 Procedimento de análise**

Com a finalidade de analisar dinamicamente a estrutura, gerou-se um APDL (modo de entrada utilizado pelo programa computacional ANSYS [20], onde se gera um modelo computacional através da localização de seus nós e elementos e descrição dos mesmos).

Uma vez gerado o APDL e aplicado ao programa, o passo seguinte é gerar as cargas dinâmicas e para isso utilizou-se uma planilha de geração de cargas onde varia-se a posição do trem-tipo em função do tempo de forma que o carregamento percorra toda a estrutura ao longo do tempo.

A seguir é gerado um novo APDL onde deve-se, em função das frequências do modelo estudado, aplicar os fatores de amortecimento dinâmicos  $\alpha$  e  $\beta$  e a seguir aplicar rotina para permitir ao programa ANSYS [20] ler as planilhas de carga geradas, elaborando assim uma análise transiente.

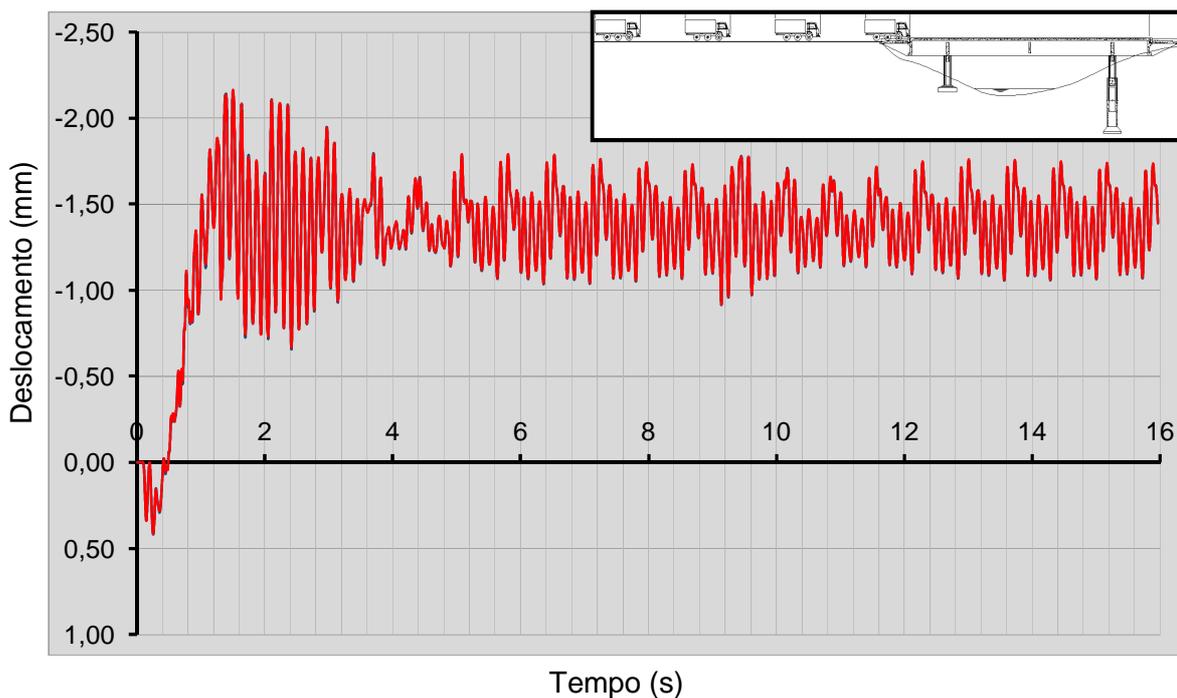
## **8.5 Análise dos resultados**

Com a aplicação da rotina de análise apresentada no item 8.4, o programa ANSYS [20] é capaz de realizar a análise dinâmica e desta forma extraem-se os resultados.

Tendo em vista que o tempo de processamento para todos os carregamentos foi de 15,96 segundos e o intervalo de integração utilizado foi de 0,005 segundos, os dados gerados são muito extensos e sua apresentação não se faz necessária para este trabalho.

### **8.5.1 Modelo de carregamento I**

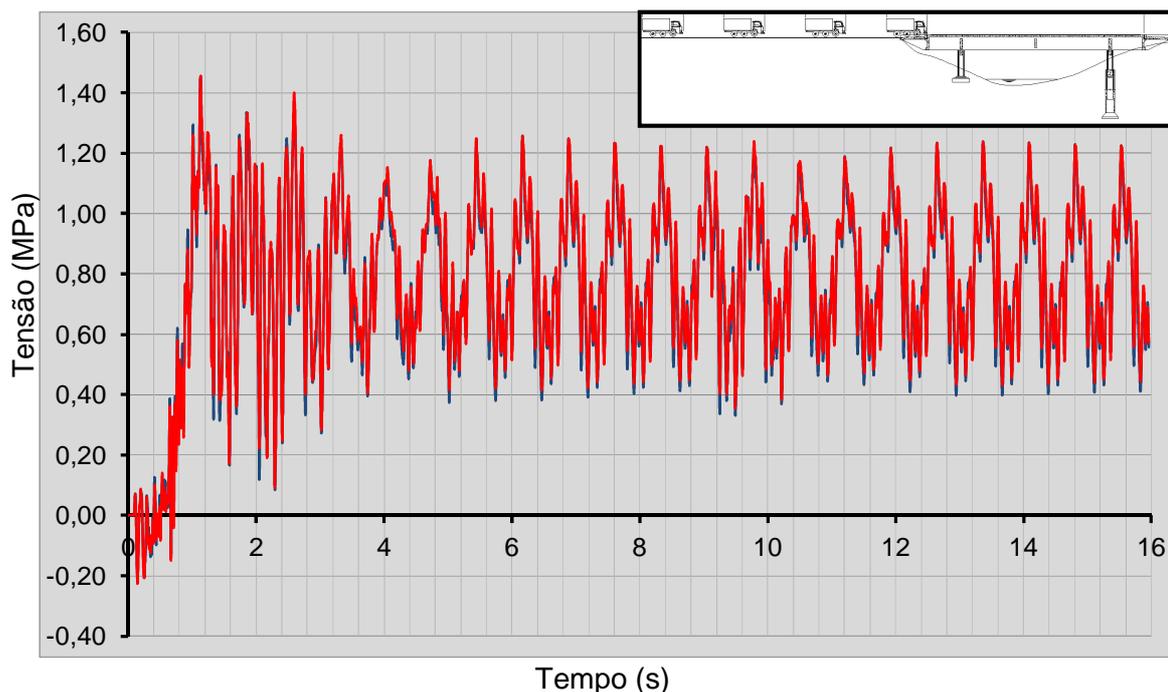
A Figura 66 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 62).



**Figura 66 - Deslocamento translacional nodal.**

Observa-se que para o modelo de carregamento I o deslocamento máximo imposto aos nós centrais é da ordem de 2,2mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 1,7mm para a fase permanente de vibração.

Da mesma forma como descrito para o gráfico da variação no tempo dos deslocamentos translacionais, na Figura 67 será apresentado gráfico para a variação das tensões ao longo do tempo, para os mesmos pontos analisados.

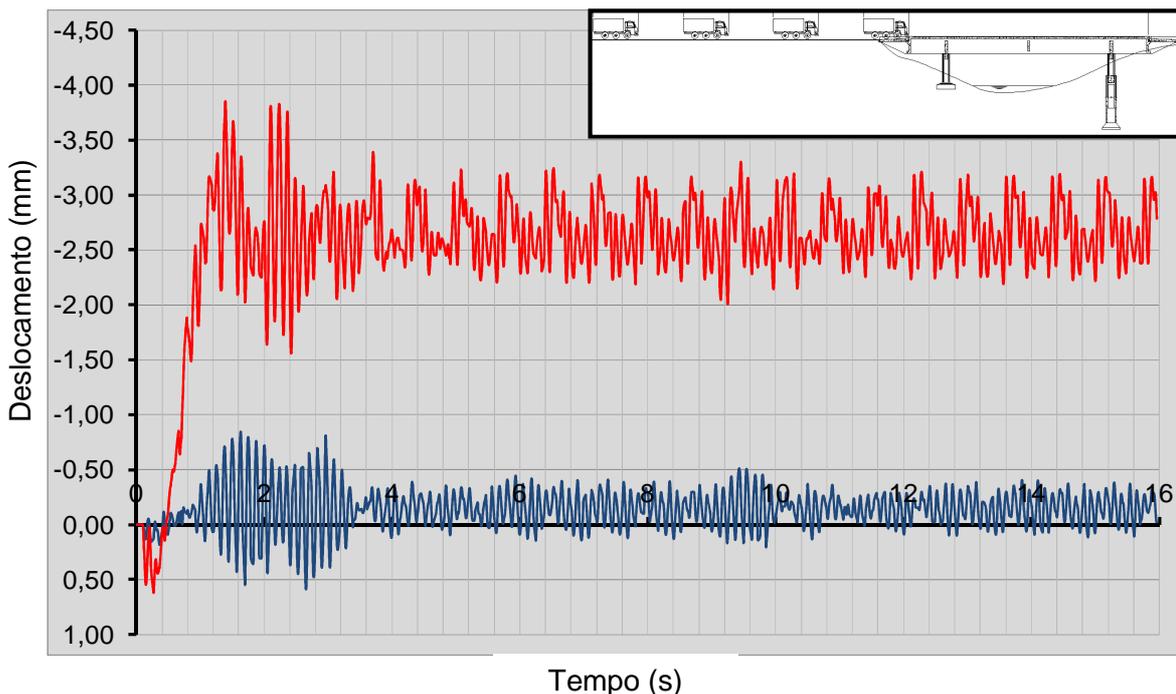


**Figura 67 - Tensão nodal.**

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 1,5 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do terceiro segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões é da ordem de 1,2 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

#### 8.5.2 Modelo de carregamento II

A Figura 68 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 63).

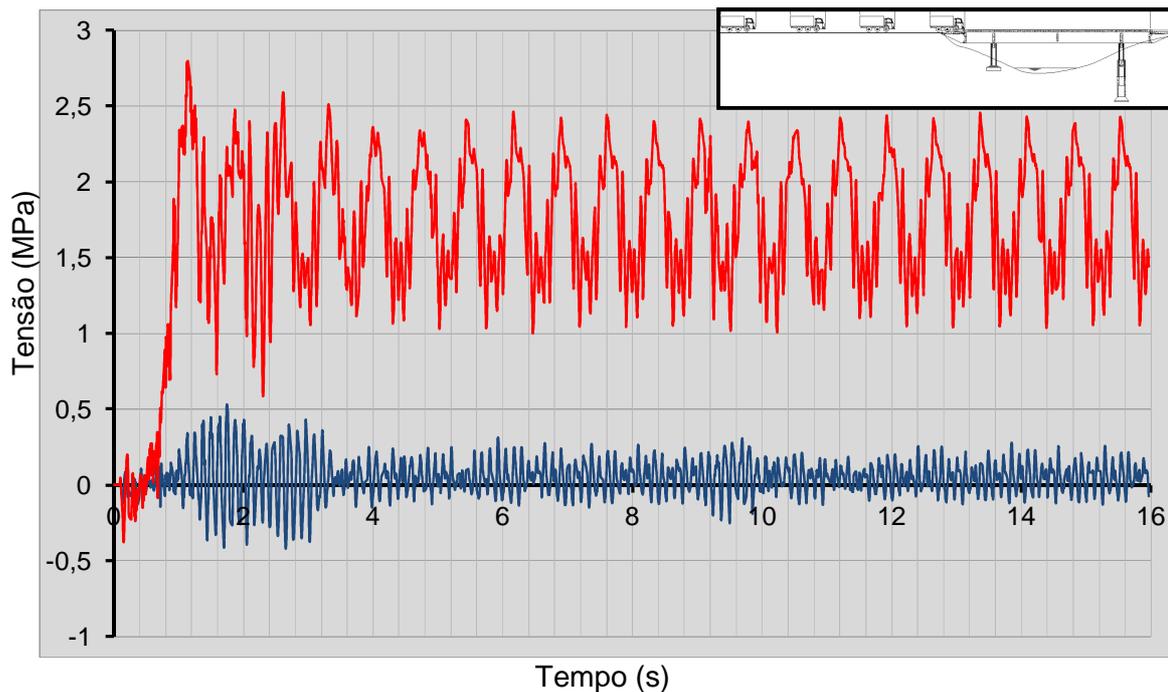


**Figura 68 - Deslocamento translacional nodal.**

Nota-se que para a carga excêntrica os deslocamentos impostos no nó 402, representados pela curva em vermelho, são bastante superiores aos deslocamentos obtidos no nó 1198, representado pela curva em azul.

Observa-se ainda que para o modelo de carregamento II o deslocamento máximo imposto ao nó central 402 é da ordem de 3,9mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 3,2 mm para a fase permanente de vibração.

Da mesma forma como descrito para o gráfico da variação no tempo dos deslocamentos translacionais, na Figura 68 será apresentado gráfico para a variação das tensões ao longo do tempo, para os mesmos pontos analisados.



**Figura 69 - Tensão nodal.**

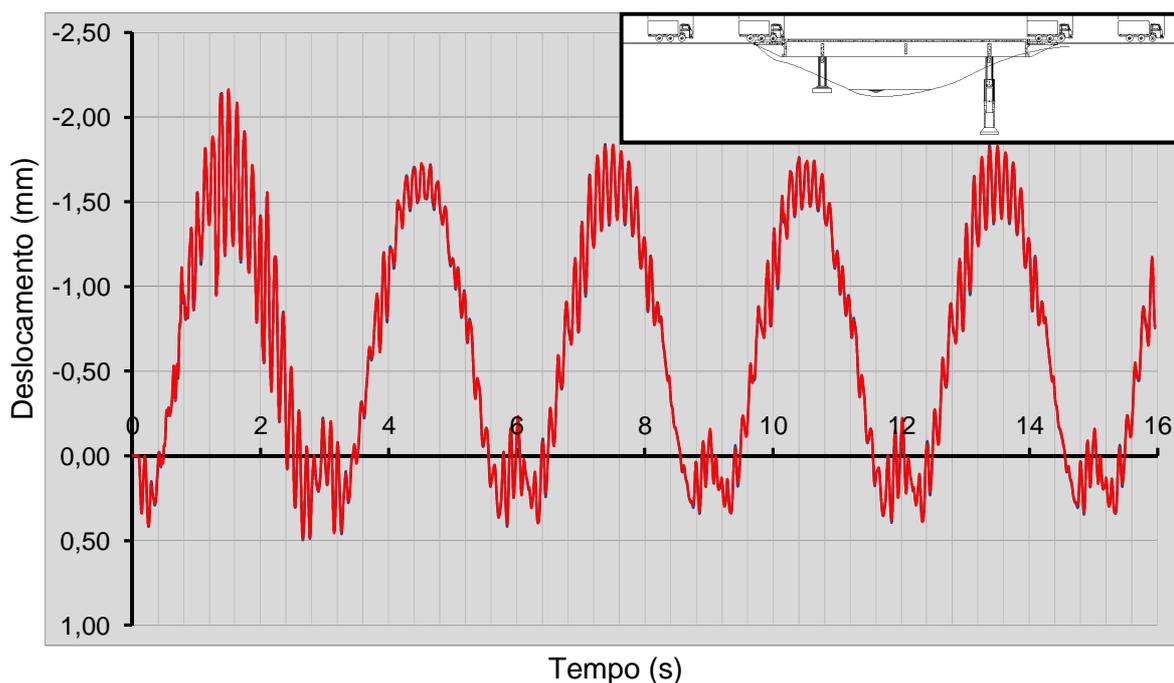
Para o modelo de carregamento I, como o veículo estava centralizado na estrutura, não havia diferença entre os deslocamentos e as tensões apresentadas nos nós 402 e 1198, pontos na face inferior, no meio das vigas longarinas da ponte, equidistantes do carregamento.

Porém no caso do veículo excêntrico a estrutura, verifica-se através do gráfico da Figura 69, que o nó 402, representado pela curva em vermelho, apresenta uma oscilação de tensões bastante superior ao nó 1198. Isto se deve ao fato de o carregamento se situar basicamente sobre o nó 402, conforme observado na Figura 63.

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 2,8 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do terceiro segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões ocorrida é da ordem de 2,5 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

### 8.5.3 Modelo de carregamento III

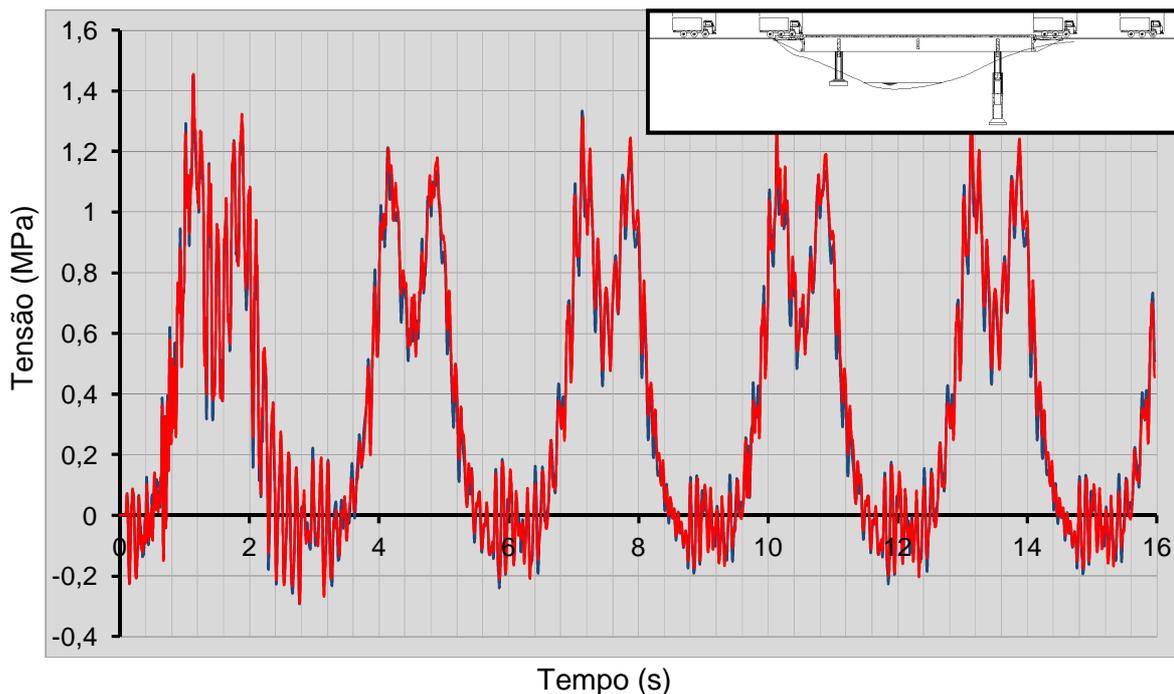
A Figura 70 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 62).



**Figura 70 - Deslocamento translacional nodal.**

Observa-se que para o modelo de carregamento III o deslocamento máximo imposto aos nós centrais é da ordem de 2,2mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 1,8mm para a fase permanente de vibração.

Da mesma forma como descrito para o gráfico da variação no tempo dos deslocamentos translacionais, na Figura 71 será apresentado gráfico para a variação das tensões ao longo do tempo, para os mesmos pontos analisados.

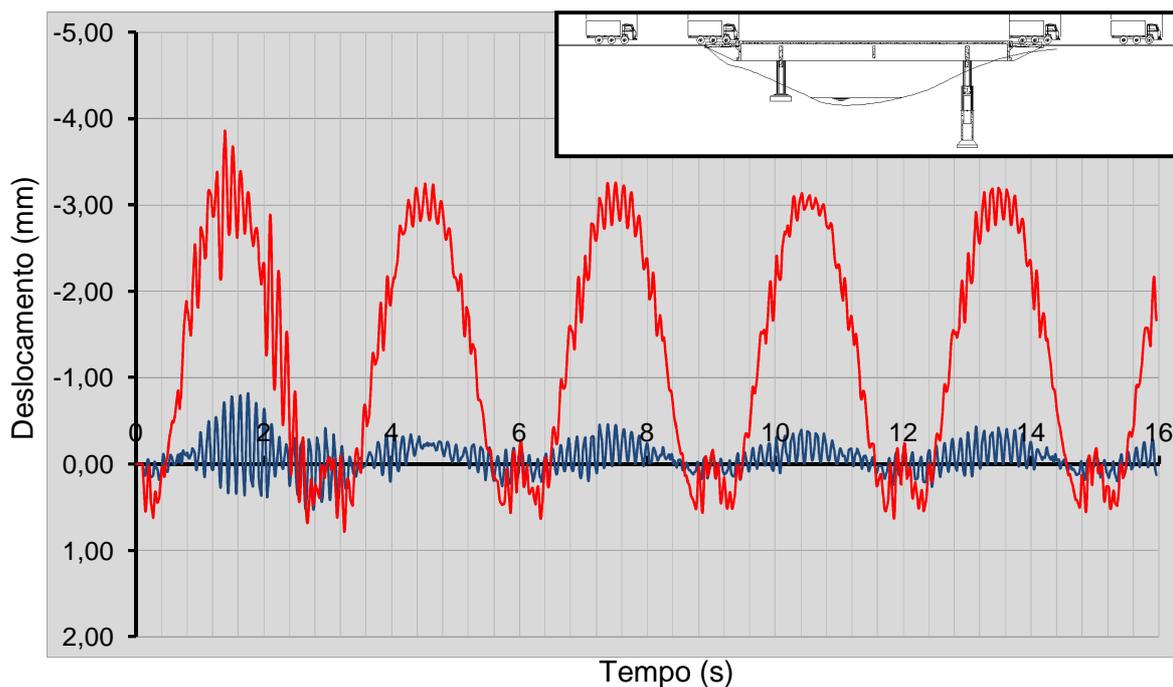


**Figura 71 - Tensão nodal.**

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 1,5 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do terceiro segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões ocorrida é da ordem de 1,3 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

#### 8.5.4 Modelo de carregamento IV

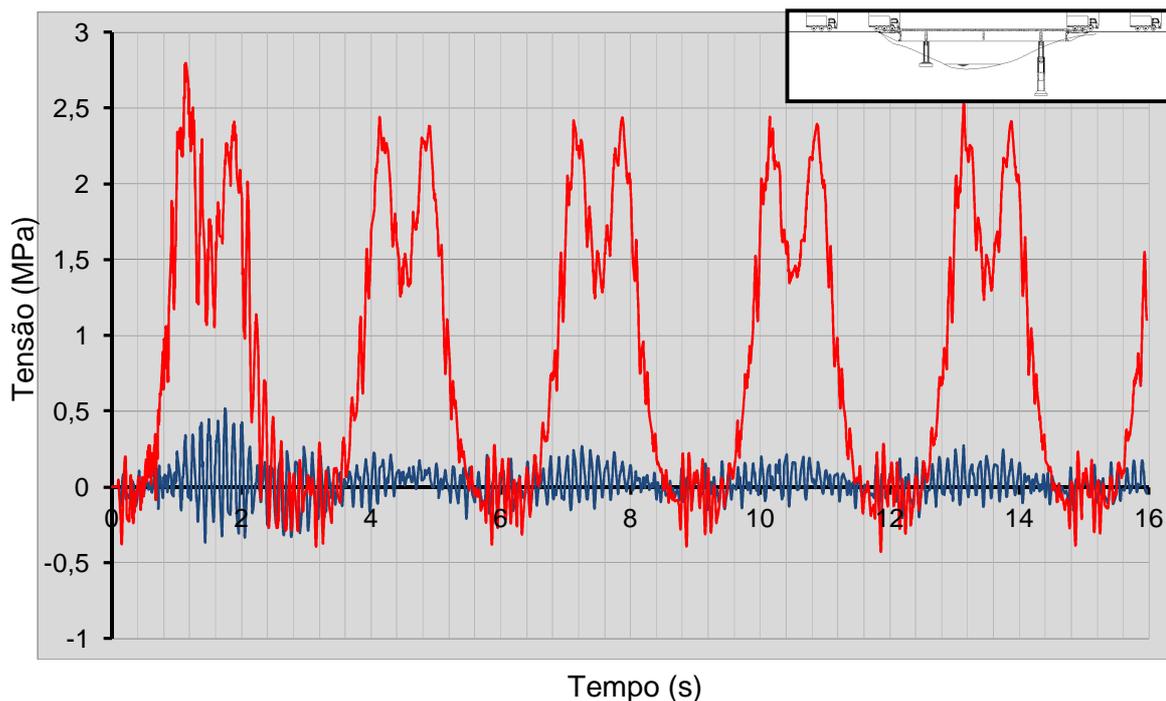
A Figura 72 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 63).



**Figura 72 - Deslocamento translacional nodal.**

Nota-se que para a carga excêntrica os deslocamentos impostos no nó 402, representados pela curva em vermelho, são bastante superiores aos deslocamentos obtidos no nó 1198, representado pela curva em azul.

Observa-se ainda que para o modelo de carregamento IV o deslocamento máximo imposto ao nó central 402 é da ordem de 4,0mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 3,1mm para a fase permanente de vibração.



**Figura 73 - Tensão nodal.**

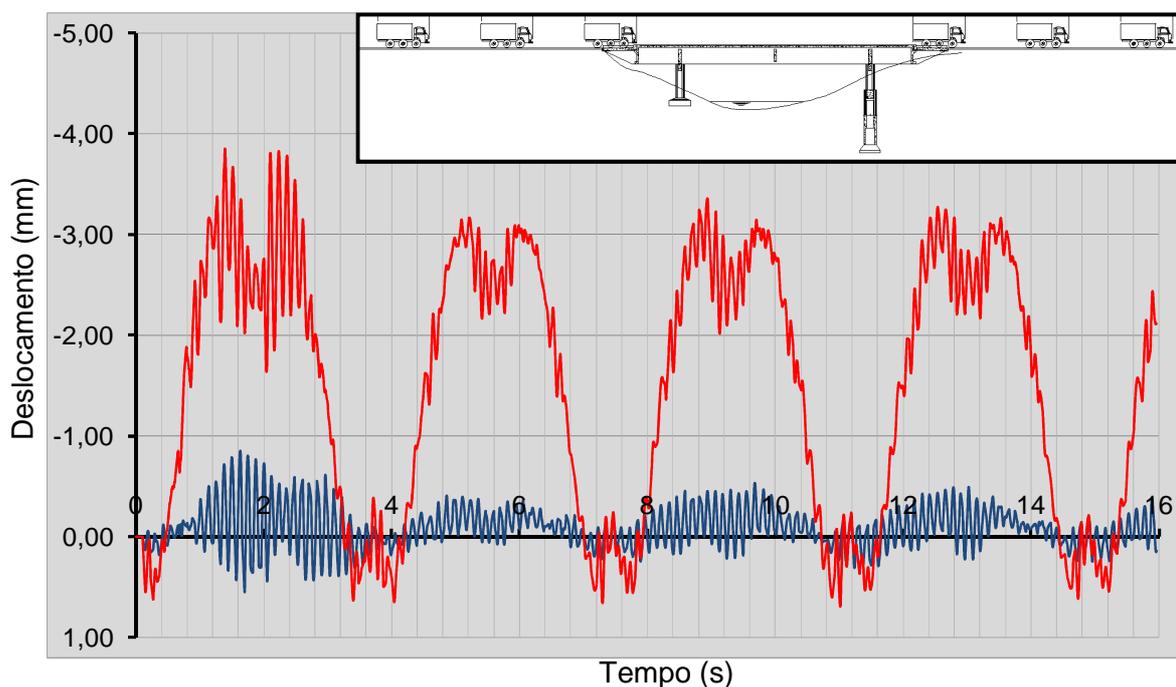
Para os modelos de carregamento I e III, como o veículo estava centralizado na estrutura, não havia diferença entre os deslocamentos e as tensões apresentadas nos nós 402 e 1198, pontos na face inferior, no meio das vigas longarinas da ponte, equidistantes do carregamento.

Porém no caso do veículo excêntrico a estrutura, verifica-se através do gráfico da Figura 73, que o nó 402, representado pela curva em vermelho, apresenta uma oscilação de tensões bastante superior ao nó 1198. Isto se deve ao fato de o carregamento se situar basicamente sobre o nó 402, conforme observado na Figura 63.

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 2,9 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do terceiro segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões ocorrida é da ordem de 2,4 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

### 8.5.5 Modelo de carregamento V

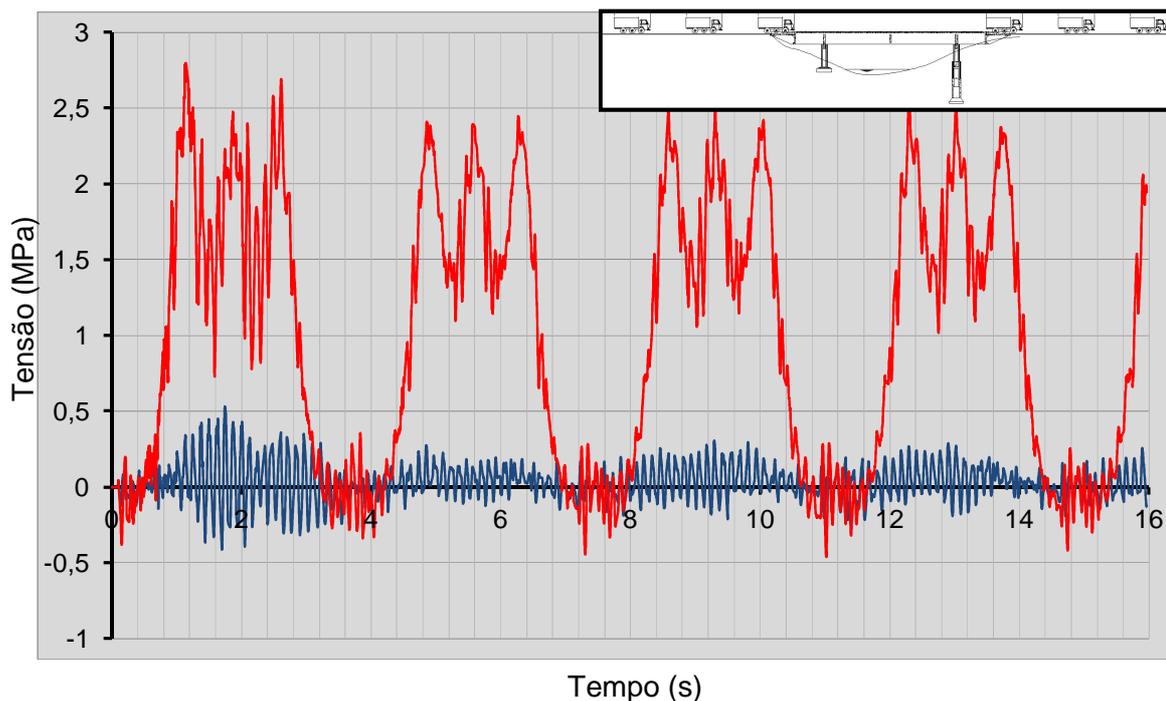
A Figura 74 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 63).



**Figura 74 - Deslocamento translacional nodal.**

Nota-se que para a carga excêntrica os deslocamentos impostos no nó 402, representados pela curva em vermelho, são bastante superiores aos deslocamentos obtidos no nó 1198, representado pela curva azul.

Observa-se ainda que para o modelo de carregamento V o deslocamento máximo imposto ao nó central 402 é da ordem de 4,0mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 3,2mm para a fase permanente de vibração.



**Figura 75 - Tensão nodal.**

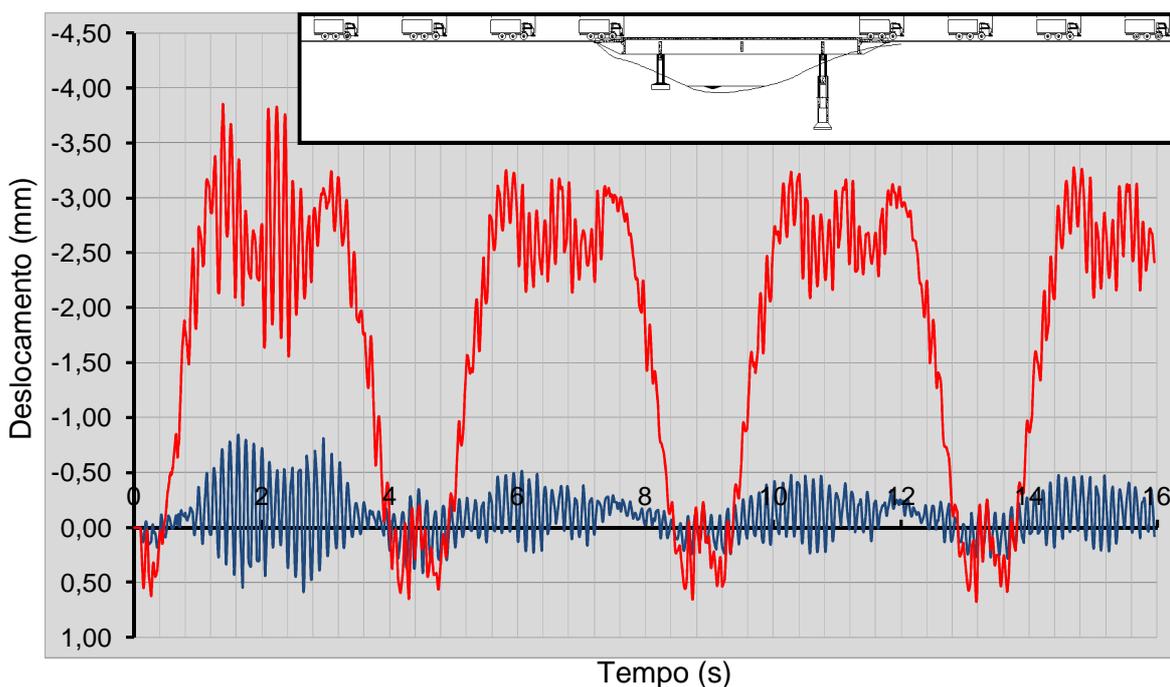
Para os modelos de carregamento I e III, como o veículo estava centralizado na estrutura, não havia diferença entre os deslocamentos e as tensões apresentadas nos nós 402 e 1198, pontos na face inferior, no meio das vigas longarinas da ponte, equidistantes do carregamento.

Porém no caso do veículo excêntrico a estrutura, verifica-se através do gráfico da Figura 75, que o nó 402, representado pela curva em vermelho, apresenta uma oscilação de tensões bastante superior ao nó 1198. Isto se deve ao fato de o carregamento se situar basicamente sobre o nó 402, conforme observado na Figura 63.

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 2,9 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do quinto segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões ocorrida é da ordem de 2,5 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

### 8.5.6 Modelo de carregamento VI

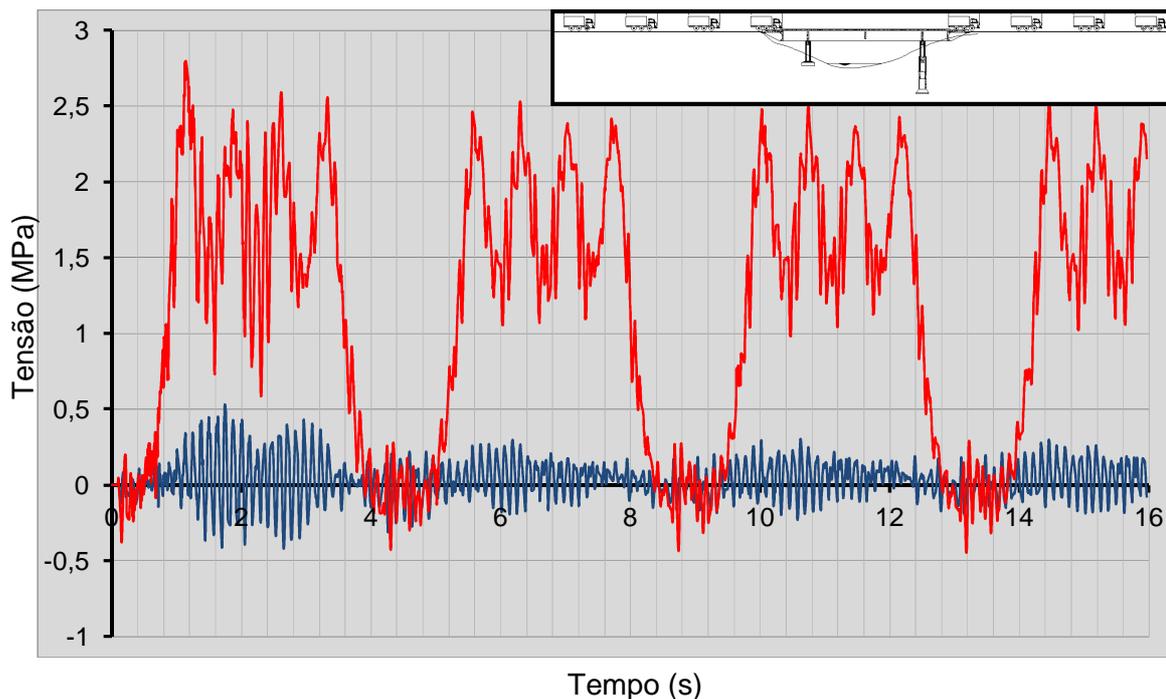
A Figura 76 apresenta o gráfico para a variação no tempo dos deslocamentos translacionais, no meio do vão das vigas principais, face inferior, da ponte em estudo, com base nos resultados extraídos do ANSYS [20], para os nós 402, representado pela curva em vermelho, e 1198, representado pela curva em azul (para o posicionamento destes ver Figura 63).



**Figura 76 - Deslocamento translacional nodal.**

Nota-se que para a carga excêntrica os deslocamentos impostos no nó 402, representados pela curva em vermelho, são bastante superiores aos deslocamentos obtidos no nó 1198, representado pela curva azul.

Observa-se ainda que para o modelo de carregamento VI o deslocamento máximo imposto ao nó central 402 é da ordem de 3,9mm para a fase transiente de excitação e da ordem de 3,2mm para a fase permanente de vibração.



**Figura 77 - Tensão nodal.**

Para os modelos de carregamento I e III, como o veículo estava centralizado na estrutura, não havia diferença entre os deslocamentos e as tensões apresentadas nos nós 402 e 1198, pontos na face inferior, no meio das vigas longarinas da ponte, equidistantes do carregamento.

Porém no caso do veículo excêntrico a estrutura, verifica-se através do gráfico da Figura 77, que o nó 402, representado pela curva em vermelho, apresenta uma oscilação de tensões bastante superior ao nó 1198. Isto se deve ao fato de o carregamento se situar basicamente sobre o nó 402, conforme observado na Figura 63.

Nota-se que a ponte, para este carregamento atuante, apresenta na fase transiente de vibração uma variação de tensões máxima da ordem de 2,8 MPa e entra na fase permanente de vibração, a partir do terceiro segundo de análise e nesta fase a variação máxima de tensões ocorrida é da ordem de 2,5 MPa, sendo esta fase a responsável pela análise à fadiga da estrutura.

## 8.6 Análise quantitativa dos resultados

Neste item será realizada uma análise quantitativa dos resultados demonstrados no item 8.5, sendo apresentados os valores relativos ao modo permanente de vibração, visto que este se caracteriza por expressar o comportamento dinâmico da estrutura, ou seja, caracteriza a forma já estabilizada e amortecida com que a estrutura se comporta quando submetida a um carregamento e que, portanto, é a fase do carregamento a ser utilizada na análise à fadiga.

A Tabela 11 apresenta os resultados para os 6 casos de carregamento estudados, para a fase permanente de vibração.

Tabela 11 – Resultados do modelo III em função dos carregamentos

Caso de Carregamento	Deslocamento (mm)	Tensão (MPa)	Nº de caminhões por comboio	Posição
I	1,7	1,2	Semi-infinito	Centralizado
II	3,2	2,5	Semi-infinito	Excêntrico
III	1,8	1,3	2	Centralizado
IV	3,1	2,4	2	Excêntrico
V	3,2	2,5	3	Excêntrico
VI	3,2	2,5	4	Excêntrico

Por meio dos valores apresentados para os carregamentos gerados, pode-se observar que o deslocamento máximo imposto a estrutura, no nó 402, é de 3,2mm e a tensão máxima é de 2,5MPa, para a fase permanente de vibração. E verifica-se ainda que para os casos de carregamento excêntrico a estrutura, quando se faz percorrer ao longo do tempo comboios formados por 3 ou mais veículos, o deslocamento máximo e tensão máxima correspondem aos valores máximos apresentados.

É possível verificar ainda que para os casos de carregamento I e II, assim como III e IV, os casos em que o carregamento concentra-se sobre uma das vigas, percorrendo a estrutura de forma excêntrica, geram os maiores deslocamentos e tensões se comparados aos casos centralizados.

No capítulo 7 ,verificou-se que a flecha máxima, estática da estrutura, é de 4,1mm, enquanto que a flecha dinâmica máxima foi de 3,2mm, porém esta se repete inúmeras vezes ao longo da passagem do carregamento de forma a gerar esforços repetitivos que influenciarão na resistência da estrutura à fadiga. Essa diferença verificada no valor encontrado para as flechas pode ser analisado tendo em vista que para o cálculo da flecha estática não são considerados os nós adjacentes enquanto que na análise dinâmica a estrutura se deforma em função da passagem do carregamento e para cada instante tem-se a influência das flechas dos nós adjacentes, obtendo-se uma curva mais suave para a resposta da estrutura, quando comparada a análise estática.

## **9 VERIFICAÇÃO À FADIGA**

### **9.1 Introdução**

Neste capítulo será desenvolvida a análise à fadiga dos resultados das tensões obtidos pelo programa ANSYS [20], referentes ao modelo numérico III.

Como mencionado no capítulo 8, a escolha do ponto de análise já fora realizada e será a face inferior da viga longitudinal no meio do vão da ponte (nó 402).

Baseado no ponto de análise escolhido associado ao histórico de tensões apresentado, será realizada a contagem dos ciclos, pelo método Rainflow, e em seguida verificar-se-á o tempo de vida útil da estrutura.

Com a finalidade de se comparar as normas estruturais discriminadas no capítulo 3, será desenvolvida uma tabela apresentando os resultados obtidos para a vida útil da estrutura para os diferentes casos de carregamento apresentados, para o nó 402.

### **9.2 Contagem de ciclos**

A contagem dos ciclos dos históricos de tensão, será realizada através do método Rainflow, já demonstrado no item 1.2.7. Porém como os históricos apresentados são muito complexos, utilizar-se-á uma rotina implementada no programa Matlab [41], que analisará o histórico de tensões, realizando a contagem de ciclos de acordo com a amplitude de variação de tensão dos mesmos.

### **9.3 Análise da fadiga**

O fenômeno da fadiga estrutural é decorrente da ação de esforços repetitivos à estrutura, desta forma, para se analisar a ação da fadiga em uma estrutura deve-se observar a fase permanente de vibração, uma vez que esta fase se caracteriza pela ocorrência destes esforços.

A partir do ponto determinado para a análise à fadiga (nó 402), manipular-se-á os resultados, de tensões geradas por carregamento, do programa ANSYS [20] e

em seguida estes resultados serão implantados em uma rotina de análise no programa MATLAB [41], de forma a se obter o número total de ciclos e suas respectivas faixas de variação de tensão, para cada carregamento.

A incidência de cada ciclo associada à sua faixa de tensão é usada de forma a se obter o valor correspondente, proporcional a  $2 \times 10^6$  ciclos. De posse destes valores poder-se-á obter, através das curvas S-N de cada norma, o dano e a respectiva vida útil de cada elemento estrutural analisado, no caso, para a armadura embutida no concreto.

Para esta análise serão empregados os normativos internacionais, EUROCODE 2 [2] e CEB [37], visto que estes são as determinações atuais válidas para a análise à fadiga de estruturas de concreto.

Na Tabela 12 apresenta-se a vida útil de estruturas de concreto expressas pelos normativos utilizados.

Tabela 12 – Estimativa de vida útil, de acordo com os normativos internacionais

NORMA	VIDA ÚTIL (anos)
European Standard - Eurocode 2 [2]	120
Comite Euro-International du Beton - CEB [37]	70

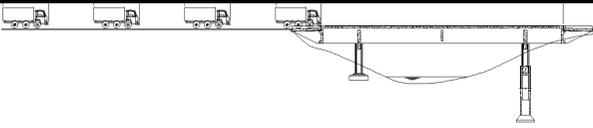
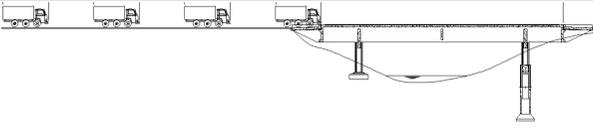
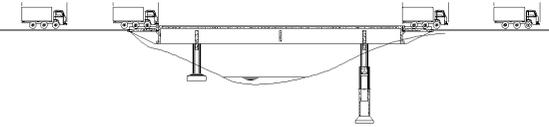
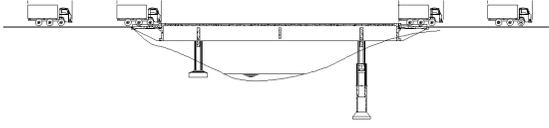
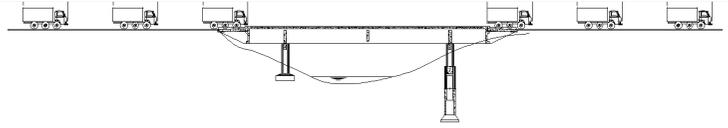
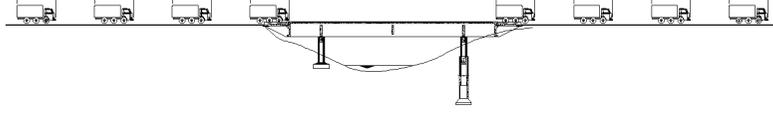
#### 9.4 Cálculo da vida útil

Com base nos resultados obtidos pela rotina implementada no programa MATLAB [41], foram geradas planilhas que vincularam os resultados das faixas de tensões a uma proporção relativa a  $2,0 \times 10^6$  ciclos, de forma a se obter um percentual de ocorrência de cada faixa, neste novo universo de  $2,0 \times 10^6$  ciclos e, esta proporção foi associada a faixa de variação de tensões correspondentes.

A partir destes dados pode-se através dos normativos empregados, utilizar suas correspondentes fórmulas, apresentadas no capítulo 3, para finalmente obter-se a vida útil da estrutura.

Segue a Tabela 13, comparativa de cada caso de carregamento, conforme descrito no item 8.2, apresentando a estimativa de vida útil, para a estrutura da ponte, analisada a partir do ponto crítico utilizado neste trabalho, que corresponde a porção inferior da viga longarina, no meio do vão da ponte, nó 402.

Tabela 13 – Estimativa de vida útil da estrutura

CARREGAMENTO	ILUSTRAÇÃO	$\sigma_{MÁX}$	$\Delta\sigma_{MÁX}$	VIDA ÚTIL ( $\times 10^9$ ANOS)	
				EUROCODE 2 [2]	CEB 1990 [37]
I		1,2	0,8	517	478
II		2,5	1,5	44	41
III		1,3	1,5	284	263
IV		2,4	3,2	9	8
V		2,5	3,0	16	15
VI		2,5	3,0	10	9

Através da Tabela 13, verifica-se que o caso de carregamento IV é aquele que gera os maiores esforços dinâmicos para a estrutura, sendo que este se trata do caso em que são empregados comboios compostos por 2 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte e trafegando de forma excêntrica sobre a obra, sendo a distância entre os comboios equivalente ao comprimento da ponte.

Este resultado demonstra claramente que a resposta dinâmica em nada está correlacionada ao carregamento de maior carga estática, sendo de fundamental importância sua frequência de excitação frente a estrutura e a variação dos ciclos dos históricos de tensões, que neste caso foi de 3,2 MPa.

Verifica-se ainda que para nenhum dos carregamentos gerados a ponte se limita a vida útil estipulada pelas normas, superando em muito os limites de norma, o que significa que a ponte não apresentará problemas quanto a fadiga estrutural. Essa grande rigidez da estrutura, comprovada na análise dinâmica, já fora comentada na análise estática onde o valor da flecha encontrada se apresentou bastante inferior ao valor máximo estipulado em norma.

## **10 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **10.1 Introdução**

O principal objetivo deste trabalho foi o de apresentar a verificação à fadiga estrutural de uma obra de arte em concreto armado. Para tal utilizou-se de modelos numérico-computacionais, de forma a se obter aquele que mais se comportava como a estrutura real e neste aplicou-se os carregamentos que variavam de posição em função do tempo decorrido, condizentes com a realidade de utilização da ponte.

Os deslocamentos e históricos de tensões obtidos, mediante o estudo da resposta dinâmica permanente da obra de arte modelada, considerando-se a interação existente entre os comboios de veículos e a superfície do tabuleiro, foram utilizados para a análise de dano por fadiga das vigas principais da ponte de concreto armado.

### **10.2 Conclusões**

Serão apresentadas, a seguir, as principais conclusões obtidas no decorrer desta dissertação, a partir da análise numérica dos resultados (deslocamentos e tensões).

Inicialmente, conclui-se que a representação tridimensional dos modelos estruturais é de fundamental importância no estudo do comportamento dinâmico das pontes. Esta conclusão é baseada nos valores distintos dos danos acumulados e de estimativa da vida útil da ponte investigada, de acordo com a metodologia empregada para a travessia dos veículos. Este fato demonstrou a importância do elemento utilizado no modelo matemático, da contribuição dos modos de vibração, da variação da posição dos veículos trafegando sobre uma estrutura real e seu correspondente histórico de tensões.

Através da análise estática pode-se observar o quanto esta estrutura é rígida de forma que o deslocamento estático máximo obtido foi de 4,1mm, valor este bastante inferior ao máximo estipulado pela norma, NBR 6118 [39], que é de

62,8mm, o que demonstra que a estrutura apresenta uma rigidez muito elevada, formada por peças muito robustas e, por conseguinte, antieconômicas.

Na Tabela 13, que correlaciona cada um dos seis casos de carregamento utilizados com a devida resposta à vida útil da obra de arte de concreto armado, pode-se verificar que o caso de carregamento IV é aquele que gera os maiores esforços dinâmicos para a estrutura, sendo que este se trata do caso em que são empregados comboios compostos por 2 veículos de três eixos [4], distantes de 6,0m entre si, com velocidade de 60,0km/h constante sobre a ponte e trafegando de forma excêntrica sobre a obra, sendo a distância entre os comboios equivalente ao comprimento da ponte.

Este resultado demonstra claramente que a resposta dinâmica em nada está correlacionada ao carregamento de maior carga estática, sendo de fundamental importância sua frequência de excitação e a variação dos ciclos dos históricos de tensões ao longo do tempo.

Verifica-se ainda que para nenhum dos carregamentos gerados a ponte se limita a vida útil estipulada pelas normas, superando em muito os limites de norma, o que significa que a ponte não apresentará problemas quanto a fadiga estrutural.

Estes valores servem para demonstrar que apesar de a estrutura não apresentar problemas dinâmicos, esta não está a favor da economia, uma vez que utiliza elementos estruturais que superam em muito as solicitações.

Um projeto de engenharia deve em primeiro lugar garantir seu bom funcionamento e segurança para os usuários. Mas não se pode esquecer que deve-se sempre buscar pelo princípio da economicidade e é neste ponto que este trabalho apresenta seu maior valor.

Muitas vezes os projetistas pecam em seu projeto por não haver uma cultura de analisar dinamicamente toda e quaisquer estrutura, utilizando-se de fatores de norma que majoram os esforços estáticos de forma a simular o efeito dinâmico proveniente destas cargas.

Este trabalho demonstra que a análise dinâmica é capaz de mostrar o quanto uma estrutura pode estar superdimensionada e com isso auxiliar o projetista a adotar estruturas mais esbeltas, sem abrir mão da segurança das mesmas.

### **10.3 Sugestões para trabalhos futuros**

A seguir serão apresentadas algumas sugestões para a continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre o tema aqui tratado.

Realizar testes experimentais em uma ponte real (frequências naturais, deslocamentos, esforços e tensões), de forma a refinar a metodologia de análise desenvolvida.

Refinar a estrutura da obra de arte, obtendo-se peças mais esbeltas, de forma que estas atendam aos limites estáticos, flecha máxima, e dinâmicos, vida útil, otimizando-se a estrutura, tornando-a com isso mais leve e mais barata.

Além de se otimizar a estrutura com a utilização do mesmo esquema estrutural, buscar ainda novos arranjos estruturais, com a alteração do número de vigas principais e transversinas, de forma a se tentar obter estruturas ainda mais esbeltas.

## REFERÊNCIAS

- [1] WILLIS, R. "Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron Railway Structures". Stationary Office, London, 1849.
- [2] EUROCODE 2. Design of concrete structures - Part 2: Concrete Bridges, 2002.
- [3] AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2005.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:7188. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre, 4p, 1982.
- [5] ROSSIGALI, C. E. "Estudos Probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil", Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- [6] YAMADA, K.; MIKI, C. "Recent research on fatigue of bridge structures in Japan". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 13, Issue 2-3, 211-222, 1989.
- [7] WANG, T. L.; SHAHAWY, M.; HUANG, D. Z. "Probabilistic fatigue life analysis of highway steel bridges". Computers & Structures, Vol. 48, Issue 2, 241-248, 1993.
- [8] KIM, J.; KIM, Y. "Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 26, Issue 10, 1513-1523, 1996.
- [9] TSIATAS, G.; PALMQUIST, S. M. "Fatigue evaluation of highway bridges". Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 14, Issue 1-2, 189-194, 1999.

- [10] CACHIM, P. B.; FIGUEIRAS, J. A.; PEREIRA, P. A. A. "Fatigue behavior of fiber-reinforced concrete in compression". *Cement & Concrete Composites*, Vol. 24, Issue 2, 211-217, 2002.
- [11] PRAVIA, Z. M. C. "Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- [12] LI, Z. X.; CHAN, T. H. T.; ZHENG, R. "Statistical analysis of online strain response and its application in fatigue assessment of a long-span steel bridge". *Engineering Structures*, Vol. 25, Issue 14, 1731-1741, 2003.
- [13] BRITISH STANDARD, BS5400. Steel, concrete and composite bridges, 1988.
- [14] SILVA, J.G.S. da. "Dynamical Performance of Highway bridge decks with irregular pavement surface". *Computers and Structures*, Vol. 82, Issue 11-12, 871-881, 2004.
- [15] SIM, J.; OH, H. "Structural behavior of strengthened bridge deck specimens under fatigue loading". *Engineering Structures*, Vol. 26, Issue 14, 2219-2230, 2004.
- [16] ALMEIDA, R. S. de. "Análise de vibrações em Pontes Rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares", Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- [17] MENDES, M. F. R. "Estimativa do limite de fadiga sob condições de fretting considerando o método da distância crítica do ponto em uma abordagem por elementos finitos". Dissertação de Mestrado. UNB - Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2006.
- [18] AMORIM, A. B. A. de. "Avaliação da resposta dinâmica de Pontes Rodoviárias com pavimentos irregulares e comparação com a metodologia de projeto

proposta pela NBR 7187", Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

- [19] VALENCIA, L. A. L. "Controle de vibração em vigas metálicas com distintas configurações de apoio utilizando amortecedores de massa sintonizados". Dissertação de Mestrado. UNB - Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2007.
  
- [20] ANSYS, Inc. *Theory Reference* (version 12.1), 2009.
  
- [21] MELO, E. S. de. "Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias". Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
  
- [22] SANTOS, E. F. dos. "Análise e redução de vibrações em pontes rodoviárias". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
  
- [23] MORI, T.; LEE, H. H.; KYUNG, K. S. "Fatigue Life estimation parameter for short and medium span steel highway girder bridges". *Engineering Structures*, Vol. 29, Issue 10, 2762-2774, 2007.
  
- [24] ZANUY, C.; FUENTE, P. de la; ALBAJAR, L. "Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced concrete sections". *Engineering Structures*, Vol. 29, Issue 11, 2908-2920, 2007.
  
- [25] KIM, C.; KAWATANI, M.; KWON, Y. "Impact coefficient of reinforced concrete slab on a steel girder bridge". *Engineering Structures*, Vol. 29, Issue 4, 576-590, 2007.
  
- [26] LOPES, E. D. C. "Influência da velocidade, do espaçamento e do número de veículos sobre a resposta dinâmica de pontes rodoviárias de concreto armado". Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.

- [27] LEITÃO, F. N. "Verificação à fadiga de pontes rodoviárias mistas". Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.
- [28] AHI, A. "Análise de fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado". Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.
- [29] MENDONÇA, R. F. de. "Geração de dados para modelo dinâmico de cargas móveis em pontes". Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.
- [30] SEITL, S.; BÍLEK, V.; KERŠNER, Z.; VESELÝ, J. "Cement based composites for thin building elements: Fracture and fatigue parameters". *Procedia Engineering*, Vol. 2, Issue 1, 911-916, 2010.
- [31] LEITÃO, F.N; SILVA, J.G.S. da; VELLASCO, P.C.G. da S; ANDRADE, S.A.L. de; LIMA, L.R.O. de. "Composite (steel-concrete) highway bridge fatigue assessment", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, Issue 1, 14-24, 2011.
- [32] AZIMI, H; GALAL, K; PEKAU, O. A. "A numerical element for vehicle-bridge interaction analysis of vehicles experiencing sudden deceleration", *Engineering Structures*, Vol. 49, 792-805, 2013.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:7187. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento, 11p, 2003.
- [34] PALMGREN, A. G.: Die Lebensdauer von Kugellagern (Life Length of Roller Bearings. In German). *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure (VDI Zeitschrift)*, ISSN 0341-7258, Vol 68, No 14, April 1924.

- [35] MANSON, S.S; HALFORD, G.R. "Practical Implementation of the double linear damage rule and damage curve approach for treating cumulative fatigue damage." International Journal of Fracture, Vol. 17, No. 2, 1981.
- [36] MATSUISKI, M; ENDO, T. "Fatigue of metals subjected to varying stress", Japan Society of Mechanical Engineers, 1969.
- [37] CEB - Comité Euro-international du Béton, Suíça, 1990.
- [38] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:8681. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, 18p, 2003.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 170p, 2003.
- [40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, 2008.
- [41] MATLAB® - The Language of Technical Computing, Release 2010b, 2010.

## ANEXO A - TABELAS DE ESTIMATIVA DE DANO ACUMULADO E VIDA ÚTIL

Neste anexo será demonstrada de forma mais detalhada a verificação necessária para a estimativa de vida útil da estrutura da ponte e, para isso, foi utilizada a planilha de verificação do caso de carregamento IV, visto que este acarretou em um menor tempo de vida útil para a estrutura.

As figuras serão organizadas contendo uma primeira tabela que correlaciona o número de ciclos com a faixa de variação de tensão equivalente, e ainda verificando o "peso" de cada ciclo, para o universo de  $2,0 \times 10^6$  ciclos, conforme preconizado pelas normas.

Na segunda figura será apresentada a tabela de verificação do Dano acumulado e da vida útil da peça, baseada no EUROCODE 2 [2] e na terceira figura a análise será baseada nos critérios do CEB [37].

### A.1 - CICLOS X FAIXA DE VARIAÇÃO DE TENSÕES - CARREGAMENTO IV

Nº de Ciclos	(%)	$n_i$	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta\sigma/\Delta\sigma_{\text{máx}}$
77	41.85%	836,957	0.1	3.13%
34	18.48%	369,565	0.2	6.25%
29	15.76%	315,217	0.3	9.38%
17.5	9.51%	190,217	0.4	12.50%
5	2.72%	54,348	0.5	15.63%
3	1.63%	32,609	0.6	18.75%
5	2.72%	54,348	0.7	21.88%
1	0.54%	10,870	0.8	25.00%
1	0.54%	10,870	1	31.25%
3	1.63%	32,609	1.1	34.38%
2	1.09%	21,739	1.2	37.50%
1	0.54%	10,870	1.4	43.75%
0.5	0.27%	5,435	1.9	59.38%
3	1.63%	32,609	2.8	87.50%
0.5	0.27%	5,435	2.9	90.63%
0.5	0.27%	5,435	3	93.75%
1	0.54%	10,870	3.2	100.00%
<b>184</b>	<b>100.00%</b>	<b>2,000,000</b>	<b>3.2</b>	

## A.2 - VIDA ÚTIL - EUROCODE 2 [2]

Norma EUROCODE 2	
$\Delta\sigma_{RSK} = 162.5 \text{ MPa}$	
$N_i$	$n_i / N_i$
11,330,963,134,765,600,000,000.00	0.000000000
354,092,597,961,424,000,000.00	0.000000000
46,629,477,920,845,900,000.00	0.000000000
11,065,393,686,294,500,000.00	0.000000000
3,625,908,203,124,990,000.00	0.000000000
1,457,171,185,026,430,000.00	0.000000000
674,181,182,529,039,000.00	0.000000000
345,793,552,696,704,000.00	0.000000000
113,309,631,347,656,000.00	0.000000000
70,356,366,211,731,400.00	0.000000000
45,536,599,532,075,900.00	0.000000000
21,068,161,954,032,400.00	0.000000000
4,576,134,934,332,420.00	0.000000000
658,380,061,063,512.00	0.000000000
552,429,468,225,576.00	0.000000000
466,294,779,208,458.00	0.000000000
337,689,016,305,373.00	0.000000000
<b>D</b>	0.00
<b>T</b>	9,422,864,855.01

## A.3 - VIDA ÚTIL - CEB [37]

Norma CEB - 1990	
$\Delta\sigma_{RSK} = 160.0 \text{ MPa}$	
$N_i$	$n_i / N_i$
10,485,760,000,000,000,000,000.00	0.000000000
327,679,999,999,999,000,000.00	0.000000000
43,151,275,720,164,400,000.00	0.000000000
10,240,000,000,000,000,000.00	0.000000000
3,355,443,199,999,990,000.00	0.000000000
1,348,477,366,255,140,000.00	0.000000000
623,892,425,774,972,000.00	0.000000000
320,000,000,000,000,000.00	0.000000000
104,857,600,000,000,000.00	0.000000000
65,108,319,724,807,400.00	0.000000000
42,139,917,695,473,200.00	0.000000000
19,496,638,305,467,800.00	0.000000000
4,234,790,289,079,710.00	0.000000000
609,269,947,045,873.00	0.000000000
511,222,457,600,983.00	0.000000000
431,512,757,201,643.00	0.000000000
312,499,999,999,998.00	0.000000000
<b>D</b>	0.00
<b>T</b>	8,719,991,249.37