

Paulo Junges

**ANÁLISE DE FADIGA EM PONTES CURTAS DE
CONCRETO ARMADO A PARTIR DE DADOS DE
SISTEMAS B-WIM**

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. PhD. Roberto Caldas de Andrade Pinto

Coorientador: Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel

Florianópolis
2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Junges, Paulo

Análise de fadiga em pontes curtas de concreto armado a partir de dados de sistemas B-WIM / Paulo Junges ; orientador, Roberto Caldas de Andrade Pinto, coorientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, 2017.

224 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Fadiga. 3. Pontes de concreto armado. 4. Dados de monitoramento. 5. Confiabilidade Estrutural. I. Pinto, Roberto Caldas de Andrade. II. Fadel Miguel, Leandro Fleck. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Paulo Junges

**ANÁLISE DE FADIGA EM PONTES CURTAS DE
CONCRETO ARMADO A PARTIR DE DADOS DE
SISTEMAS B-WIM**

Esta Tese foi julgada adequada para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de dezembro de 2017.

Prof. Glicério Trichês, Dr. – Coordenador do PPGEC

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, PhD – Orientador, ECV/UFSC

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr. – Coorientador, ECV/UFSC

Banca examinadora:

Prof. Túlio Nogueira Bittencourt, PhD – EP/USP

Prof.^a Michèle Schubert Pfeil, Dr.^a – COPPE/UFRJ

Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr. – ECV/UFSC

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr. – ECV/UFSC

Prof.^a Ângela do Valle, Dr.^a – ECV/UFSC

*A Deus,
À minha amada esposa,
Aos meus pais e irmão*

AGRADECIMENTOS

A Deus, em primeiro lugar, pela vida, saúde, família e amigos e por mais uma vitória alcançada em minha vida. Obrigado Senhor.

À minha esposa Samara, pelo amor, paciência, companheirismo e constante apoio mesmo nas horas mais estressantes.

À minha família, meus pais José e Maria Lourdes e meu irmão Luiz Carlos, pelo amor e constante apoio.

Ao meu orientador, Prof. Roberto, por quem tenho grande admiração, pela generosidade no compartilhamento do conhecimento, dedicação e apoio sempre presentes.

Ao Prof. Leandro, meu coorientador, pela sugestão de pesquisa, pelas conversas e contribuições a este trabalho.

Aos membros da banca de avaliação desta tese: Prof. Túlio N. Bittencourt, Prof.^a Michèle S. Pfeil, Prof. Rafael H. Lopez e Prof. Wellison J.S. Gomes pelos comentários e sugestões.

A todos os meus amigos e colegas do GRUPEX (Grupo de Experimentação de Estruturas), do GPEND (Grupo de Pesquisa em Ensaio Não-destrutivos) e CORE (Centro de Otimização e Confiabilidade em Engenharia) pela agradável convivência e apoio.

A todos os professores e técnicos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC que contribuíram na minha formação.

Ao DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), FAPEU (Fundação de Amparo à Pesquisa e Extensão Universitária) e FEPESE (Fundação de Pesquisas Socioeconômicas) pelo apoio financeiro ao projeto de pesquisa no qual esta tese está inserida.

RESUMO

As pontes curtas e em concreto armado correspondem à maioria das Obras de Arte Especiais (OAEs) brasileiras. Essas estruturas, construídas principalmente antes da década de 1980, estão atingindo a vida útil para a qual foram projetadas (50 anos). Em paralelo, as características dos veículos que trafegam nas rodovias brasileiras vêm mudando muito nas últimas décadas, ocorrendo principalmente um aumento na variedade, quantidade e capacidade de carga dos caminhões. Esses veículos, ao trafegarem sobre a ponte, introduzem esforços que levam ao aparecimento de tensões de natureza cíclica e variável. Dessa forma, essas estruturas já suportaram milhões de ciclos de tensão, sendo, portanto, suscetíveis a falhar por fadiga. A resistência à fadiga é, em geral, verificada de modo determinístico com o emprego de curvas tensão *versus* número de ciclos (*S-N*) do material e tensões obtidas na fase de projeto, empregando-se um método de acúmulo de dano linear, como o Palmgren-Miner. A utilização dessas curvas, encontradas nos códigos normativos, está associada a incertezas devidas à grande dispersão dos resultados dos ensaios para a sua construção. Além disso, não se pode afirmar que o carregamento se manterá constante ao longo de toda a vida útil da ponte. Para considerar essas incertezas envolvidas na estimativa da vida útil à fadiga, o presente estudo propõe uma metodologia para avaliação da vida útil de pontes de concreto armado por Confiabilidade Estrutural. Essa metodologia emprega tensões reais obtidas do monitoramento de duas pontes por um sistema de pesagem em movimento em pontes (B-WIM), uma curva *S-N* descrita como variável aleatória e um modelo de perda de rigidez por corrosão. Também é proposta uma maneira inovadora para o cálculo da tensão equivalente utilizada nas análises. As tensões equivalentes são calculadas para diversos níveis de tensão de corte, de modo a se obter um nível abaixo do qual a falha por fadiga em pontes não ocorre. Ao final do trabalho, a análise de confiabilidade realizada por meio da metodologia proposta, levou a estimativas de vida útil superiores àquelas obtidas de maneira determinista, indicando que os métodos simplificados são favoráveis à segurança. Além disso, não se espera a ocorrência de falha por fadiga em pontes de concreto armado caso as tensões equivalentes, calculadas a partir dos histogramas de tensão, sejam inferiores a 30% do limite de fadiga obtido a partir das normas.

Palavras-chave: fadiga, pontes, concreto armado, confiabilidade, monitoramento.

ABSTRACT

The short reinforced concrete bridges correspond to the majority of Brazilian bridges. These structures, built mainly in the 80s, are reaching the service life for which they were designed (50 years). In parallel, the characteristics of the vehicles that travel on Brazilian highways have been changing a lot in the last decades, occurring mainly an increase in the variety, quantity and load capacity of the trucks. These vehicles, while traveling over the bridge, introduce efforts which lead to stresses of cyclical and variable nature. Thus, these structures have already withstood millions of stress cycles and are, therefore, susceptible to fatigue failure. The resistance to fatigue is usually determined deterministically by the use of the material tension versus number of cycles (S-N) curve and stresses acquired during the design stage, using a linear damage accumulation method, such as Palmgren-Miner. The use of these curves, found in standard codes, is related to uncertainties due to great dispersion of the results of the tests used for their construction. Besides, it cannot be said that the load will remain constant throughout the bridge lifespan. To deal with the uncertainties involved in the estimation of fatigue life, the present study proposes a reliability based methodology to assess the life cycle of reinforced concrete bridges. This methodology uses real stresses acquired during the monitoring of two bridges with a bridge weigh-in-motion (B-WIM) system, an S-N curve described by a random variable and a model of loss of stiffness due to corrosion. A novel approach to calculate the equivalent stress range used in the analyzes is also proposed. The equivalent stress ranges are calculated for several cut-off stress levels, in order to obtain a level below which the bridge fatigue failure does not occur. At the end of the work, it was possible to say that the reliability analysis performed through the proposed methodology, using a loss of stiffness due to corrosion model, lead to estimates of service life superior to those obtained by a deterministic approach, indicating that the simplified methods are favorable to safety. Also, fatigue failure is not expected to happen in reinforced concrete bridges in which the equivalent stress ranges, calculated from stress histograms, are 30% inferior to the fatigue limit got from the codes.

Keywords: fatigue, bridges, reinforced concrete, reliability, monitoring.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - LI para momento fletor solicitante para um veículo com 4 eixos	43
Figura 2 - Linha de influência para momentos fletores no meio do vão de pontes simplesmente apoiadas e completamente restringidas	47
Figura 3 - Obtenção da LI a partir de um caminhão de calibração cruzando a ponte	49
Figura 4 - Ponte Östermalms: (a) resposta devido a passagem de um caminhão de calibração com a LI calculada; (b) comparação entre a resposta medida e prevista.....	52
Figura 5 - Ponte Kramfors: (a) resposta devido a passagem de um caminhão de 7 eixos com a LI calculada; (b) comparação entre resposta medida e prevista.....	52
Figura 6 - Detalhes da instalação do Sistema B-WIM utilizado	54
Figura 7 - Ciclos de variações de tensão com amplitude constante	58
Figura 8 - Ciclos de variações de tensão com amplitude variável.....	59
Figura 9 - Desenho esquemático da nucleação e propagação de fissuras por fadiga	60
Figura 10 - Curva esquemática indicando a nucleação, propagação e ruptura final em função no número de ciclos	60
Figura 11 - Esquema para previsão de vida útil baseada na abordagem S-N.....	62
Figura 12 - Curvas S-N típicas	63
Figura 13 - Influência da tensão média na vida útil à fadiga de metais	64
Figura 14 - Critérios de correlação das tensões médias.....	65
Figura 15 - Aproximação da curva S-N proposta por Basquin	67
Figura 16 - Limites de fadiga com a correlação das tensões médias e alternantes.....	68
Figura 17 - Representação de curva S-N por meio de funções de densidade de probabilidades.....	68
Figura 18 - Carregamento representado por um processo estocástico estacionário com distribuição gaussiana.....	69
Figura 19 - Principais aspectos de ensaios com carregamento harmônico e aleatório	70
Figura 20 - Comparação de curvas S-N do mesmo material para ensaios com amplitude constante e variável.....	70
Figura 21 - Exemplo de aplicação do modelo de Palmgren-Miner.....	73
Figura 22 - Extrapolação da curva S-N proposta por Haibach.....	74

Figura 23 - Efeito da sequência de carga na previsão de vida útil utilizando o modelo de Palmgren-Miner.....	75
Figura 24 - Exemplo do método de contagem de ciclos Rainflow.	76
Figura 25 - Processo de formação de fissuras no concreto.	82
Figura 26 - Esquema da variação das deformações (a) e módulo de elasticidade (b) do concreto com a taxa de ciclos	83
Figura 27 - Degradação do módulo de elasticidade do concreto	84
Figura 28 - Comportamento do concreto sob fadiga por compressão.....	85
Figura 29 - Rupturas típicas de barras de aço por fadiga.....	87
Figura 30 - Limites de tensão em fadiga observados na literatura	88
Figura 31 - Evolução das tensões no concreto ao longo da altura da seção transversal até a falha por fadiga da armadura.	90
Figura 32 - Detalhe da ruptura por fadiga de uma barra de aço em um elemento em concreto armado.	90
Figura 33 - Redução do tension-stiffening ao longo dos ciclos	92
Figura 34 - Exemplo de fadiga em baixos ciclos	97
Figura 35 - Seção transversal dos protótipos estudados por Zanuy et al. (2011).....	98
Figura 36 - Configurações dos modelos de carga estudados por Santos e Pfeil (2014).....	100
Figura 37 - Modelo de carga móvel da NBR 7188 (ABNT, 2013).....	102
Figura 38 - Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}	103
Figura 39 - Formato da curva S-N para o aço.....	105
Figura 40 - Configuração das cargas no Modelo 1	107
Figura 41 - Silhuetas dos caminhões frequentes	107
Figura 42 - Tipo de eixos/rodas	108
Figura 43 - Configuração das cargas no Modelo 3	109
Figura 44 - Configuração da curva S-N para o aço indicada pelo EN 1992-1-1.....	111
Figura 45 - Caminhão padrão da AASHTO LRFD	115
Figura 46 - Modelo de carga móvel para fadiga na AASHTO LRFD	115
Figura 47 - Esquema da distribuição da resistência (número de ciclos) no nível CAFL.....	124
Figura 48 - Curva S-N Eurocode: Limite Inferior e média.....	124
Figura 49 - Distribuição de deformações e tensões de flexão na seção transversal da longarina no Estádio II.....	126
Figura 50 - Histograma das variações de tensão, ajustado por função de densidade de probabilidade	128
Figura 51 - Exemplos de histogramas de variações de tensão	131

Figura 52 - Valores limites de VAFI a serem utilizados na análise.....	133
Figura 53 - Comportamento do índice de confiabilidade ao longo do tempo.....	134
Figura 54 - Exemplo de ciclos de tensão introduzidos na estrutura pela passagem de veículos sobre a ponte	136
Figura 55 - Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão.....	137
Figura 56 - Perda de área de aço por corrosão uniforme.....	139
Figura 57 - Fotos da ponte sobre o rio Lambari	146
Figura 58 - Ponte sobre o rio Lambari - Vista lateral.....	146
Figura 59 - Ponte sobre o rio Lambari - Seção transversal da superestrutura.....	147
Figura 60 - Posição dos transdutores na superestrutura.....	147
Figura 61 - Manifestações patológicas no tabuleiro da ponte sobre o rio Lambari.....	148
Figura 62 - Manifestações patológicas nas longarinas da ponte sobre o Rio Lambari.....	148
Figura 63 - Irregularidade no encontro da ponte sobre o rio Lambari (entrada da Pista 1)	149
Figura 64 - Comparação entre as LIs teórica e obtidas durante a calibração do sistema B-WIM.....	151
Figura 65 - Resposta das longarinas, em termos de deformação específica, para a passagem de um caminhão	152
Figura 66 - Histograma dos veículos, que cruzaram a ponte sobre o rio Lambari, segundo o número de eixos.....	152
Figura 67 - Histograma do PBT dos veículos monitorados.....	153
Figura 68 - Esquema estático da atuação da carga móvel na ponte sobre o rio Lambari	154
Figura 69 - Arranjo da armadura das longarinas da ponte sobre o rio Lambari.....	154
Figura 70 - Histogramas de momentos fletores medidos em cada longarina da ponte Lambari.....	156
Figura 71 - Histogramas de momento fletor das longarinas V2 e V3 segundo o tipo de veículo.....	157
Figura 72 - Distribuição de probabilidades acumuladas para momentos superiores a 500 kN.m na longarina V3 da ponte Lambari.....	158
Figura 73 - Distribuição acumulada de probabilidades para diversos períodos de retorno	159

Figura 74 - Variações de tensão de cada longarina para nível de corte VAFL10.	160
Figura 75 - Tensão equivalente e número de ciclos para cada nível de corte VAFL.	161
Figura 76 - Estimativa da vida útil da longarina V3, considerando todos os ciclos e apenas um ciclo por passagem.....	163
Figura 77 - Gráfico tensão equivalente (S) versus número de ciclos (logN).....	167
Figura 78 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para o caso COGO.....	168
Figura 79 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os diversos cenários com ação da corrosão.....	169
Figura 80 - Probabilidade de falha da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão.....	171
Figura 81 - Índice de confiabilidade da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão.....	171
Figura 82 - Covariância da probabilidade de falha estimada da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão.....	172
Figura 83 - Fotos da ponte sobre o rio Itinguijada.....	174
Figura 84 - Ponte sobre o rio Itinguijada - Vista lateral.....	174
Figura 85 - Ponte sobre o rio Itinguijada - Seção transversal da superestrutura no meio do vão.....	175
Figura 86 - Ponte sobre o rio Itinguijada - Seção transversal da superestrutura sobre os apoios.....	175
Figura 87 - Posição dos transdutores na superestrutura da ponte sobre o rio Itinguijada.	176
Figura 88 - Manifestações patológicas no tabuleiro da ponte sobre o rio Itinguijada.....	177
Figura 89 - Manifestações patológicas nas vigas de travamento nos encontros da ponte sobre o rio Itinguijada.....	177
Figura 90 - Comparação entre as linhas de influência da ponte sobre o rio Itinguijada.	179
Figura 91 - Resposta das longarinas da ponte sobre o rio Itinguijada, em termos de deformação específica, para a passagem de um caminhão.....	180
Figura 92 - Histograma dos veículos, que cruzaram a ponte sobre o rio Itinguijada, segundo o número de eixos.	180
Figura 93 - Histograma do PBT dos veículos monitorados na ponte sobre o rio Itinguijada.	181

Figura 94 - Arranjo da armadura das longarinas da ponte sobre o rio Itinguijada.....	182
Figura 95 - Histogramas de momentos fletores medidos em cada longarina da ponte Itinguijada.....	183
Figura 96 - Histogramas de momento fletor da longarina V1 segundo o tipo de veículo.....	184
Figura 97 - Distribuição de probabilidades acumuladas para momentos superiores a 850 kN.m na longarina V1 da ponte Itinguijada	184
Figura 98 - Distribuição acumulada de probabilidades para diversos períodos de retorno	185
Figura 99 - Variações de tensão de cada longarina da ponte sobre o rio Itinguijada para nível de corte VAFL10.	186
Figura 100 - Tensão equivalente e número de ciclos para cada nível de corte VAFL para a ponte sobre o rio Itinguijada.	187
Figura 101 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itinguijada, considerando todos os ciclos e apenas um ciclo por passagem.	189
Figura 102 - Gráfico tensão equivalente (S) versus número de ciclos (logN) para a ponte Itinguijada.	191
Figura 103 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Itinguijada ao longo do tempo para o caso COG0	193
Figura 104 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Itinguijada ao longo do tempo para os diversos cenários com ação da corrosão	194
Figura 105 - Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão.....	216
Figura 106 - Avanço da concentração de cloretos ao longo do tempo.....	218
Figura 107 - Concentração de dióxido de carbono na atmosfera ao longo das últimas décadas	220
Figura 108 - Perda de área de aço por corrosão uniforme.....	223

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tolerâncias das classes de precisão.....	55
Tabela 2 - Exemplo de resultado da contagem de ciclos com Rainflow.....	77
Tabela 3 - Valores do fator de redução ψ_1 para pontes rodoviárias	101
Tabela 4 - Parâmetros para as curvas S-N (Wöhler) para os aços de armadura passiva dentro do concreto	104
Tabela 5 - Parâmetros para as curvas S-N (Wöhler) para os aços de armadura ativa dentro do concreto	104
Tabela 6 - Tipos da curva S-N.....	105
Tabela 7 - Modelo 1: Valores característicos das cargas.....	107
Tabela 8 - Modelo 2: características dos caminhões frequentes	108
Tabela 9 - Modelo 4: características dos caminhões equivalentes	110
Tabela 10 - Parâmetros da curva S-N para armadura passiva (EN 1992-1-1).....	111
Tabela 11 - Parâmetros da curva S-N para armadura ativa (EN 1992-1-1).....	111
Tabela 12 - Fração de tráfego de caminhões em uma única pista	116
Tabela 13 - Frações de caminhões no tráfego	117
Tabela 14 - Parâmetros utilizados no cálculo do limite CAFL	123
Tabela 15 - Níveis de corte utilizados no presente estudo.	128
Tabela 16 - Erro na simplificação do cálculo da variação de tensão equivalente S_{re}	131
Tabela 17 - Parâmetros estatísticos das variáveis utilizadas para descrever a corrosão.....	140
Tabela 18 - Cenários considerados na análise de fadiga por Confiabilidade.....	143
Tabela 19 - Propriedades dos caminhões utilizados na calibração do sistema B-WIM na ponte sobre o rio Lambari	150
Tabela 20 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL, considerando todos os ciclos por passagem.	161
Tabela 21 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL, considerando apenas 1 ciclo por passagem.	162
Tabela 22 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL considerando as variações de tensão majoradas por 2,0.....	164

Tabela 23 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL considerando corrosão segundo Eurocode 2.....	165
Tabela 24 - Estimativa da vida útil da longarina V3 considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.....	166
Tabela 25 - Resumo das variáveis aleatórias envolvidas na análise ...	167
Tabela 26 - Dano acumulado nos diversos cenários da ponte sobre o rio Lambari para um intervalo de confiança de 95%	170
Tabela 27 - Propriedades dos caminhões utilizados na calibração do sistema B-WIM na ponte sobre o rio Itingujada	178
Tabela 28 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL, considerando todos os ciclos por passagem.....	188
Tabela 29 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL, considerando apenas 1 ciclo por passagem.....	188
Tabela 30 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL considerando as variações de tensão majoradas por 2,0.....	189
Tabela 31 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL considerando corrosão segundo Eurocode 2.....	190
Tabela 32 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.....	190
Tabela 33 - Resumo das variáveis aleatórias envolvidas na análise ...	192
Tabela 34 - Dano acumulado nos diversos cenários para um intervalo de confiança de 95%	194

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADC	úmero médio de ciclos por dia de monitoramento
ADT	número médio diário de tráfego
ADTT	número médio diário de caminhões pesados
B-WIM	pesagem em movimento em pontes
C0G0	cenário onde a corrosão e o aumento do volume do tráfego não são considerados
C1G0	cenário onde a corrosão é considerada, mas não se considera o aumento no volume do tráfego
C1G1	cenário onde a corrosão é considerada e é considerado 1% de aumento no volume do tráfego anualmente
C1G3	cenário onde a corrosão é considerada e é considerado 3% de aumento no volume do tráfego anualmente
C1G5	cenário onde a corrosão é considerada e é considerado 5% de aumento no volume do tráfego anualmente
CAFL	limite de fadiga para amplitude constante
DAF	fator de amplificação dinâmica
EF	elementos finitos
ELF	estado limite de fadiga
ELS	estado limite de serviço
ELU	estado limite último
FAD	detector de eixos fora do pavimento
HCF	fadiga de altos ciclos
LCF	fadiga de baixos ciclos
LI	linha de influência
MF	mecânica da fratura
OAE	obra de arte especial
PBT	peso bruto total
VAFL	limite de fadiga para amplitude variável
VMD	volume médio diário de veículos
WIM	pesagem em movimento (<i>weigh-in-motion</i>)

LISTA DE SÍMBOLOS

As letras e símbolos indicando variáveis no presente estudo podem ser apresentar em seis formatos:

1. Letras e símbolos minúsculos: representam um escalar adimensional ou realização de uma variável aleatória, por exemplo, x ;
2. Letras e símbolos minúsculos em negrito e itálico: representam vetores contendo escalares, por exemplo, \mathbf{x} ;
3. Letras e símbolos maiúsculos: representam um escalar com grandeza, por exemplo, X ;
4. Letras e símbolos maiúsculos em itálico: representam variáveis aleatórias, por exemplo, X ;
5. Letras e símbolos maiúsculos em negrito: representam uma matriz de escalares, por exemplo, \mathbf{X} ;
6. Letras e símbolos maiúsculos em negrito e itálico: representam um vetor de variáveis aleatórias, por exemplo, \mathbf{X} ;

A seguir são apresentados os significados dos principais símbolos utilizados ao longo do texto.

ε	deformação específica
φ	função erro
ξ	parâmetro de escala da distribuição Lognormal
λ	parâmetro de localização da distribuição Lognormal
μ	média
σ	desvio padrão
β	índice de confiabilidade
Φ	função de distribuição cumulativa normal padrão
Δ_N	intervalo de tempo considerado na análise
ΔS_{eq}	variação da tensão equivalente
ρ_c	massa específica do cimento
ρ_w	massa específica da água
A	coeficiente linear da curva $S-N$ em escala log-log
a	quantidade de CO_2 para completa carbonatação
A_s	área de armadura tracionada
A'_s	área de armadura comprimida
bf	largura da mesa da seção transversal
bw	largura da alma da seção transversal

C	concentração de íons de cloreto
C_{CO_2}	concentração molar do CO_2 no ambiente
C_S	concentração de íons de cloreto na superfície do elemento estrutural
D	dano total produzido na estrutura
d	posição do centro de gravidade da armadura tracionada
d'	posição do centro de gravidade da armadura comprimida
D_C	dano médio provocado por um ciclo
D_{Cl}	coeficiente de difusão do cloreto no concreto
D_{CO_2}	coeficiente de difusão do CO_2
D_f	domínio de falha
E	módulo de elasticidade
$E(.)$	valor esperado (média) de uma variável aleatória
$F_{d,ser}$	valor de cálculo das ações para combinações em Estado Limite de Serviço
F_{gk}	ações permanentes características
F_{qk}	ações variáveis características
hf	altura da mesa da seção transversal
I_i	<i>i</i> -ésima ordenada da linha de influência
i_g	taxa de crescimento do tráfego
i_{corr}	taxa de propagação da corrosão
K_T	fator de conversão de esforço momento fletor em tensão
M	momento fletor
m	coeficiente angular da curva <i>S-N</i> em escala log-log
M_{SE}	momento fletor experimental
M_{ST}	momento fletor teórico
N	número de ciclos
n_E	relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
N_f	resistência à fadiga para o nível de tensão S_{Nf}
p_{ciclos}	proporção de ciclos que provocam dano por fadiga
P_i	peso do <i>i</i> -ésimo eixo do veículo
P_f	probabilidade de falha
Q	fator de distribuição transversal
RH	umidade relativa
R_{ts}	resultante de tração nas barras de aço
S	tensão
S_a	tensão alternante (semi-amplitude)
S_f	limite de fadiga
S_m	tensão média
S_{max}	tensão máxima
S_{min}	tensão mínima

S_{Nf}	tensão limite de fadiga para vida útil finita
S_{RE}	tensão equivalente ao histograma de tensões
S_s	tensão no nível da armadura de aço
S_u	tensão última
S_y	tensão de escoamento
t_{ini}	tempo de início da corrosão
W	módulo elástico da seção transversal
w/c	fator água/cimento
x	posição da linha neutra
x_{CA}	profundidade da frente de carbonatação
x_{Cl}	profundidade na direção da difusão
Y	vida útil à fadiga em anos
y_{CO2}	quantidade de CO2 no ambiente (ppmv)
z	braço de alavanca interno
\mathbf{p}	vetor contendo os pesos dos eixos
\mathbf{m}	vetor contendo os momentos fletores medidos
\mathbf{i}	vetor contendo as ordenadas da LI
\mathbf{mp}	vetor dependente dos momentos fletores medidos e do peso dos eixos
\mathbf{F}	matriz de linhas de influência
\mathbf{W}	matriz esparsa e simétrica dependente do peso dos eixos
Δ	variável aleatória relacionada à resistência da estrutura
e	variável aleatória erro
$f_S(s)$	função de densidade de probabilidades da variável aleatória S ;
Res	variável aleatória de resistência
Sol	variável aleatória das solicitações

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	9
RESUMO	11
ABSTRACT	13
LISTA DE FIGURAS	15
LISTA DE TABELAS	21
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	23
LISTA DE SÍMBOLOS	25
1. INTRODUÇÃO	33
1.1. Justificativa e ineditismo do trabalho	36
1.2. Objetivos	37
1.3. Organização dos capítulos	38
2. PESAGEM EM MOVIMENTO EM PONTES (B-WIM)	39
2.1. Histórico	39
2.2. Algoritmo de Moses	43
2.3. Obtenção das linhas de influência	47
2.4. Sistema B-WIM utilizado	52
3. FADIGA EM PONTES	57
3.1. Conceitos gerais	57
3.2. Mecanismo de formação e propagação de fissuras por fadiga 59	
3.3. Estimativa da vida útil à fadiga	60
3.3.1. <i>Curvas S-N</i>	63
3.3.2. <i>Teoria de Palmgren-Miner de acúmulo linear de dano</i> 71	
3.3.3. <i>Método de contagem de ciclos Rainflow</i>	76
3.3.4. <i>Análise de Confiabilidade à fadiga</i>	77
3.4. Comportamento à fadiga do concreto armado	81
3.4.1. <i>Fadiga no concreto simples</i>	81
3.4.2. <i>Fadiga no aço</i>	86
3.4.3. <i>Elementos em concreto armado submetidos à fadiga</i> ...	89
3.5. Avaliação da fadiga em pontes	93
3.6. Abordagem de Fadiga nas normas de projeto	100
3.6.1. <i>ABNT</i>	100

3.6.2.	<i>Eurocode</i>	105
3.6.3.	<i>AASHTO</i>	113
3.7.	Metodologias para avaliação da vida útil à fadiga em pontes encontradas na literatura	118
4.	AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA À FADIGA UTILIZANDO DADOS DE MONITORAMENTO	121
4.1.	Método proposto para avaliação de fadiga	121
4.1.1.	<i>Definição da curva S-N</i>	122
4.1.2.	<i>Tensão equivalente a partir das variações de tensão</i> .	125
4.1.3.	<i>Avaliação da vida útil</i>	133
4.1.4.	<i>Volume do tráfego</i>	135
4.1.5.	<i>Degradação da estrutura</i>	136
4.2.	Resumo do método proposto	140
5.	RESULTADOS OBTIDOS	145
5.1.	Ponte sobre o rio Lambari	145
5.1.1.	<i>Estado geral de conservação da ponte</i>	147
5.1.2.	<i>Caracterização do tráfego</i>	149
5.1.3.	<i>Esforços de projeto e medidas</i>	153
5.1.4.	<i>Variações de tensão e Tensão equivalente</i>	159
5.1.5.	<i>Estimativa da vida útil à fadiga</i>	160
5.1.6.	<i>Análise de fadiga por Confiabilidade</i>	166
5.1.7.	<i>Considerações finais sobre fadiga na ponte Lambari</i> . 173	
5.2.	Ponte sobre o rio Itingujada	173
5.2.1.	<i>Estado geral de conservação da ponte</i>	177
5.2.2.	<i>Caracterização do tráfego</i>	178
5.2.3.	<i>Esforços de projeto e medidas</i>	181
5.2.4.	<i>Variações de tensão</i>	185
5.2.5.	<i>Estimativa da vida útil à fadiga</i>	186
5.2.6.	<i>Análise de fadiga por Confiabilidade</i>	191
5.2.7.	<i>Considerações finais sobre fadiga na ponte Itingujada</i> 195	
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	197
6.1.	Conclusões sobre as curvas S-N	197
6.2.	Conclusões sobre a caracterização do tráfego	198
6.3.	Conclusões sobre o limite VAFL	198
6.4.	Conclusões sobre a metodologia proposta	199
6.5.	Conclusões sobre a segurança das pontes à fadiga	200
6.6.	Recomendações para trabalhos futuros	200

REFERÊNCIAS 203
APÊNDICE A – DEGRADAÇÃO DA ESTRUTUA..... 215

1. INTRODUÇÃO

A maioria das pontes brasileiras existentes foi construída antes da década de 1980 e, portanto, está atingindo a vida útil para a qual foram projetadas (50 anos). Por outro lado, segundo levantamento feito por Mendes (2009), do total de pontes em rodovias federais, 63% possuem extensão inferior a 50 m, podendo ser classificadas como curtas. Além disso, 94 % do número total dessas estruturas foram construídas em concreto armado ou protendido.

Paralelamente ao envelhecimento destas estruturas, as características dos veículos que trafegam nas rodovias brasileiras vêm mudando muito nas últimas décadas, ocorrendo principalmente um aumento na variedade, quantidade e capacidade de carga dos caminhões. Em contrapartida, em termos de projeto, o trem-tipo para dimensionamento previsto na norma brasileira pouco foi alterado nos últimos quarenta anos. Desde a norma NB-6 de 1960 é utilizado um veículo padrão formado por seis rodas distribuídas em três eixos igualmente espaçados de 1,5 m. Este veículo é aplicado estaticamente na ponte, na posição mais desfavorável, e as forças são amplificadas por um fator de impacto de maneira a considerar o caráter dinâmico das cargas. Além dessa amplificação, são utilizados fatores de ponderação de modo a considerar o máximo esforço que pode ocorrer para um determinado período de retorno.

Além de apresentar um único veículo tipo para todas as pontes, o trem-tipo não leva em consideração o aumento no volume do tráfego e a sua composição (porcentagem de veículos por classe). Em levantamento feito por Rossigali *et al.*(2015), os veículos pesados podem ser classificados em 27 classes, sendo que veículos acima de 6 eixos representam cerca de 6% do tráfego nacional. Dentre esses, existem veículos cujos pesos brutos totais (PBTs) podem ser superiores a 700 kN, cerca de 167% superiores ao PBT do veículo tipo da norma atual (450 kN).

Contudo, os esforços introduzidos pelo tráfego real não são necessariamente superiores aos esforços de projeto. Porém, o aumento do volume do tráfego aliado a uma manutenção inadequada das Obras de Arte Especiais (OAEs) pode levar essas estruturas, já próximas à sua idade de projeto, a apresentarem comportamento inadequado ou até mesmo ao colapso.

Para avaliar o nível de segurança de OAEs, é comum, nos países desenvolvidos, considerar carregamentos determinados a partir da utilização de técnicas de pesagem em movimento em pontes (*bridge*

weigh-in-motion, B-WIM). Essas técnicas fornecem informações sobre o tráfego, como PBT, velocidade, peso por eixo, coeficiente de impacto, distribuição transversal das cargas, bem como informações sobre a estrutura da ponte, como linha de influência real e dados de deformação.

Por meio da resposta da estrutura, em termos de deformações, obtida por estes sistemas B-WIM, é possível observar que a passagem de veículos com o mesmo peso pode provocar respostas diferentes. Esse comportamento dinâmico pode ser explicado por uma interação veículo-pavimento-estrutura. A resposta da estrutura é influenciada, portanto, pelas propriedades do veículo, como massa, rigidez, sistema de amortecimento e calibragem dos pneus; propriedades do pavimento, como rugosidade, defeitos e juntas de dilatação e; propriedades da estrutura, como rigidez e amortecimento.

Assim, a passagem de veículos com diversas propriedades e diferentes interações com a estrutura, dá origem a tensões de natureza cíclica e variável que, em geral, não ultrapassam o limite elástico dos materiais empregados na construção da ponte. Porém, como dito anteriormente, a maioria das pontes brasileiras está atingindo o limite de sua vida útil de projeto. Portanto, essas estruturas já foram submetidas à passagem de milhões de veículos, ou seja, suportaram milhões de ciclos de tensão, sendo assim, suscetíveis a falhar por fadiga.

Aliado a isso, o tráfego atual apresenta pesos superiores ao veículo tipo de projeto (NB-6, 1960) utilizado para verificação da resistência à fadiga durante o projeto (NB-1, 1960) da maioria das pontes existentes. Assim, o dano introduzido na estrutura durante a passagem de cada caminhão pode ser superior ao previsto. Nesse ponto, as informações obtidas ao se utilizarem técnicas de B-WIM podem ser usadas para uma melhor avaliação da vida útil à fadiga das pontes existentes.

A falha por fadiga ocorre mesmo com a tensão nominal estando bem abaixo do limite linear, pois, as tensões podem ser suficientemente grandes localmente, em regiões como defeitos, saliências, soldas, corrosão, causando o início da fissura. Com o prosseguimento dos ciclos de carregamento, ocorre a propagação da fissura até que a região não fissurada não seja mais capaz de suportar o carregamento, ocorrendo a ruptura.

O número de ciclos para causar a nucleação, propagação e ruptura por fadiga é inversamente proporcional à amplitude das variações de tensão envolvidas. Variação de tensões com grande amplitude leva o material à ruptura com um número baixo de ciclos, enquanto que variação de tensões com baixa amplitude requer um alto número de ciclos para causar a falha. Esses dois regimes de falha são conhecidos como fadiga

por baixos ciclos e fadiga por altos ciclos. Com base nesses regimes, a resistência à fadiga é definida como o número de ciclos necessários para levar a ruptura para uma determinada amplitude de tensão.

O primeiro a associar a vida útil com o número de ciclos foi August Wöhler, no século 19. Em seus estudos, Wöhler mostrou como a vida útil de corpos de prova de eixos de locomotivas diminuía conforme se aumentava a amplitude da tensão cíclica (STEPHENS et al., 2001). Dessa forma, foi introduzido o conceito de curvas *S-N* (tensão *versus* número de ciclos). Essas curvas são construídas a partir de ensaios em espécimes do material submetidos a carregamento harmônico que introduz variação de tensões com amplitude constante. Apesar da grande variabilidade dos resultados obtidos nos ensaios, as curvas são definidas, em geral, considerando certo grau de confiança para cada nível de amplitude de tensão.

A obtenção da resistência à fadiga, a partir de curvas *S-N*, de máquinas e equipamentos é relativamente simples, pois os mesmos introduzem ciclos de variação de tensão com amplitude constante. Contudo, a passagem de veículos sobre uma ponte introduz ciclos de variação de tensão com amplitude variável e aleatória. Nesses casos, não é possível determinar a resistência à fadiga da estrutura a partir de uma única amplitude de tensão, já que amplitudes diferentes levam a diferentes níveis de propagação de fissuras, ou seja, diferentes níveis de dano. Nesses casos, é comum a utilização do conceito de Palmgren-Miner, introduzido em 1945, que trata o dano causado por um ciclo como uma fração da vida útil e o acumula de forma linear. Esse acúmulo é feito na mesma taxa correspondente ao nível da amplitude de tensão dado. Assim, amplitudes de tensão maiores causam frações maiores de dano. Além disso, por tratar o acúmulo do dano de forma linear, o modelo de Palmgren-Miner não considera o impacto de cargas anteriores ou a sequência de aplicação de cada ciclo. Apesar de suas limitações, esse modelo é o mais utilizado para tratar do acúmulo de dano por tensões com amplitude variável.

Outro fator complicador na determinação da resistência à fadiga de estruturas submetidas a tensões com amplitude variável é a determinação do número de ciclos. Em sinais com período curto é possível a contagem manual desses ciclos, mas isso fica impraticável conforme o período do histórico de tensões aumenta ou quando o sinal apresenta comportamento aleatório. Nesses casos, existem diversas técnicas de contagem que podem ser utilizadas. A norma ASTM E1049-85 (ASTM, 2011) apresenta algumas dessas, como o *Level-crossing*, *Peak counting*, *Simple-range*,

Rainflow e *Range-pair*. Dentre essas, a mais utilizada na literatura é a técnica *Rainflow*.

Em elementos de concreto armado submetidos a carregamentos cíclicos, tanto em amplitude constante quanto variável, a fadiga ocorre normalmente por ruptura das barras de aço, mesmo em elementos super armados. Isso ocorre devido à capacidade do concreto em redistribuir esforços ao longo da altura da seção transversal. Em termos de rigidez, os carregamentos cíclicos provocam uma perda progressiva da aderência entre as barras de aço e o concreto, muito antes de ocorrer a ruptura por fadiga. Devido a essa perda progressiva de aderência, alguns autores observaram que a contribuição do concreto à rigidez na região tracionada entre fissuras, conhecido como *tension stiffening*, diminui com o passar dos ciclos de tensão. Com isso, as deformações se aproximam da curva do chamado Estádio II puro, onde o concreto é considerado totalmente fissurado na região tracionada (HIGGINS et al., 2013; ZANUY et al., 2011).

1.1. Justificativa e ineditismo do trabalho

O procedimento usual para verificação de uma ponte de concreto armado à fadiga é determinístico, empregando a abordagem tensão-vida útil, por meio de curvas *S-N*, em geral fornecidas por normas. O cálculo das amplitudes de tensão é realizado por meio da aplicação da carga móvel, representante do tráfego, em locais no tabuleiro que produzam as maiores tensões, considerando-se a seção transversal no Estádio II puro. O dano causado por cada ciclo de tensão é calculado pela Teoria de Palmgren-Miner e a quantidade de ciclos para cada variação de amplitude de tensão é obtida por meio de algoritmos de contagem, como o *Rainflow*.

A utilização de equações para representar o comportamento da curva *S-N* contém incertezas devidas à grande dispersão dos resultados dos ensaios para a construção dessas curvas. Desse modo, considerar uma curva média ou uma curva característica leva a grandes diferenças na estimativa da vida útil.

Para contornar essas incertezas e compreender melhor o comportamento de pontes submetidas à fadiga, diversos pesquisadores vêm utilizando métodos probabilísticos, baseados nos conceitos da Confiabilidade Estrutural, para esse tipo de avaliação. Por esses métodos, as variáveis do problema são tratadas como aleatórias e a segurança da estrutura é avaliada por meio do índice de confiabilidade, que é uma medida da segurança dessa estrutura.

As pontes em aço têm sido o grande foco destes pesquisadores, pois são mais suscetíveis a falhar por fadiga por apresentarem um número maior de pontos com concentração de tensões. Mesmo considerando que as pontes em concreto armado não apresentam tantas regiões de concentração de tensões, quando comparadas às metálicas, ainda existem dúvidas sobre o problema de fadiga nessas estruturas. Além disso, os poucos estudos existentes em pontes de concreto armado são, em sua maioria, determinísticos, limitando-se em representar o carregamento a partir dos trens-tipo definidos por norma. Poucos, também, são os estudos que consideram o tráfego com as características atuais, integrando informações de estações de pesagem e/ou monitoramento.

O presente estudo propõe, portanto, a avaliação da vida útil à fadiga de pontes em concreto armado por Confiabilidade Estrutural, considerando o fluxo real de veículos obtido a partir de um sistema B-WIM. Apesar de existirem estudos de fadiga que consideram as incertezas das variáveis envolvidas, no Brasil as informações de dados medidos são escassas. Nesse ponto, os dados aqui apresentados e que foram obtidos em períodos de monitoramento relativamente longos, por volta de 2 meses, em diferentes épocas do ano e em duas pontes, trazem informações experimentais que podem consolidar e ampliar o estado da arte de fadiga em pontes.

Além disso, os estudos de fadiga por Confiabilidade encontrados na literatura empregam tensões equivalentes, para descrever os histogramas medidos, obtidas ao se considerar curvas $S-N$ com apenas uma inclinação. Nesse sentido, o presente estudo traz uma proposição de modificação das equações empregadas para obtenção dessa tensão equivalente, de modo a se considerar mais de uma inclinação para a curva $S-N$.

1.2. Objetivos

O objetivo geral do presente estudo é o desenvolvimento de uma metodologia para avaliar o comportamento à fadiga, por meio da variação da probabilidade de falha ao longo do tempo, de pontes curtas em concreto armado, submetidas ao tráfego normal de veículos, a partir da resposta da estrutura obtida por sistemas de pesagem em movimento em pontes (B-WIM).

Dentro deste objetivo geral, pode-se destacar os seguintes objetivos específicos:

- Elaborar um banco de dados com a resposta de cada estrutura avaliada para a passagem de cada veículo durante o monitoramento;
- Determinar uma curva S-N, definida em termos de variáveis aleatórias, melhor adequada a representar os efeitos dos carregamentos em pontes de concreto e comparação com as utilizadas em projeto;
- Determinar um valor limite de variação de tensão com amplitude variável para pontes em concreto armado, abaixo do qual não se considera dano por fadiga;
- Avaliar a vida útil de duas pontes em concreto armado utilizando dados de monitoramento.

1.3. Organização dos capítulos

Esta Tese está estruturada em 6 capítulos, incluindo a introdução, e as referências bibliográficas.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura referente às técnicas de pesagem em movimento em pontes (B-WIM). É apresentado um histórico do desenvolvimento dos sistemas B-WIM a partir do algoritmo de Moses. Além disso, é mostrada também a obtenção das linhas de influências reais das pontes a partir da passagem de caminhões com pesos conhecidos.

A revisão da literatura referente à fadiga em pontes é apresentada no Capítulo 3. Nesse capítulo são apresentadas as principais características desse fenômeno, como se inicia e sua propagação, bem como os procedimentos para avaliação da vida útil. Além disso, é descrito o comportamento do concreto armado quando submetido à fadiga e são apresentados estudos realizados em pontes.

No Capítulo 4 é apresentado o método proposto para avaliação de pontes de concreto armado à fadiga, englobando o procedimento de obtenção das tensões a partir dos dados de deformações obtidos pelo sistema B-WIM, bem como a equação de estado limite para avaliação da confiabilidade e as variáveis aleatórias envolvidas.

O Capítulo 5 apresenta o emprego do método proposto em duas pontes no estado de Goiás: ponte sobre o rio Lambari e ponte sobre o rio Itinguijada. Nesse capítulo, diferentes cenários são apresentados de modo a se definir a vida útil das pontes.

Por fim, o Capítulo 6 traz as considerações finais a respeito do estudo realizado e apresenta sugestões para a continuidade da pesquisa.

2. PESAGEM EM MOVIMENTO EM PONTES (B-WIM)

Amplamente utilizadas nos países desenvolvidos para avaliação da segurança da estrutura de pontes, técnicas de pesagem em movimento em pontes (*bridge weigh-in-motion* - B-WIM) já são utilizadas em alguns desses locais para calibrar modelos de carga móvel utilizados em projeto. Žnidarič e Žnidarič (1994) explicam que como as leituras são feitas durante toda a passagem do veículo sobre a estrutura, o sistema recebe menos influência dos efeitos dinâmicos da suspensão dos caminhões, fato que ocorre nos métodos de pesagem em movimento tradicionais. Além disso, segundo Žnidarič *et al.*(2012), a principal vantagem dos sistemas B-WIM é o fato deles serem totalmente portáteis e não interferirem no tráfego durante a sua instalação.

Além do peso dos veículos, os sistemas B-WIM possibilitam obter informações como velocidade, peso por eixo, linha de influência (LI) real da estrutura, coeficiente de impacto, distribuição transversal das cargas e dados de deformação. Essas informações podem ser úteis para análise da estrutura da ponte.

2.1. Histórico

Os conceitos de B-WIM foram apresentados inicialmente por Moses (1979). Partindo da hipótese que uma ponte do tipo viga-tabuleiro funciona como uma viga, ele utilizou o histórico das medições de deformação específica das longarinas para calcular os pesos dos eixos e o peso bruto total de caminhões em movimento. O algoritmo elaborado pelo autor é baseado no fato de que uma carga móvel ao longo da ponte introduz tensões proporcionais ao produto do valor da ordenada da LI e da magnitude do peso do eixo. Como o veículo permanece em contato com a ponte por um período longo de tempo (maior do que nos sistemas convencionais de pesagem em pavimento), a quantidade de medições é maior e os efeitos dinâmicos da ponte podem ser suavizados.

O sistema original elaborado por Moses era composto por quatro partes: um dispositivo de acionamento, detectores de eixo do tipo fita, *strain gauges* e um furgão instrumentado. Um operador posicionado a aproximadamente 30 m da ponte acionava um botão no dispositivo de acionamento para indicar ao sistema que um caminhão se aproximava e assim começar a registrar os sinais. Os detectores de eixo do tipo fita eram posicionados antes da ponte e espaçados entre si com o intuito de determinar a velocidade do veículo, espaçamento dos eixos e a posição dos mesmos. Os *strain gauges* eram posicionados na face inferior de cada

longarina, no meio do vão. Os sinais registrados pelos detectores de eixos e *strain gauges* eram então enviados para um furgão, localizado abaixo da ponte para não ser visto.

Alguns anos depois, outro sistema B-WIM foi desenvolvido na Austrália por Peters (1984) *apud* Quilligan (2003), sendo denominado AXWAY (*axle weigh-in-motion system*). Esse sistema assume que o PBT de um veículo é proporcional à área sob a LI e, diferente do algoritmo de Moses, os pesos dos eixos são determinados por um processo iterativo, variando seus valores até obter uma boa correlação entre as medições e a resposta esperada. O processo utilizado para eliminar o componente dinâmico da resposta acabava por mascarar a resposta estática para eixos pouco espaçados. Outro ponto negativo desse sistema é a necessidade de um operador. Esse fato aliado ao processo iterativo, impedia o processamento em tempo real de dados em grande volume.

Para automatizar o sistema AXWAY, Peters (1986) *apud* Quilligan (2003) desenvolveu outro sistema B-WIM, denominado CULWAY (*culvert weigh-in-motion system*), com aplicação para pontes e viadutos no sistema laje-parede de contenção. A aplicação nesse sistema construtivo também eliminou o problema dinâmico encontrado anteriormente devido ao amortecimento proporcionado pelo solo e a não existência de juntas de dilatação. Esse sistema utiliza caminhões com peso conhecido para ser calibrado, e dois detectores de eixo sobre a superfície do pavimento, um posicionado a 9,8 m antes do meio do vão do viaduto e outro posicionado a 0,2 m após o meio do vão. Esses detectores foram utilizados para determinar a velocidade do veículo, posição e espaçamento dos eixos e informar ao sistema para iniciar as medições.

Segundo O'Brien e Žnidarič (2001), nos anos 90, novos sistemas B-WIM surgiram independentemente na Eslovênia (ŽNIDARIČ; ŽNIDARIČ; TERČELJ, 1991) e na Irlanda (DEMPSEY; O'BRIEN; O'CONNOR, 1995). Esses sistemas posteriormente viriam a ser conhecidos como SiWIM e DuWIM, respectivamente.

O sistema DuWIM foi desenvolvido na Irlanda por pesquisadores do *Trinity College Dublin* e da *University College Dublin* durante os projetos COST 323 e WAVE (JACOB, 2001). Uma característica única desse sistema é o método gráfico ponto a ponto para obter a linha de influência a partir da resposta da ponte submetida à passagem de um caminhão de calibração, para o qual se conhece os pesos dos eixos. Para melhorar a precisão desse sistema, Quilligan (2003) reporta que Kealy (1997) estendeu o algoritmo para utilizar dados de múltiplos sensores

longitudinais. Assim, as deformações específicas são medidas em mais de um ponto ao longo da ponte.

Paralelamente ao DuWIM, e também como produto do projeto WAVE, o sistema SiWIM foi desenvolvido na Eslovênia pela equipe do Instituto Esloveno de Engenharia Civil e Construção (ZAG). Após utilizar o algoritmo de Moses para obter os pesos dos eixos, o sistema pode passar os resultados por um algoritmo de otimização, o que em alguns casos, pode melhorar significativamente a precisão dos resultados (O'BRIEN; ŽNIDARIČ, 2001). Žnidarič, Lavrič e Kalin (2002) melhoraram esse sistema introduzindo a detecção de eixos sem dispositivos sobre o pavimento (*free-of-axle detector* - FAD) por meio da observação dos picos de resposta de múltiplos *strain gauges*, posicionados em diferentes locais sob o tabuleiro. Esse método, porém, é aplicável somente a pontes de vãos pequenos (inferiores a 50 m), pois em pontes longas os sinais não apresentam picos tão proeminentes.

Além do DuWIM e do SiWIM, outro desenvolvimento importante em B-WIM durante o projeto WAVE foi a extensão de sua utilização para pontes ortotrópicas, formadas por tabuleiros em *steel deck*, utilizando sistemas FAD e algoritmos de otimização para considerar a posição transversal dos veículos ((O'BRIEN; ŽNIDARIČ, 2001), (QUILLIGAN, 2003)).

Quilligan (2003), estendeu o algoritmo de Moses para um modelo bidimensional, passando a tratar a ponte não como um modelo de viga, mas sim, como modelo de placa. Para isso apresentou um procedimento para obter uma superfície de influência, ao invés de utilizar linha de influência. Porém, a maior desvantagem do método proposto por Moses, que é a necessidade da identificação do número de eixos e da velocidade do veículo por meio de dispositivos externos, continua.

Um novo método B-WIM foi introduzido no Japão por Yamada e Ojio(2003) *apud* Helmi, Bakht e Mufti (2014), no qual os enrijecedores em um apoio de uma ponte metálica simplesmente apoiada são instrumentados para medir as deformações verticais, correspondendo às reações de apoio. Nos apoios, as linhas de influência apresentam picos bem definidos correspondentes à carga de cada eixo. Contudo, o método não foi muito preciso e segundo os autores do artigo a possível razão seria a instrumentação de apenas um elemento.

Segundo Helmi, Bakht e Mufti (2014), um sistema B-WIM foi recentemente desenvolvido em Connecticut, EUA, para prever PBT, peso por eixo e espaçamento de eixos de caminhões por meio de medições de deformações próximas ao meio do vão de uma ponte mista simplesmente apoiada. Os autores chamam a atenção para o método de cálculo das

velocidades dos caminhões que é feito apenas pelo sinal de deformação das longarinas. Essas velocidades são calculadas por meio da segunda derivada das deformações específicas em relação ao tempo.

Todos os métodos apresentados até então são baseados na resposta estática da ponte. Segundo Helmi, Bakht e Mufti (2014), diversos autores propuseram métodos que utilizam a resposta dinâmica, entre eles: Leming e Stalford (2003), Deesomsuk e Pinkaew (2010) e Law *et al.* (2004). Entretanto, esses métodos são extremamente complexos e de difícil implementação. Rowley *et al.* (2009) implementaram um sistema B-WIM baseado em respostas dinâmicas em uma ponte na Eslovênia utilizando o algoritmo proposto por González, Rowley e OBrien (2008). Porém, esse método ainda necessita de detectores de eixo externos.

Em 2005, Karoumi, Wiberg e Liljencrantz (2005) estenderam a utilização de B-WIM para monitoramento de pontes ferroviárias. O sistema empregado utiliza transdutores de deformação específica posicionados em diferentes pontos para detecção dos eixos e cálculo da velocidade. Liljencrantz, Karoumi e Olofsson (2007) apontam as principais diferenças entre os sistemas para pontes ferroviárias e rodoviárias:

- Mesmo sob tráfego intenso, dois trens nunca cruzam simultaneamente uma ponte de comprimento moderado;
- O comportamento dinâmico do trem possui, aparentemente, um efeito limitado no sinal do sistema B-WIM;
- Devido ao comprimento do arranjo do trem, a diferença de velocidade entre o primeiro e o último vagão pode ser significativa.

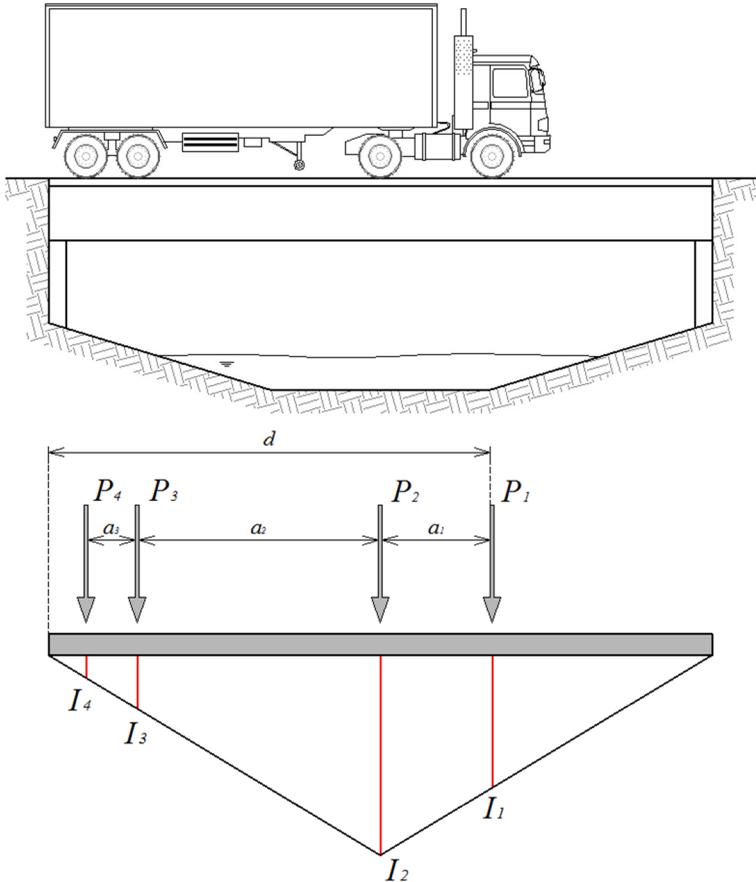
No Brasil, Carvalho Neto e Veloso (2015) implementaram o algoritmo de Moses para pesagem em movimento de trens e também para caracterização do tráfego ferroviário. Ao analisar as cargas obtidas por eixo da locomotiva, os autores concluíram que o sistema B-WIM empregado determina de forma ótima o peso bruto total do veículo, porém com flutuações nos valores de carga ao longo dos eixos. Para corrigir esse problema os autores sugerem que o algoritmo necessita ser melhorado por meio de técnicas de otimização.

Apesar de todos esses avanços na tecnologia de B-WIM, segundo Rowley *et al.* (2008), o algoritmo de Moses continua sendo o mais popular entre os sistemas B-WIM devido à sua confiabilidade e à facilidade de implementação com relação à capacidade computacional, modelagem e requerimentos de instalação. No próximo item esse algoritmo é explicado de forma detalhada.

2.2. Algoritmo de Moses

O algoritmo desenvolvido por Moses (1979) calcula os pesos de cada eixo por meio de uma função que minimiza a diferença entre a resposta da ponte obtida experimentalmente e a resposta estática teórica. A resposta teórica é baseada no conceito de linhas de influência e superposição linear - a deformação estática induzida na estrutura pela passagem de uma força móvel é proporcional ao produto do peso estático do eixo e a correspondente ordenada na linha de influência, conforme apresentado na Figura 1.

Figura 1 - LI para momento fletor solicitante para um veículo com 4 eixos



Moses usou o fato da tensão em cada viga longarina, dentro do regime elástico linear, ser relacionada com o momento fletor pela relação indicada na Equação (2.1).

$$S_j = \frac{M_j}{W_j} \quad (2.1)$$

onde: S_j - tensão na j -ésima longarina;
 M_j - momento fletor na j -ésima longarina;
 W_j - módulo elástico da seção transversal da j -ésima longarina.

O momento fletor da j -ésima longarina expresso na Equação (2.1) pode ser escrito, a partir da lei de Hooke, em termos de deformações específicas como mostra a Equação (2.2).

$$M_j = W_j S_j = E W_j \varepsilon_j \quad (2.2)$$

onde: E - módulo de elasticidade do material da ponte;
 ε_j - deformação específica da j -ésima longarina.

Assim, o momento fletor máximo atuante em cada longarina pode ser obtido experimentalmente com a instalação de extensômetros no meio do vão, na face inferior de cada uma das vigas que sustentam a ponte. Considerando as vigas com seção transversal igual, o módulo W_j será constante para todas as vigas. Dessa forma, o momento fletor experimental total, em um determinado instante de tempo, é calculado por meio da soma da parcela correspondente a cada uma das vigas, conforme define a Equação (2.3).

$$M_{SE}^k = E W \sum_{j=1}^{n_1} \varepsilon_j \quad (2.3)$$

onde: M_{SE}^k - momento fletor experimental, em um instante k ;
 n_1 - número de longarinas que compõem a estrutura da ponte;

Observando a Figura 1, o momento fletor teórico na seção de atuação da carga P_2 , em um instante k , pode ser obtido conforme indicado nas Equações (2.4) e (2.5).

$$M_{ST}^k = P_1 I_1 + P_2 I_2 + P_3 I_3 + P_4 I_4 = \sum_{i=1}^{n_e} P_i I_{(k-C_i)} = \sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k \quad (2.4)$$

$$c_i = \frac{L_i \times F}{V} \quad (2.5)$$

onde: M_{ST}^k - momento fletor teórico;
 n_e - número de eixos do veículo;
 P_i - força referente ao i -ésimo eixo do veículo;
 I_i^k ou $I_{(k-C_i)}$ - ordenada da LI para o i -ésimo eixo na leitura k .
 c_i - número de leituras correspondendo à distância L_i ;
 L_i - distância entre o i -ésimo eixo e o primeiro em metros;
 F - frequência de leitura em Hz ;
 V - velocidade em m/s .

O momento fletor teórico definido na Equação (2.4) é estático, enquanto que o momento fletor obtido experimentalmente, como indicado na Equação (2.3), possui um caráter dinâmico.

Quilligan (2003) explica que, na realidade, a resposta da ponte não é estática, mas oscila em torno da posição estática de equilíbrio. Moses utilizou o fato de uma grande quantidade de medições estar disponível durante a passagem do caminhão para suavizar os componentes dinâmicos. Essa suavização é feita por meio da minimização de uma função erro, dada pela soma dos quadrados das diferenças entre os momentos fletores experimental e teórico, como indica a Equação (2.6).

$$\varphi = \sum_{k=1}^{n_k} (M_{SE}^k - M_{ST}^k)^2 = \sum_{k=1}^{n_k} \left(M_{SE}^k - \sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k \right)^2 \quad (2.6)$$

onde: φ - função erro;
 n_k - número total de leituras;

O processo de minimização consiste em encontrar os valores de peso para os eixos que minimizem a Equação (2.6). Calculando-se então, a primeira derivada da Equação (2.6) em relação ao j -ésimo eixo e igualando a zero, chega-se a Equação (2.7).

$$\frac{\partial \varphi}{\partial P_j} = 2 \sum_{k=1}^{n_T} \left[\sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k - M_{SE}^k \right] I_j^k = 0 \quad (2.7)$$

onde: n_T - número total de incrementos de tempo utilizados (menor ou igual a n_k);

Rearranjando a Equação (2.7), tem-se:

$$\sum_{k=1}^{n_T} \left[\sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k \right] I_j^k = \sum_{k=1}^{n_T} M_{SE}^k I_j^k \quad (2.8)$$

A Equação (2.8) pode ser reescrita no formato matricial como define a Equação (2.9).

$$\mathbf{F} \times \mathbf{p} = \mathbf{m} \quad (2.9)$$

com:

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_{ij} = \sum_{k=1}^{n_T} I_i^k I_j^k \quad (2.10)$$

$$\mathbf{m} = \mathbf{m}_j = \sum_{k=1}^{n_T} M_{SE}^k I_j^k \quad (2.11)$$

onde: \mathbf{F} - matriz de linhas de influência para momentos;
 \mathbf{p} - vetor dos pesos dos eixos;
 \mathbf{m} - vetor de momentos fletores medidos.

Assim, os pesos dos eixos dos veículos desconhecidos são calculados conforme indica a Equação (2.12). O PBT dos veículos é calculado fazendo-se o somatório dos elementos do vetor \mathbf{p} .

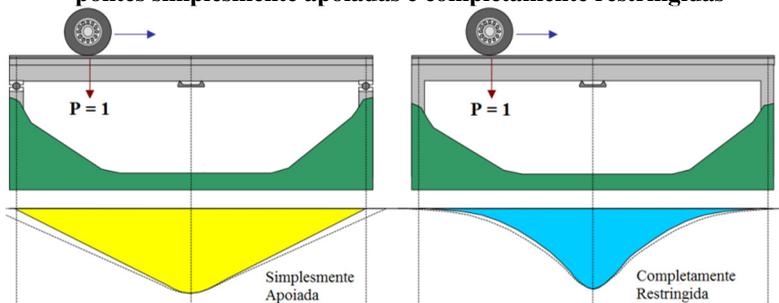
$$\mathbf{p} = \mathbf{F}^{-1} \times \mathbf{m} \quad (2.12)$$

Portanto, a análise de pesagem em movimento em pontes é um problema do tipo inverso, onde as deformações específicas são medidas e a carga móvel, a qual provoca essas deformações, é calculada (QUILLIGAN, 2003).

2.3. Obtenção das linhas de influência

No item anterior, a demonstração do algoritmo de Moses foi feita utilizando-se a LI teórica indicada na Figura 1. Entretanto, O'Brien, Quilligan e Karoumi (2005) explicam que apesar da LI ser facilmente obtida da análise da estrutura, conforme pode ser observada na Figura 2, os resultados geralmente não correspondem aos medidos na ponte, sendo necessário obter a LI diretamente das medidas de esforços provenientes da passagem de um veículo com peso conhecido.

Figura 2 - Linha de influência para momentos fletores no meio do vão de pontes simplesmente apoiadas e completamente restringidas



Žnidarič e Baumgärtner (1998) *apud* Quilligan (2003) propuseram que a LI real da estrutura está entre as condições idealizadas de simplesmente apoiada e completamente restringida. Dessa forma, a LI pode ser obtida, por exemplo, por meio de um modelo numérico em Elementos Finitos (EF). As condições de apoio podem ser assumidas como semirrígidas ou com diferentes condições de apoio (apoios elásticos). Esse procedimento apresenta uma boa correlação entre a resposta teórica e a medida, porém vários fatores como a flexibilidade do pavimento, interações solo-estrutura, envelhecimento dos materiais e condições de apoio desconhecidas levam a uma LI inadequada para aplicações em B-WIM (QUILLIGAN, 2003). Outros autores propuseram diferentes abordagens para a obtenção de uma LI mais realista a partir da resposta da estrutura, podendo ser citados os trabalhos de McNulty (1999), González e O'Brien (2002), McNulty e O'Brien (2003), Quilligan (2003), O'Brien, Quilligan e Karoumi (2005), Zhao *et al.* (2013) e Ieng (2015).

Segundo Rowley *et al.* (2008), McNulty (1999) e McNulty e O'Brien (2003) descreveram um método gráfico “ponto-a-ponto” para

obter a linha de influência a partir da resposta da ponte submetida a passagem de um caminhão de calibração. Esse método pode ser utilizado em diversas circunstâncias e requer somente o conhecimento do comprimento e a posição dos apoios da ponte (QUILLIGAN, 2003). Entretanto, esse método é manual e a precisão é função da habilidade do operador.

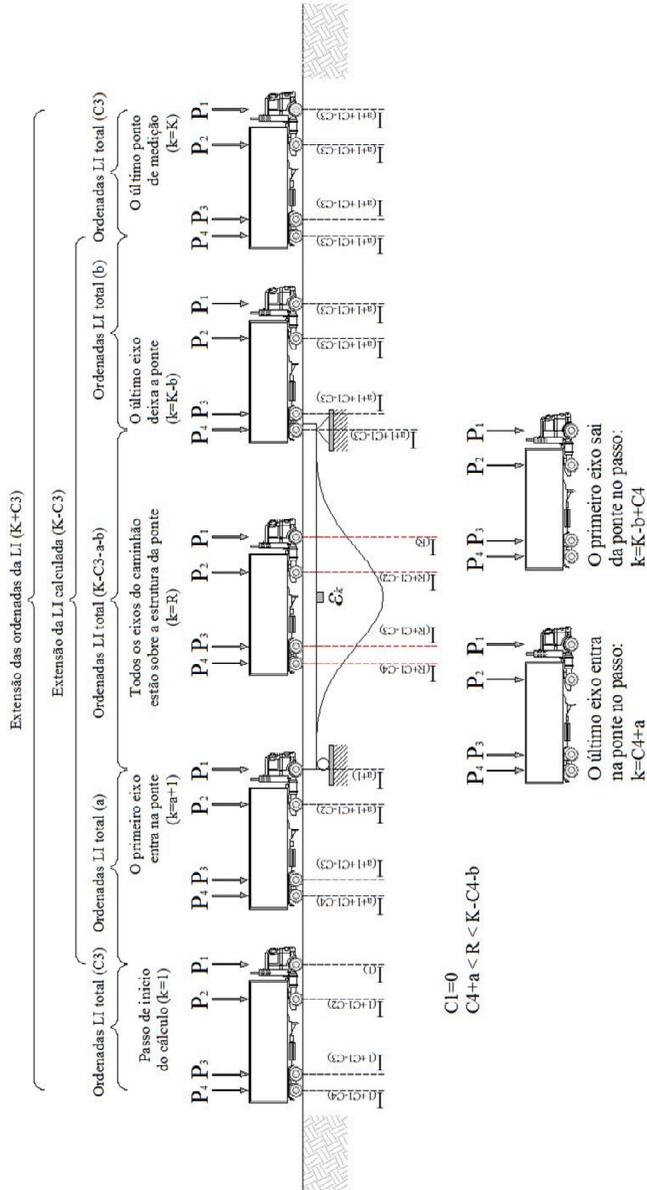
González e O'Brien (2002) sugeriram calcular a linha de influência no domínio da frequência. O espectro da linha de influência é obtido pelo cálculo da contribuição unitária de todas as leituras de uma determinada frequência. Segundo Quilligan (2003), as limitações encontradas por outros autores, como o cálculo direto no domínio do tempo ou a inconveniência de ajuste experimental ponto-a-ponto são superadas. Entretanto, a precisão desse método é função do número de sensores instalados na ponte.

Em 2005, O'Brien, Quilligan and Karoumi (2005) desenvolveram um método matemático para calcular a linha de influência diretamente, a partir das medidas do monitoramento da passagem de um caminhão de calibração, cujos pesos dos eixos são conhecidos. No método proposto, não há necessidade de se conhecer a posição exata para a qual a carga aplicada causa o início da flexão da ponte. Assim, evitam-se as incertezas em torno das reais condições de apoio e as deformações específicas muito pequenas geralmente induzidas próximas dos apoios.

Por esse método, a passagem do caminhão de calibração é definida em $(k+c_n)$ leituras, conforme Figura 3. Durante essa passagem, a velocidade do caminhão é considerada constante. O ponto inicial da LI é escolhido no instante em que o primeiro eixo alcança um ponto específico antes da ponte, indicado por $I_{(1)}$. A última ordenada na LI é definida quando o último eixo do caminhão passa por um ponto específico após o final da ponte, indicado por $I_{(k+c_1-c_n)}$. Assim, existem no total $(k-c_n)$ ordenadas da LI para a passagem do caminhão de calibração.

Como os pesos dos eixos são conhecidos, para se encontrar o valor das ordenadas da LI que minimize a Equação (2.6), iguala-se a zero a derivada dessa função, em relação a R -ésima ordenada da LI, conforme a Equação (2.13).

Figura 3 - Obtenção da LI a partir de um caminhão de calibração cruzando a ponte



$$\frac{\partial \varphi}{\partial I_R} = 2 \sum_{k=1}^{n_k} \left[\sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k - M_{SE}^k \right] P_j = 0 \quad (2.13)$$

Rearranjando a Equação (2.13), tem-se:

$$\sum_{k=1}^{n_k} \left[\sum_{i=1}^{n_e} P_i I_i^k \right] P_j = \sum_{k=1}^{n_k} M_{SE}^k P_j \quad (2.14)$$

A Equação (2.14) pode ser escrita na forma matricial conforme a Equação (2.15).

$$\mathbf{W}_{(k-c_n) \times (k+c_n)} \mathbf{i}_{(k+c_n) \times 1} = \mathbf{mp}_{(k-c_n) \times 1} \quad (2.15)$$

$$\mathbf{W}_{(k-c_n) \times (k+c_n)} = \mathbf{W}_{(k-c_n) \times (c_n)}^1 \mathbf{W}_{(k-c_n) \times (k-c_n)}^2 \mathbf{W}_{(k-c_n) \times (c_n)}^3 \quad (2.16)$$

$$\mathbf{i}_{(k+c_n) \times 1}^T = \mathbf{i}_{(c_n) \times 1}^1 \mathbf{i}_{(k-c_n) \times 1}^2 \mathbf{i}_{(c_n) \times 1}^3 \quad (2.17)$$

Como pode ser observado na Figura 3, as ordenadas da LI antes e depois da ponte são iguais a zero, ou seja, $\mathbf{i}^1 = \{0\}$ e $\mathbf{i}^3 = \{0\}$. Portanto:

$$\mathbf{W}_{(k-c_n) \times (k-c_n)}^2 \mathbf{i}_{(k-c_n) \times 1}^2 = \mathbf{mp}_{(k-c_n) \times 1} \quad (2.18)$$

Simplificando a Equação (2.18), tem-se:

$$\mathbf{W} \times \mathbf{i} = \mathbf{mp} \quad (2.19)$$

onde: **W** - matriz esparsa e simétrica, dependente dos pesos dos eixos;
i - vetor contendo as ordenadas da LI;
mp - vetor dependente dos momentos fletores medidos e do peso dos eixos.

A diagonal principal da matriz **W** é formada pela soma dos quadrados dos pesos de cada eixo. Em cada linha da matriz, os elementos fora da diagonal principal, que ficam distantes dessa diagonal de acordo com o espaçamento dos eixos, são o produto desses eixos ($P_i P_j$). Para o caminhão com 4 eixos ilustrado na Figura 3, os elementos da matriz **W** são definidos na Equação (2.20)

$$W_{i,i} = \sum_{j=1}^{n_e} P_i^2 \quad (2.20a)$$

$$W_{i,i+(C_4-C_3)} = P_4 P_3 \quad (2.20b)$$

$$W_{i,i+(C_2-C_1)} = P_2 P_1 \quad (2.20c)$$

$$W_{i,i+(C_4-C_2)} = P_4 P_2 \quad (2.20d)$$

$$W_{i,i+(C_4-C_1)} = P_4 P_1 \quad (2.20e)$$

Invertendo-se a matriz \mathbf{W} , é possível obter as ordenadas da LI conforme a Equação (2.21).

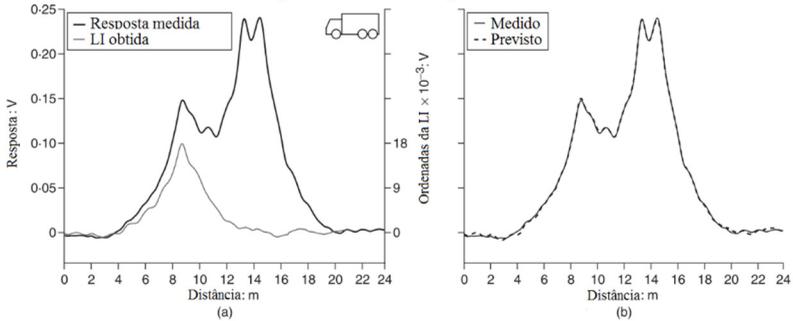
$$i = \mathbf{W}^{-1} \times mp \quad (2.21)$$

Utilizando-se a Equação (2.21) para se obter as ordenadas da LI, chega-se a apenas uma LI para toda a ponte, independentemente da quantidade de longarinas que formam a superestrutura da mesma. Além disso, esse método pode demandar um custo computacional elevado, já que é necessário inverter uma matriz que, para um caminhão com 03 eixos e frequência de aquisição de dados de 1024 Hz, é da ordem entre 1500 e 2000.

Os autores validaram o procedimento em duas pontes de concreto armado localizadas na Suécia. Foram utilizados dois caminhões com pesos conhecidos, um em cada ponte. Os resultados, ilustrados na Figura 4 e na Figura 5, indicaram boa correlação entre os sinais medidos e os calculados a partir das linhas de influência geradas pelo procedimento.

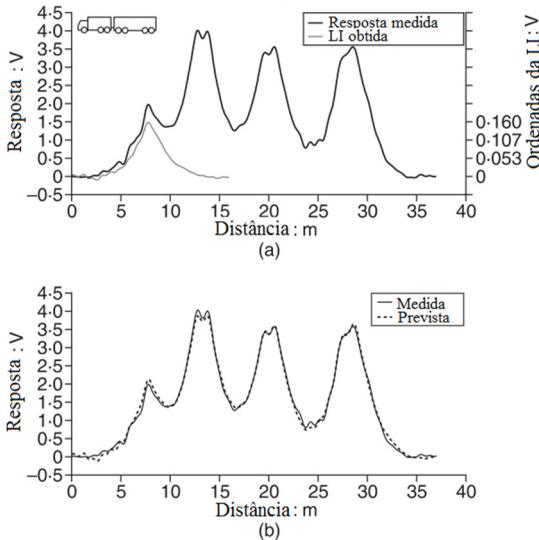
Outros autores propuseram alternativas para obtenção da LI real das pontes a partir da passagem dos veículos de calibração. Ieng (2015) apresenta um modelo matemático utilizando a matriz de Toeplitz e uma abordagem de minimização por máxima verossimilhança. Já Zhao *et al.* (2013) introduziram a utilização de um fator de distribuição transversal da força calculado a partir dos sinais de deformação nas longarinas, encontrando assim, uma LI para cada longarina da ponte. Essas abordagens não são consideradas no presente estudo e, portanto, seus métodos matemáticos não são apresentados.

Figura 4 - Ponte Östermalms: (a) resposta devido a passagem de um caminhão de calibração com a LI calculada; (b) comparação entre a resposta medida e prevista



* Adaptado de O'Brien, Quilligan and Karoumi (2005).

Figura 5 - Ponte Kramfors: (a) resposta devido a passagem de um caminhão de 7 eixos com a LI calculada; (b) comparação entre resposta medida e prevista



* Adaptado de O'Brien, Quilligan and Karoumi (2005).

2.4. Sistema B-WIM utilizado

O sistema B-WIM utilizado no presente estudo, foi desenvolvido inicialmente por Žnidarič, Žnidarič e Terčelj (1991) e vem sendo

aprimorado constantemente (ŽNIDARIČ et al., 2012; ŽNIDARIČ; LAVRIČ, 2010; ŽNIDARIČ; LAVRIČ; KALIN, 2002). Atualmente é comercializado com o nome SiWIM pela empresa Eslovena Cestel (CESTEL, 2017). A Figura 6 ilustra os principais componentes do sistema SiWIM.

Como pode ser visto na Figura 6 (c) e (d), os sensores do sistema SiWIM medem a deformação específica ocorrida no elemento estrutural por meio da deformação ocorrida em uma haste metálica fixada ao elemento por dois parafusos. As deformações são lidas pelos sensores e registradas pelo sistema de aquisição de dados em uma frequência de 512 Hz. Diferente dos transdutores utilizados em sistemas de pesagem convencionais instalados no pavimento, que estão diretamente expostos ao sol, os transdutores de sistemas B-WIM são instalados sob a estrutura da ponte, o que leva a menores flutuações da temperatura ao longo do dia. Além disso, o sistema SiWIM utiliza sensores auto compensadores de temperatura. Dessa forma, para pequenas variações de temperatura, como as que ocorrem sob a estrutura, não se espera que ocorram alterações significativas nos valores de deformações medidos.

Este sistema utiliza LIs obtidas por meio do procedimento semelhante ao proposto por OBrien, Quilligan and Karoumi (2005) a partir da passagem de caminhões com pesos conhecidos sobre a ponte.

A calibração da LI segue as indicações do relatório COST 323 (1999) e recomendações sobre pesagem em movimento publicado pela *International Society for Weigh in Motion* (ISWIM, 2013) de modo a garantir uma boa qualidade dos resultados obtidos.

Com base no relatório COST 323 (1999), o processo de calibração dos sistemas B-WIM consiste em passar veículos com pesos conhecidos sobre o sistema diversas vezes. Quanto maior o número de passagens maior a precisão do sistema. Estas passagens devem ser realizadas com pelo menos duas classes de veículos (rígido e articulado) e dois níveis de velocidade.

Em termos de precisão dos resultados, o relatório COST 323 (1999) classifica os sistemas de pesagem em geral, dentre eles o sistema B-WIM, segundo o seu fim em três categorias: análise estatística, avaliação da infraestrutura e fins legais. A análise estatística é utilizada para estudos econômicos e técnicos sobre o transporte de cargas e são aceitáveis variações nos resultados de pesagem superiores a 20%. Quando se deseja avaliar a infraestrutura, seja em termos de pavimento ou pontes, o tráfego precisa ser analisado com melhor precisão, sendo aceitável uma variação nos resultados entre 10 e 20%. Já para fins legais (alteração de limites de carga por exemplo) a variação não pode ser superior a 10%. A

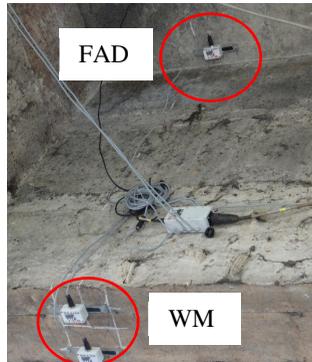
Tabela 1 traz a tolerância permitida para cada classe em termos de peso bruto total (PBT) e peso de eixo isolado.

Por esta tabela, resultados com precisão dentro das classes A (5) e B+ (7) podem ser utilizados para fins legais, enquanto que resultados nas classes B (10), C (15) e D (20) podem ser utilizados para verificação de Estado Limite de Serviço da infraestrutura. A classe B (10) pode ainda ser utilizada para se obter um conhecimento mais apurado dos carregamentos em termos de projeto, manutenção e avaliação. Por fim, as classes D (25) e E são indicadas somente para conhecimento estatístico do tráfego (COST 323, 1999).

Figura 6 - Detalhes da instalação do Sistema B-WIM utilizado



(a)



(b)



(c)



(d)

(a) Sistema de aquisição de dados; (b) Detalhe da instalação de sensores de detecção de eixo (FAD) e pesagem (WM); (c) Detalhe da fixação do sensor e; (d) Detalhe do sensor instalado.

Tabela 1 - Tolerâncias das classes de precisão

Critério	Classes de precisão						E
	A (5)	B (+7)	B (10)	C (15)	D (+20)	D (25)	
Peso Bruto Total	5	7	10	15	20	25	>25
Peso de eixo isolado	8	11	15	20	25	30	>30

3. FADIGA EM PONTES

Ao longo de sua vida útil, uma ponte é submetida a diversos carregamentos com caráter dinâmico, como o vento e a carga móvel do tráfego. Em pontes de pequeno vão, o carregamento devido ao tráfego de veículos é aquele que introduz tensões com maiores amplitudes.

Este carregamento possui uma característica dinâmica e a sua abordagem em normas é, em geral, feita por uma carga estática amplificada por um fator de impacto (*dynamic amplification factor-DAF*). Essa prática não representa de forma adequada a distribuição de tensões ao longo do tempo. A passagem de um veículo sobre a ponte não ocorre de forma suave. A interação veículo-estrutura aliada à superfície rugosa do pavimento, ondulações, defeitos e juntas de dilatação acabam levando a um comportamento oscilatório da ponte.

Assim, as tensões que surgem na ponte devido à passagem de veículos são, em geral, cíclicas e inferiores às resistências dos materiais empregados em sua construção. Mas, mesmo sem ultrapassar o valor da resistência, tensões de natureza cíclica podem levar à falha de elementos estruturais por fadiga, desde que um número suficiente de repetições dessas tensões ocorra.

Como é mostrado no item 3.4, elementos de concreto armado submetidos a fadiga sempre falham na armadura de aço, mesmo em elementos super armados. No aço, o fenômeno de fadiga ocorre mesmo com a tensão nominal estando bem abaixo da tensão de escoamento do material. Essas tensões podem ser suficientemente altas localmente ou próximas a fissuras existentes causando o início e propagação de fissuras.

Esse capítulo faz uma breve revisão sobre os conceitos de fadiga e sua avaliação em pontes curtas. Maiores informações sobre os conceitos envolvendo fadiga podem ser encontradas em Stephens *et al.* (2001), Schütz (1996) e Schijve (2003).

3.1. Conceitos gerais

Segundo o Comitê 215 do ACI (1997), fadiga é um processo de mudança estrutural interna, permanente e progressiva, de um material submetido a tensões repetitivas. Essas mudanças podem causar danos e resultar em um crescimento progressivo de fissuras e a completa ruptura se as repetições de tensões forem suficientemente grandes.

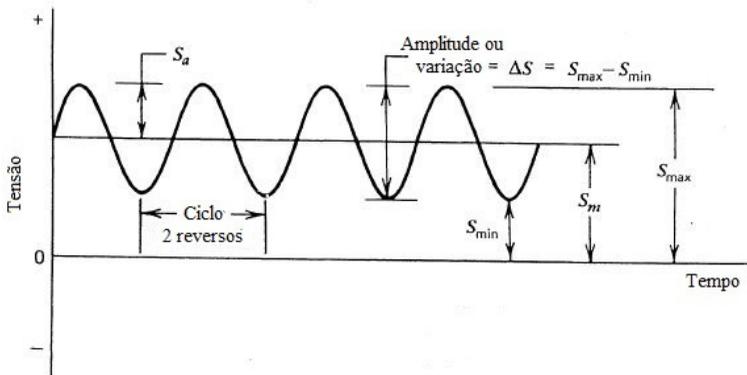
Este número de repetições (ciclos) para falha é inversamente proporcional à amplitude da variação das tensões envolvidas. Dessa forma, variações de tensão com grandes amplitudes necessitam de baixo

número de ciclos para levar o material à ruptura, enquanto que variações de tensão com baixas amplitudes necessitam de um alto número de ciclos para levar à falha. Esses dois regimes são conhecidos como fadiga por baixos ciclos (*low cycle fatigue* - LCF) e fadiga por altos ciclos (*high cycle fatigue* - HCF), respectivamente.

No regime HCF, predominam variações de tensão com pequenas amplitudes, deformações elásticas e um número alto de ciclos até a falha do elemento estrutural. Já no regime LCF, predominam variações de tensão com grandes amplitudes, deformações plásticas e um número baixo de ciclos até a falha do elemento. Em geral, HCF ocorre na ordem dos milhões de ciclos e LCF na ordem de poucas centenas (ZANUY; FUENTE; ALBAJAR, 2007).

Tanto no regime HCF quanto no LCF, as amplitudes das variações de tensão podem ser constantes ou variáveis, dependendo da natureza da sollicitação. Em geral, o funcionamento de máquinas e equipamentos leva a variações de tensão com amplitude constante e determinística, como ilustrado na Figura 7. Por outro lado, pontes rodoviárias e ferroviárias, entre outras estruturas, são submetidas a variações de tensão com amplitude variável e de natureza aleatória (Figura 8), como, por exemplo, devido ao vento, passagem de veículos ou trens, entre outros.

Figura 7 - Ciclos de variações de tensão com amplitude constante

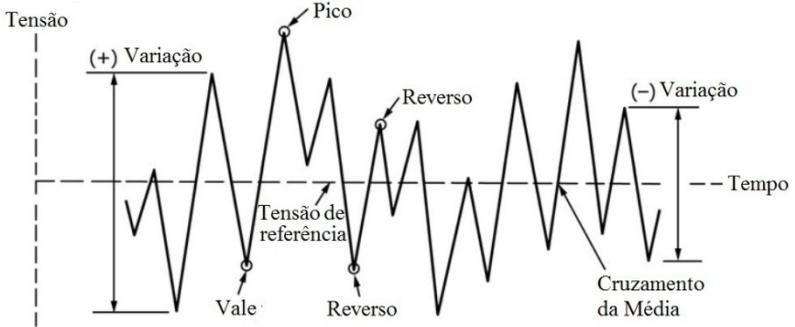


*Adaptado de Stephens *et al.* (2001).

A resistência à fadiga é definida como o número de ciclos necessários para levar à ruptura, para uma determinada amplitude de tensão. A contagem de ciclos de variações de tensão com amplitude constante até a ruptura é simples e direta. Para variações de tensão com

amplitude variável, a contagem de ciclos até a ruptura é feita por meio de técnicas de contagem, como *level-crossing*, *peak counting*, *simple-range*, *rainflow* e *range-pair* (ASTM E1049-85, 2011).

Figura 8 - Ciclos de variações de tensão com amplitude variável



*Adaptado de ASTM E1049-85 (2011)

3.2. Mecanismo de formação e propagação de fissuras por fadiga

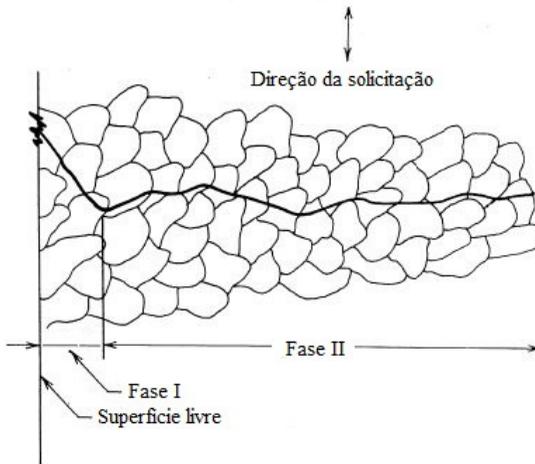
Sob condições de carregamento cíclico, fissuras por fadiga podem ser formadas, ou nucleadas, a nível microscópico, próximas a discontinuidades na superfície do material (STEPHENS *et al.*, 2001). Essas discontinuidades incluem pontos de corrosão, poros, vazios, entre outros.

Após a formação dessas microfissuras e com a continuidade da sollicitação cíclica, algumas fissuras se fundem e crescem ao longo do plano de máxima tensão de cisalhamento (Fase I). Após sua propagação em uma certa profundidade, a fissura passa a se propagar em ziguezague paralelamente ao plano de máxima tensão normal (Fase II). Essas duas fases, nucleação e propagação, podem ser vistas de forma esquemática na Figura 9.

A ruptura final do elemento submetido à fadiga ocorre após certo número de ciclos de sollicitação com a fissura na fase de propagação. O número de ciclos necessários para a nucleação, propagação da fissura e ruptura final varia conforme o regime de fadiga, conforme pode ser visto na Figura 10. Essa figura mostra a relação entre número de ciclos (N) e a tensão alternante ou semi amplitude (S_a). No regime LCF, do número necessário de ciclos para a ruptura final, poucos ciclos são necessários para a nucleação da fissura e a propagação é a fase predominante. Já no

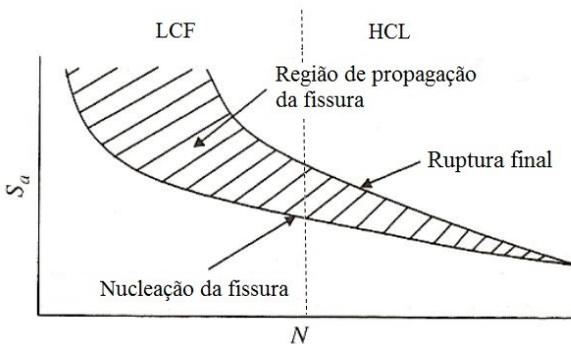
regime HCF, a fase de nucleação é a predominante e a propagação da fissura dura uma quantidade menor de ciclos.

Figura 9 - Desenho esquemático da nucleação e propagação de fissuras por fadiga



* Adaptado de Stephens *et al.* (2001)

Figura 10 - Curva esquemática indicando a nucleação, propagação e ruptura final em função no número de ciclos



* Adaptado de Stephens *et al.* (2001)

3.3. Estimativa da vida útil à fadiga

Existem basicamente três abordagens para a avaliação de fadiga: tensão-vida útil ($S-N$), deformação-vida útil ($\epsilon-N$) e mecânica da fratura

(MF). As abordagens $S-N$ e $\varepsilon-N$ são baseadas na contagem de danos causados por ciclos de carga e emprego de curvas experimentais do material. Por outro lado, a abordagem por mecânica da fratura envolve o desenvolvimento de modelos numéricos que descrevem o crescimento da fissura por fadiga devido aos ciclos de carregamento.

A escolha da abordagem a ser utilizada é baseada no regime de fadiga que o elemento ou estrutura está submetido, informações sobre o carregamento, como histórico e a sua sequência, e informações sobre o material empregado.

Quando se trata de LCF, existe uma predominância de altas amplitudes e a ocorrência de deformações plásticas. Portanto, para estimar a vida útil, é importante se conhecer o histórico de carregamento e as sequências de carga (STEPHENS et al., 2001). Dessa forma, é mais adequado se utilizar a abordagem deformação-vida útil ($\varepsilon-N$) ou MF.

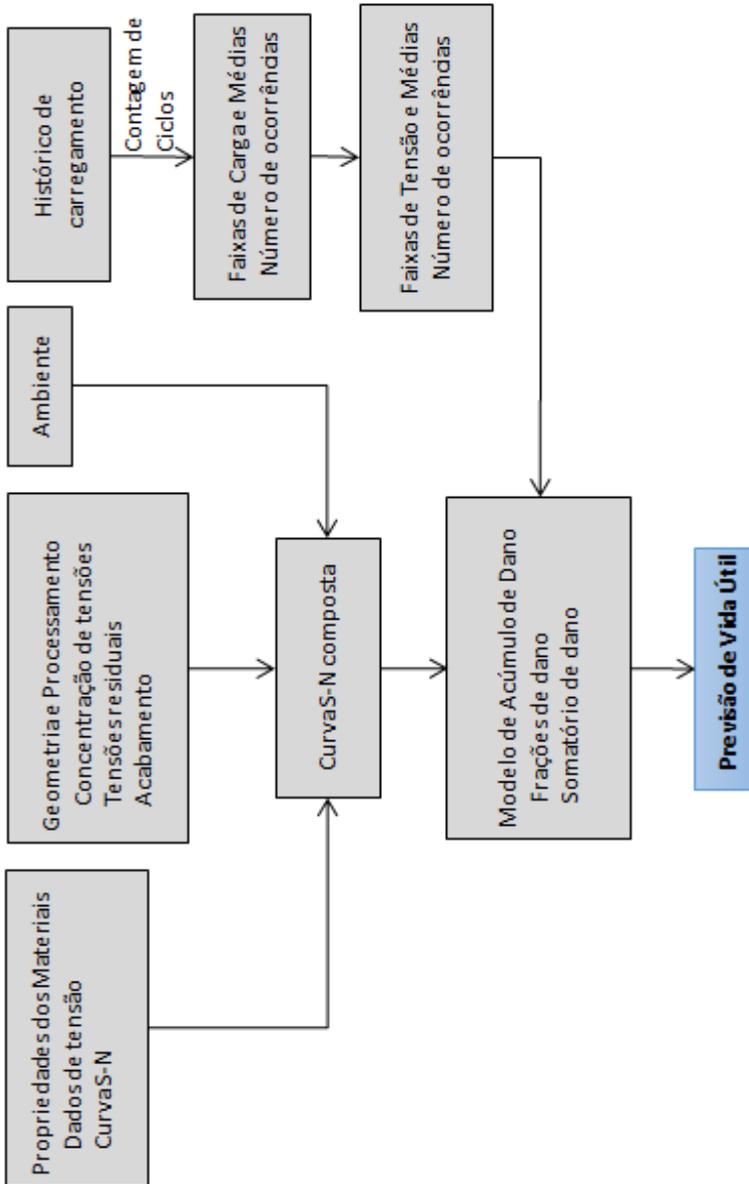
Para situações onde se espera a ocorrência de HCF, o emprego da MF para estimativa da vida útil pode levar a um elevado custo computacional. Esse fato aliado ao conhecimento limitado do comportamento de alguns materiais quando submetidos à fadiga, como é o caso do concreto armado (RAY; CHANDRA KISHEN, 2011), acaba dificultando sua utilização. Assim, geralmente se emprega a abordagem $S-N$ para avaliação de fadiga no regime HCF.

No caso de avaliação de fadiga em pontes, não se tem informações do histórico de carregamento e as sequências de carga às quais a estrutura foi submetida até aquele ponto e, também, não se espera a ocorrência de LCF, exceto em eventos extremos como terremotos.

Por tudo isso, apresenta-se nesse item a estimativa da vida útil pela abordagem $S-N$, a qual é utilizada nesta pesquisa. Nesse método, segundo Stephens *et al.* (2001), as sequências de carga não são consideradas e as curvas $S-N$ são utilizadas como informações iniciais. Definida a curva $S-N$, o próximo passo é a contagem das variações de carga e cargas médias do histórico de carregamento por algum método de contagem, como o *Rainflow*.

Por fim, emprega-se um modelo de acúmulo de dano para obter o dano para cada variação de tensão e também o dano total, a partir da curva $S-N$. Todo esse processo pode ser melhor observado no fluxograma da Figura 11. Nos próximos itens são apresentados os parâmetros envolvidos neste tipo de abordagem.

Figura 11 - Esquema para previsão de vida útil baseada na abordagem S-N

* Adaptado de Stephens *et al.* (2001).

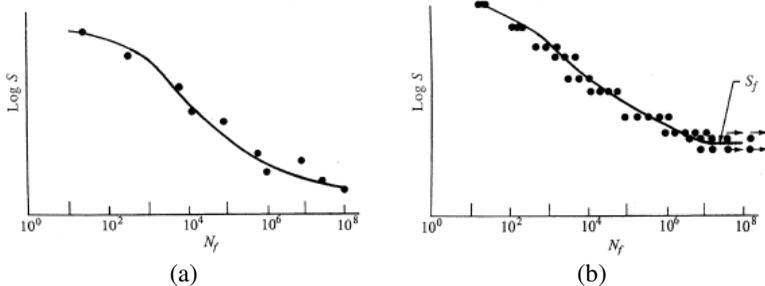
3.3.1. Curvas S-N

Para avaliar o comportamento de eixos de locomotiva submetidos a tensões repetitivas, August Wöhler realizou diversos ensaios durante as décadas de 1850 e 1860 (STEPHENS et al., 2001). Analisando os resultados desses ensaios por meio de gráficos tensão *versus* ciclos (vida útil), Wöhler mostrou como a vida útil à fadiga dos espécimes diminuía quando os eixos eram submetidos a amplitudes de tensão maiores e que abaixo de determinada amplitude não ocorria a ruptura dos espécimes.

Desta forma, Wöhler introduziu os conceitos de curvas S-N (stress *versus* number of cycles) e de limite de fadiga e observou que a amplitude das tensões é mais importante do que a tensão máxima aplicada, desde que não se atinja a tensão de ruptura.

As curvas S-N relacionam, então, o número de ciclos necessários para causar falha e a variação (amplitude) de tensões impostas por um carregamento, Figura 12. Essas curvas são obtidas a partir de ensaios experimentais de espécimes do material submetidos à amplitude constante de tensões, como ilustrado na Figura 7, por meio de um carregamento harmônico e sua representação é normalmente feita no formato $\log(S) \times \log(N)$ ou $\log(S) \times N$.

Figura 12 - Curvas S-N típicas



* Fonte: Stephens et al. (2001)

Para alguns materiais, como os metais, quando a curva S-N é representada no formato $\log(S) \times N$, aparece um limite inferior onde a falha por fadiga não ocorre mesmo após um número muito alto de ciclos, Figura 12 (b). Essa assíntota horizontal da curva S-N é o chamado limite de fadiga, definido por Wöhler, e é representado por S_f .

Limite de fadiga

Devido à característica assintótica da curva $S-N$ para alguns materiais, o limite de fadiga pode ser definido como a amplitude de tensão para a qual a vida útil à fadiga se torna infinita (SCHIJVE, 2003). A determinação desse limite pode consumir muito tempo e recursos, já que, como pode ser visto na Figura 12 (b), a variabilidade dos resultados nessa região é muito grande e o número de ciclos se torna extremamente elevado.

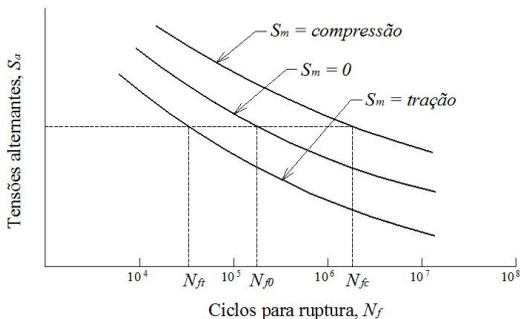
Segundo Stephens *et al.* (2001), considerando o limite de fadiga baseado em tensões alternantes (tração-compressão), seu valor pode variar de 1 até 70% da resistência última do material.

Rocha *et al.* (2015) explicam essa grande variabilidade na região do limite de fadiga como consequência das condições microscópicas do espécime apesar desse limite ser uma propriedade macroscópica.

Influência da tensão média

O carregamento harmônico a ser utilizado para a obtenção de uma curva $S-N$ pode ser definido a partir da resposta esperada em termos de tensão, por meio dos parâmetros S_a e S_m , ou seja, da semi-amplitude e da tensão média. Esse último parâmetro possui grande influência na resistência à fadiga obtida, como ilustra a Figura 13.

Figura 13 - Influência da tensão média na vida útil à fadiga de metais



* Adaptado de Stephens *et al.* (2001).

Como pode ser observado nesta figura, realizar um ensaio com tensão média em compressão pode significar um aumento considerável na vida útil se comparado com a realização do mesmo ensaio para uma tensão média de tração.

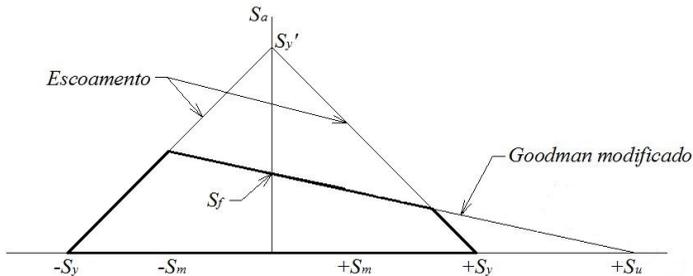
Portanto, ao se utilizar uma curva $S-N$ da literatura, deve-se ter cuidado com os parâmetros utilizados para sua construção e a sua compatibilidade com as características da distribuição de tensões da estrutura que está sendo avaliada.

Para contornar esse problema, alguns autores propuseram critérios que relacionam os efeitos combinados da tensão média e tensão alternante atuantes na estrutura com aquelas utilizadas na construção da curva $S-N$. O mais empregado, é o modelo de Goodman modificado, como define a Equação 3.1 (STEPHENS *et al.*, 2001).

$$\frac{S_a}{S_f} + \frac{S_m}{S_u} = 1 \quad (3.1)$$

Onde: S_a - tensão alternante (semi amplitude);
 S_f - tensão limite de fadiga;
 S_m - tensão média;
 S_u - tensão de ruptura;

Figura 14 - Critérios de correlação das tensões médias.



* Adaptado de Stephens *et al.* (2001).

Aplicando este critério, caso a coordenada formada pela tensão média e alternante atuantes na estrutura fique dentro dos limites indicados pelas linhas ilustradas na Figura 14, então a ruptura por fadiga não ocorrerá. Nessa figura, a linha mais espessa representa os limites formados pela equação de Goodman, S_y representa a tensão de escoamento obtida em um ensaio monotônico e S_y' representa a tensão de escoamento obtida em um ensaio cíclico (STEPHENS *et al.*, 2001).

Segundo Mander, Panthaki e Kasalanati (1994) o efeito das tensões médias é importante para estruturas submetidas a HCF, pois possuem deformação predominantemente elástica. Para estruturas submetidas a

LCF, onde deformações plásticas são importantes, ocorre relaxação das tensões médias, o que tende a reduzir qualquer tensão média mecânica ou térmica a zero ou a um valor muito pequeno, de tal modo que não apresenta efeito perceptível na vida útil a fadiga.

Representação e aproximações da curva S-N

Para avaliação da fadiga de uma estrutura, ensaios em espécimes retirados da mesma deveriam ser utilizados para melhor aproximação da curva S-N obtida com o comportamento real da estrutura. Dessa forma, particularidades da estrutura poderiam ser levadas em consideração. Entretanto, Stephens *et al.* (2001) explicam que isso nem sempre é possível e aproximações do comportamento S-N devem ser feitas. Esses autores explicam que existem diversos modelos para descrever as curvas S-N e, usualmente, esses modelos representam uma vida útil média.

O modelo mais comum é aquele introduzido por Basquin (STEPHENS 2001), como pode ser visto na Figura 15. Baseado nos experimentos de Wöhler, Basquin sugeriu a Equação (3.2) para relacionar o número de ciclos e a respectiva vida útil à fadiga.

$$N = A (S_a)^{-m} \quad (3.2)$$

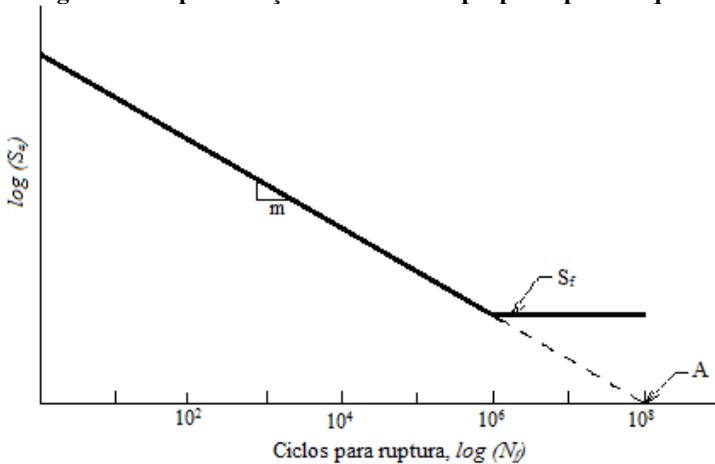
Onde: A - coeficiente linear da curva de Wöhler;

m - coeficiente angular da curva em escala *log-log*;

Para correlacionar a tensão alternante S_a com a tensão média S_m , conforme descrito no item anterior, define-se um valor de tensão limite de fadiga para vida útil finita (S_{Nf}). Para a proposição de Goodman (Equação (3.1)), essa tensão limite é obtida conforme define a Equação (3.3).

$$S_{Nf} = S_a / \left(1 - \frac{S_m}{S_u} \right) \quad (3.3)$$

Figura 15 - Aproximação da curva S-N proposta por Basquin



A resistência à fadiga (N_f) para o par (S_a, S_m) é obtida por meio da modificação da Equação (3.2), conforme mostra a Equação (3.4).

$$N_f = A (S_{Nf})^{-m} \quad (3.4)$$

O emprego das Equações (3.3) e (3.4) leva a uma modificação dos limites mostrados anteriormente na Figura 14 em função do valor da tensão limite de fadiga, como pode ser visualizado na Figura 16.

Apesar de sua simplicidade, a equação de Basquin pode não representar de forma adequada o comportamento à fadiga da estrutura a qual se está analisando. Como citado anteriormente, os ensaios para obtenção de uma curva S-N apresentam grande dispersão, como mostra a Figura 12 (b), principalmente próximo da região do limite de fadiga. Em geral, define-se uma curva S-N a partir de ensaios em amplitude constante com confiabilidade de 97,5%. Dessa forma, a probabilidade de ocorrer a falha por fadiga para um determinado número de ciclos é de apenas 2,5%.

Apesar dessa baixa probabilidade de falha, uma análise mais apurada exige a consideração das incertezas envolvidas. Assim, é mais adequada, por exemplo, a utilização de uma curva S-N definida por funções de densidade de probabilidades, como pode ser visto na Figura 17.

Figura 16 - Limites de fadiga com a correlação das tensões médias e alternantes

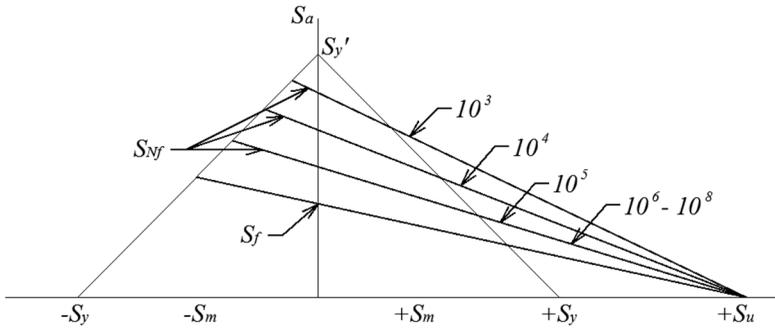
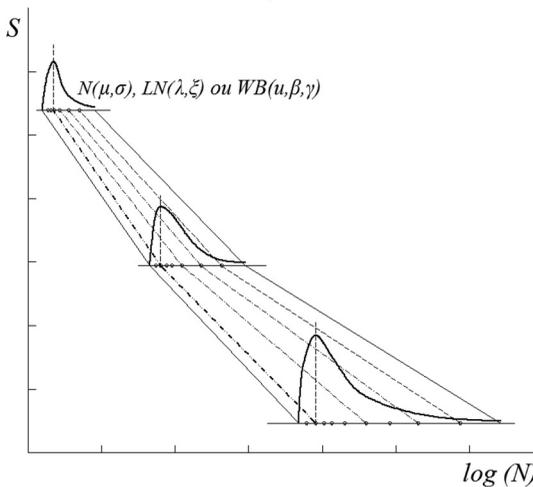


Figura 17 - Representação de curva S-N por meio de funções de densidade de probabilidades.



* Adaptado de Bosco Junior(2007).

Diversos modelos matemáticos de probabilidade têm sido empregados para descrever o comportamento à fadiga (HWAN OH, 1986). As distribuições Normal e Lognormal foram extensivamente utilizadas, sendo a adoção da última basicamente por conveniência matemática. Contudo, segundo Hwan Oh (1986), alguns pesquisadores mostraram que a função risco para distribuições Lognormais diminui com

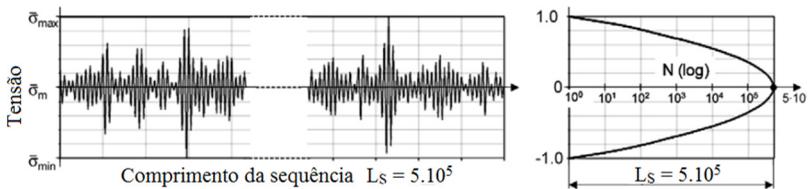
o aumento da vida útil à fadiga, o que viola o fenômeno físico de deterioração progressiva do material resultante do processo de fadiga. Já a distribuição de Weibull apresenta argumentos mais convincentes do ponto de vista físico. Apesar disso, atualmente, os pesquisadores têm utilizado tanto a distribuição Weibull quanto a Lognormal para avaliar fadiga.

Curvas S-N para tensões com amplitude variável

Como apresentado anteriormente, tradicionalmente, as curvas S-N são obtidas a partir de carregamentos harmônicos que levam a variação de tensão com amplitude constante. Porém, Johannesson, Svensson e Demare (2005) afirmam que como a maioria das cargas não apresenta variação com amplitude constante, a previsão de vida útil utilizando essas curvas leva a erros sistemáticos.

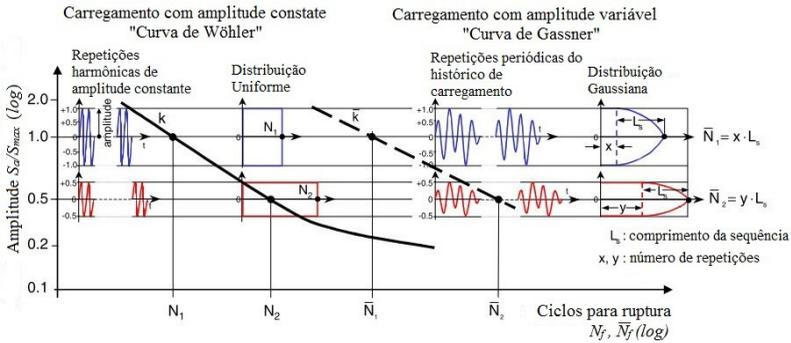
Por este motivo, diversos autores investigaram o comportamento da vida útil à fadiga para tensões com amplitude variável, podendo-se citar os trabalhos de Johannesson, Svensson e Demare (2005), Sonsino (2007) e Chen *et al.* (2011). Diferente das curvas S-N tradicionais, o carregamento é representado por um processo estocástico estacionário com distribuição gaussiana, como ilustra a Figura 18. As principais diferenças entre os ensaios com carregamento harmônico e aleatório podem ser vistas na Figura 19.

Figura 18 - Carregamento representado por um processo estocástico estacionário com distribuição gaussiana



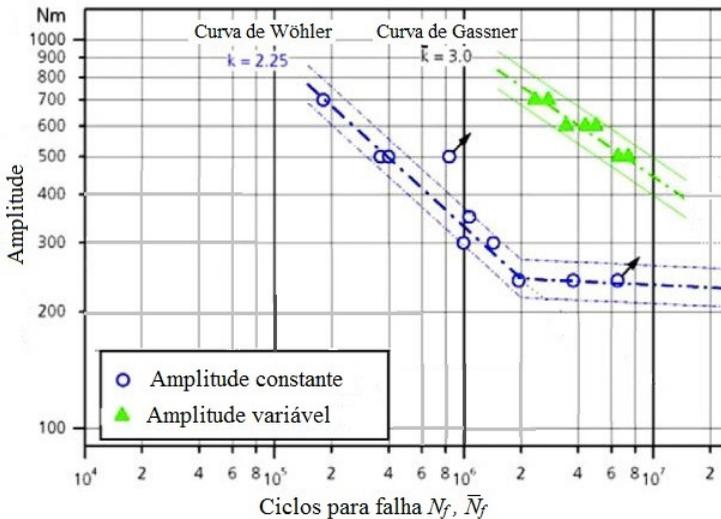
A Figura 20 apresenta a comparação de curvas S-N obtidas com variações de tensão com amplitude constante e variável realizada por Sonsino (2007). Como pode ser visto, a resistência à fadiga considerando ensaio com carregamento aleatório (curva de Gassner) é muito superior àquela obtida com carregamento harmônico (curva de Wöhler). Porém, como são poucos os estudos considerando ensaios com carregamento com amplitude variável, essa resistência superior não pode ser generalizada.

Figura 19 - Principais aspectos de ensaios com carregamento harmônico e aleatório



* Adaptado de Sonsino (2007).

Figura 20 - Comparação de curvas S-N do mesmo material para ensaios com amplitude constante e variável.



* Adaptado de Sonsino (2007).

3.3.2. Teoria de Palmgren-Miner de acúmulo linear de dano

Em estruturas submetidas a carregamentos aleatórios, Stephens *et al.* (2001) explicam que é utilizado o conceito de dano causado por um evento como uma fração da vida útil. A falha da estrutura é esperada quando as frações de vários eventos são somadas e se obtém o valor 1, ou seja, 100% da vida útil foi consumida, conforme explicitado na Equação (3.5).

$$\text{Falha} = \sum_{i=1}^{n_f} D_i = 1,0 \quad (3.5)$$

Onde: D_i - dano causado pelo i -ésimo evento;
 n_f - número de eventos necessários para causar a falha.

Quando a estrutura está submetida às mesmas condições da realização do ensaio para obtenção de uma curva $S-N$, o dano é contabilizado de forma direta, apenas contando-se o número de ciclos necessários para a ruptura. Contudo, raramente existirá essa compatibilidade entre a resposta da estrutura e uma curva $S-N$.

Dessa forma, para contabilizar o dano causado por cada evento em uma estrutura, é necessária a utilização de um modelo que compatibilize as tensões atuantes na mesma com as tensões utilizadas para construir a curva $S-N$.

O primeiro modelo foi introduzido por Palmgren em 1924, que apresentou o conceito de acúmulo linear de dano. Posteriormente, em 1945, Miner representou esse conceito matematicamente (STEPHENS *et al.*, 2001). Por esse modelo de Palmgren-Miner, o dano causado pelo i -ésimo evento ou ciclo é definido como:

$$d_i = \frac{1}{N_{f,i}} \quad (3.6)$$

onde: d_i - dano causado pelo i -ésimo ciclo de tensão;
 $N_{f,i}$ - número de repetições desse ciclo que equivale à falha.

O dano produzido por n ciclos de mesma amplitude é definido então por:

$$n d_i = \frac{n}{N_{f,i}} \quad (3.7)$$

O dano total da estrutura é obtido por meio do somatório do dano encontrado para todos os níveis de tensão, conforme define a Equação (3.8).

$$D = \sum n d_i = \sum_{i=1}^{n_k} \frac{n_i}{N_{f,i}} \quad (3.8)$$

onde: D - dano total produzido na estrutura;
 n_k - número de variações de tensão analisadas.

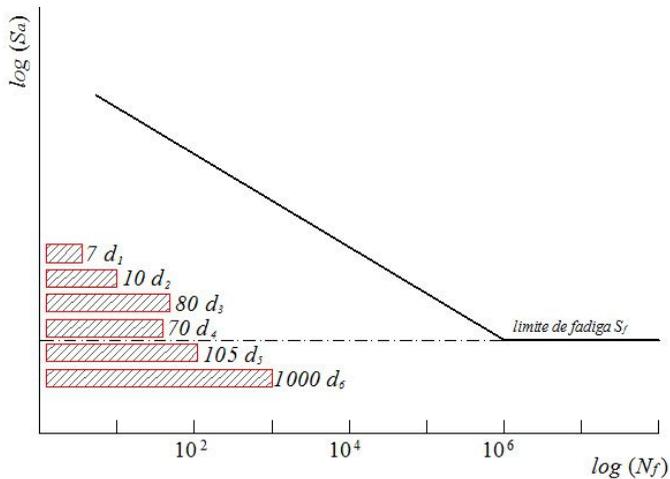
O modelo de dano descrito pela Equação 3.8, pode ser escrito em função dos parâmetros da curva S-N e de uma variação de tensão equivalente, conforme apresenta a Equação 3.9. Essa variação de tensão equivalente corresponde a um nível de tensão que, associado ao número total de ciclos ocorrido, introduz o mesmo dano do que todas as variações de tensão.

$$D = \sum_{i=1}^{n_k} \frac{n_i}{N_{f,i}} = \frac{N}{A} \times S_{re}^m \quad (3.9)$$

onde: S_{re} - variação de tensão equivalente.

Pelo modelo definido pela Equação (3.9), o dano é acumulado na mesma taxa correspondente ao nível de tensão dado, sem considerar o impacto das cargas anteriores ou a sequência de aplicação de cada ciclo. A Figura 21 mostra um exemplo da aplicação deste modelo. Segundo Stephens *et al.* (2001), em muitos casos, 10% das variações de tensão maiores são responsáveis por mais de 90% do dano.

Figura 21 - Exemplo de aplicação do modelo de Palmgren-Miner.

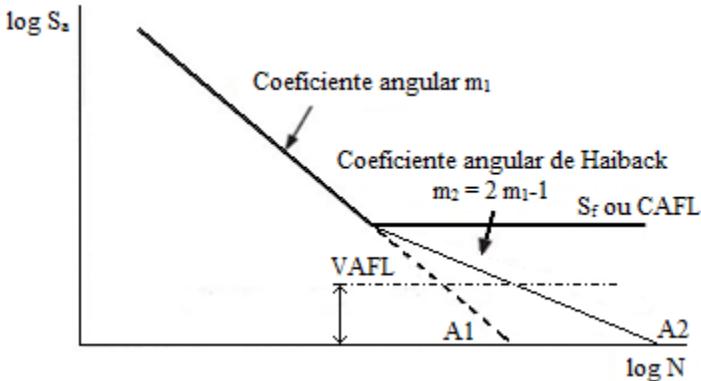


Aplicando o modelo de Palmgren-Miner ao elemento representado pela Figura 21, o dano total causado é calculado pelo somatório dos danos d_1 a d_4 . Teoricamente, as variações de tensão que estão abaixo do limite de fadiga (danos d_5 e d_6) não provocam dano. Schijve (2003) explica que isso é fisicamente inaceitável para carregamentos com amplitude variável, pois ciclos com amplitudes superiores ao limite de fadiga podem iniciar a fissura e ciclos posteriores com amplitudes abaixo do limite de fadiga podem propaga-la, logo causando danos. A não consideração das seqüências de carregamento é uma das grandes desvantagens desse modelo linear.

Para mitigar este efeito, pode-se extrapolar a curva $S-N$ abaixo desse limite, de forma a considerar as variações de tensão abaixo desse valor. Uma das soluções mais utilizadas é aquela proposta por Haibach *apud* Schijve (2003). Essa proposição parte da hipótese de que a curva $S-N$ é uma função linear em um gráfico $\log-\log$ (equação de Basquin) e estende a curva $S-N$ com uma segunda parte linear, como mostra a Figura 22. A inclinação da extrapolação depende do coeficiente angular da primeira parte, como define a Equação (3.10). Essa consideração é adotada por diversos códigos normativos como é mostrado no item 3.6 do presente trabalho.

$$m_2 = 2m_1 - 1 \quad (3.10)$$

Figura 22 - Extrapolação da curva S-N proposta por Haibach



* Adaptado de Schijve(2003).

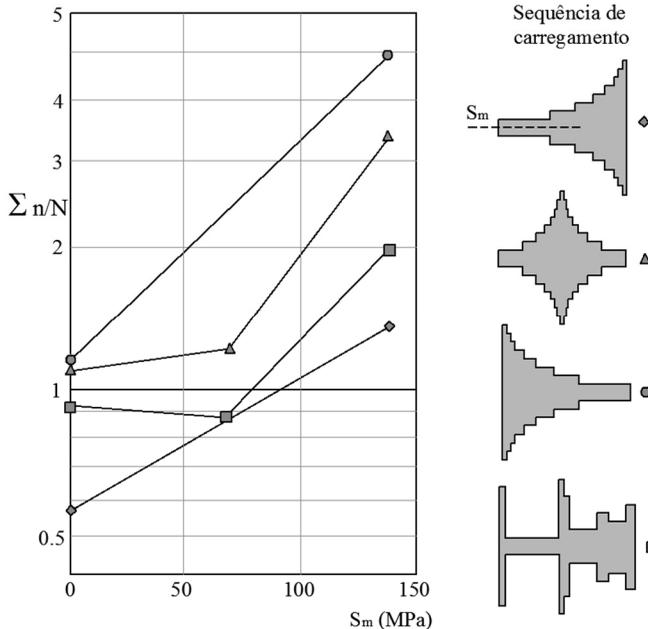
Diversos autores têm demonstrado a importância de se definir um limite para a extensão da curva S-N, de modo a se avaliar a vida útil à fadiga de forma adequada ((ZHOU, 2006), (KWON; FRANGOPOL, 2010) e (GUO; FRANGOPOL; CHEN, 2012)). O ponto limite de fadiga para amplitude variável (*variable amplitude fatigue limit* - VAFL) é definido como uma porcentagem do ponto limite de fadiga para amplitude constante (*constant amplitude fatigue limit* - S_f ou CAFL). Zhou (2006), Kwon e Frangopol (2010) e Guo, Frangopol e Chen (2012) apresentam os valores de 25%, 33% e 50% em estudos para pontes metálicas.

Outra desvantagem do modelo de Palmgren-Miner, apontada por Cornelissen e Reinhardt (1984), é o fato da hipótese de acúmulo linear de dano possuir grande variabilidade quando baseada em curvas S-N. Assim, em muitos casos a utilização da Equação (3.9) leva a valores superiores a 1,0 e sequências de carregamento estatisticamente similares, que deveriam levar ao mesmo dano, levam a danos diferentes, como apontado na Figura 23.

Além da extensão da curva S-N abaixo do limite de fadiga, diversos outros modelos foram propostos ao longo dos anos para superar as desvantagens do modelo linear de Palmgren-Miner. Fatemi e Yang (1998) trazem uma revisão do estado da arte sobre o tema. No total, mais de 50 modelos de acúmulo de dano foram analisados e apesar desse número expressivo, os autores explicam que nenhum deles é amplamente aceito. Cada modelo de dano é válido apenas para um ou vários fatores fenomenológicos, como a dependência da carga, múltiplos estágios de dano, evolução não linear do dano, sequência de carga e efeitos de

interação, efeitos de sobrecarga, amplitudes abaixo do limite de fadiga e tensões médias. Esses autores explicam que devido à complexidade do problema, nenhum dos modelos de previsão consegue envolver todos esses fatores. A aplicabilidade de cada modelo varia de caso a caso, para determinadas situações de carregamento e material. Consequentemente, a regra de acúmulo linear de dano de Palmgren-Miner, como definida na Equação (3.9), continua sendo a mais utilizada, apesar das suas limitações.

Figura 23 - Efeito da seqüência de carga na previsão de vida útil utilizando o modelo de Palmgren-Miner



* Adaptado de Schijve(2003).

Para a aplicação da regra de acúmulo linear de dano de forma adequada é importante se conhecerem as condições (tensões médias e amplitude) com as quais o dano de cada ciclo deve ser comparado (STEPHENS et al., 2001). Para a obtenção das variações de amplitude de tensão e tensões médias a partir de um dado histórico, emprega-se algum algoritmo de contagem, como a técnica do *Rainflow*.

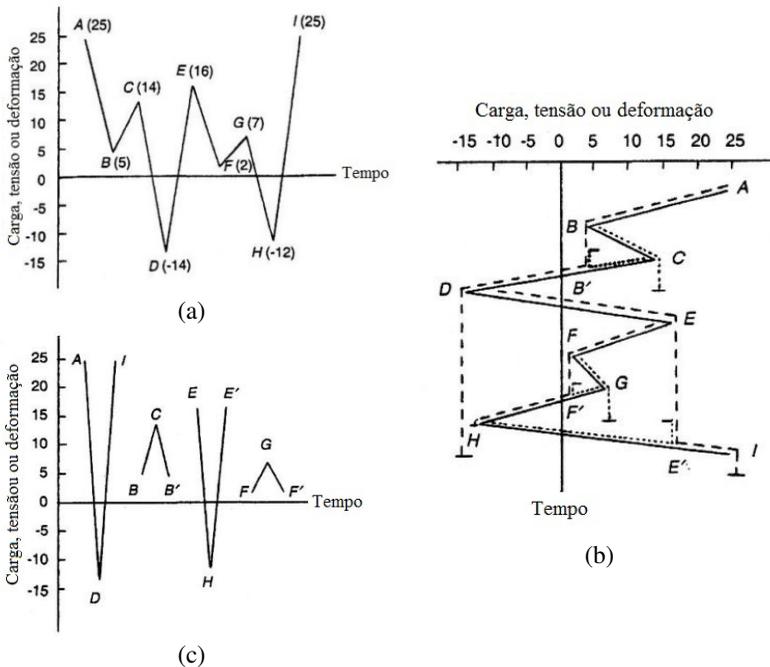
3.3.3. Método de contagem de ciclos Rainflow

Como dito no início do capítulo, existem diversos métodos de contagem de ciclos para tensões com amplitude variável. Dentre eles, o método de contagem *Rainflow* tem sido o mais utilizado (STEPHENS et al., 2001).

Este método foi proposto inicialmente por Matsuishi e Endo em 1968. Com o registro carga-tempo, tensão-tempo ou deformação-tempo disposto tal que o eixo do tempo possui direção vertical e sentido para baixo, esses autores pensaram nas linhas deslizando horizontalmente entre reversos como a chuva escoando (*rainflow*) por uma cobertura do tipo pagoda, representada pelo histórico de picos e vales, Figura 24.

Figura 24 - Exemplo do método de contagem de ciclos *Rainflow*.

(a) Registro de carga, tensão ou deformação; (b) Ilustração da contagem de ciclos e; (c) Contagem resultante.



* Adaptado de Stephens *et al.*(2001).

Como ilustra a Figura 24(b), o algoritmo de contagem consiste em:

1. Reordenar o histórico de carregamento, tensão ou deformação de modo que inicie com o maior pico ou com o menor vale;
2. Iniciando-se do maior pico (ou menor vale), descer até o próximo reverso. O fluxo cai e continua a menos que a magnitude do próximo pico (ou vale) seja maior ou igual àquele pico (ou vale) iniciado ou um outro fluxo *rainflow* anterior seja encontrado;
3. Repetir o mesmo procedimento para o próximo reverso e repetir esses passos até o final;
4. Repetir o processo de contagem para todas as amplitudes de tensão que não foram contabilizadas nos passos anteriores.

Esse procedimento aplicado ao gráfico da Figura 24(a), resulta nos dados indicados na Tabela 2. Nessa tabela são apresentados os valores máximos e mínimos do ciclo, a amplitude e o valor médio.

Tabela 2 - Exemplo de resultado da contagem de ciclos com *Rainflow*

Ciclo	Máximo	Mínimo	Amplitude	Média
A-D-I	25	-14	39	5,5
B-C-B'	14	5	9	9,5
E-H-E'	16	-12	28	2,0
F-G-F'	7	2	5	4,5

3.3.4. Análise de Confiabilidade à fadiga

As variações de tensão e a quantidade de ciclos em cada faixa, obtidos pelo *Rainflow* e teoria de acúmulo de dano de Palmgren-Miner, apresentam caráter aleatório que pode ser avaliado pela teoria da Confiabilidade Estrutural. A Confiabilidade tem por objetivo principal determinar a probabilidade de falha ou sobrevivência de estruturas, tratando as variáveis do problema como aleatórias ou processos estocásticos. Para estimar a confiabilidade à fadiga, ambas resistência e sollicitação necessitam ser avaliadas.

Descrição das variáveis aleatórias do problema

Por essa abordagem probabilística, as variações de tensão obtidas por meio do *Rainflow* são descritas por uma função de densidade de probabilidades, como Normal, Lognormal e Weibull. Como apresentado anteriormente, do ponto de vista do dano provocado por fadiga, a distribuição Weibull é aquela que melhor descreve as variações das

tensões (HWAN OH, 1986). Contudo, a distribuição Lognormal também descreve de maneira satisfatória essas tensões e apresenta uma melhor eficiência do ponto de vista computacional (KWON; FRANGOPOL, 2010). Portanto, no presente estudo é utilizada a distribuição Lognormal. Assim, as variações de tensão são descritas como indicam as Equações (3.11) a (3.13).

$$f_S(s) = \frac{1}{\xi s \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln s - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad 0 \leq s \leq \infty \quad (3.11)$$

Onde: $f_S(s)$ - função de densidade de probabilidades da variável S ;

ξ - parâmetro de escala;

λ - parâmetro de localização;

A média e o desvio padrão da função de distribuição de probabilidades definida na Equação (3.11) podem ser calculados conforme as Equações (3.12) e (3.13).

$$\mu = \exp \left[\lambda + 0.5 \xi^2 \right] \quad (3.12)$$

$$\sigma = \mu \sqrt{\exp \left[\frac{\xi^2}{\xi^2} \right] - 1} \quad (3.13)$$

Pela regra de Palmgren-Miner, a falha ocorre para ciclos de tensão variáveis quando o dano por fadiga D é maior ou igual a 1. Porém, Wirsching (1984) explica que existem incertezas significativas nos fatores da expressão de dano por fadiga e é mais apropriado descrever a fadiga de forma mais geral, como expressa a Equação (3.14). A variável Δ , que quantifica o erro associado à regra de Palmgren-Miner, é uma variável aleatória que descreve a quantidade de dano que leva à ruptura.

$$D \geq \Delta \quad (3.14)$$

Para estimativa da vida útil à fadiga, o dano introduzido pelas variações de tensão com amplitude variável pode ser descrito conforme Equação (3.9). Essa variação de tensão equivalente, em termos de variável aleatória, pode ser obtida a conforme define a Equação (3.15) a partir da função de densidade de probabilidades descrita pela Equação (3.11).

$$S_{re} = \left[\int_0^{\infty} s^m f_S(s) ds \right]^{\frac{1}{m}} = [E(S^m)]^{\frac{1}{m}} \quad (3.15)$$

Onde: S_{re} - variação de tensão equivalente;
 $E(S^m)$ - valor esperado (média) da variável aleatória S .

Problema fundamental de confiabilidade

A confiabilidade de uma estrutura é relacionada com a probabilidade de não se violar um estado limite específico. O problema fundamental de Confiabilidade é definido, em termos de equação de estado limite, como indica a Equação (3.16).

$$g(\mathbf{X}) = Res - Sol \quad (3.16)$$

Onde: Res - variável aleatória que define a resistência;
 Sol - variável aleatória que define as solicitações.

A probabilidade de falha da estrutura relacionada a esta equação de estado limite é definida conforme a Equação (3.17), e a partir dessa equação se define o chamado índice de confiabilidade, β , conforme a Equação (3.18). O índice de confiabilidade é uma medida geométrica da probabilidade de falha, o qual representa a menor distância da origem do espaço normal padrão das variáveis aleatórias até o ponto limite de falha, $g(\mathbf{X}) = 0$, ou ponto de projeto (ANG; TANG, 2007; BECK, 2014).

$$P_f = P[g(\mathbf{X}) < 0] \quad (3.17)$$

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.18)$$

Onde: Φ - função de distribuição cumulativa normal padrão;

A probabilidade de falha P_f é obtida integrando-se a função conjunta de densidade de probabilidades $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ sobre o domínio de falha, conforme define a Equação (3.19).

$$P_f = \int_{D_f} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.19)$$

Onde: $f_{\mathbf{X}}$ - função conjunta de densidade de probabilidades;
 D_f - domínio de falha ($D_f = \{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{X}) \leq 0\}$);

A solução da Equação (3.19) pode ser obtida, por exemplo, por métodos de simulação onde o mais conhecido é o método de simulação de Monte Carlo Simples (MCS).

O método MCS utiliza todas as informações estatísticas das variáveis aleatórias e a probabilidade de falha é determinada por experimentos aleatórios computacionais simulando n realizações das variáveis. As simulações podem ser entendidas como realizações numéricas de um experimento que na prática não é realizável, sendo possível testar a estrutura ou elemento estrutural para um número muito elevado de resistências e ações. Os métodos de simulação são comumente chamados de métodos exatos, pois, teoricamente, o resultado da simulação tende ao resultado exato quando o número n de simulações tende ao infinito (BECK, 2014).

Utilizando uma função indicadora conforme define a Equação (3.20) e multiplicando-a pela Equação (3.19), a probabilidade de falha pode ser calculada integrando-se sobre todo o domínio de falha, conforme define a Equação (3.21).

$$\begin{aligned} I(\mathbf{x}) &= 1 & \text{se } \mathbf{x} \in D_f \\ I(\mathbf{x}) &= 0 & \text{se } \mathbf{x} \notin D_f \end{aligned} \quad (3.20)$$

$$P_f = \int_{\Omega} I(\mathbf{x}) f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \equiv E[I(\mathbf{x})] \quad (3.21)$$

Como pode ser observado na Equação (3.21), a probabilidade de falha P_f é equivalente ao valor esperado da função indicadora $I(\mathbf{x})$. Para uma amostra de tamanho finito, ou seja, um número de simulações limitado, o valor esperado da probabilidade de falha pode ser estimado conforme define a Equação (3.22).

$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I(\mathbf{x}_i) = \frac{n_{pf}}{n_{si}} \quad (3.22)$$

Onde: n_{si} - número de simulações;
 n_{pf} - número de pontos no domínio de falha.

Por ser calculada para um número finito de simulações, a probabilidade de falha definida pela Equação (3.22) está sujeita a um erro

estatístico que corresponde à variância da função indicadora (BECK, 2014). A Equação (3.23) define uma estimativa da variância.

$$\text{Var}[\hat{P}_f] = \frac{1}{(n_{si}-1)} \sum_{i=1}^{n_{si}} [I(x_i) - \hat{P}_f]^2 \quad (3.23)$$

A variância definida na Equação (3.23) depende diretamente da ordem de grandeza da probabilidade de falha exata P_f . Em geral, a avaliação de uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-p} requer aproximadamente 10^{p+2} simulações. Isso pode impossibilitar o emprego do método MCS para alguns problemas devido ao grande custo computacional, sendo esse o seu maior ponto negativo.

Problema de confiabilidade aplicado à fadiga

Segundo Kwon e Frangopol (2010), para avaliação da fadiga por Confiabilidade, a Equação (3.16) pode ser reescrita como define a Equação (3.24).

$$g(X) = \Delta - e D \quad (3.24)$$

Onde: Δ - índice crítico de acúmulo de dano de Palmgren-Miner em termos de resistência;

e - fator que leva em consideração o erro no carregamento;

D - índice de acúmulo de dano de Palmgren-Miner;

A variável aleatória D indicada na Equação (3.24) é obtida ao se substituir a Equação (3.15) na Equação (3.9), conforme indica a Equação (3.25).

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{N}{A} \times S_{re}^m \quad (3.25)$$

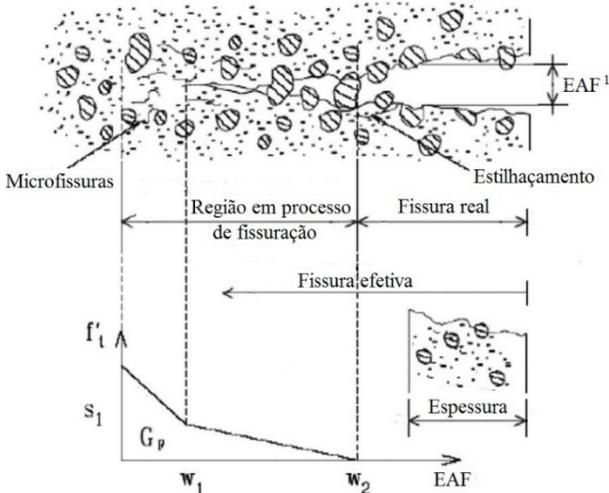
3.4. Comportamento à fadiga do concreto armado

3.4.1. Fadiga no concreto simples

Segundo Hwan Oh (1986), o conhecimento do comportamento à fadiga do concreto está aquém do conhecimento nos metais, pois em estruturas de concreto e concreto armado normalmente se espera a

ocorrência de fissuras. Além disso, Ray e Chandra Kishen (2011) explicam que o conhecimento do comportamento do concreto submetido à fadiga é limitado, quando comparado aos metais, pois a ocorrência de fissuras no concreto é mais complexa devido à heterogeneidade do material e à presença de uma região em processo de fissuração em larga escala, como mostra a Figura 25.

Figura 25 - Processo de formação de fissuras no concreto.



¹ Espessura da Abertura da Fissura

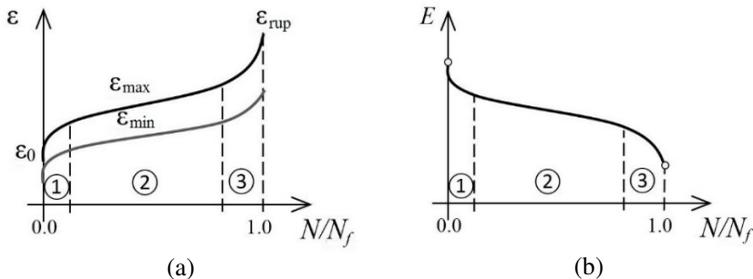
* Adaptado de Ray e Chandra Kishen (2011)

Nesta região, a matriz cimentícia é intensamente fissurada e, ao longo da mesma, existe uma descontinuidade de deslocamentos, mas não de tensões. As tensões são função da abertura da fissura. Dessa forma, as tensões de tração atingem a resistência à tração do material no final da região em processo de fissuração, diminuindo gradualmente até o início da fissura real, onde não há tensão de tração.

Esse processo de formação de fissuras no concreto acaba por modificar suas propriedades mecânicas ao longo da vida útil do elemento estrutural. Sob carregamento cíclico de compressão uniaxial, as deformações específicas são permanentemente aumentadas enquanto que a rigidez é diminuída (Figura 26). Krzysztof, Maria e Destrebecq (1994) observaram em seu estudo que o concreto simples submetido a carregamentos cíclicos de compressão apresenta três períodos, como ilustra a Figura 26 (a). O primeiro período, que dura cerca de 10% do

tempo de ensaio, corresponde a um rápido aumento nas deformações. Durante o segundo período, que dura cerca de 70% do tempo de ensaio, as deformações aumentam de forma constante. No último período as deformações voltam a aumentar drasticamente antes da ruptura. De forma inversa, o módulo de elasticidade diminui significativamente, como pode ser visto na Figura 26 (b), principalmente devido à formação de fissuras em nível microscópico ((SCHLÄFLI; BRÜHWILER, 1998); (ZANUY; ALBAJAR; FUENTE, 2009)).

Figura 26 - Esquema da variação das deformações (a) e módulo de elasticidade (b) do concreto com a taxa de ciclos

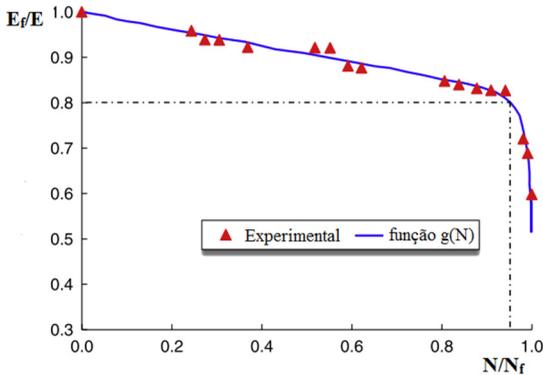


* Adaptado de Zanuy, Albajar e Fuente (2009).

Como as propriedades mecânicas se alteram com o desenvolvimento das fissuras, Zanuy, Albajar e Fuente (2009) explicam que quando da investigação da resposta de elementos estruturais em concreto, é importante focar na evolução dessas propriedades ao longo da vida útil a fadiga. Para isso, Ma *et al.* (2014) definem a degradação do concreto como uma função do número de ciclos, conforme ilustra a Figura 27.

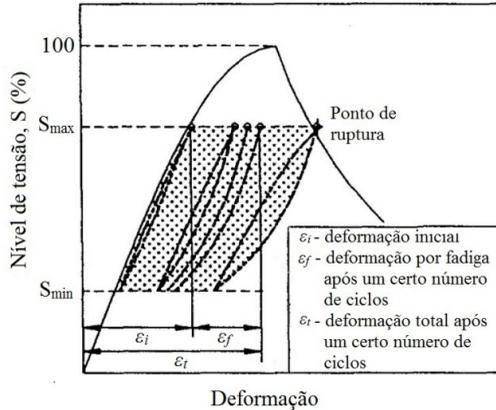
O concreto quando submetido a carregamentos cíclicos desenvolve um processo contínuo de micro fissuração que resulta em um comportamento macroscópico de deformações permanentes como mostra a Figura 28. Bennett e Raju (1969) *apud* Zanuy, Albajar e Fuente (2009), reportam que a micro fissuração ocorre devido às tensões de tração desenvolvidas transversalmente ao plano principal de compressão. A natureza heterogênea do concreto (presença de vazios e partículas rígidas na pasta do cimento) inicia a formação de macro fissuras, que se desenvolvem e se unem sob carregamento repetitivo.

Figura 27 - Degradação do módulo de elasticidade do concreto



A partir do comportamento típico à fadiga do concreto sob compressão, ilustrado na Figura 28, a resistência à fadiga do concreto pode ser entendida como uma fração da resistência estática que pode ser resistida repetidamente para um dado número de ciclos. A partir dos resultados de seu estudo, Hwan Oh (1986) concluiu que a resistência à fadiga por flexão do concreto é em torno de 55% da resistência estática a flexão. Esse valor é confirmado por outros pesquisadores ((KRZYSZTOF; MARIA; DESTREBECQ, 1994); (ACI 215, 1997)). Além disso, Kim e Kim (1996) observaram que a deformação específica total na ruptura por fadiga é aproximadamente igual à deformação específica na parte descendente do ensaio estático (Figura 28).

Figura 28 - Comportamento do concreto sob fadiga por compressão



* Adaptado de Kim e Kim (1996)

Além do comportamento à compressão uniaxial, diversos autores vêm pesquisando o comportamento do concreto simples sob carregamento repetitivo com amplitude constante e variável de tração, cargas alternantes, submetidos a tensões bi e triaxiais ((WHALEY; NEVILLE, 1973); (GRZYBOWSKI; MEYER, 1993);(KIM; KIM, 1996); (CORNELISSEN; REINHARDT, 1984);(LAN; GUO, 1999); (CAO; LIU; SONG, 2006)).

Segundo Schläfli e Brühwiler(1998), o comportamento do concreto submetido à fadiga por carregamento de tração também é dominado pela propagação de fissuras. Nesse caso, aparecem microfissuras, em um estágio inicial de carregamento, perpendiculares à direção do carregamento que se desenvolvem até o aparecimento de uma fissura bem definida na falha. Já quando o concreto é submetido à reversão de tensões a degradação ocorre de maneira mais acentuada do que quando submetido somente à compressão. Isso é explicado pela interação das diferentes orientações de microfissuras devido à compressão e tração (CORNELISSEN; REINHARDT, 1984).

O comportamento do concreto submetido a ciclos de tensões biaxiais de compressão foi avaliado por Lan e Guo (1999). Para isso, foram realizados testes em placas de concreto com dimensões 100×100×40 mm submetidos a carregamentos biaxiais na direção do plano das placas. Os carregamentos foram aplicados em cinco níveis de relação de tensão σ_2/σ_3 . Ao final, os autores concluíram que, em termos de resistência, o comportamento do concreto sob compressão biaxial é semelhante ao comportamento sob compressão uniaxial.

Cao, Liu e Song (2006) avaliaram a fadiga em corpos de prova de concreto simples submetidos à tensão triaxial, sendo que as tensões laterais eram mantidas constantes e iguais nas duas direções. Os autores observaram que para níveis baixos de tensão lateral, o concreto apresenta ruptura semelhante a um ensaio uniaxial, com apenas uma fissura. Conforme se aumenta o nível de tensão lateral, a ruptura se dá por diversas fissuras que surgem no plano perpendicular ao carregamento longitudinal.

Segundo o Comitê 215 do ACI (ACI 215, 1997), os parâmetros que influenciam a resistência à fadiga do concreto simples são os ciclos de variação das tensões, a taxa de carregamento, as propriedades dos materiais, a excentricidade do carregamento e o mecanismo de ruptura.

A variação das tensões tem influência direta na resistência à fadiga. Quanto maior essa variação, ou seja, quanto menor a relação S_{min}/S_{max} menor é a resistência.

Desde que a tensão máxima esteja abaixo de 75% da resistência à compressão estática, a taxa de carregamento tem pouca influência na resistência à fadiga. Acima desse valor, os efeitos da fissuração se tornam mais importantes, levando a uma redução da resistência à fadiga com a diminuição da frequência de carregamento, ou seja, maior tempo de exposição a determinada tensão.

A resistência à fadiga está sujeita às mesmas variações que a resistência estática em termos de propriedades dos materiais. Assim, a quantidade de cimento, relação água/cimento, condições de cura, idade, quantidade de ar incorporado e tipo de agregados, podem aumentar ou diminuir a resistência à fadiga a depender de como são empregados.

3.4.2. *Fadiga no aço*

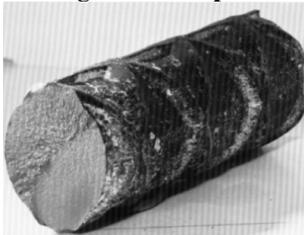
A adoção de barras de aço estriadas no concreto armado surgiu da necessidade em se aumentar a aderência entre o aço e o concreto. Entretanto, essas estrias ou nervuras possuem um efeito negativo na resistência à fadiga. Segundo Schläfli e Brühwiler (1998), o início da fissura em uma barra com nervuras com alto valor de tensão de escoamento usualmente começa na base da saliência, a qual causa concentração de tensões. Além das nervuras, soldas, fricção entre barras, dobras e corrosão também podem iniciar o processo de fissuração, diminuindo a resistência à fadiga.

A Figura 29 mostra exemplos de barras de aço com ruptura por fadiga. A Figura 29 (a) mostra a ruptura de uma barra cuja fissura se iniciou na lateral da barra na base de uma nervura, enquanto a Figura 29

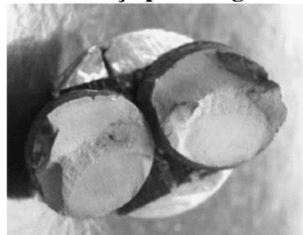
(b) mostra a ruptura de uma barra cuja fissura se iniciou por fricção da armadura longitudinal com o estribo. Observando a seção transversal de ambas as barras, pode-se identificar duas zonas distintas. A zona mais lisa, com aparência de polida é a zona de fissuração por fadiga. A área restante, com a superfície mais bruta é a parte onde ocorreu a ruptura por tração, após o crescimento da fissura por fadiga ter enfraquecido a seção transversal.

O tamanho das zonas de propagação de fissuras e ruptura ilustradas na Figura 29 é função do regime de fadiga ao qual as barras são submetidas, como ilustrado pela Figura 10 no item 3.2. Caso a barra esteja submetida a LCF, a zona de propagação de fissuras será maior. Por outro lado, estando a barra submetida a HCF, a zona de ruptura será maior pois a nucleação da fissura demanda a maior parte da vida útil.

Figura 29 - Rupturas típicas de barras de aço por fadiga



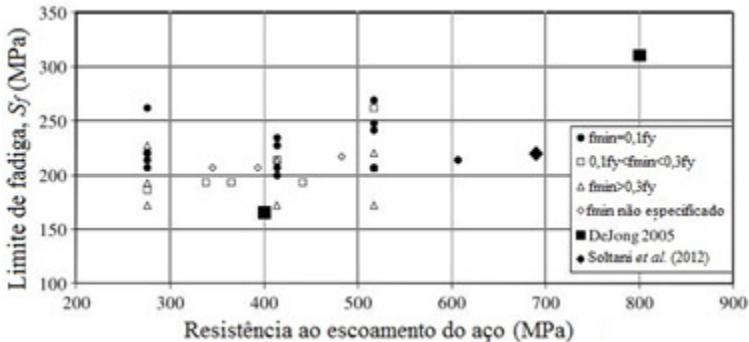
(a) Comitê 215 (ACI 215, 1997)



(b) Soltani *et al.* (2012)

Apesar de possuírem diferentes tensões de escoamento, as barras ilustradas na Figura 29 apresentam semelhança na seção de ruptura. Para demonstrar esta semelhança no comportamento de barras com diferentes níveis de tensão de escoamento, Soltani *et al.* (2012) apresentam resultados de tensão limite de fadiga (S_f) em função da tensão de escoamento (S_y), que podem ser vistos na Figura 30, encontrados por diversos pesquisadores e para diferentes aços. Analisando essa figura, percebe-se que o comportamento dos diferentes aços é semelhante até tensões de escoamento próximas a 700 MPa.

Figura 30 - Limites de tensão em fadiga observados na literatura



* Adaptado de Soltani *et al.* (2012).

Como pode ser observado na Figura 30, para uma mesma tensão de escoamento existe uma grande variabilidade na tensão limite à fadiga. Essa variabilidade não depende somente da variação das tensões, mas sim de variáveis de naturezas diversas ((ROCHA; BRÜHWILER; NUSSBAUMER, 2015); (ACI 215, 1997)). O tipo de aço, diâmetro da barra e formato das nervuras podem ser citados como variáveis devido ao processo de fabricação. A forma como estão inseridas no concreto pode ser citada como variável dependente da geometria do elemento. Já como variáveis dependentes do ambiente em que as estruturas estão inseridas, podem ser citadas a corrosão e o carregamento a que estarão submetidas.

Das variáveis citadas, aquelas que vêm sendo mais estudadas recentemente são o tipo de aço (com diferentes níveis de tensão de escoamento) e corrosão, principalmente em regime de LCF, podendo-se citar os trabalhos de Mander, Panthaki e Kasalanati (1994), Apostolopoulos e Michalopoulos (2006), Apostolopoulos (2007), Apostolopoulos e Papadopoulos (2007), Apostolopoulos e Pasialis (2010), Hawileh, Rahman e Tabatabai (2010), Zhang *et al.* (2012), Yi *et al.* (2010) e Soltani *et al.* (2012). No caso específico da corrosão, Yi *et al.* (2010) mostraram que em vigas nas quais a armadura foi submetida a altos níveis de corrosão (perda de seção transversal de 11,6%) a vida útil foi reduzida dos esperados 2 milhões de ciclos para apenas 89.000 ciclos, o que mostra a importância de se considerar esse fenômeno e a necessidade de conservação das armaduras.

Os ensaios para obtenção das curvas $S-N$ para as barras de aço podem ser tanto axiais, com as barras expostas ao ar, quanto por flexão em vigas de concreto armado contendo uma única barra principal (TILLY, 1985). As vantagens de se utilizar o ensaio axial são o

comprimento dos espécimes, alta frequência de excitação e custo. Já os ensaios das barras embebidas em concreto e submetidas à flexão possuem a vantagem de melhor simular o comportamento prático das barras. Porém, devido a efeitos de histerese, esses ensaios não podem ser realizados em alta frequência, o que acaba onerando o processo.

3.4.3. Elementos em concreto armado submetidos à fadiga

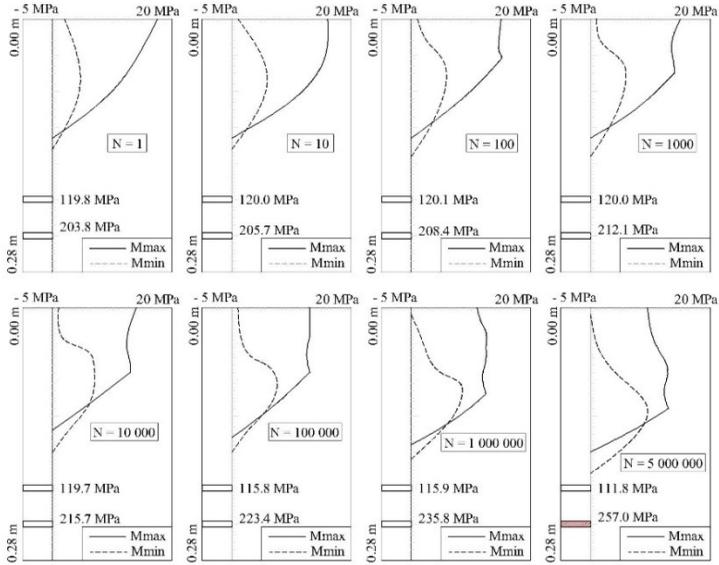
Os modos de falha por fadiga de peças em concreto armado são usualmente dominados pela fadiga da armadura de aço, mesmo em elementos super armados, devido a um processo de redistribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal ((SCHLÄFLI e BRÜHWILER, 1998); (ZANUY; ALBAJAR; FUENTE, 2009)).

Zanuy, Albajar e Fuente (2009) apresentam uma abordagem para avaliar a fadiga em um processo dependente do tempo. A influência da fadiga na resposta estrutural é avaliada por meio de um algoritmo seccional, que divide a seção transversal crítica do elemento em concreto em diversas camadas, avaliando as tensões e deformações em cada camada ao longo do tempo (ciclos). A Figura 31 mostra a evolução das tensões ao longo dos ciclos aplicando essa abordagem. Nessa figura são mostradas as distribuições de tensão de compressão no concreto para a ocorrência de momento máximo e mínimo. Além disso, são mostradas as tensões para momento máximo nas duas camadas de armadura.

Como pode ser observado na Figura 31, com o passar do tempo (ciclos) as fibras mais comprimidas no concreto começam a falhar por fadiga, redistribuindo os esforços para as camadas vizinhas abaixo. Essa degradação do concreto na zona de compressão está relacionada ao aumento das deformações e diminuição da rigidez em um processo ciclo-dependente, como ilustra a Figura 26. Com esse processo, ocorre a mudança na posição da força resultante de compressão, diminuindo o braço de alavanca interno. O processo continua até a ocorrer a ruptura por fadiga da barra de aço mais tracionada, como ilustra a Figura 32.

Segundo Ma *et al.* (2014), a deterioração do concreto acelera o dano por fadiga do aço. Para uma viga de seção retangular em concreto armado, submetida à flexão simples, a tensão na armadura em situação de fadiga, pode ser calculada como definem as Equações (3.26) e (3.27).

Figura 31 - Evolução das tensões no concreto ao longo da altura da seção transversal até a falha por fadiga da armadura.



* Adaptado de Zanuy, Albajar e Fuente (2009).

Figura 32 - Detalhe da ruptura por fadiga de uma barra de aço em um elemento em concreto armado.



* Fonte: Zanuy *et al.*(2011).

$$S_s = n_{Es} \frac{M (h_0 - x)}{I_{cr}} \quad (3.26)$$

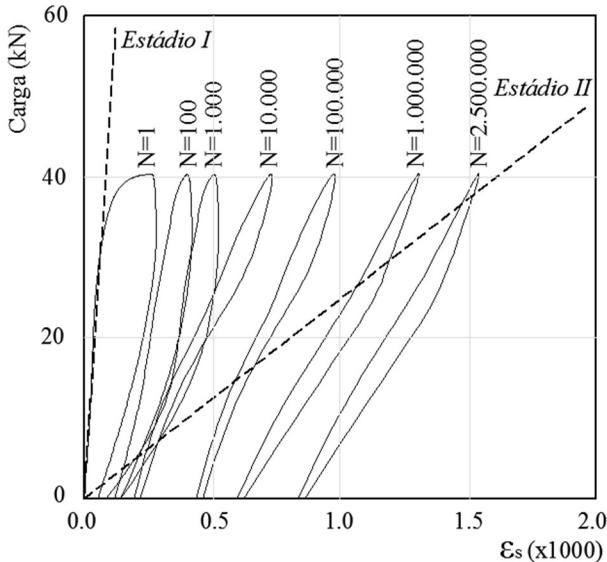
$$n_{Es} = \frac{E_s}{g(N) E_c} \quad (3.27)$$

onde: M - momento fletor aplicado;
 S_s - tensão na camada de armadura;
 n_{Es} - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;
 E_s - módulo de elasticidade do aço;
 E_c - módulo de elasticidade do concreto;
 I_{cr} - momento de inércia considerando a seção transversal fissurada;
 h_0 - altura inicial da seção transversal;
 x - posição da linha neutra tomada a partir da camada mais comprimida;
 $g(N)$ - função que representa a degradação do concreto por fadiga, conforme a Figura 27.

Apesar de indicarem o uso da função de degradação do concreto por fadiga, Equação (3.24), Ma *et al.* (2014) observaram que esse fator possui pouca influência na previsão da vida útil para vigas, obtendo-se diferenças inferiores a 5% caso o mesmo seja empregado. Contudo esses autores alertam que mais estudos devem ser feitos para estender essa conclusão para pilares e lajes.

De um ponto de vista mais global, a fadiga causa perda de rigidez do elemento fletido, traduzida em um aumento das deformações. Essa perda de rigidez se dá por dois motivos: degradação do concreto na zona de compressão, como ilustrado na Figura 31 e; diminuição progressiva do *tension stiffening* na região tracionada (ZANUY *et al.*, 2011). O termo *tension stiffening* refere-se à capacidade do concreto em suportar tensões de tração entre fissuras devido à transferência de forças das barras para o concreto por meio da aderência.

A Figura 33 mostra a diminuição progressiva do *tension stiffening* conforme os ciclos avançam, a partir dos ensaios realizados por Zanuy *et al.* (2011). Essa diminuição se dá pela perda progressiva de aderência entre a armadura e o concreto entre fissuras. Conforme os ciclos avançam, a deformação específica do aço se aproxima do valor da deformação no Estádio II puro.

Figura 33 - Redução do *tension-stiffening* ao longo dos ciclos

* Adaptado de Zanuy *et al.* (2011).

A perda de aderência na interface aço-concreto também foi abordada em Zhifei, Chang e Limin (2006), onde é apresentado um estudo sobre a perda de aderência na interface barra-concreto sob carregamento variável de fadiga. O dano foi avaliado considerando diferentes modelos de degradação, sendo o modelo apresentado pelos autores para estudar o comportamento das interfaces do concreto armado baseado no ensaio de *shear-lag*. Ao final, os autores concluíram que o limite superior do ciclo de tensão aplicado tem um papel importante na diminuição da aderência barra-concreto, enquanto que a sequência de carregamento não possui influência significativa.

Higgins *et al.* (2013) compararam o comportamento de seis vigas submetidas a dois tipos de carregamento: cíclico e constante. Todas as vigas foram inicialmente carregadas com 21 kN de modo a estabelecer o padrão de fissuração. Na sequência, duas vigas foram mantidas com esse nível de carregamento, enquanto que as outras quatro foram submetidas a ciclos de tensão, com tensão média igual à carga inicialmente aplicada. Duas vigas foram submetidas a carga alternante de ± 2.5 kN (provocando $\pm 9\%$ do momento aplicado) e outras duas foram submetidas a carga alternante de ± 5 kN (levando a variação de $\pm 18\%$ do momento aplicado).

Os autores observaram que nos 12% iniciais do tempo de ensaio houve um crescimento muito maior nas flechas das vigas com carregamento cíclico e após esse período a taxa de crescimento se manteve semelhante para todas as vigas. O maior crescimento das deformações, e por consequência das flechas, foi atribuído aos picos do carregamento, que acabam agravando o dano interno. Ao final os autores destacam a importância de se considerar não somente as condições atuais de carregamento, mas também os efeitos de carregamentos e regimes prévios e que um aumento temporário no carregamento pode alterar de forma definitiva o estado fissurado do elemento de concreto.

3.5. Avaliação da fadiga em pontes

A passagem de um veículo sobre uma ponte dá origem a tensões de natureza cíclica e variável, em geral inferiores ao limite de escoamento dos materiais empregados na estrutura. Contudo, como a ponte está sujeita à passagem de milhões de veículos ao longo de sua vida útil, ou seja, milhões de ciclos de tensão, faz-se necessária a avaliação da fadiga para garantir a segurança na utilização desse tipo de estrutura.

Na literatura existem diversos estudos com relação a este tipo de avaliação, tanto para pontes mistas aço-concreto (BATTISTA; PFEIL, 1999; BATTISTA; PFEIL; CARVALHO, 2008; GUO; FRANGOPOL; CHEN, 2012; LEITÃO et al., 2011; PRAVIA, 2003; WANG et al., 2005; ZHANG; CAI; PAN, 2013; ZHOU, 2006) quanto para pontes exclusivamente em concreto armado (AHI, 2009; ALBUQUERQUE, 2012; BARONI; SILVA FILHO; GASTAL, 2009; FORREST; HIGGINS; EKIN SENTURK, 2010; HIGGINS et al., 2006; KUMPOONG; HERABAT, 2010; SANTOS; PFEIL, 2014a; SASAKI et al., 2010; SCHLÄFLI; BRÜHWILER, 1998; ZANUY et al., 2011). Nas pontes em concreto armado, a fadiga é avaliada, em geral, tanto nas armaduras tracionadas quanto na zona de compressão do concreto.

Segundo Schläfli e Brühwiler (1998), apesar do fenômeno de fadiga ser observado em muitos ensaios, poucos casos de danos dessa origem são conhecidos em tabuleiros de pontes. Esses autores ainda explicam isso pelo fato das fissuras por fadiga no concreto não poderem ser claramente diferenciadas das fissuras devido a outros efeitos, e fissuras por fadiga nas armaduras de aço não poderem ser observadas. Em seus estudos, estes autores realizaram uma ampla investigação experimental do comportamento à fadiga de vigas baixas de concreto armado representando elementos estruturais do tipo laje. Foram ensaiadas 17 vigas sem armadura de cisalhamento e com armadura de flexão

variável. Nos ensaios à fadiga, essas vigas foram submetidas a diferentes frequências e amplitudes de carregamento em um ensaio de flexão a quatro pontos.

Por meio dos resultados obtidos, os autores concluíram que para elementos estruturais esbeltos do tipo laje, não é esperada a falha por fadiga no concreto sob compressão desde que as tensões não superem 60% da resistência à compressão. Além disso, a falha das vigas se deu na armadura com número de ciclos superiores aos indicados na curva $S-N$ utilizada. A partir dessas conclusões os autores acreditam que a segurança à fadiga de tabuleiros de pontes existentes parece ser satisfatória se os princípios da boa prática de projeto tiverem sido respeitados e o tabuleiro estiver em boa condição.

Higgins *et al.* (2006) apresentaram um estudo sobre fadiga devido a esforço cortante em pontes de concreto armado com longarinas fissuradas diagonalmente. Quatro pontes foram inspecionadas, instrumentadas e monitoradas por 8 dias, sendo submetidas a condições normais de tráfego. As variações de tensão nos estribos foram obtidas a partir da instalação de *strain gauges* nas barras de aço em regiões com fissuras diagonais. Dessa forma obtiveram as variações de tensão *in situ* nos estribos envoltos em concreto e uma faixa equivalente foi determinada seguindo a regra de Miner, conforme define a Equação (3.28). Essa equação é utilizada por diversos autores e códigos normativos para o cálculo de variação de tensão equivalente, tanto para estruturas em concreto armado quanto para estruturas em aço.

$$S_{re} = \sqrt[3]{\sum \frac{n_i}{N} S_i^3} \quad (3.28)$$

onde: S_i - i -ésima variação de tensão;
 n_i - número de ciclos observados para a i -ésima variação de tensão;
 N - número total de ciclos.

Para as pontes avaliadas, os autores observaram que as longarinas exteriores tenderam a exibir fissuras inclinadas em maior quantidade e com maiores aberturas do que as longarinas do interior. Apesar disso, todas as fissuras monitoradas abriram com a passagem de caminhões sobre a ponte. Além disso, por meio da comparação entre as variações de tensão dos estribos com o comportamento de barras corrugadas, a fadiga

em altos ciclos levando à ruptura do estribo dificilmente iria ocorrer nas pontes investigadas.

Ahi (2009), estudou o comportamento dinâmico e fez uma verificação à fadiga de uma ponte rodoviária esbelta de pequeno vão em concreto armado, objetivando analisar a influência de veículos pesados sobre o comportamento estrutural desse tipo de estrutura. Uma ponte com essas características foi submetida à passagem de um caminhão com 5 eixos e velocidade constante e a resposta da estrutura foi medida em termos de acelerações com a utilização de acelerômetros posicionados em 5 pontos da estrutura.

Os resultados desses ensaios serviram de base para a calibração de um modelo numérico elaborado com elementos finitos sólidos. A resposta desse modelo foi avaliada para 6 situações de comboios, formados pelo veículo tipo TB45 definido pela NBR 7188 (ABNT, 1984) e modelado como um sistema massa mola, cruzando a ponte com velocidade constante, variando-se o espaçamento entre caminhões e posição transversal.

A vida útil à fadiga foi calculada utilizando-se curvas *S-N*, acúmulo de danos por Palmgren-Miner e contagem de ciclos por *Rainflow*. Os resultados obtidos apresentaram muita variação. Para tensões normais, a vida útil variou de pouco mais de 50 até alguns milhares de anos. Em termos de tensões cisalhantes houve casos de vida útil de 3 anos.

Essa grande variabilidade nos resultados encontrados por Ahi (2009) podem ser explicada pela utilização do veículo tipo da norma, elaborado para aplicação em Estado Limite Último, em comboios que não representam a realidade do tráfego nacional.

Baroni, Silva Filho e Gastal (2009) avaliaram a vida útil à fadiga de longarinas de concreto armado de pontes rodoviárias. Essa avaliação foi realizada por meio da comparação da estimativa baseada nas tensões advindas do trem tipo de norma com uma estimativa considerando o efeito de um histograma real de veículos pesados, obtido em estações de pesagem. O histograma foi construído em função do tipo de veículo, da frequência de sua ocorrência e dos limites de peso legal, sendo desprezados veículos com PBT inferior a 30 kN, conforme a prescrição da NBR 6118.

As pontes avaliadas eram formadas por duas longarinas biapoiadas, com seção transversal em T e vão livre de 10 m, e quatro transversinas, sendo que as armaduras foram obtidas por meio do dimensionamento considerando um veículo tipo de 360 kN, conforme a NBR 7188 (ABNT, 1988). A partir desse dimensionamento, Baroni, Silva Filho e Gastal (2009), avaliaram a fadiga em termos de projeto,

comparando os resultados obtidos para o veículo tipo de 360 kN com os obtidos para o veículo de 450 kN, e um total de 2 milhões de ciclos. Dessa investigação, observaram que houve uma diminuição significativa da vida útil ao se considerar o veículo tipo atual.

A avaliação considerando o histograma real de veículos foi realizada com a consideração de que cada passagem de veículo introduz um ciclo de tensão e o dano provocado foi contabilizado a partir da curva *S-N* definida no CEB 1990. Semelhante a Ahi (2009), os resultados também apresentaram grande variabilidade, onde a vida útil variou de 50 a mais de 100 anos a depender do posto de controle considerado para obtenção do histograma.

Além desses resultados, Baroni, Silva Filho e Gastal (2009) também observaram que a distribuição das classes de veículos no período avaliado (9 anos) mostra uma tendência de diminuição de fluxo de veículos de 2, 3 e 4 eixos e um aumento de fluxo de veículos com 5, 6 e 7 eixos.

Kumpoopong e Herabat (2010) apresentam a elaboração de um modelo em elementos finitos para avaliação de fadiga em tabuleiros de pontes de concreto armado sob aplicação de uma carga de roda de caminhão, fixa a um ponto do modelo.

A abordagem utilizada pelos autores é baseada no conceito de *smearred crack* para propagação das fissuras com introdução de testes de fadiga do concreto e das armaduras, e no critério linear de Palmgren-Miner para análise do acúmulo do dano.

O modelo em elementos finitos foi desenvolvido em MATLAB e os resultados foram comparados com um modelo em escala reduzida (1/6,6) de uma ponte existente estudada por Petrou, Perdikaris e Wang (1994) *apud* Kumpoopong e Herabat (2010).

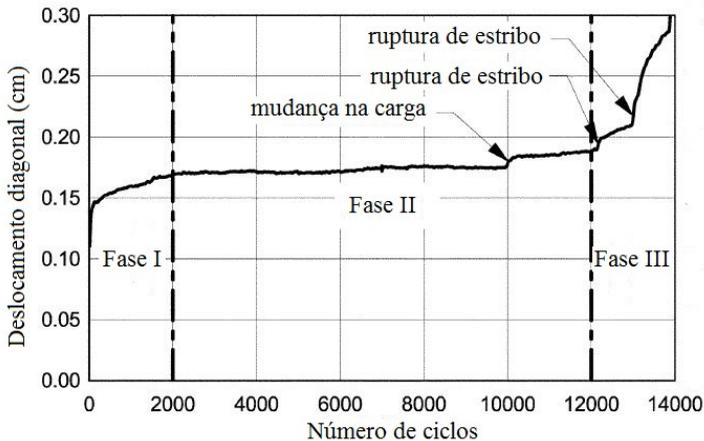
Ao final do estudo, Kumpoopong e Herabat (2010) observaram que tanto o processo de deterioração quanto o peso bruto total dos caminhões (força) possuem forte influência na vida útil da ponte. Contudo, os autores chamam a atenção para o fato de não ter sido considerado o efeito da carga móvel das rodas, o que produz menores vidas úteis à fadiga do tabuleiro da ponte do que a consideração de carga aplicada em ponto fixo.

Forrest, Higgins e Ekin Senturk (2010) realizaram ensaios em seis vigas de concreto armado, dimensionadas e construídas para refletir a realidade das pontes americanas da década de 1950, submetidas à LCF de cisalhamento. Os ciclos de fadiga foram aplicados após as vigas serem inicialmente fissuradas, de modo a refletir as condições reais de vigas desse tipo.

Os autores investigaram o comportamento das vigas experimental e analiticamente. No programa experimental, as vigas foram submetidas a LCF por meio de ensaio de flexão a quatro pontos. Analiticamente, as vigas foram analisadas de três formas: (i) as capacidades nominais de cisalhamento foram determinadas segundo a norma *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Load-and-Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2002); (ii) uma metodologia baseada em elementos finitos foi utilizada para estimar a capacidade de suporte a cisalhamento das vigas submetidas a LCF, empregando-se uma lei de acúmulo de dano linear; (iii) estudos paramétricos foram realizados para determinar qual variável possui maior influência (espaçamento de estribos, relação cisalhamento/vão e ruptura progressiva de estribos).

A partir dos resultados obtidos, os autores observaram que o dano relacionado à fadiga em LCF ocorre quando as cargas são suficientes para causar escoamento dos estribos ao longo das fissuras diagonais. Como pode ser observado na Figura 34, o dano ocorre em três fases distintas, uma inicial não linear, uma mediana linear e uma fase final não linear, levando à ruptura da viga. Esse comportamento é semelhante ao apresentado no item 3.4.1, Figura 26.

Figura 34 - Exemplo de fadiga em baixos ciclos



* Fonte: Forrest, Higgins e Ekin Senturk (2010)

O modelo de elementos finitos associado à contagem linear do dano e curvas de ciclos de tensão dos estribos mostrou ter boa correlação

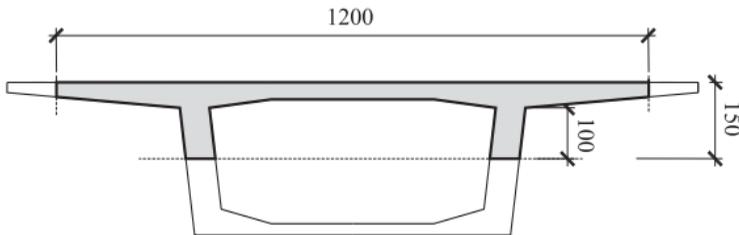
com os resultados experimentais em termos de prever o número de ciclos de falha por fadiga.

Por fim, o estudo paramétrico mostrou que o espaçamento entre estribos possui um maior impacto na vida útil à LCF de longarinas de concreto armado tradicionais e que a vida útil é encerrada com a ruptura do primeiro estribo.

Sasaki *et al.* (2010) avaliaram 12 pontes em concreto armado com longarinas do tipo viga T para determinar as circunstâncias que levaram à falha dessas estruturas. Foram realizadas inspeções visuais e testes destrutivos em todas as pontes. Além disso, os projetos das pontes foram revisados e foram considerados dados do tráfego obtidos a partir de WIM. A partir desses dados de WIM, os autores observaram que as pontes foram submetidas a carregamentos de eixos tandem que ultrapassavam em até 100% a carga de projeto. Ao final, os autores concluíram que a falha das pontes foi resultado da degradação cíclica das juntas horizontais de concretagem entre o flange e a alma das vigas.

Zanuy *et al.* (2011) estudaram o comportamento transversal de tabuleiros de pontes em seção caixão, considerando fadiga por carregamentos de flexão por meio de uma abordagem experimental. Os autores realizaram ensaios em três protótipos em escala reduzida (1/2) da metade da seção transversal de uma seção caixão, conforme Figura 35.

Figura 35 - Seção transversal dos protótipos estudados por Zanuy *et al.* (2011)



*Dimensões em mm.

Um dos protótipos foi submetido a carregamento incremental constante até a ruptura enquanto os outros dois foram submetidos a ciclos de carregamento, com amplitudes e frequências diferentes. Para esses dois últimos protótipos, a ruptura se deu por rompimento frágil da armadura. Para as análises da vida útil a fadiga, os autores obtiveram a variação das tensões nas barras assumindo a seção fissurada e um

comportamento linear do aço e do concreto sob compressão. Utilizando curvas *S-N* usuais conseguiram prever a vida útil com boa precisão. Outro fato observado pelos autores foi a redução progressiva da contribuição do *tension stiffening* com o número de ciclos.

Albuquerque (2012) utilizou informações de pesagem de 440.000 veículos pesados, referentes a um ano de medição e classificação de veículos em uma estação de pesagem, para avaliar a vida útil à fadiga de uma ponte de concreto armado de pequeno vão, formada por duas longarinas biapoiadas e quatro transversinas.

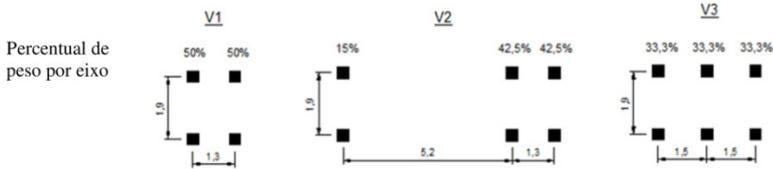
A avaliação da vida útil foi realizada em termos de momentos fletores considerando diversas situações, incluindo esforços obtidos a partir da base de dados, coeficiente de impacto de norma, coeficiente de impacto considerando ressalto na entrada da ponte, crescimento do tráfego e corrosão das armaduras.

Os resultados obtidos durante as análises indicaram uma vida útil variando de 750 a 107.000 anos. Os autores destacam que esses valores não podem ser considerados precisos, pois diversas simplificações foram adotadas. Apesar disso, o estudo mostrou como a consideração do crescimento do tráfego, a má conservação e a degradação da ponte afetam significativamente os resultados.

Santos e Pfeil (2014) propuseram um novo modelo para verificação de fadiga em pontes rodoviárias. Utilizando a base de dados de tráfego elaborada por Rossigali (2013) a partir de informações de estações de pesagem, Santos e Pfeil (2014) analisaram três modelos de carga, conforme ilustra a Figura 36. A configuração V1 representa um tandem duplo, que é baseada na proposição de Rossigali (2013) para cargas móveis utilizadas para Estado Limite Último (ELU). A configuração V2 representa a classe de veículos mais frequente na base de dados. Por último, a configuração V3 representa uma adaptação do atual veículo tipo da NBR 7188 (ABNT, 2013).

Os modelos de carga apresentados na figura anterior foram avaliados para pontes modeladas em grelha, com longarinas biapoiadas e com vão entre 10 e 40 m. Os valores dos pesos dos eixos foram obtidos a partir do cálculo de uma variação de tensão equivalente, conforme define a Equação (3.29), calculada por meio das variações de tensão da passagem dos veículos da base de dados.

Figura 36 - Configurações dos modelos de carga estudados por Santos e Pfeil (2014)



$$\Delta S_{eq} = \left(\sum_{i=1}^{n_t} n_i \times \Delta S_i^m / n_t \right)^{-m} \quad (3.29)$$

onde: ΔS_{eq} - variação de tensão equivalente;
 ΔS_i - i -ésima variação de tensão;
 n_i - número de ciclos da i -ésima variação de tensão;
 n_t - número total de ciclos.

Esta tensão equivalente foi obtida considerando que cada veículo trafega isoladamente na ponte, centralizado na faixa de tráfego e, essa passagem introduz somente um ciclo de tensão. O efeito dinâmico foi considerado de forma teórica, empregando-se um coeficiente de impacto. Além disso, foi considerado que o tráfego não muda ao longo da vida útil.

Apesar de encontrar valores de vida útil semelhantes para os três modelos, os autores indicam a utilização do modelo V1 por ser um modelo em desenvolvimento para utilização também em ELU.

3.6. Abordagem de Fadiga nas normas de projeto

Nos itens a seguir são apresentadas as abordagens utilizadas pelas normas brasileira (ABNT), europeia (Eurocode) e americana (AASHTO) para avaliação da fadiga em estruturas de concreto armado.

3.6.1. ABNT

As recomendações presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014) tratam apenas de ações de média e baixa intensidades que provocam fadiga para até 2 milhões de ciclos. As ações de alta intensidade, que levam à ruptura com menos de 20.000 ciclos não são abordadas. Além disso, na avaliação de pontes rodoviárias, para a consideração do espectro de ações, admite-

se que podem ser excluídas as ações provocadas por veículos com carga total até 30 kN.

Para a combinação de ações de um determinado espectro de cargas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) considera válida a regra de Palmgren-Miner para o acúmulo de dano. Contudo, apresenta uma verificação considerando uma única intensidade de solicitação, expressa pela combinação frequente de ações, conforme define a Equação (3.30).

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad (3.30)$$

onde: $F_{d,ser}$ - Valor de cálculo das ações para combinações em ELS;
 F_{gik} - Ações permanentes;
 F_{q1k} - Ação variável principal;
 F_{qjk} - Ações variáveis secundárias;
 ψ_1 - fator de redução de combinação frequente;
 ψ_{2j} - fator de redução de combinação quase permanente;

O valor do fator de redução ψ_1 utilizado na Equação (3.30) está relacionado ao fato que a probabilidade de ocorrência simultânea de diversas ações é baixa. O valor desse fator deve ser adotado conforme o tipo de obra e peça estrutural. Para pontes rodoviárias esses valores são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores do fator de redução ψ_1 para pontes rodoviárias

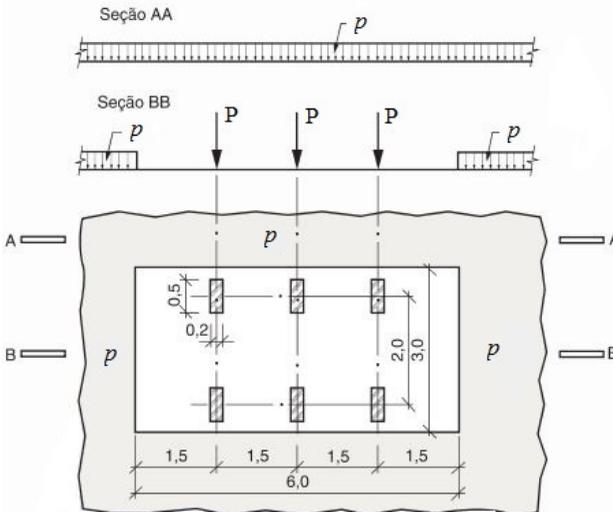
Elemento Estrutural	ψ_1
Vigas	0,5
Transversinas	0,7
Lajes de tabuleiro	0,8

Neste ponto cabe uma observação. Os valores de ψ_1 apresentados na Tabela 3 podem não ser favoráveis à segurança. Belisário (2015) utilizou informações recentes de tráfego das rodovias brasileiras coletadas por Rossigali (2013) para avaliar esse fator de redução. Foi observado o fator empregado para longarinas é função do comprimento da ponte, podendo variar de 0,63 a 0,46 para pontes contínuas com vãos entre 10 e 25 m respectivamente. Dessa forma, a autora conclui que a

redução de 50% das solicitações indicada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) pode levar a verificações contra a segurança.

Em pontes rodoviárias curtas, a ação F_{q1k} é proveniente da carga móvel definida pela NBR 7188 (ABNT, 2013). Essa carga móvel consiste de duas parcelas, uma de cargas concentradas e outra de cargas uniformemente distribuídas, conforme ilustra a Figura 37. As forças indicadas nessa figura são valores característicos e devem ser majoradas por um fator de impacto vertical, um fator de número de pistas e um fator de impacto adicional, quando necessário.

Figura 37 - Modelo de carga móvel da NBR 7188 (ABNT, 2013)



A parcela de cargas concentradas é referente a um veículo-tipo formado por seis rodas distribuídas em três eixos igualmente espaçados de $1,5\text{ m}$, com uma área de ocupação total de 18 m^2 . Esse veículo, definido como TB-450, possui um peso total de 450 kN , com cada roda pesando 75 kN . A parcela das cargas uniformemente distribuídas vale 5 kN/m^2 .

O veículo assume qualquer posição no tabuleiro, com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive em acostamentos e faixas de segurança.

Os esforços solicitantes obtidos a partir desse modelo de carga móvel em conjunto com a Equação (3.30) são calculados no regime elástico e as tensões decorrentes de flexão são calculadas considerando o Estádio II, ou seja, despreza-se a resistência do concreto à tração.

Definidas as tensões atuantes, passa-se à verificação da fadiga no elemento considerado. No concreto sob compressão, a fadiga é verificada por meio das Equações (3.31) a (3.33).

$$\eta_c \gamma_f S_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad} \quad (3.31)$$

$$f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd} \quad (3.32)$$

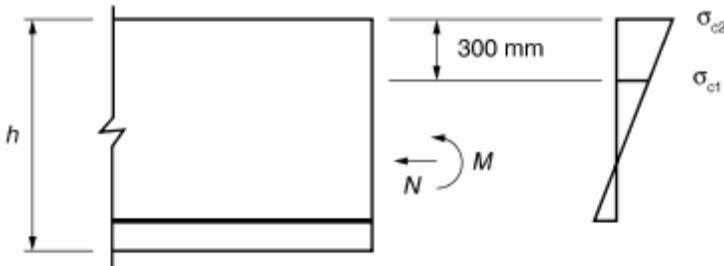
$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5(|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)} \quad (3.33)$$

onde: η_c é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$|\sigma_{c1}|$ é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob compressão;

$|\sigma_{c2}|$ é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão.

Figura 38 - Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}



A armadura tem sua verificação a fadiga satisfeita se a máxima variação de tensão calculada, ΔS_s , para a combinação frequente de cargas satisfizer a Equação (3.34). Essa variação de tensão é obtida a partir da diferença entre o valor máximo de tensão obtido com a Equação (3.30) e o valor mínimo de tensão obtido por essa Equação sem a consideração da carga que provoca fadiga.

$$\gamma_f \Delta S_s \leq \Delta f_{sd,fad} \quad (3.34)$$

onde: γ_f - coeficiente de majoração das solicitações;

ΔS_s - máxima variação de tensão calculada;

$\Delta f_{sd,fad}$ - tensão limite de fadiga para 2×10^6 ciclos.

O valor de $\Delta f_{sd,fad}$ depende do tipo e do diâmetro da armadura conforme mostram as Tabelas 4 e 5, para armadura passiva e ativa, respectivamente. A coluna Tipo que aparece nessas tabelas se refere ao tipo de curva *S-N* a ser empregado na verificação à fadiga. A Figura 39 traz um formato genérico dessa curva e a Tabela 6 apresenta os valores dos parâmetros para construção da mesma.

Tabela 4 - Parâmetros para as curvas *S-N* (Wöhler) para os aços de armadura passiva dentro do concreto

Caso	Armadura passiva, aço CA-50								Tipo
	Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ (MPa), para 2×10^6 ciclos								
	ϕ (mm)								
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D \leq 25\phi$ $D = 5\phi < 20mm$ $D = 8\phi \geq 20mm$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3\phi \leq 10mm$	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente Marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄

* D - diâmetro da dobra.

Tabela 5 - Parâmetros para as curvas *S-N* (Wöhler) para os aços de armadura ativa dentro do concreto

Caso	Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ (MPa), para 2×10^6 ciclos	Tipo
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150	T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110	T ₂
Cabos retos	150	T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens	70	T ₃

Figura 39 - Formato da curva S-N para o aço

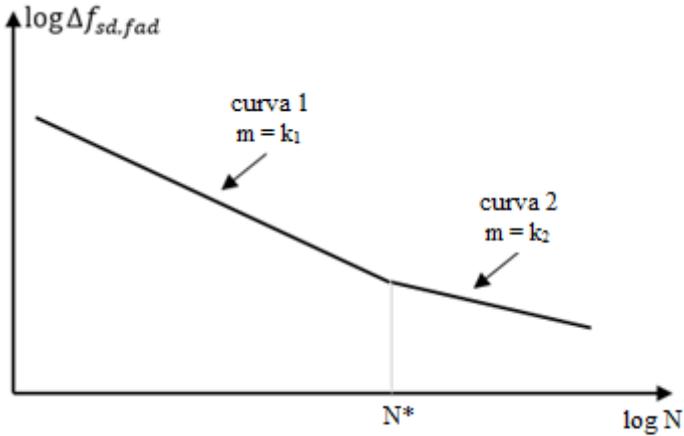


Tabela 6 - Tipos da curva S-N

Tipo	N^*	k_1	k_2
T ₁	10 ⁶	5	9
T ₂	10 ⁶	3	7
T ₃	10 ⁶	3	5
T ₄	10 ⁶	3	5

3.6.2. Eurocode

O Eurocode EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) apresenta recomendações para o projeto e verificação de estruturas em concreto armado. A verificação à fadiga é definida no item 6.8 dessa norma. A fadiga deve ser verificada separadamente para o aço e o concreto. Além disso, o cálculo das tensões deve ser baseado na hipótese da seção fissurada, desconsiderando a resistência à tração do concreto, mas satisfazendo a compatibilidade de deformações (Estádio II).

O cálculo da amplitude das tensões deve ser feito a partir da divisão das ações em não-cíclicas e cíclicas. As combinações básicas para esses dois grupos são definidas na Equação (3.35), para as ações não-cíclicas, e Equação (3.36), para as ações cíclicas.

$$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.35)$$

$$F_d = \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (3.36)$$

onde: F_d - valor de cálculo dos efeitos das ações;
 $G_{k,j}$ - ações permanentes;
 P - valor representativo relevante da ação de protensão
 $Q_{k,1}$ - ação variável principal (não-cíclica);
 $Q_{k,i}$ - ações variáveis secundárias (não-cíclicas);
 $\psi_{1,1}$ - fator de redução da ação variável principal;
 $\psi_{2,i}$ - fator de redução das ações variáveis principais;
 Q_{fat} - carga de fadiga relevante.

O valor da carga de fadiga, Q_{fat} , para pontes é definido por meio dos modelos de carga móvel apresentados pelo Eurocode 1 EN 1991-2 (EUROCODE, 2003). Essa norma apresenta cinco modelos de carregamento para avaliação da fadiga em pontes. Os modelos 1, 2 e 3 são utilizados para se determinar as tensões máxima e mínima resultantes de uma combinação de carregamento com algum desses três modelos e, em muitos casos, somente a diferença algébrica entre essas tensões é utilizada. O modelo 3 pode ser utilizado em métodos simplificados onde a influência do volume de tráfego e dimensões da ponte são utilizados. Os modelos 4 e 5 são utilizados para determinar o espectro de tensões resultante da passagem de caminhões pesados, sendo o modelo 5 o mais geral, pois utiliza dados reais de tráfego.

O Modelo 1 consiste em dois tipos de carregamento, cargas concentradas ($0,7Q_k$), para representar as forças aplicadas pelos eixos tandem (com espaçamento de 1,20 m), e cargas uniformemente distribuídas ($0,3 q_k$). A Tabela 7 apresenta os valores dessas cargas que devem ser aplicadas em função do número de pistas e a Figura 40 ilustra a configuração desse modelo. As tensões máxima e mínima para esse modelo são determinadas a partir de todos os arranjos possíveis do modelo na ponte.

O Modelo 2 consiste em um conjunto de caminhões, chamados de caminhões frequentes (Figura 41) e as tensões máxima e mínima são obtidas a partir dos efeitos mais severos dos diferentes caminhões, aplicados separadamente. Cada caminhão desse conjunto é definido a partir do número de eixos e seus espaçamentos, a carga frequente de cada

eixo, área de contato dos pneus e distância transversal entre pneus, Tabela 8.

Tabela 7 - Modelo 1: Valores característicos das cargas

Localização	Carga concentrada Q_k (kN)	Carga uniformemente distribuída q_k (kN/m ²)
Pista 1	300	9,0
Pista 2	200	2,5
Pista 3	100	2,5
Outras pistas	0	2,5
Áreas restantes	0	2,5

Figura 40 - Configuração das cargas no Modelo 1

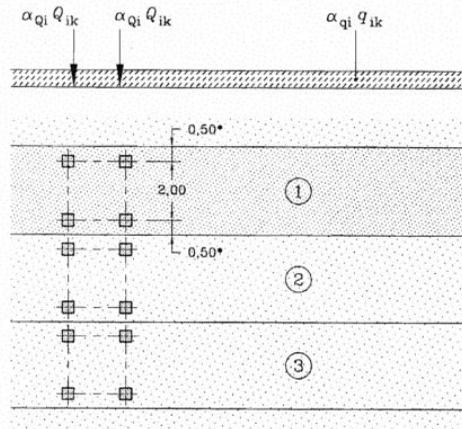


Figura 41 - Silhuetas dos caminhões frequentes

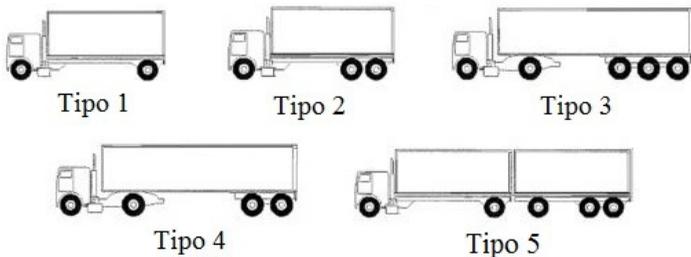
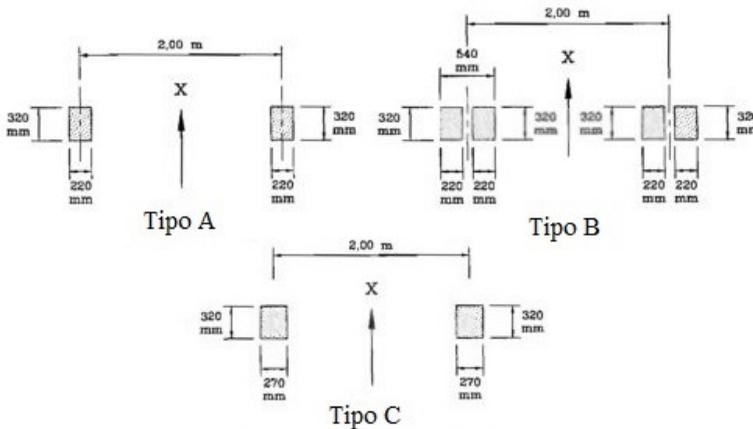


Tabela 8 - Modelo 2: características dos caminhões frequentes

Silhueta	Espaçamento dos eixos (m)	Carga frequente dos eixos (kN)	Tipo de roda (Figura 42)
Tipo 1	4,50	90	A
		190	B
Tipo 2	4,20	80	A
		140	B
Tipo 3	1,30	140	B
		90	A
		180	B
		120	C
		120	C
Tipo 4	1,30	120	C
		90	A
		190	B
		140	B
Tipo 5	1,80	140	B
		140	B
		90	A
		180	B
		120	C
Tipo 5	4,80	110	C
		110	C
		120	C
		110	C

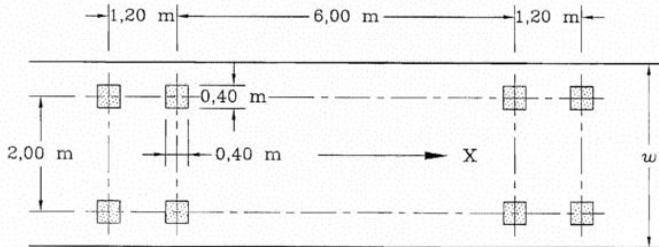
Figura 42 - Tipo de eixos/rodas



O Modelo 3 consiste de um veículo com 4 eixos, com 2 rodas idênticas em cada um. O peso de cada eixo é 120kN e a área de contato é

um quadrado com $0,4\text{ m}$ de lado. As tensões máxima e mínima e as variações de tensão para cada ciclo, resultantes da passagem do modelo ao longo da ponte, devem ser calculados.

Figura 43 - Configuração das cargas no Modelo 3



O Modelo 4 consiste em conjuntos de caminhões que juntos produzem efeitos equivalentes ao tráfego típico das rodovias europeias. Um conjunto de caminhões apropriados ao tráfego previsto para o corredor é definido pela Tabela 9. Cada caminhão padrão é definido pelo número de eixos e seus espaçamentos, carga equivalente de cada eixo, área de contato das rodas e espaçamento transversal entre elas.

O cálculo das tensões pelo Modelo 4 é feito conforme a porcentagem de cada caminhão indicada na Tabela 9, devendo-se considerar o número total de veículos por ano e cada veículo deve ser considerado atravessando a ponte sozinho. As variações de tensão e correspondentes números de ciclos devem ser calculadas utilizando *Rainflow*.

Por fim, o Modelo 5 consiste em aplicar diretamente dados do tráfego utilizando, caso necessário, extrapolações estatísticas.

Escolhido o modelo de carga a ser utilizado e se obtendo os esforços atuantes, passa-se à verificação do aço e do concreto à fadiga. Para o aço, o dano de uma única variação de tensão ΔS pode ser determinado a partir da curva *S-N* mostrada na Figura 44 para a armadura ativa e passiva. A carga aplicada deve ser majorada por $\gamma_{F,fat}$ e a resistência correspondente para N^* ciclos deve ser dividida por $\gamma_{S,fat}$. Os parâmetros dessa curva são informados na Tabela 10 e Tabela 11.

O valor de ΔS_{Rsk} para barras retas ou dobradas indicado na Tabela 10 para ser empregado em barras dobradas, deve ser reduzido por um fator ζ , conforme indica a Equação (3.37).

$$\zeta = 0,35 + 0,026 D_d/\phi \quad (3.37)$$

Onde: D_d - diâmetro da dobra;
 ϕ - diâmetro da barra.

Tabela 9 - Modelo 4: características dos caminhões equivalentes

Silhueta	Tipo de veículo		Tipo de tráfego			Tipo de roda (Figura 42)
	Espaçamento dos eixos (m)	Cargas equivalentes dos eixos (kN)	Longa (%)	Média (%)	Local (%)	
Tipo 1	4,50	70	20,0	40,0	80,0	A
		130				B
Tipo 2	4,20 1,30	70	5,0	10,0	5,0	A
		120				B
		120				B
		70				A
Tipo 3	3,20 5,20 1,30 1,30	70	50,0	30,0	5,0	A
		150				B
		90				C
		90				C
		90				C
Tipo 4	3,40 6,00 1,80	70	15,0	15,0	5,0	A
		140				B
		90				B
		90				B
Tipo 5	4,80 3,60 4,40 1,30	70	10,0	5,0	5,0	A
		130				B
		90				C
		80				C
		80				C

O Eurocode EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) recomenda ainda que, quando essas regras forem utilizadas para avaliar a vida útil restante de estruturas existentes e as armaduras apresentarem corrosão, o expoente m_2 da curva $S-N$ deve ser reduzido para 5 no caso de barras retas e dobradas.

Outra possibilidade de verificação à fadiga apresentada pela EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) é utilizar uma variação de tensão de dano equivalente. Esse método consiste em representar o carregamento atuante por N^* ciclos de uma única variação de tensão. Para esse tipo de verificação, o Eurocode 2 EN 1992-2 (EUROCODE, 2005) recomenda utilizar o Modelo 3 para representar a carga móvel.

Figura 44 - Configuração da curva $S-N$ para o aço indicada pelo EN 1992-1-1

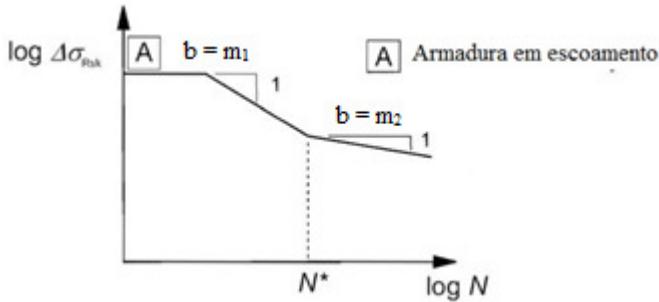


Tabela 10 - Parâmetros da curva $S-N$ para armadura passiva (EN 1992-1-1)

Tipo de reforço	N^*	Expoente de tensão		ΔS_{Rsk} (MPa) para N^* ciclos
		m_1	m_2	
Barras retas ou dobradas	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas e telas eletrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de emenda	10^7	3	5	35,0

Tabela 11 - Parâmetros da curva $S-N$ para armadura ativa (EN 1992-1-1)

Tipo de protensão	N^*	Expoente de tensão		ΔS_{Rsk} (MPa) para N^* ciclos
		m_1	m_2	
Pré-tensão	10^6	5	9	185
Pós-tensão				
- cordoalhas simples em dutos plásticos	10^6	5	9	185
- barras retas ou curvas em dutos plásticos	10^6	5	10	150
- barras curvas em dutos metálicos	10^6	5	7	120
- dispositivos de emenda	10^6	5	5	80

Para o cálculo da faixa de tensões de dano equivalente para verificação do aço, as cargas dos eixos para o Modelo 3 devem ser multiplicadas pelos seguintes fatores:

- 1,75 para verificação em apoios intermediários em pontes contínuas;
- 1,40 para as demais áreas.

A faixa de tensões de dano equivalente indicada na EN 1992-2 (EUROCODE, 2005) é calculada a partir da Equação (3.38).

$$\Delta S_{S, \text{equ}} = \Delta S_{S, \text{Ec}} \cdot \lambda_s \quad (3.38)$$

Onde: $\Delta S_{S, \text{equ}}$ - variação de tensão de dano equivalente;
 $\Delta S_{S, \text{Ec}}$ - variação de tensão causada pelo Modelo 3;
 λ_s - fator de dano equivalente.

O fator de dano equivalente inclui fatores como o vão livre, volume de tráfego anual, vida útil de projeto, múltiplas pistas, tipos de tráfego e rugosidade da superfície e é calculado como define a Equação (3.39).

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (3.39)$$

Onde: $\lambda_{s,1}$ - fator que leva em consideração o comprimento crítico da LI e o formato da curva *S-N*;
 $\lambda_{s,2}$ - fator que leva em consideração o volume do tráfego;
 $\lambda_{s,3}$ - fator que leva em consideração a vida útil de projeto;
 $\lambda_{s,4}$ - fator a ser utilizado quando o elemento estrutural é carregado por mais de uma pista;
 φ_{fat} - fator de dano equivalente por impacto devido a rugosidade da superfície.

Ao se utilizar o método da variação de tensão de dano equivalente, a resistência à fadiga é considerada adequada caso a Equação (3.40) seja satisfeita.

$$\gamma_{F, \text{Fat}} \Delta \sigma_{S, \text{equ}}(N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, \text{Fat}}} \quad (3.40)$$

Onde: $\gamma_{F, \text{Fat}}$ - fator de majoração das solicitações por fadiga;
 $\gamma_{S, \text{Fat}}$ - fator de redução da resistência à fadiga;

$\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$ - variação de tensão de dano equivalente para N^* ciclos;

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ - variação de tensão para N^* ciclos da curva $S-N$.

Para o concreto, a verificação à fadiga é satisfeita quando as Equações (3.41) e (3.45) forem satisfeitas.

$$S_{cd, \text{max}, \text{equ}} + 0,43 \sqrt{1 - R_{\text{equ}}} \leq 1 \quad (3.41)$$

$$R_{\text{equ}} = S_{cd, \text{min}, \text{equ}} / S_{cd, \text{max}, \text{equ}} \quad (3.42)$$

$$S_{cd, \text{min}, \text{equ}} = \sigma_{cd, \text{min}, \text{equ}} / f_{cd, \text{fat}} \quad (3.43)$$

$$S_{cd, \text{max}, \text{equ}} = \sigma_{cd, \text{max}, \text{equ}} / f_{cd, \text{fat}} \quad (3.44)$$

Onde: R_{equ} - taxa de tensão;

$S_{cd, \text{min}, \text{equ}}$ - nível mínimo de tensão de compressão;

$S_{cd, \text{max}, \text{equ}}$ - nível máximo de tensão de compressão;

$f_{cd, \text{fat}}$ - resistência à fadiga de projeto;

$\sigma_{cd, \text{max}, \text{equ}}$ - tensão limite superior da amplitude última para N ciclos;

$\sigma_{cd, \text{min}, \text{equ}}$ - tensão limite inferior da amplitude última para N ciclos.

$$\frac{\sigma_{c, \text{max}}}{f_{cd, \text{fat}}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c, \text{min}}}{f_{cd, \text{fat}}} \quad (3.45)$$

$$\leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$$

$$\leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{MPa}$$

3.6.3. AASHTO

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) trata de fadiga em duas normas: a *LRFD Bridge design specifications* (AASHTO, 2014) e a *Manual for bridge evaluation* (AASHTO, 2011). Contudo, essa segunda é específica para pontes metálicas e não será abordada no presente item.

A verificação à fadiga na AASHTO LRFD (AASHTO, 2014) é considerada um estado limite. O Estado Limite de Fadiga (ELF) impõe

restrições para variação de tensão como resultado da ocorrência de um único caminhão de projeto em um número de ciclos esperados para essa faixa. A análise da estrutura é totalmente elástica, exceto em casos especiais. Essa norma indica que não há necessidade de se verificar a fadiga para tabuleiros de pontes com múltiplas longarinas e pontes do tipo laje-parede de contenção.

O ELF possui dois modelos de verificação da estrutura à fadiga: Fadiga I e Fadiga II. O modelo Fadiga I trata de combinações de carga relacionadas a uma vida útil infinita à fadiga. Os coeficientes de segurança associados a esse modelo refletem os níveis de carga encontrados como representativos da máxima variação de tensão da população de caminhões para uma vida útil infinita. O modelo Fadiga II engloba combinações de carga relacionadas a uma vida finita à fadiga. Os coeficientes associados a esse modelo refletem o nível de carga representativo da variação de tensão efetiva da população de caminhões com relação a um baixo número de ciclos e seus efeitos acumulados em elementos metálicos para uma vida útil finita. Portanto, o modelo Fadiga I se aplica às verificações em HCF e o modelo Fadiga II para LCF.

A configuração da carga móvel para projeto em pontes é definida nesta norma a partir de um caminhão padrão de projeto como indica a Figura 45. O espaçamento entre os eixos com peso de 142,3 kN deve variar de 4,3 a 9,1 m de modo a produzir esforços extremos.

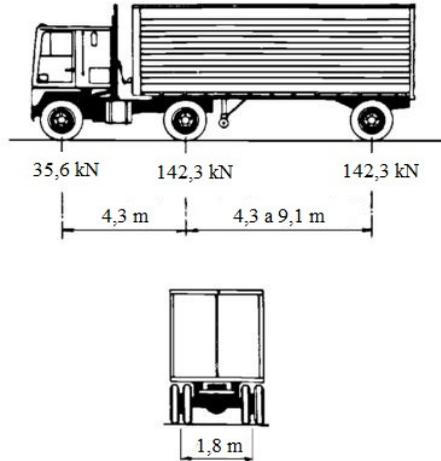
Para verificação à fadiga, este veículo deve ser modificado. Primeiramente, o espaçamento entre os eixos de 142,3 kN deve ser fixo em 9,1 m. Além disso, esses eixos devem ser divididos em dois, de modo a melhor representar os caminhões modernos (sistema trator-reboque) com eixos tandem traseiros (Figura 46). Esse carregamento deve ser posicionado na posição mais desfavorável no tabuleiro, tanto longitudinal quanto transversalmente, de modo a criar as maiores tensões ou flechas.

Os valores de peso dos eixos indicados na Figura 45 são característicos e estáticos. Portanto, para representar o efeito dinâmico do tráfego, esses valores devem ser majorados pelo fator de amplificação dinâmica (DAF) definido na Equação (3.46).

$$DAF = (1 + IM / 100) \quad (3.46)$$

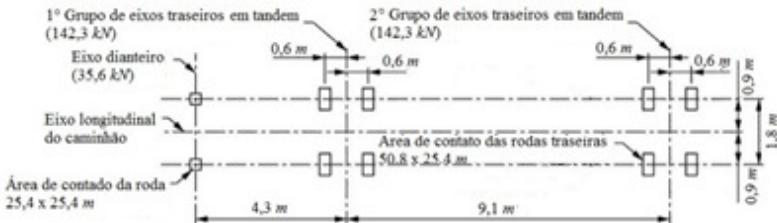
Onde: IM- carga dinâmica permitida, assumindo 75% para verificações do tabuleiro e 15% para outros componentes.

Figura 45 - Caminhão padrão da AASHTO LRFD



* Adaptado de AASHTO (2015).

Figura 46 - Modelo de carga móvel para fadiga na AASHTO LRFD



A força total aplicada à estrutura deve ser calculada conforme define a Equação (3.47).

$$F = \sum \eta_i \gamma_i F_i \quad (3.47)$$

Onde: F - força total aplicada à estrutura;
 η_i - fator modificador da carga, relacionado à ductilidade, redundância e classificação de operação (assumindo valor 1,0 para o Estado Limite de Fadiga);
 γ_i - coeficiente de segurança das cargas (para ELF Fadiga I esse coeficiente assume valor 1,50 para todas as cargas acidentais);

F_i - forças aplicadas à estrutura (em valor característico).

A frequência de ocorrência da carga móvel definida na Figura 46 para avaliação de fadiga deve ser calculada considerando-se a média diária de tráfego de caminhões em uma pista, conforme a Equação (3.48).

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.48)$$

Onde: $ADTT_{SL}$ - número médio de caminhões por dia em uma única pista ao longo da vida útil de projeto;
 $ADTT$ - número médio de caminhões por dia em uma direção ao longo da vida útil de projeto;
 p - fração do tráfego de caminhões em pista simples, conforme Tabela 12.

Tabela 12 - Fração de tráfego de caminhões em uma única pista

Número de pistas disponíveis para caminhões	p
1	1,00
2	0,85
3 ou mais	0,80

Para o cálculo de $ADTT$, a AASHTO LRFD (AASHTO, 2014) considera caminhão todo veículo com mais de 3 eixos ou 4 rodas. Além disso, essa norma diz que a frequência obtida para uma pista ($ADTT_{SL}$) deve ser aplicada a todos os componentes da ponte, mesmo aqueles em pistas com menor número de veículos, devido à incerteza de tráfego no futuro.

O valor de $ADTT$ pode ser obtido a partir do valor médio diário do tráfego (ADT), multiplicando-se esse valor pela fração referente a caminhões, conforme Tabela 13. O valor de ADT por faixa é limitado em 20.000 veículos.

Definidas as ações e calculados seus efeitos, os elementos em concreto devem satisfazer a condição definida na Equação (3.49) para se admitir uma resistência adequada à fadiga.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (3.49)$$

Onde: Δf - faixa de tensões das cargas acidentais devido à passagem da carga de fadiga (móvel);
 $(\Delta F)_{TH}$ - valor limite para fadiga para amplitude constante;

Tabela 13 - Frações de caminhões no tráfego

Classe da rodovia	Fração de caminhões no tráfego
Rural interestadual	0,20
Urbana interestadual	0,15
Outras rurais	0,15
Outras urbanas	0,15

Em regiões de tensões de compressão devido às combinações do modelo de Fadiga I, ou seja, com cargas permanentes sem majoração, a fadiga só deve ser verificada caso essas tensões sejam inferiores às tensões de tração introduzidas por esse modelo, ou seja, caso ocorra tensões alternantes.

Para verificação da armadura passiva, o valor limite para fadiga para amplitude constante, $(\Delta F)_{TH}$, para barras retas deve ser calculado conforme Equação (3.50).

$$(\Delta F)_{TH} = 24 - 20f_{\min}/f_y \quad (3.50)$$

Onde: f_{\min} - tensão mínima devido às cargas acidentais resultante da combinação do modelo Fadiga I, combinada com as tensões mais severas, seja das cargas permanentes sem majoração ou das cargas permanentes sem majoração associadas com retração e fissuração;
 f_y - tensão de escoamento, não menor do que 410 MPa, nem maior do que 680 MPa.

Para verificação de armadura ativa, o valor limite de fadiga para amplitude constante, $(\Delta F)_{TH}$, deve ser tomado como:

- 124 MPa quando o raio de curvatura superar 9,1 m;
- 69 MPa quando o raio de curvatura não exceder 3,7 m.

Por fim, o valor do limite de fadiga para emendas varia de 27 a 124 MPa, conforme especificado no item 5.5.3.4 da AASHTO LRFD (AASHTO, 2014).

3.7. Metodologias para avaliação da vida útil à fadiga em pontes encontradas na literatura

Nos últimos anos, diversos autores vêm propondo diferentes procedimentos para avaliação de fadiga em pontes existentes, muitas vezes não seguindo apenas prescrições normativas. Esses procedimentos incluem basicamente, uma avaliação inicial baseada em normas e caso necessário avaliações mais precisas, por meio de modelos mais complexos, utilizando-se dados de monitoramento e modelos probabilísticos. O emprego de modelos mais complexos requer um maior cuidado, já que, conforme Guo, Frangopol e Chen (2012), análises de fadiga baseadas em modelos de carregamento de tráfego e um modelo estrutural têm sua eficiência determinada pela precisão desses modelos.

A seguir são apresentadas as metodologias propostas por Schläfli e Brühwiler (1998), Zhou (2006) e Kwon e Frangopol (2010) para avaliação de segurança à fadiga em pontes.

Schläfli e Brühwiler (1998) apresentam um procedimento para avaliação de pontes existentes à fadiga dividido em três passos:

1. Verificação da segurança estrutural, segurança à fadiga e manutenção da estrutura segundo os requerimentos de normas de projeto atuais;
2. Atualização/calibração de modelos de carregamento e resistência por meio de ensaios e;
3. Abordagem probabilística, considerando acúmulo de dano do tráfego real.

Segundo os autores, o primeiro passo tem por objetivo identificar elementos estruturais críticos. O objetivo do segundo passo é obter um conhecimento mais detalhado do histórico de carregamento, dimensões e resistência dos materiais que formam a estrutura. Por fim, o terceiro passo deve ser adotado quando a segurança à fadiga não pode ser verificada pelo segundo passo.

O procedimento proposto por Zhou (2006) para realização da avaliação à fadiga é focado em pontes metálicas. Essa abordagem emprega dados experimentais e utiliza as indicações das normas da AASHTO conforme definem os quatro passos a seguir:

1. Realizar uma análise estrutural para identificar membros críticos da ponte submetida a cargas permanentes e carga móvel extrema com impacto;
2. Para cada membro identificado, listar o detalhe que governa a fadiga e sua correspondente categoria;

3. Para cada membro suscetível à fadiga, checar se a exigência de vida infinita à fadiga é atendida;
4. Caso a vida útil à fadiga restante seja insuficiente para a ponte continuar em serviço, decidir se uma avaliação à fadiga baseada em medições de deformação deve ser realizada.

Também com base nas especificações da AASHTO para pontes metálicas, Kwon e Frangopol (2010) propuseram um procedimento para avaliar fadiga, baseado nos conceitos de Confiabilidade, conforme descrito nos sete passos seguintes:

1. Investigar os detalhes dos membros estruturais. Nesse passo se deve levantar informações sobre o detalhe a ser avaliado como categoria, limite de fadiga, etc;
2. Obter as variações de tensão a partir do monitoramento. Nesse passo se deve utilizar um algoritmo de contagem de ciclos, como *Rainflow*, para se obter as variações de tensão;
3. Determinar as tensões de corte. Nesse passo os valores de VAFL variável devem ser determinados para se calcular o valor médio e desvio padrão da variação de tensão equivalente;
4. Ajustar a variação de tensão equivalente por alguma função de densidade de probabilidades, obtendo-se os parâmetros média e desvio padrão;
5. Determinar o tráfego médio diário de caminhões. Nesse passo se determina o número de ciclos equivalentes a partir das variações de tensão;
6. Prever aumento na média diária de tráfego de caminhões. Nesse passo se define uma função de crescimento do tráfego que altera o número de ciclos ao longo do tempo;
7. Avaliar a confiabilidade à fadiga. Nesse passo, utiliza-se as informações dos passos anteriores para se obter o índice de confiabilidade do elemento avaliado.

No próximo Capítulo é apresentada a metodologia proposta no presente estudo para avaliação da vida útil à fadiga de pontes em concreto armado.

4. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA À FADIGA UTILIZANDO DADOS DE MONITORAMENTO

Como mostrado no capítulo anterior, a precisão na avaliação da segurança à fadiga é diretamente dependente da eficiência dos modelos empregados, seja na obtenção das variações de tensão ou na definição da resistência dos materiais. Muitos autores vêm realizando essa avaliação por meio de modelos numéricos e simulação de tráfego utilizando dados de WIM. Apesar desse procedimento levar a resultados mais precisos quando comparado com os métodos de norma, ele não é tão eficiente quanto o emprego de dados de monitoramento e avaliações probabilísticas, conforme metodologia descrita por Kwon e Frangopol (2010). Dessa forma, no presente estudo, avalia-se a vida útil de pontes curtas em concreto armado utilizando dados reais de deformação obtidos por monitoramento para obtenção das variações de tensão e curvas *S-N* construídas a partir de funções de densidades de probabilidades. Os resultados encontrados por essa abordagem são comparados com aqueles obtidos pelos métodos de norma (determinísticos) no Capítulo 5.

4.1. Método proposto para avaliação de fadiga

No presente estudo, os dados de deformação obtidos por um sistema B-WIM, são utilizados para avaliação da vida útil à fadiga.

Como dito anteriormente, diversos autores observaram que em peças de concreto armado a falha por fadiga geralmente ocorre na armadura de aço, mesmo para peças super armadas, devido à redistribuição de tensões no concreto (SCHLÄFLI; BRÜHWILER, 1998; ZANUY; ALBAJAR; FUENTE, 2009). Dessa forma, somente a fadiga da armadura principal das longarinas é avaliada.

Esta avaliação utiliza os conceitos de Confiabilidade, calculando-se a probabilidade de falha da estrutura submetida à fadiga com base em dados reais de deformação, obtidos pelo sistema B-WIM, e curva *S-N* considerando incertezas. A confiabilidade da estrutura é avaliada pela equação de estado limite definida na Equação (3.24). As variáveis aleatórias envolvidas nessa equação são definidas conforme descrito nos itens a seguir. A avaliação da probabilidade de falha é feita por meio da Equação (3.22) no domínio de falha utilizando o método de Simulação de Monte Carlo Simples em intervalos de tempo de 5 anos. Esse intervalo foi previamente analisado e determinado como ideal para o presente estudo, considerando precisão e tempo computacional.

4.1.1. Definição da curva $S-N$

Como dito no capítulo anterior, a variabilidade da curva $S-N$ pode ser representada por diversos modelos matemáticos em termos de funções de densidade de probabilidades. Na literatura, os modelos mais comuns para representar a curva $S-N$ são as distribuições Weibull e Lognormal. Como exposto anteriormente, a distribuição Weibull é mais adequada do ponto de vista físico do problema de fadiga. Apesar disso, optou-se pela utilização da distribuição Lognormal pelo custo computacional exigido ser menor, estando essa escolha em acordo com diversos outros autores que pesquisaram o tema (GUO; FRANGOPOL; CHEN, 2012; KWON; FRANGOPOL, 2010, 2011; ZHANG; CAI, 2012; ZHANG; YUAN, 2014). Assim sendo, a curva $S-N$ relacionada à resistência das barras de aço da armadura é definida como apresentado no item 3.3.1, na Equação (3.3), onde o parâmetro A é considerado como variável aleatória do tipo Lognormal e m um valor determinístico.

$$N = A S^{-m} \quad (4.1)$$

Onde: N - número de ciclos para a ruptura para um certo nível de tensão;
 A - coeficiente linear da curva $S-N$;
 S - nível de tensão associado a N ;
 m - coeficiente angular da curva $S-N$ em escala log-log;

A Equação (4.1) é utilizada para descrever a resistência à fadiga considerando dois valores de coeficiente angular (m), conforme curva $S-N$ definida tanto na NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto no Eurocode 2 (EUROCODE, 2004). Portanto, para valores de tensão acima do limite de fadiga para amplitude constante (CAFL), é adotado $m = 5$ e para valores de tensão abaixo de CAFL é adotado $m = 9$.

O limite CAFL é definido a partir dos valores limites de fadiga indicados nas normas com a consideração dos efeitos da tensão média, empregando-se a Equação (3.3). Para isso, deve-se utilizar as informações de tensão alternante e média utilizadas na construção das curvas $S-N$. A tensão média para a qual a curva $S-N$ foi construída é obtida a partir dos procedimentos de ensaio definidos em normas específicas, geralmente definidos em termos de tensão máxima e mínima. A Tabela 14 traz os valores utilizados para o cálculo de CAFL, com base nas curvas do Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) e da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os valores mostrados têm por base uma barra de 25 mm.

Tabela 14 - Parâmetros utilizados no cálculo do limite CAFL

	S _u	S _{max}	S _{min}	S _m	S _a	S _{Nf} (CAFL)
Eurocode 2	550	162,5	0,2 S _{max}	97,5	65,0	79,0055
NBR 6118	550	170,0	30	102,5	72,5	89,1061

* Unidades em MPa.

Como pode ser visto na Tabela 14, a diferença entre os valores de CAFL para as duas normas é pouco mais de 10%. Não se espera uma diferença significativa nos resultados ao se empregar um ou outro valor, mesmo porque ambos os códigos utilizam os mesmos valores de coeficiente angular m. Por conseguinte, é adotado o valor 79,0055 obtido por meio do Eurocode 2.

Como dito anteriormente, o relatório *Sustainable Bridges* (CASAS et al., 2007) apresenta valores de desvio padrão, $\sigma(\log N)$, de ensaios de fadiga realizados em diversas categorias de CAFL. Para CAFL superior a 80 MPa, esse relatório indica a adoção de desvio padrão entre 0,45 e 0,65. Para o presente estudo adotou-se o valor $\sigma(\log N) = 0,65$ por representar uma maior dispersão dos resultados, sendo, portanto, favorável a segurança.

A partir da consideração de que as curvas de norma são construídas com confiabilidade de 97,5%, assumiu-se o número de ciclos em CAFL (2×10^6 ciclos) como sendo o limite inferior ($\mu - 2\sigma$), como ilustra de forma esquemática a Figura 47. Por essa figura fica claro que existe uma probabilidade de 2,5% da resistência à fadiga (número de ciclos) não ser atingida.

Para o desvio padrão indicado por Casas et al. (2007), $\sigma = 0,65$, se define o número médio de ciclos $\mu = 3,99 \times 10^7$. A Figura 48 ilustra a curva S-N original (limite inferior) junto com a curva média. Os valores de tensão apresentados no gráfico estão corrigidos pela tensão média, conforme o critério de Goodman modificado (Equação 3.3).

Nesta figura também são mostrados os resultados de ensaios realizados por Macgregor, Jhamb e Nuttall (1971), Nümberger (1982) e Zheng e Abel (1999). Pode ser observado que com os critérios adotados para o traçado da curva média, essa apresenta boa correlação com os resultados de ensaios encontrados na literatura.

Figura 47 - Esquema da distribuição da resistência (número de ciclos) no nível CAFL

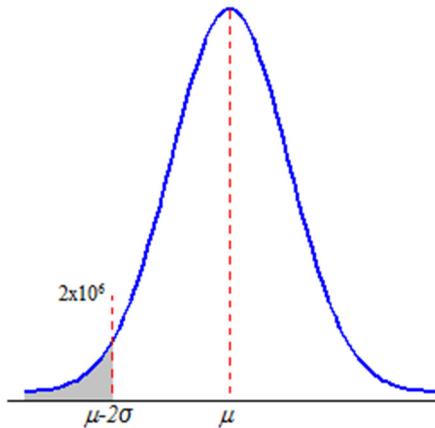
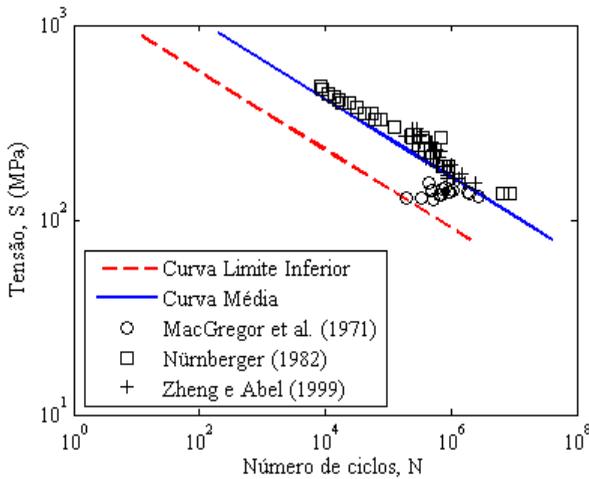


Figura 48 - Curva S-N Eurocode: Limite Inferior e média



Petryna et al. (2002) mostra que a variabilidade na obtenção do número de ciclos aumenta conforme a tensão diminui, se aproximando de CAFL. De forma conservadora e por simplificação, essa variabilidade foi estendida para toda a curva S-N. Como consequência, as probabilidades de falha a serem calculadas, baseadas em um número finito de simulações, apresentam maior valor do que a probabilidade de falha real.

Portanto, define-se os parâmetros A_1 e A_2 que caracterizam a curva $S-N$, como uma variável aleatória do tipo Lognormal. Os parâmetros λ e ξ que definem esse tipo de distribuição são calculados conforme as Equações 3.12 e 3.13. Assim, A_1 é descrito como LN (39,25; 0,45) para o trecho acima de CAFL, com $m = 5$; e para o trecho abaixo de CAFL, com $m = 9$, A_2 é descrito como LN (56,73; 0,45).

4.1.2. Tensão equivalente a partir das variações de tensão

Os transdutores do sistema B-WIM, responsáveis pela medição das deformações, são fixados à superfície inferior das peças a serem monitoradas. Em pontes, os locais de interesse, em geral, são o meio do vão ou região próxima ao apoio das longarinas, de modo a avaliar os momentos fletores e esforços cortantes, respectivamente.

Como o objetivo é avaliar a fadiga das barras de aço da armadura, precisa-se conhecer as deformações no nível da camada de barras mais tracionada. Para tanto, é necessário se obter de forma adequada a posição da linha neutra.

Para o cálculo da linha neutra deve-se definir corretamente o Estádio de deformação ao qual a seção transversal está submetida. Quando as tensões introduzidas pelas cargas permanentes associadas à passagem de um veículo são inferiores à resistência à tração do concreto, a seção transversal está no Estádio I. Por outro lado, quando essas tensões são superiores à resistência à tração, a seção transversal está no Estádio II, ou seja, a seção transversal de concreto está fissurada e a resistência à tração do concreto é desconsiderada.

No presente estudo, todos os eventos de passagens de veículos sobre a ponte são considerados atuantes no Estádio II de deformações. Dessa forma, não é considerada a contribuição de rigidez por *tension stiffening*, pois, como mostrado por Zanuy *et al.* (2011) e Higgins *et al.* (2013), esse efeito diminui com o aumento do número de ciclos até a curva tensão *versus* deformação coincidir com aquela do Estádio II puro, Figura 33. Portanto, o equilíbrio de tensões, para o caso geral de seção transversal em T e armadura dupla, é considerado conforme ilustra a Figura 49.

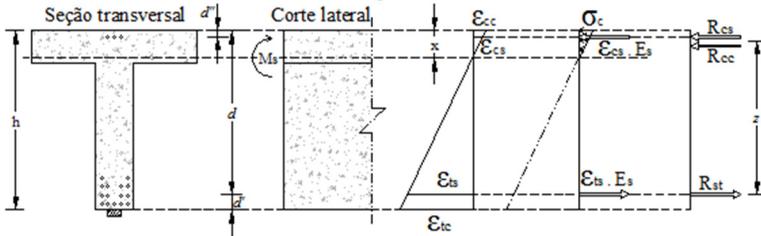
No Estádio II, a posição da linha neutra e o momento de inércia da seção fissurada, como ilustrado na Figura 49, são calculados pelas Equações (4.2) e (4.3), respectivamente.

$$b_w x^2 + 2x [h_f (b_f - b_w) + n_{Es} (A_s + A'_s)] = h_f^2 (b_f - b_w) + 2 n_{Es} (A_s d + A'_s d'') \quad (4.2)$$

$$I_{II} = \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left(x - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w (x - h_f)^2}{3} + n_{Es} [A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2] \quad (4.3)$$

Onde: b_w - largura da alma da seção transversal;
 b_f - largura da mesa da seção transversal;
 h_f - altura da mesa da seção transversal;
 n_{Es} - relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto (E_s/E_c);
 A_s - área de armadura tracionada;
 A'_s - área de armadura comprimida;
 d - posição do centro de gravidade da armadura tracionada;
 d'' - posição do centro de gravidade da armadura comprimida;

Figura 49 - Distribuição de deformações e tensões de flexão na seção transversal da longarina no Estádio II



A tensão de tração na armadura da seção transversal ilustrada na Figura 49 pode ser calculada conforme a Equação (4.4).

$$S = \frac{R_{ts}}{A_s} = \frac{M}{z \cdot A_s} \quad (4.4)$$

Onde: S - tensão de tração na armadura principal da seção transversal;
 R_{ts} - resultante de tração no aço;
 M - momento fletor solicitante, obtido conforme Equação (2.3), que considera a estrutura íntegra;
 z - braço de alavanca interno.

Para o caso em que a seção transversal seja dimensionada de forma a não apresentar armadura dupla e a linha neutra esteja limitada à mesa,

o regime de deformações no Estádio II leva ao braço de alavanca interno como define a Equação (4.5).

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (4.5)$$

Dessa forma, a tensão de tração na armadura (S) pode ser calculada de acordo com a Equação (4.6).

$$S = \frac{1}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_S} \times M = K_T \times M \quad (4.6)$$

Onde: K_T - fator de conversão de esforço momento fletor em tensão de tração na armadura.

A partir das tensões obtidas pela Equação (4.6), devido à passagem de um veículo sobre a estrutura da ponte, os ciclos são computados por meio de uma rotina de *Rainflow*, e com o auxílio do diagrama de Goodman (Figura 14 e Equação (3.3)), as variações de tensão são obtidas considerando-se o efeito das tensões médias. Repetindo esse processo para todos os veículos monitorados resulta no histograma de tensões, conforme ilustrado na Figura 50.

As variações de tensão ilustradas na Figura 50 apresentam grande concentração nos níveis de tensão mais baixos. Porém, como visto no item 3.3.2, nem todas as variações de tensão provocam dano por fadiga. Nesse ponto é de extrema importância a escolha adequada de um nível de corte, ou VAFL, para a uma avaliação da vida útil mais precisa.

Para se definir o VAFL mais adequado, obtém-se diversas variações de tensão variando-se esses níveis de corte. Na literatura é usual a utilização de VAFL como 25%, 33% ou 50% de CAFL. Um dos objetivos do presente estudo é determinar os valores limites de VAFL para serem utilizados na avaliação da viga útil à fadiga. Assim, faz-se a análise considerando valores entre 1% e 50% em intervalos conforme indicado na Tabela 15.

Conforme a tensão de corte aumenta, a diferença entre o histograma e a função de densidades de probabilidades ajustada, como observado na Figura 50, diminui. Desse modo, mesmo o histograma apresentando características de uma distribuição Bimodal, adotou-se uma distribuição Lognormal.

Figura 50 - Histograma das variações de tensão, ajustado por função de densidade de probabilidade

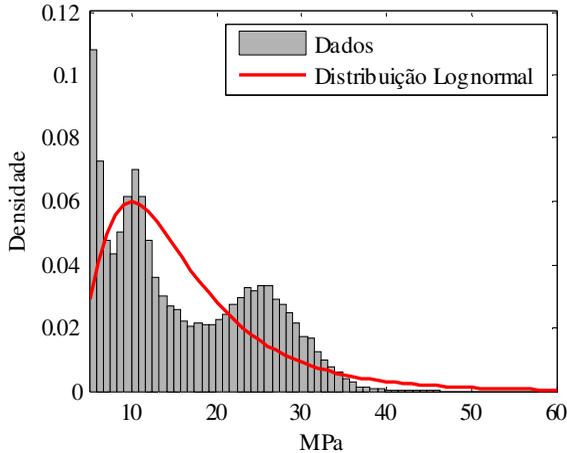


Tabela 15 - Níveis de corte utilizados no presente estudo.

CAFL	Nome	VAFL Eurocode (MPa)	VAFL NBR 6118 (MPa)
1%	VAFL1	0,79	0,86
2%	VAFL2	1,58	1,71
3%	VAFL3	2,37	2,57
4%	VAFL4	3,16	3,42
5%	VAFL5	3,95	4,28
10%	VAFL10	7,90	8,56
15%	VAFL15	11,85	12,83
20%	VAFL20	15,8	17,11
25%	VAFL25	19,75	21,39
30%	VAFL30	23,70	25,67
33%	VAFL33	26,07	28,23
35%	VAFL35	27,65	29,94
40%	VAFL40	31,6	34,22
45%	VAFL45	35,55	38,50
50%	VAFL50	39,50	42,78

A partir dos histogramas de variações de tensão, ou das distribuições do tipo Lognormal que definem esses histogramas, e dos valores de VAFL indicados na Tabela 15 é possível se calcular valores de

tensões equivalentes aos histogramas, ou seja, um único nível de tensão que leve ao mesmo dano provocado pelo histograma. Essa tensão equivalente pode ser calculada diretamente do histograma medido, conforme a Equação (4.7), ou a partir da distribuição de tensões em termos de variável aleatória, conforme a Equação (4.8) (KWON; FRANGOPOL, 2010).

$$S_{re} = \left[\sum \frac{n_i}{N} \cdot S_{ri}^m \right]^{\frac{1}{m}} \quad (4.7)$$

$$S_{re} = \left[\int_0^{\infty} s^m \cdot f_S(s) \, ds \right]^{\frac{1}{m}} = [E(S^m)]^{\frac{1}{m}} \quad (4.8)$$

Porém, a aplicação dessas duas equações permite a utilização de somente um valor de coeficiente angular m , ou seja, as equações são válidas somente para uma inclinação da curva $S-N$. Como no presente estudo utiliza-se as duas inclinações da curva, propõem-se aqui uma modificação dessas equações.

O dano total introduzido na estrutura durante o período de monitoramento pode ser calculado com a Equação (3.9), a partir das variações de tensão acima e abaixo do nível CAFL, como pode ser visto na Equação (4.9).

$$\frac{N_T}{A_{eq}} \times S_{re}^{m_{eq}} = \frac{D_T = D_2 + D_1}{A_2} \times S_{re,2}^{m_2} + \frac{N_1}{A_1} \times S_{re,1}^{m_1} \quad (4.9)$$

onde: D_T, D_1 e D_2 - dano introduzido na estrutura durante o período de monitoramento, respectivamente, total, acima e abaixo de CAFL;
 N_T, N_2 e N_1 - número de ciclos de variação de tensão, respectivamente, total, abaixo e acima de CAFL;
 A_1, A_2 e A_{eq} - coeficiente linear da curva $S-N$, respectivamente, acima e abaixo de CAFL e equivalente;
 m_1, m_2 e m_{eq} - coeficiente angular da curva $S-N$, respectivamente, acima e abaixo de CAFL e equivalente;
 $S_{re,1}$ e $S_{re,2}$ - variação de tensão equivalente para variações acima e abaixo de CAFL, respectivamente;

A Equação (4.9) pode ser reescrita como define a Equação (4.10), considerando-se $A_{eq} = A_1$ e $m_{eq} = m_1$.

$$S_{re}^{m_1} = \frac{A_1 N_2}{A_2 N_T} \times S_{re,2}^{m_2} + \frac{N_1}{N_T} \times S_{re,1}^{m_1} \quad (4.10)$$

O emprego da Equação (4.10), na análise de fadiga por Confiabilidade abordada no presente estudo, pode aumentar consideravelmente a complexidade do problema, já que, como é mostrado no item 4.1.5, as tensões são atualizadas em função da perda de aço por corrosão. Portanto, por simplificação, a parcela A_1/A_2 não é considerada e o coeficiente angular m_1 à esquerda da igualdade da Equação (4.10) é definido em função do nível da variação de tensão equivalente S_{re} . Assim, caso a variação de tensão equivalente seja inferior a CAFL será considerado $m = m_2$ e caso contrário $m = m_1$. A Equação (4.10) pode, então, ser escrita conforme a Equação (4.11).

$$S_{re} = \left[\left(\sum_{S < CAFL} \frac{n_i}{N_2} \cdot S_{ri}^{m_2} \right)^{\frac{1}{m_2}} \cdot \frac{N_2}{N_T} \right] + \left[\left(\sum_{S \geq CAFL} \frac{n_i}{N_1} \cdot S_{ri}^{m_1} \right)^{\frac{1}{m_1}} \cdot \frac{N_1}{N_T} \right] \quad (4.11)$$

Onde: n_i - número de ciclos para a i -ésima variação de tensão;
 S_{ri} - i -ésima variação de tensão;

A simplificação realizada na Equação (4.11) leva a um erro no cálculo do dano introduzido na estrutura. A Figura 51 traz dois exemplos de histogramas, com amplitudes de tensão diferentes, para demonstrar esse erro. Os danos introduzidos na estrutura pelas variações de tensão exibidas nos histogramas dessa figura, para cada nível de corte VAFL conforme Tabela 15, podem ser visualizados na Tabela 16.

Como pode ser visualizado na Tabela 16, quando as variações de tensão estão todas abaixo do nível CAFL (Figura 51 a), não existe diferença ao se empregar a simplificação da Equação (4.11). O mesmo vale para quando as variações de tensão estão todas acima do nível CAFL. Porém, quando essas variações de tensão possuírem ciclos tanto abaixo quando acima de CAFL, haverá um erro associado ao cálculo do dano. Esse erro é maior para as variações de tensão nos níveis mais baixos de

VAFI. Na análise por Confiabilidade esse erro será levado em consideração por meio da variável e .

Figura 51 - Exemplos de histogramas de variações de tensão

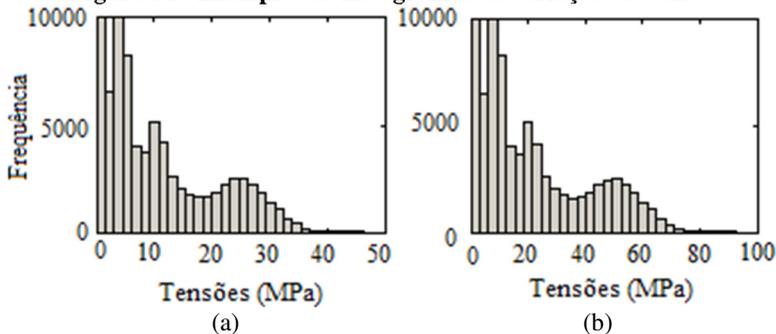


Tabela 16 - Erro na simplificação do cálculo da variação de tensão equivalente S_{re}

VAFI	Histograma Figura 51 (a)			Histograma Figura 51 (b)		
	Equação (4.10)	Equação (4.11)	Diferença %	Equação (4.10)	Equação (4.11)	Diferença %
1	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
2	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
3	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
4	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
5	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
10	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,81E-04	7,7
15	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,82E-04	7,5
20	1,04E-06	1,04E-06	0,0	5,18E-04	4,83E-04	7,4
25	1,03E-06	1,03E-06	0,0	5,18E-04	4,83E-04	7,2
30	1,00E-06	1,00E-06	0,0	5,18E-04	4,84E-04	7,0
33	9,44E-07	9,44E-07	0,0	5,18E-04	4,85E-04	6,8
35	8,72E-07	8,72E-07	0,0	5,18E-04	4,85E-04	6,8
40	5,78E-07	5,78E-07	0,0	5,18E-04	4,85E-04	6,8
45	2,56E-07	2,56E-07	0,0	5,17E-04	4,85E-04	6,6
50	1,02E-07	1,02E-07	0,0	5,16E-04	4,85E-04	6,4
60	-	-	-	5,02E-04	4,73E-04	6,1
70	-	-	-	4,34E-04	4,10E-04	5,9
80	-	-	-	2,84E-04	2,69E-04	5,6
90	-	-	-	1,19E-04	1,17E-04	1,7
100	-	-	-	4,00E-05	4,00E-05	0,0

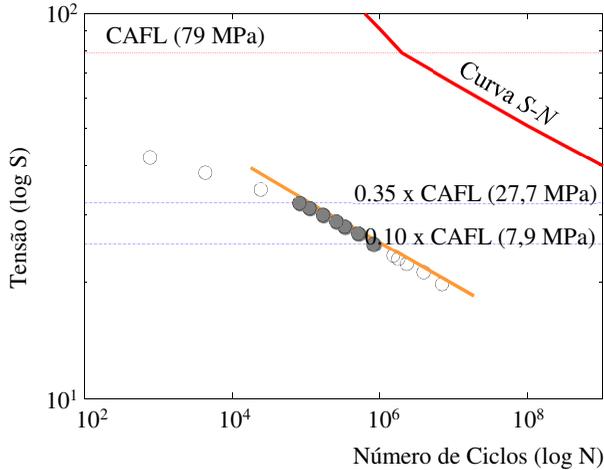
A partir da Equação (4.11), define-se a variação de tensão equivalente S_{re} , em termos de variável aleatória, conforme define a Equação (4.12).

$$S_{re} = \left[\left(\int_0^{CAFL} s^{m_2} f_S(s) ds \right)^{\frac{1}{m_2}} F_S(CAFL) \right] + \left[\left(\int_{CAFL}^{\infty} s^{m_1} f_S(s) ds \right)^{\frac{1}{m_1}} \{1 - F_S(CAFL)\} \right] \quad (4.12)$$

Onde: $f_S(.)$ - função de densidade de probabilidades da variável aleatória S ;
 $F_S(.)$ - função de distribuição acumulada de probabilidades da variável aleatória S .

Conforme demonstrado por diversos autores (CONNOR et al., 2005; KWON; FRANGOPOL, 2010; MENEGHETTI et al., 2016), conforme a tensão de corte diminui, os pontos formados pelas tensões equivalentes e seus respectivos números de ciclos se aproximam da inclinação da curva $S-N$, como pode ser visualizado no exemplo da Figura 52. Por essa figura, os pontos abaixo do limite 10% de CAFL contribuem de forma pouco significativa para a estimativa da vida útil e, portando, são desconsiderados. Além disso, os pontos acima do limite 35% de CAFL levam a estimativas muito otimistas de vida útil sendo, também, desconsiderados. Portanto, para o exemplo da Figura 52, a média e desvio padrão da variável tensão equivalente (S_{re}) são calculados a partir dos pontos entre os limites 10 e 35%.

Figura 52 - Valores limites de VAFL a serem utilizados na análise.



4.1.3. Avaliação da vida útil

De maneira determinista, a vida útil pode ser estimada a partir da curva $S-N$ de norma (com CAFL ajustado pela tensão média) por meio da Equação (4.13) para cada nível VAFL.

$$Y = \frac{1}{365 \times ADC \times D_C} \quad (4.13)$$

Onde: Y - vida útil à fadiga em anos;
 ADC - número médio de ciclos por dia de monitoramento;
 D_C - dano médio provocado por um ciclo (Equação (3.9)).

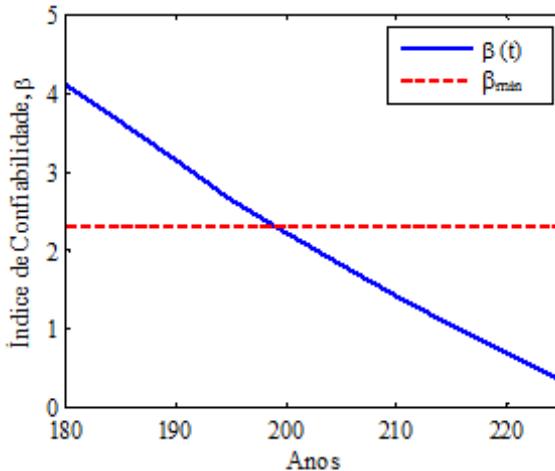
Quando se trata de análise por Teoria da Confiabilidade, a curva $S-N$ e a distribuição das tensões são definidas em termos de variáveis aleatórias, como anteriormente exposto. A vida útil à fadiga passa a ser avaliada por meio da determinação da probabilidade da falha (P_f) ao longo do tempo. Essa probabilidade é obtida a partir da avaliação da equação de estado limite, definida na Equação (3.24) e aqui retomada por comodidade, conforme Equação (4.14).

$$g(\mathbf{X}) = \Delta - e \cdot D = \Delta - e \cdot \frac{N}{A} \times S_{re}^m \quad (4.14)$$

A Figura 53 mostra um exemplo da variação do índice de confiabilidade β ao longo do tempo obtido por meio da avaliação da Equação (4.14). Como pode ser observado nessa figura, o índice de confiabilidade varia ao longo do tempo. A falha da estrutura é definida como o tempo necessário para o índice de confiabilidade atingir um valor mínimo (β_{\min}).

Na literatura, o valor mínimo de índice de confiabilidade para estruturas em concreto armado pode assumir 1,0 (WASSEF et al., 2014) ou 2,3 (ISO 13822, 2010; SUSTAINABLE BRIDGES, 2007). A adoção de $\beta_{\min}=1,0$ implica em assumir que a probabilidade de falha de uma ponte em concreto armado por fadiga é de aproximadamente 15%. Ao se adotar o valor de 2,3, assume-se que a probabilidade de falha é de pouco mais de 1%. Assumir que a falha só ocorrerá quando $\beta_{\min}=1,0$ pode levar a estimativas muito otimistas da vida útil de pontes. Portanto, no presente estudo é utilizado o valor 2,3 como valor alvo do índice de confiabilidade.

Figura 53 - Comportamento do índice de confiabilidade ao longo do tempo



4.1.4. Volume do tráfego

A passagem de um veículo sobre a ponte introduz diversos ciclos de tensão, como pode ser observado na Figura 54. Observando os sinais dessa figura, fica clara a existência de ciclos principais, em baixa frequência, e diversos ciclos menores, em alta frequência.

Na literatura é comum encontrar autores que, quando analisam fadiga, consideram que a passagem de um veículo sobre a ponte provoca apenas um ciclo de tensão. Esses autores consideram apenas os ciclos em baixa frequência. Nos estudos de caso analisados no presente estudo, e apresentados no próximo capítulo, fica claro que a consideração somente do ciclo principal não leva a diferenças significativas. Dessa forma, para a abordagem de fadiga por Confiabilidade aqui utilizada, considera-se que cada passagem de veículo introduz apenas um ciclo de tensão.

Portanto, o parâmetro N da Equação (4.12), que indica o número de ciclos que ocorreram no período, é obtido conforme indica a Equação (4.15).

$$N = 365 \times ADC \times \Delta_N \times i_g \quad (4.15)$$

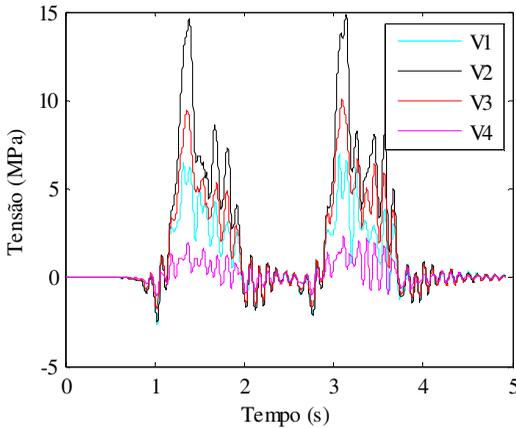
Onde: N - número de ciclos de tensão;
 ADC - número médio diário de ciclos;
 Δ_N - intervalo de tempo considerado na análise (5 anos);
 i_g - taxa de crescimento do tráfego.

O número médio diário de ciclos é obtido a partir do volume médio diário de veículos, que trafegam na rodovia na qual se encontra a ponte, e da proporção de ciclos que provocam fadiga, conforme define a Equação (4.16).

$$ADC = VMD \times p_{\text{ciclos}} \quad (4.16)$$

Onde: VMD - volume médio diário de veículos;
 p_{ciclos} - proporção de ciclos que provocam fadiga;

Figura 54 - Exemplo de ciclos de tensão introduzidos na estrutura pela passagem de veículos sobre a ponte



O volume médio diário de veículos (VMD) que trafegam na rodovia pode ser obtido a partir da página da web do Plano Nacional de Contagem de Tráfego, que pode ser acessado em DNIT (2017). A proporção ciclos que provocam fadiga é obtida a partir da relação entre o número de ciclos considerados na obtenção da variação de tensão equivalente S_{re} , em termos de variáveis aleatória, e do número total de ciclos medidos.

Para a taxa de crescimento do tráfego não foi encontrada nenhuma indicação na literatura, portanto, quatro cenários de crescimento são considerados no presente estudo: 0%, 1%, 3% e 5%.

4.1.5. Degradação da estrutura

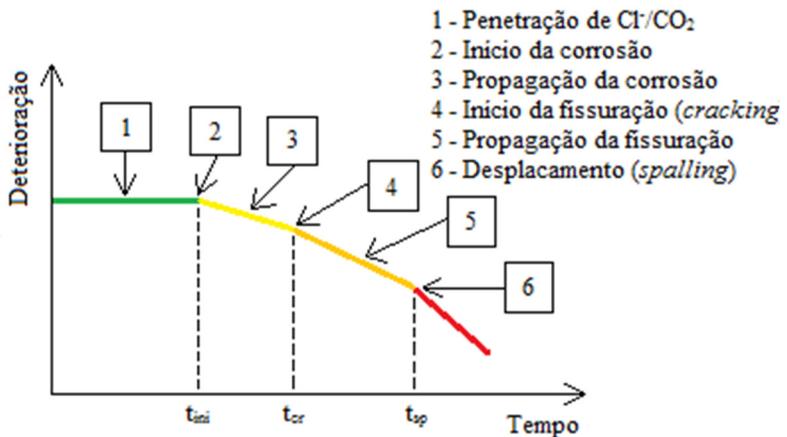
Durante sua vida útil uma estrutura de concreto armado passa por processos de perda da capacidade resistente devido à degradação. Os mecanismos que afetam a durabilidade dessas estruturas podem ser divididos em três categorias: (i) corrosão da armadura; (ii) deterioração do concreto; e (iii) danos físicos externos (TARIGHAT; ZEHTAB, 2016). Dentre esses mecanismos, a corrosão é citada por diversos pesquisadores como o mais preocupante (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2013; TOONGOENTHONG; MAEKAWA, 2005; VU; STEWART, 2000).

Independentemente de sua origem (ataque por cloretos ou carbonatação), o processo de degradação do concreto armado por

corrosão pode ser descrito em seis etapas, como pode ser visto na Figura 55: período de propagação de agentes agressivos; início da corrosão; período de propagação da corrosão; início da fissuração; período de propagação da fissuração e; deslocamento da camada de cobrimento.

No presente estudo, são abordados os passos de 1 a 3. Após o início da corrosão é considerada uma taxa de propagação da corrosão que varia ao longo do tempo e que provoca diminuição da área da seção transversal da barra de aço pela formação de ferrugem. O aumento das tensões no aço devido ao efeito da corrosão é um processo dependente de diversos fatores, como a formação de ferrugem, perda de aderência entre aço e concreto, etc. Porém, por simplificação, considera-se que o aumento das tensões é função apenas da diminuição da área de aço. Uma revisão da literatura sobre o assunto é apresentada de forma mais detalhada no Anexo A, apresentando-se nessa seção apenas os pontos principais.

Figura 55 - Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão



* Adaptado de Portela, Bitthencourt e Beck (2016).

Início da corrosão

O modelo de degradação aqui utilizado, calcula o tempo de início da corrosão para estruturas submetidas a ataques por cloretos conforme a Equação (4.17). Já quando a corrosão se dá por carbonatação, seu tempo de início é calculado segundo a Equação (4.18).

$$t_{ini,Cl} = \frac{E_{modelo}c^2}{4D_{Cl} \left[\text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{th}}{C_S} \right) \right]^2} \quad (4.17)$$

$$x_{Ca}(t) = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}C_{CO_2}}{a}} t \left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_m} \quad (4.18)$$

Onde: C_{th} - concentração de íons limite para início da corrosão;
 C_S - concentração de íons de cloreto na superfície;
 E_{modelo} - coeficiente para considerar as incertezas de modelo;
 $\text{erf}(\cdot)$ - função erro;
 D_{Cl} - coeficiente de difusão do cloreto no concreto;
 c - cobrimento da armadura;
 x_{Ca} - profundidade da frente de carbonatação (m);
 D_{CO_2} - coeficiente de difusão do CO_2 (m^2/ano);
 C_{CO_2} - concentração molar de CO_2 no ambiente (kg/m^3);
 a - quantidade de CO_2 para completa carbonatação (kg/m^3);
 t_0 - tempo de referência (1 ano);
 n_m - fator de idade ($\leq 0,3$ para exposição externa).

Taxa de propagação da corrosão

Segundo Portela, Bittencourt e Beck (2016), na literatura são encontradas diversas abordagens para análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado que assumem taxa de corrosão constante ao longo do tempo. Entretanto, Tuutti (1982) aponta que a taxa de corrosão diminui ao longo do tempo devido à formação de ferrugem na superfície do aço.

Existem diversos modelos que descrevem o comportamento da taxa de corrosão ao longo do tempo (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2008; HACKL; KOHLER, 2016; VU; STEWART, 2000). No presente trabalho, utiliza-se a Equação (4.19), proposta por Lu, Zhao e Yuet (2008) *apud* Portela, Bittencourt e Beck (2016), para se definir a taxa de corrosão inicial.

$$i_{corr}(t_0) = \frac{T_K RH (w/c)}{c} \quad (4.19)$$

Onde: T_K - temperatura (Kelvin);
 RH - umidade relativa do ar (%);

(w/c) - fator água/cimento.

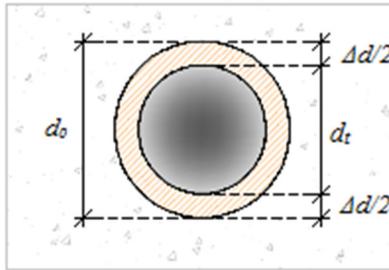
A partir dessa taxa inicial, a variação da corrosão ao longo do tempo é calculada segundo modelo proposto por Portela, Bittencourt e Beck (2016), definido na Equação (4.20).

$$i_{\text{corr}}(t) = \frac{i_{\text{corr}}(t_0)}{1.15(t+0.62)^{0.29}} \quad (4.20)$$

Perda de seção de aço por corrosão

No presente estudo, assume-se a perda de área de aço por corrosão acontece de maneira uniforme, como ilustrado na Figura 56. Nessa figura, d_0 representa o diâmetro inicial da barra, Δd o diâmetro de aço perdido por corrosão e d_t o diâmetro da barra após a corrosão. A variação da seção de armadura é calculada como define a Equação (4.21). Essa equação é utilizada para o cálculo das variações de tensão para avaliação da vida útil à fadiga das pontes.

Figura 56 - Perda de área de aço por corrosão uniforme.



$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{n \pi d_0^2}{4} & t \leq t_{\text{ini}} \\ \frac{n \pi d_0}{4} \left\{ d_0 - \left[\frac{(t+0,62)^{0,71}}{175,97} \right] i_{\text{corr}}(t_0) \right\} & t > t_{\text{ini}} \end{cases} \quad (4.37)$$

Definição das variáveis envolvidas

A Tabela 17 apresenta um resumo dos parâmetros estatísticos das variáveis utilizadas na análise para descrever o processo da corrosão e suas respectivas referências. As variáveis T_K e RH foram ajustadas a

partir de dados meteorológicos medidos pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2017).

Tabela 17 - Parâmetros estatísticos das variáveis utilizadas para descrever a corrosão

Parâmetro	Distribuição	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)	Referência
D_{cl} (mm ² /ano)	Lognormal	63,00	0,75	Hong (2000)
C_{th} (kg/m ³)	Lognormal	1,35	0,135	Lounis e Mirza (2001) <i>apud</i> Tarighat e Zehtab (2016)
C_s (kg/m ³)	Lognormal	4,56	1,824	Lounis e Mirza (2001) <i>apud</i> Tarighat e Zehtab (2016)
E_{modelo}	Lognormal	1,00	0,10	Tarighat e Zehtab (2016)
T_K (K)	Normal	303,35	0,93	INMET (2017)
RH (%)	Gumbel (máximos)	70,27	2,25	INMET (2017)

4.2. Resumo do método proposto

O método apresentado no item 4.1 é empregado nos estudos de caso apresentados no próximo capítulo. De forma resumida, esse método pode ser dividido em duas partes:

- Fase I - Determinística: Nessa fase são utilizados os parâmetros definidos por norma em conjunto com os dados de monitoramento para estimar a vida útil da ponte;
- Fase II - Teoria da Confiabilidade: Nessa fase é realizada uma análise probabilística completa por meio dos métodos de Confiabilidade Estrutural.

A primeira fase é utilizada para calcular a vida útil de maneira aproximada, podendo ser utilizados coeficientes de segurança parciais. Essa fase determinista pode ser resumida nos seguintes passos:

- Passo 1.** Definição dos parâmetros da curva S-N a serem utilizados: limite de fadiga (CAFL), considerando o efeito da tensão média; coeficiente angular m ; coeficiente linear A .
- Passo 2.** Cálculo dos histogramas de esforços a partir dos dados de monitoramento (no presente estudo, especificamente momento fletor);
- Passo 3.** Cálculo das variações de tensão a partir dos histogramas de momento, fazendo-se a correção dos valores pela tensão média (Equação (4.6));
- Passo 4.** Definição das tensões equivalentes para os diversos níveis de VAFL a partir das variações de tensão calculadas no Passo 2 (Equação (4.9));
- Passo 5.** Definição dos limites superior e inferior de VAFL a partir do gráfico: conjunto de pontos cuja inclinação seja igual à inclinação da curva S-N não contribuem para a análise (limite inferior); conjunto de pontos cuja inclinação se afasta muito da inclinação da curva S-N levam a estimativas muito otimistas, sendo também desconsiderados (limite superior);
- Passo 6.** Estimativa da vida útil por meio da Equação (4.11).

Quando a estimativa obtida no Passo 6 indicar a necessidade de uma análise mais aprofundada para a obtenção de um valor mais preciso da vida útil, segue-se para a segunda fase onde é utilizada a Teoria da Confiabilidade. Essa fase é realizada com os seguintes passos:

- Passo 7.** A partir das tensões equivalentes, calculadas no Passo 4, as quais estão entre os limites inferior e superior, definidos no Passo 5, é calculada a média e desvio padrão da variável S_{re} ;
- Passo 8.** Aplica-se uma rotina de otimização para se encontrar o nível de corte VAFL para o qual o histograma de tensões resulte em uma variação de tensão equivalente igual ao valor médio de S_{re} ;
- Passo 9.** Partindo desse histograma de tensões, encontra-se um histograma de momentos por meio da Equação (4.6). Esse histograma é ajustado por uma função de distribuição de probabilidades Lognormal;
- Passo 10.** Para cada ano de análise:
- Área de aço é atualizada por meio da Equação (4.37). A partir do tempo de início da corrosão, a área de aço diminui;

- b. Com a redução da área de aço, a posição da LN é atualizada (Equação (4.2)) e a variável K_T é recalculada;
- c. O histograma de tensões é definido, como variável aleatória, por meio da Equação (4.6), utilizando-se o valor recalculado de K_T (Passo 10b) e a distribuição Lognormal de momentos definida no Passo 9;
- d. O valor médio da tensão equivalente S_{re} é calculado a partir da Equação (4.10);
- e. Esse valor médio em conjunto com o desvio padrão definido no Passo 7 definem a variável aleatória S_{re} utilizada nas análises;
- f. O volume do tráfego é calculado conforme a Equação (4.13);
- g. Resolve-se a equação de Estado Limite definida pela Equação (4.12) e se observa se a resposta se trata de um caso de violação ou não do estado limite (ponto no domínio de falha ou domínio de segurança);

Passo 11. Após todas as simulações, calcula-se a probabilidade de falha (P_f), índice de confiabilidade (β) e covariância da P_f para cada ano de análise;

Passo 12. O ano cuja probabilidade de falha seja superior a 0,0107 ($\beta_{\min} < 2,3$) e a covariância da P_f esteja dentro do limite pré-estabelecido é definido como limite de vida útil da ponte em análise.

Estes passos são implementados em rotinas computacionais elaboradas no *software* de cálculo numérico MATLAB. As rotinas para obtenção dos histogramas de variações de tensão, utilizando o algoritmo *Rainflow* e teoria de acúmulo de dano linear de Palmgren-Miner, foram desenvolvidas a partir do *software* WAFO (BRODTKORB et al., 2000). A rotina de análise de fadiga por Confiabilidade, na qual é empregada a Simulação de Monte Carlo Simples, foi desenvolvida a partir do *software* FERUM (HAUKAAS; KIUREGHIAN, 1999). Tanto o WAFO (*Matlab Toolbox for Analysis of Random Waves and Loads*) quanto o FERUM (*Finite Element Reliability Using Matlab*) são *softwares* livres desenvolvidos em MATLAB.

No próximo capítulo apresenta-se os resultados das análises de fadiga realizadas pelo método apresentado no presente capítulo. Devido às incertezas com relação à degradação da estrutura e ao crescimento do

tráfego, a análise por Confiabilidade é realizada para cinco cenários, conforme descrito na Tabela 18.

Tabela 18 - Cenários considerados na análise de fadiga por Confiabilidade

Cenário	Descrição
C0G0	Tanto a degradação devido à corrosão quanto o crescimento do tráfego não são considerados.
C1G0	A corrosão do aço é considerada, porém sem aumento no tráfego.
C1G1	A corrosão do aço é considerada, bem como 1% de aumento anual no fluxo do tráfego.
C1G3	A corrosão do aço é considerada, bem como 3% de aumento anual no fluxo do tráfego.
C1G5	A corrosão do aço é considerada, bem como 5% de aumento anual no fluxo do tráfego.

5. RESULTADOS OBTIDOS

A metodologia de análise à fadiga definida no item anterior é utilizada para avaliar duas estruturas de pontes na BR-153, entre Uruaçu e Porangatu, ambos municípios do estado de Goiás. Essas pontes foram escolhidas por serem objeto de estudos de um projeto de pesquisa entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) e a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) que visa avaliar as condições de segurança dessas estruturas.

Inicialmente, para cada ponte, são apresentados os resultados de caracterização do tráfego por meio do sistema B-WIM empregado durante o monitoramento. Na sequência, as variações de tensão equivalentes para os diversos níveis de VAFL são apresentadas e, a partir desses resultados, os parâmetros da tensão equivalente S_{re} como variável aleatória são calculados.

A avaliação da vida útil à fadiga de forma determinística é, então, apresentada seguindo as indicações dos códigos normativos. Quanto à análise de fadiga por Confiabilidade, são apresentados os resultados para cinco cenários, conforme descrito ao final do capítulo anterior (Tabela 18). Para essa análise, definiu-se o período máximo da análise em 250 anos e 100 mil como número máximo de simulações. Em caso de não haver convergência da probabilidade de falha ao final das simulações, define-se que a vida útil à fadiga da ponte é infinita.

5.1. Ponte sobre o rio Lambari

A ponte sobre o rio Lambari, localizada no km 153 da rodovia BR-153, é formada por quatro longarinas apoiadas sobre pilares, resultando em um vão de aproximadamente 15 m, apresentando balanços nas extremidades, que totalizam um comprimento de 22,5 m. Além disso, existem cinco transversinas: uma no meio do vão, duas sobre os pilares e duas nas extremidades. A Figura 57 apresenta algumas imagens dessa ponte e as Figuras 58 e 59 trazem alguns detalhes da geometria dessa ponte.

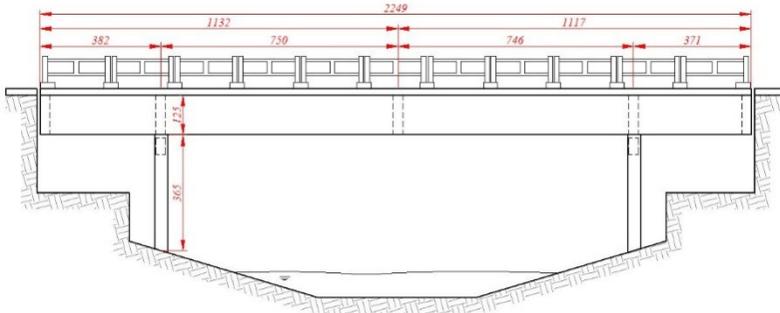
Esta ponte foi monitorada por um sistema B-WIM entre novembro de 2013 e janeiro de 2014, totalizando 42 dias, visando avaliar o nível de segurança da mesma. Os transdutores foram posicionados próximos ao meio do vão intermediário (15 m) de cada longarina, como pode ser visto na Figura 60, de modo a avaliar a resposta da ponte em termos de momentos fletores. Nessa figura, os transdutores indicados por “W” são utilizados para fazer a pesagem dos veículos, enquanto que os

transdutores indicados por “FAD” são responsáveis pela detecção dos eixos e cálculo da velocidade. A faixa de rolagem da ponte no sentido Porangatu é definida como Pista 1 e a faixa no sentido Uruaçu como Pista 2.

Figura 57 - Fotos da ponte sobre o rio Lambari

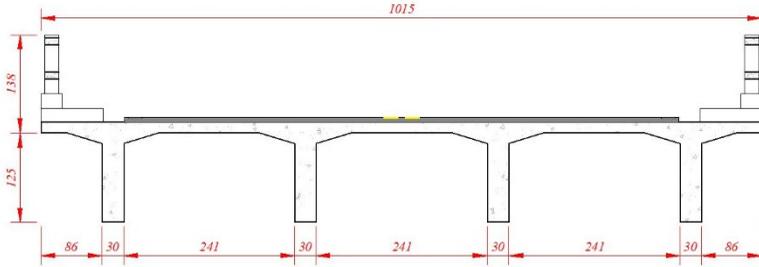


Figura 58 - Ponte sobre o rio Lambari - Vista lateral



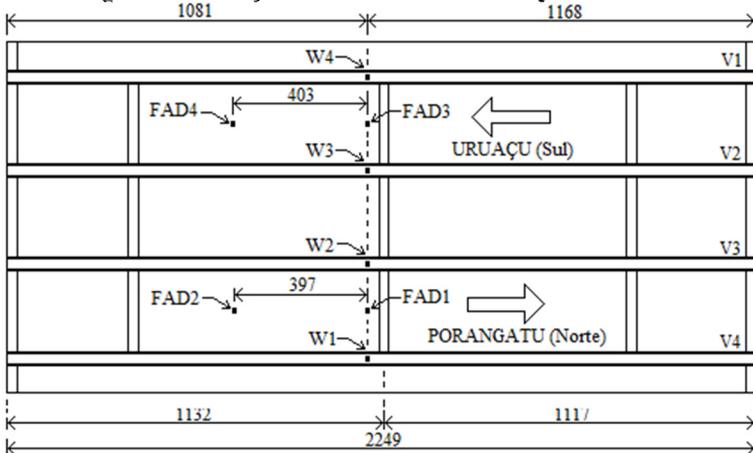
* Dimensões em cm.

Figura 59 - Ponte sobre o rio Lambari - Seção transversal da superestrutura



* Dimensões em cm.

Figura 60 - Posição dos transdutores na superestrutura.



* Dimensões em cm.

5.1.1. Estado geral de conservação da ponte

A ponte sobre o rio Lambari apresenta diversas manifestações patológicas ao longo de toda a estrutura.

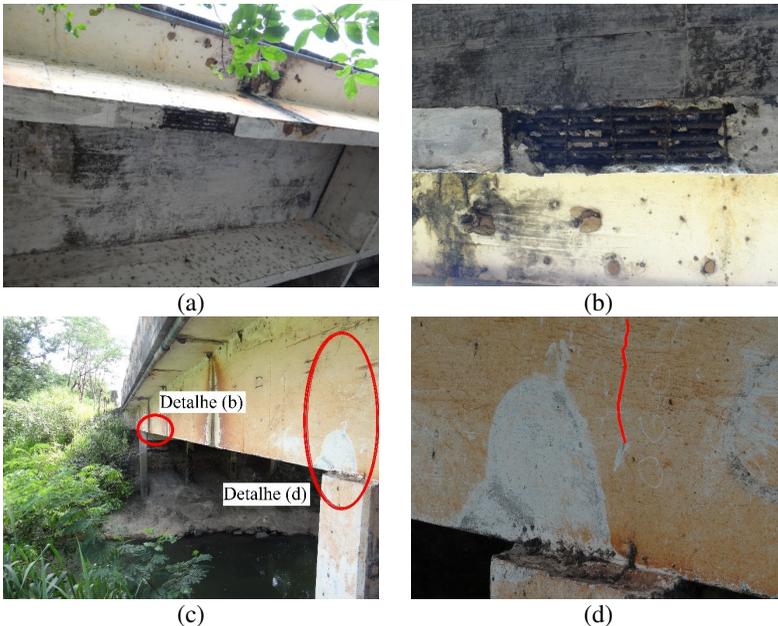
No tabuleiro, existem fissuras com sinais de infiltração, desagregação do concreto e armaduras em processo de corrosão, como pode ser visualizado na Figura 61. De modo geral, o cobrimento das barras de aço é insuficiente ou até mesmo inexistente.

Figura 61 - Manifestações patológicas no tabuleiro da ponte sobre o rio Lambari



- (a) Fissura com infiltração e;
- (b) umidade, corrosão das armaduras e desagregação do concreto.

Figura 62 - Manifestações patológicas nas longarinas da ponte sobre o Rio Lambari



- (a) Armadura principal exposta com presença de nicho de concretagem e corrosão;
- (b) Detalhe da armadura exposta;
- (c) Vista lateral da longarina;
- (d) Fissura na longarina sobre o pilar.

Nas longarinas, os estribos são visíveis, novamente, devido ao pequeno ou até inexistente cobrimento. Muitas dessas barras apresentam sinais de corrosão. A longarina V1 apresenta ainda sinais de deterioração elevados, como ilustram as fotos na Figura 62. Nessa longarina existe armadura principal de flexão (momento fletor positivo) exposta com presença de nicho de concretagem e um processo de corrosão em andamento. Além disso, no apoio Sul (Uruaçu) existe uma fissura vertical que se estende por praticamente toda a altura da longarina.

Por fim, existe uma irregularidade no encontro da ponte, no sentido Porangatu, como pode ser visto na Figura 63. Essa irregularidade faz com que os veículos que trafegam na Pista 1 introduzam efeitos dinâmicos mais acentuados ao entrar na ponte.

Figura 63 - Irregularidade no encontro da ponte sobre o rio Lambari (entrada da Pista 1)



5.1.2. Caracterização do tráfego

Calibração do sistema B-WIM

O sistema B-WIM utilizado no monitoramento da ponte sobre o rio Lambari foi calibrado seguindo as indicações do relatório COST 323 (1999). Dessa forma, utilizaram-se dois caminhões, um rígido com três eixos e outro articulado com cinco eixos, que perfizeram 56 passagens nos dois sentidos da ponte. As propriedades dos caminhões são listadas na Tabela 19, sendo que os pesos indicados foram obtidos por pesagem em balança estática. Mais detalhes do processo de calibração podem ser vistos encontrados em Junges, Pinto e Miguel (2017).

Ao final da calibração do sistema obtiveram-se as LIs para a Pista 1 (Sentido Porangatu) e 2 (Sentido Uruaçu), conforme apresentadas na Figura 64, juntamente com a LI teórica. Observando a Figura 64, três aspectos podem ser destacados: (i) as LIs obtidas da calibração

apresentam picos inferiores à LI teórica; (ii) as LIs obtidas da calibração são maiores em extensão do que a LI teórica e; (iii) a LI referente à Pista 1 apresenta um comportamento fora do esperado, em especial junto ao apoio sul.

Tabela 19 - Propriedades dos caminhões utilizados na calibração do sistema B-WIM na ponte sobre o rio Lambari

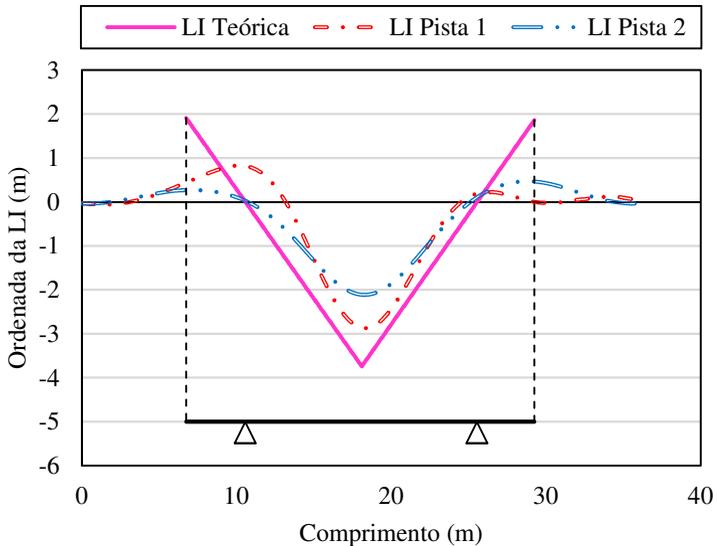
Veículo	Pesos dos eixos (kN)						Espaçamento entre eixos (m)			
	PBT	P1	P2	P3	P4	P5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
Rígido (3 eixos)	264,0	46,7	108,65	108,65	-	-	4,60	1,29	-	-
Articulado (5 eixos)	368,0	51,8	53,49	87,56	87,56	87,56	4,27	3,47	1,23	1,23

Com relação ao primeiro ponto, fica claro que as condições de apoio reais da ponte diferem das condições teóricas idealizadas, ocorrendo uma suavização no valor máximo da LI.

Com relação à extensão da LI, as LIs obtidas a partir das medições sempre se estendem além do comprimento da ponte, pois as leituras se iniciam no instante em que o veículo entra na ponte (Figura 3) e não terminam logo após a sua saída. Para aplicação do método de Moses, quando o primeiro eixo entra em contato com a estrutura ($t=0$) os demais eixos não provocam deformação, mas precisam ser computados. Além disso, por se tratar de um carregamento dinâmico, os efeitos provocados pela passagem de um veículo não cessam imediatamente após sua saída da estrutura. Na verdade, a estrutura ainda apresenta resposta em vibração livre por algum tempo e a não consideração desse trecho do sinal pode levar a erros mais elevados. Dessa forma, optou-se por estender o comprimento da LI além das extremidades da ponte, sendo observado que essa extensão influencia diretamente a precisão dos pesos obtidos, devendo ser ajustada caso a caso. Para a ponte em análise, fez-se esse ajuste manualmente chegando-se ao valor de 36 m para a extensão total como sendo o que apresenta menores erros relativos. As características da

LI da Pista 1, tanto em termos de configuração quanto do valor máximo, ocorreram devido à grande oscilação presente nos sinais, originada pela presença de defeitos na entrada Sul da ponte (Figura 63).

Figura 64 - Comparação entre as LIs teórica e obtidas durante a calibração do sistema B-WIM

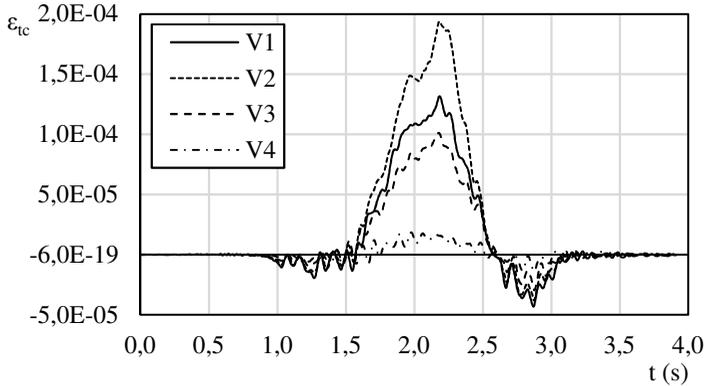


Em termos de precisão dos resultados, a classificação do sistema segundo critério do relatório COST 323 (1999) apresentado no item 2.4, é A para PBT e E para peso dos eixos isolados. Isso mostra a principal desvantagem desse sistema de pesagem, que é o cálculo preciso dos pesos dos eixos isolados, em especial dos eixos pouco espaçados.

Resultados obtidos

A Figura 65 mostra um exemplo das deformações específicas em cada longarina da ponte, obtidas com a passagem de um caminhão. Esses sinais, associados às LI apresentadas na Figura 64, são utilizados pelo sistema B-WIM para obtenção do peso dos veículos. Mais detalhes do sistema B-WIM e do monitoramento realizado podem ser encontrados em Junges, Pinto e Miguel (2017). Ao final do monitoramento, um total de 102 mil veículos cruzaram a ponte.

Figura 65 - Resposta das longarinas, em termos de deformação específica, para a passagem de um caminhão



A Figura 66 apresenta a quantidade de veículos separados por eixo. Veículos com até 3 eixos somaram 52% do total do tráfego. O PBT desses veículos, como esperado, não apresentou valores elevados como pode ser observado no histograma do PBT de todos os veículos monitorados apresentado na Figura 67. Esse histograma indica uma distribuição multimodal dos PBT. Por esse histograma é possível observar ainda, que a maior concentração de PBT dos veículos está entre 50 e 330 kN e que os caminhões com 6 ou mais eixos apresentam PBT superiores a 300 kN e são responsáveis por caracterizar a cauda superior da distribuição.

Figura 66 - Histograma dos veículos, que cruzaram a ponte sobre o rio Lambari, segundo o número de eixos.

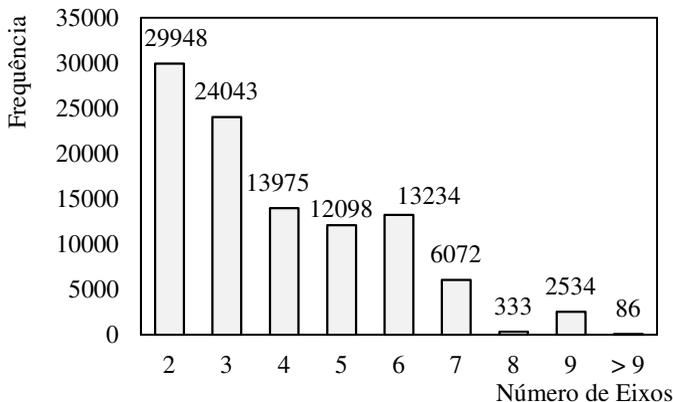
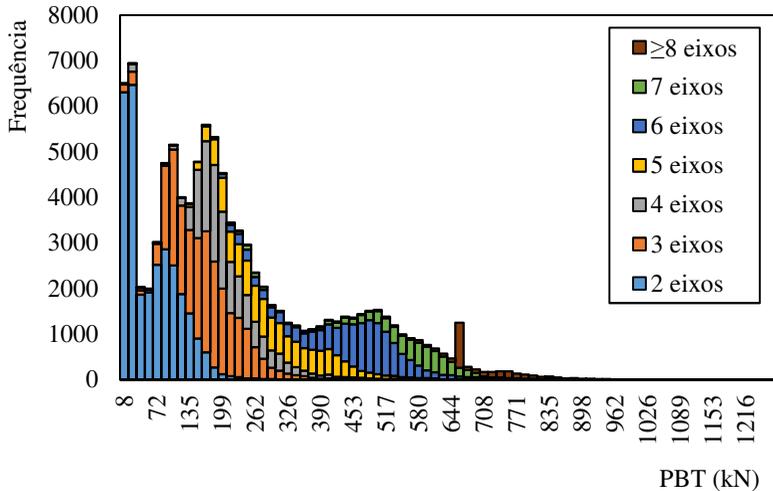


Figura 67 - Histograma do PBT dos veículos monitorados.



5.1.3. Esforços de projeto e medidos

Esforços de projeto e redimensionamento

Durante o período de pesquisa não se teve acesso aos projetos originais da ponte sobre o rio Lambari. Dessa forma, para realizar as análises apresentadas nos próximos itens, foi necessário redimensionar as longarinas da ponte com base nas normas vigentes na época de sua construção.

Estima-se que a ponte sobre o rio Lambari tenha sido construída no início da década de 1970 e, portanto, esteja chegando aos seus 50 anos. Dessa forma, o redimensionamento foi realizado com base nas normas NB 1 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado (ABNT, 1960a) e NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária (ABNT, 1960b).

O trem tipo utilizado para dimensionamento, segundo a NB 6 (ABNT, 1960b), era composto por um veículo padrão, com 6 rodas igualmente distribuídas em três eixos espaçados de 1,5m, e uma carga uniformemente distribuída (carga de multidão) no entorno do veículo, como ilustrado na Figura 37. Por essa norma, o PBT total do veículo tipo varia segundo a classe da ponte e para a ponte em estudo esse valor é 360 kN.

Para o redimensionamento foram considerados os seguintes carregamentos:

- Peso próprio da estrutura: calculado a partir das propriedades geométricas e elásticas obtidas durante inspeção da ponte;
- Peso próprio do pavimento: calculado a partir da estimativa de 7 cm de espessura média da capa de asfalto;
- Peso próprio dos acessórios: calculado a partir das dimensões dos guarda-corpos e guarda-rodas;
- Carga móvel: calculado a partir do trem-tipo TB36 da NB 6 (ABNT, 1960b) e aplicado na posição mais desfavorável para a estrutura.

A Figura 68 traz um esquema estático da atuação da carga móvel nas longarinas da ponte sobre o rio Lambari. O momento fletor característico devido a somente a ação da carga móvel, aplicada na posição mais desfavorável, foi de 1707 kN.m. Esse valor associado aos demais carregamentos permanentes da estrutura foi utilizado para o redimensionamento da seção em concreto armado segundo a NB 1 (ABNT, 1960a), chegando-se ao arranjo de barras ilustrado na Figura 69.

Figura 68 - Esquema estático da atuação da carga móvel na ponte sobre o rio Lambari

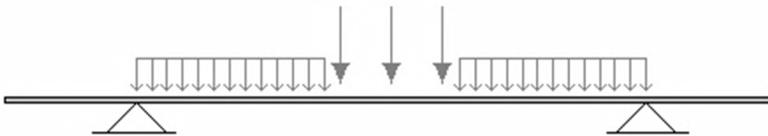
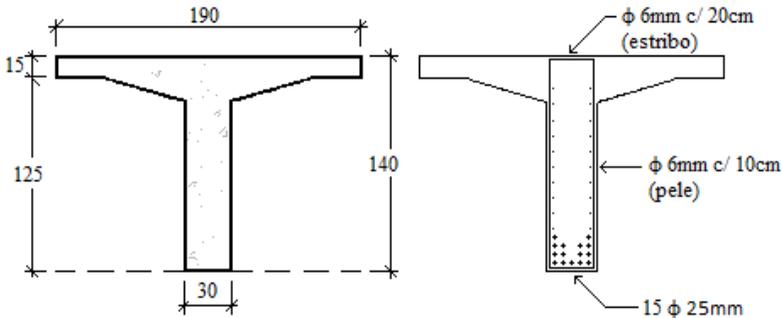


Figura 69 - Arranjo da armadura das longarinas da ponte sobre o rio Lambari



O arranjo ilustrado na Figura 69 está de acordo com os resultados de ensaios de pacometria realizados durante inspeção e com o que pode ser observado em trecho sem cobertura da longarina V1, como pode ser visto na Figura 62. Os dados da inspeção podem ser vistos com mais detalhes em Giovannetti (2014).

Esforços medidos

Os esforços medidos, em termos de momento fletor no meio do vão central, obtidos durante o monitoramento, podem ser visualizados na Figura 70 para cada longarina. Como pode ser observado nessa figura, todas as longarinas apresentam uma grande concentração de esforços abaixo de 230 kN.m. Isso pode ser explicado pela alta concentração de veículos com até três eixos.

Analisando, ainda, a Figura 70, pode-se observar que as longarinas V2 e V3 são as mais solicitadas, apresentando frequências elevadas para os níveis mais altos de momento fletor. Na Figura 71 fica mais clara a participação de cada tipo de veículo na composição dos histogramas dessas duas vigas. Nessa figura, os veículos com 2 eixos foram excluídos por não apresentarem valores de momento fletor expressivos.

Como pode ser visualizado na Figura 71, a cauda superior da distribuição de momentos de ambas as longarinas é caracterizada, principalmente, por veículos com cinco ou mais eixos. Além disso, a longarina V3 é, claramente, a mais solicitada. Essa longarina apresenta três picos distintos em sua distribuição, sendo que a cauda superior pode ser definida com momentos a partir de 500 kN.m.

A Figura 72 traz a distribuição de probabilidades acumuladas para momentos fletores superiores a 500 kN.m atuantes na longarina V3. Essa distribuição é ajustada por uma função de distribuição do tipo Lognormal, a qual apresenta uma boa concordância com o trecho final da distribuição (acima de 75%). Essa função ajustada é utilizada para definir o valor extremo característico do momento fletor atuante na estrutura da ponte.

Segundo a NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas (ABNT, 2004), os valores característicos das ações variáveis correspondem de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Para ser favorável a segurança, optou-se no presente estudo por utilizar o valor de 25%.

Figura 70 - Histogramas de momentos fletores medidos em cada longarina da ponte Lambari

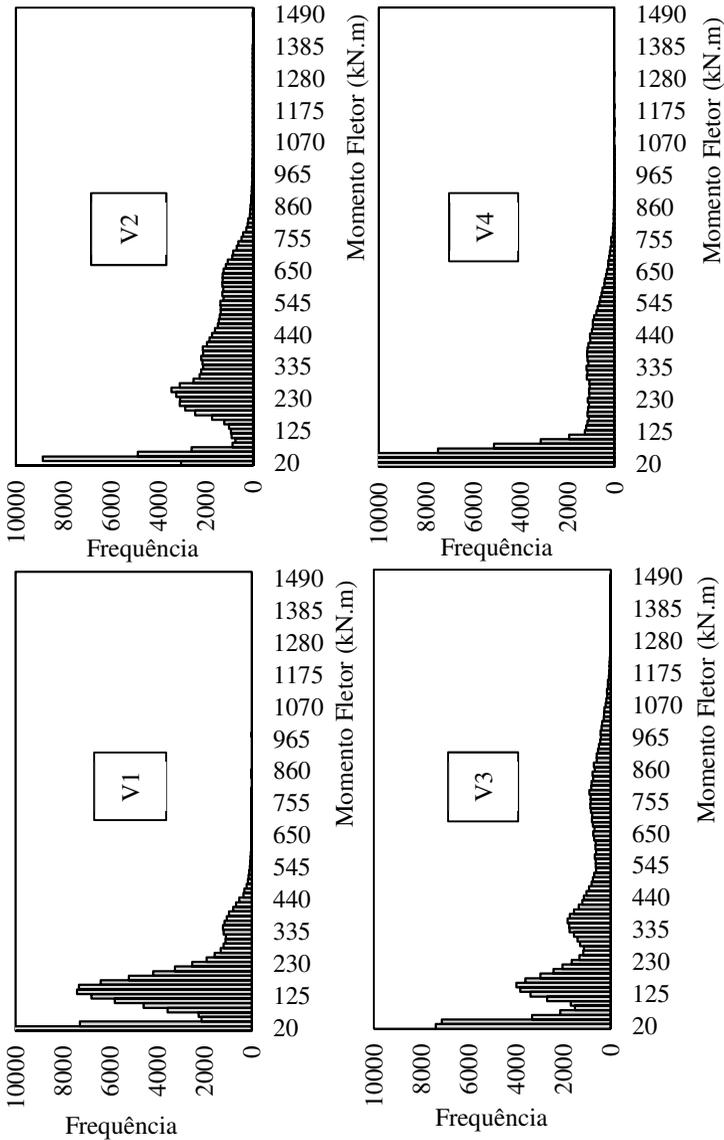
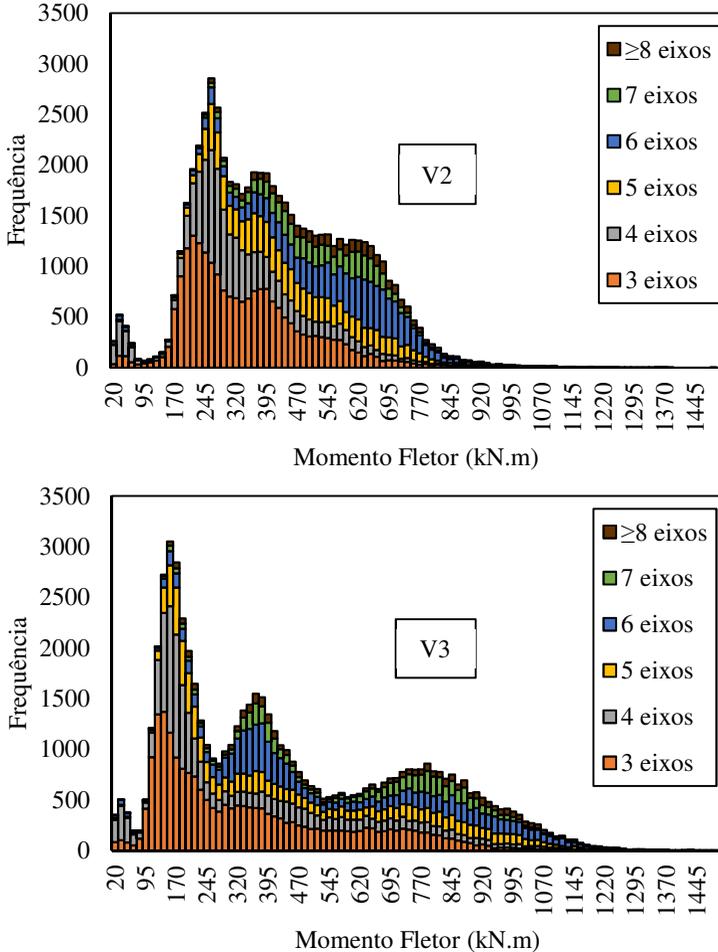


Figura 71 - Histogramas de momento fletor das longarinas V2 e V3 segundo o tipo de veículo



A partir da distribuição Lognormal definida conforme ilustra a Figura 72 e utilizando a Teoria de Valores Extremos, chega-se às distribuições acumuladas de probabilidade ilustradas na Figura 73. Essas distribuições são definidas para diversos períodos de retorno.

Utilizando o período de retorno de 50 anos e a probabilidade de 25% de não ser superado, chega-se ao valor de 2400 kN.m como valor característico do carregamento proveniente do tráfego. Vale ressaltar que existe um erro embutido nesse valor, que é justamente a precisão do sistema obtida durante a calibração.

O valor extremo obtido a partir do monitoramento (2400 kN.m) indica que o valor utilizado em projeto (1707 kN.m) pode não representar de forma satisfatória, e favorável a segurança, o carregamento oriundo do tráfego de veículos atuante na ponte sobre o rio Lambari atualmente. Essa condição de não segurança para o carregamento de flexão chama a atenção, porém, para comprovar essa segurança insuficiente mais estudos são necessários, o que está fora do escopo do presente trabalho.

Figura 72 - Distribuição de probabilidades acumuladas para momentos superiores a 500 kN.m na longarina V3 da ponte Lambari

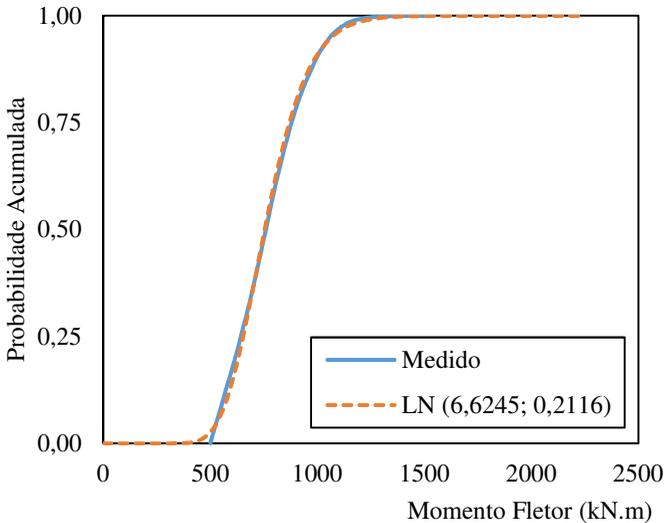
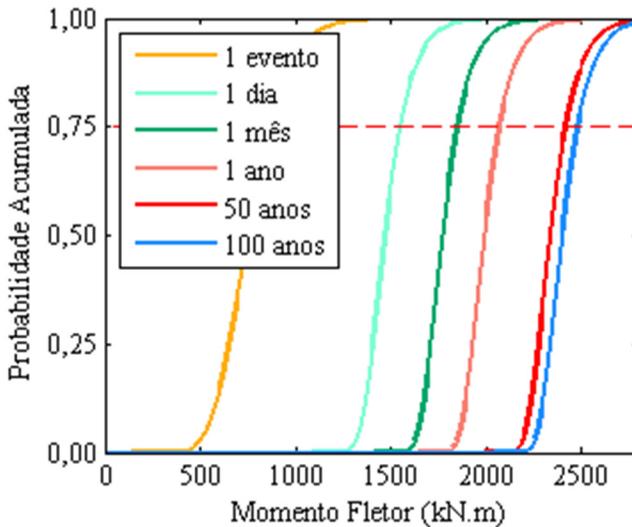


Figura 73 - Distribuição acumulada de probabilidades para diversos períodos de retorno



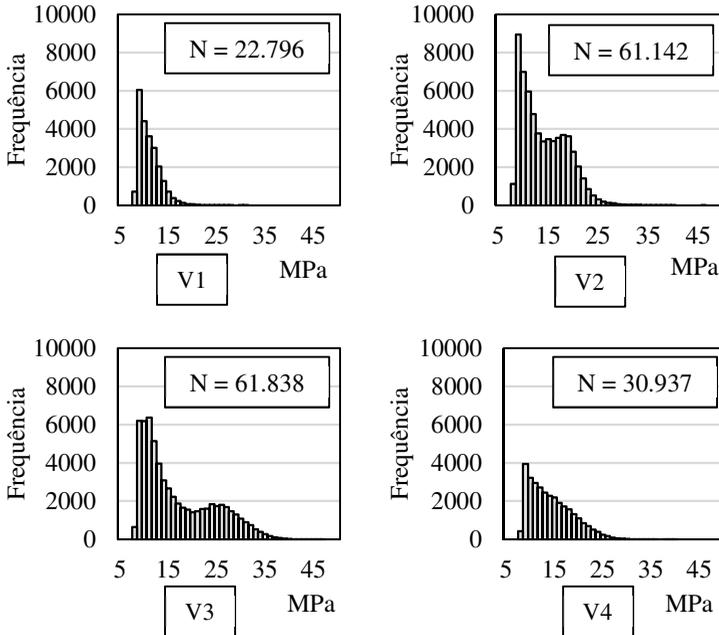
5.1.4. Variações de tensão e Tensão equivalente

A partir das deformações medidas na face inferior das longarinas (ϵ_{lc}), obtém-se as tensões na camada de armadura a partir das informações utilizadas no dimensionamento da seção transversal (f_{ck} , área de aço, arranjo das armaduras).

Os ciclos causados pelas passagens dos mais de 102 mil veículos foram contabilizados por meio do algoritmo *Rainflow*, levando-se em consideração a influência da tensão média por meio da correção de cada ciclo pela equação de Goodman (Equação 3.3).

A Figura 74 traz um exemplo de variações de tensão obtidas para o nível de corte VAFL10 para as quatro longarinas da ponte e os dados da curva *S-N* do Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) apresentados no capítulo anterior. Por essa figura fica claro que as longarinas V2 e V3 estão submetidas a um maior número de ciclos de tensão, apresentando 61.142 ciclos e 61.838 ciclos respectivamente.

Figura 74 - Variações de tensão de cada longarina para nível de corte VAFL10.



5.1.5. Estimativa da vida útil à fadiga

A partir das variações de tensão, como as mostradas na Figura 74, calcula-se as variações de tensão equivalentes para cada nível de corte a partir da Equação (4.11). Como demonstrado, a utilização dessa equação leva a um erro no acúmulo de dano em torno de 8% quando existem tensões acima e abaixo de CAFL. Esse erro é levado em consideração nas estimativas de vida útil por Confiabilidade por meio da variável erro (e). Na análise determinística esse erro não é levado em conta e, portanto, a vida útil obtida deve ser corrigida.

Calculadas as tensões equivalentes e seus respectivos números de ciclos, é possível avaliar o dano causado à estrutura. Assim, como pode ser observado na Figura 75, a viga V2 não está submetida a dano muito superior à viga V4.

A Figura 75 deixa claro que a longarina V3 é a mais solicitada com base nos dados de monitoramento. Contudo, a ponte analisada está localizada em um corredor logístico o qual possui grande sazonalidade.

Dessa forma, apesar da tendência observada, não se pode concluir que a referida longarina será a primeira a falhar. Mesmo assim, as análises de fadiga por Confiabilidade efetuadas neste trabalho são somente realizadas nessa longarina, assumindo-se a hipótese de que ela sempre será a viga mais carregada da ponte.

Figura 75 - Tensão equivalente e número de ciclos para cada nível de corte VAFL.

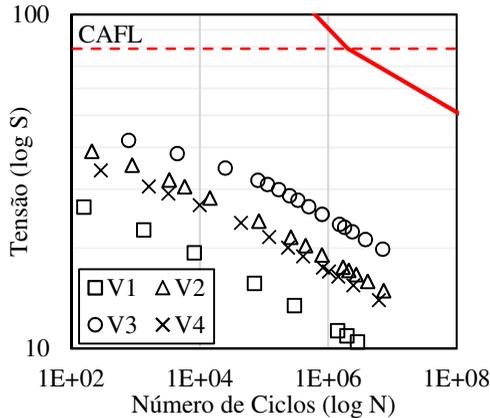


Tabela 20 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL, considerando todos os ciclos por passagem.

VAFL	N_{sol}	S_{equi} (MPa)	N_{res}	$N_{ciclos/dia}$	Vida Útil Estimada (Anos)
1	537922	19,85	5,01E+11	19211,50	71484
2	290333	21,26	2,71E+11	10369,04	71482
3	180442	22,41	1,68E+11	6444,36	71483
4	137444	23,10	1,28E+11	4908,71	71482
5	113802	23,59	1,06E+11	4064,36	71481
10	61835	25,24	5,76E+10	2208,39	71482
15	37949	26,65	3,54E+10	1355,32	71490
20	25761	27,82	2,40E+10	920,04	71559
25	19216	28,73	1,80E+10	686,29	71911
30	12901	29,92	1,25E+10	460,75	74162
33	8676	31,04	8,96E+09	309,86	79256
35	6139	31,96	6,89E+09	219,25	86113
40	1897	34,75	3,25E+09	67,75	131330
45	341	38,37	1,33E+09	12,18	299281
50	60	42,03	5,86E+08	2,14	749408

A Tabela 20 traz a estimativa da vida útil da longarina V3, e por consequência da ponte, para os diversos níveis de corte VAFL, considerando-se todos os ciclos de tensão introduzidos pela passagem de um veículo. Como pode ser observado, considerar tensões de corte inferiores ao nível VAFL10 não resulta em uma estimativa de vida útil menor, apesar do alto número de ciclos desses níveis. Esse resultado está de acordo com o observado na literatura (CONNOR et al., 2005; KWON; FRANGOPOL, 2010; MENEGHETTI et al., 2016). As estimativas mostradas nessa tabela não precisam ser corrigidas, já que todos os ciclos estão abaixo do nível CAFL.

A Tabela 21 apresenta a estimativa de vida útil da longarina V3 ao se considerar apenas um ciclo durante a passagem de um veículo sobre a ponte.

Tabela 21 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL, considerando apenas 1 ciclo por passagem.

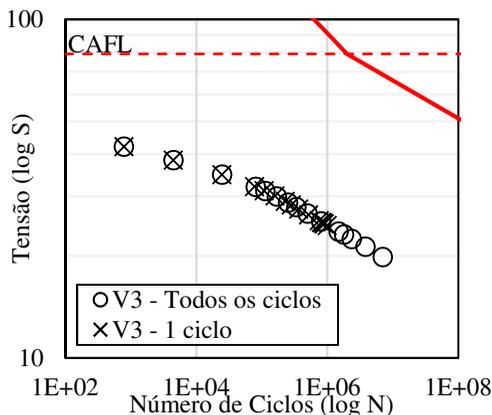
VAFL	N_{sol}	S_{equi} (MPa)	N_{res}	$N_{ciclos/dia}$	Vida Útil Estimada (Anos)
1	75355	24,60	8,41E+10	2691,25	85659
2	68464	24,86	7,65E+10	2445,14	85661
3	65021	25,01	7,26E+10	2322,18	85659
4	61755	25,15	6,90E+10	2205,54	85659
5	56952	25,38	6,36E+10	2034,00	85659
10	39253	26,45	4,38E+10	1401,89	85660
15	27787	27,48	3,10E+10	992,39	85665
20	21500	28,28	2,40E+10	767,86	85709
25	17347	28,95	1,94E+10	619,54	86001
30	12130	30,03	1,40E+10	433,21	88341
33	8295	31,11	1,02E+10	296,25	93990
35	5927	32,01	7,86E+09	211,68	101748
40	1870	34,77	3,74E+09	66,79	153438
45	340	38,37	1,54E+09	12,14	347179
50	60	42,03	6,78E+08	2,14	867446

Como era de se esperar, a estimativa da vida útil considerando apenas um ciclo de tensão por passagem (Tabela 21) é maior do que quando se consideram todos os ciclos (Tabela 20). Porém essa diferença não é significativa, principalmente para os níveis de corte VAFL mais altos, como pode ser observado na Figura 76. Portanto, a consideração de apenas um ciclo de tensão por passagem de um veículo sobre a ponte não

leva a erros elevados na estimativa de vida útil. Dessa forma, no presente estudo passa a ser considerado apenas o maior ciclo de tensão introduzido na estrutura pela passagem de um veículo sobre a mesma.

Os valores de tensão equivalente e de vida útil estimada apresentados nas tabelas anteriores foram obtidos de forma direta, sem considerar nenhum fator de ponderação. Tanto o Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) quanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) não preveem fatores de ponderação específicos para o caso de obtenção de variações de tensão diretamente do monitoramento do tráfego. A AASHTO LRFD (AASHTO, 2014) sugere que os histogramas de tensão devem ser majorados por um fator 2,0 pelo fato de que o período de monitoramento é muito pequeno em face da vida útil da estrutura e que durante o monitoramento é muito improvável que se capture veículos extremos que introduzem grande dano. Dessa forma, partindo do histograma de tensões medido para a longarina V3 e aplicando um fator de majoração de 2,0, resulta na estimativa de vida útil indicada na Tabela 22, considerando-se apenas 1 ciclo por passagem. A amplificação das tensões levou ao aparecimento do erro associado à utilização da Equação (4.11). Por consequência, as estimativas indicadas na Tabela 22 devem ser reduzidas em 8%, chegando-se a vida útil mínima de 146 anos.

Figura 76 - Estimativa da vida útil da longarina V3, considerando todos os ciclos e apenas um ciclo por passagem



Os valores de vida útil indicados na Tabela 22 ilustram o impacto que um fator de majoração pode provocar. Considerando, por exemplo, o

nível de corte VAFL10, a estimativa passou de mais de 70 mil para apenas 159 anos (146 anos após correção).

Outro ponto investigado é o impacto da degradação da estrutura na estimativa da vida útil. O Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) traz uma análise simplificada, onde permite considerar apenas uma inclinação da curva *S-N* quando se verifica a presença de corrosão na estrutura. A partir dos resultados da Tabela 21, recalculam-se os valores de N_{res} para a inclinação $m = 5$. Os valores de vida útil para essas condições são apresentados na Tabela 23. Como pode ser observado, os valores de vida útil nesse caso são muito inferiores aos apresentados na Tabela 21. Isso ilustra o impacto que a consideração da degradação da estrutura pode causar.

Tabela 22 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL considerando as variações de tensão majoradas por 2,0

VAFL	N_{sol}	S_{equi} (MPa)	N_{res}	$N_{ciclos/dia}$	Vida Útil Estimada (Anos)
1	81930	48,22	1,70E+08	2926,07	159
2	75355	48,67	1,57E+08	2691,25	159
3	70609	49,02	1,47E+08	2521,75	159
4	68464	49,19	1,42E+08	2445,14	159
5	66424	49,36	1,38E+08	2372,29	159
10	56952	50,21	1,18E+08	2034,00	159
15	44660	51,60	9,25E+07	1595,00	159
20	39253	52,35	8,13E+07	1401,89	159
25	34064	53,19	7,04E+07	1216,57	159
30	27787	54,41	5,74E+07	992,39	158
33	25317	54,98	5,22E+07	904,18	158
35	24115	55,28	4,97E+07	861,25	158
40	21500	56,00	4,43E+07	767,86	158
45	19415	56,64	4,00E+07	693,39	158
50	17347	57,34	3,58E+07	619,54	158
60	12130	59,51	2,56E+07	433,21	162
70	5927	63,42	1,44E+07	211,68	187
80	1870	68,79	6,96E+06	66,79	285
90	340	75,79	2,91E+06	12,14	656
100	60	83,70	1,50E+06	2,14	1916

Por último, uma análise completa utilizando as normas vigentes, onde os ciclos de tensão são majorados segundo a AASHTO LRFD (AASHTO, 2014) e a degradação é considerada de forma simplificada conforme o Eurocode 2 (EUROCODE, 2004), chega-se aos valores de

vida útil apresentados na Tabela 24. Novamente, os valores de vida útil apresentados nessa tabela devem ser reduzidos em 8% para se obter a estimativa real.

Tabela 23 - Estimativa da vida útil da longarina V3 para os diversos valores de VAFL considerando corrosão segundo Eurocode 2.

VAFL	N _{sol}	S _{equi} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	75355	20,74	1,61E+09	2691,25	1635
2	68464	21,14	1,46E+09	2445,14	1635
3	65021	21,36	1,39E+09	2322,18	1635
4	61755	21,58	1,32E+09	2205,54	1635
5	56952	21,93	1,21E+09	2034,00	1635
10	39253	23,62	8,37E+08	1401,89	1635
15	27787	25,29	5,95E+08	992,39	1643
20	21500	26,56	4,65E+08	767,86	1661
25	17347	27,58	3,86E+08	619,54	1707
30	12130	29,03	2,99E+08	433,21	1890
33	8295	30,33	2,40E+08	296,25	2218
35	5927	31,36	2,03E+08	211,68	2625
40	1870	34,33	1,29E+08	66,79	5293
45	340	38,04	7,73E+07	12,14	17440
50	60	41,85	4,80E+07	2,14	61319

A partir dos resultados apresentados na Tabela 24, pode-se afirmar que considerar ciclos de tensão abaixo do nível VAFL50 não reduz significativamente a vida útil estimada. Dessa forma, assume-se o valor de 54 anos. Apesar desse valor indicar uma possível iminência de falha da ponte, já que a mesma possui idade aproximada de 50 anos, não se pode afirmar que isso ocorrerá nos próximos anos. Isso se dá ao fato da simplificação considerada de que a ponte foi e continuará sendo submetida ao mesmo regime de ciclos de tensão medidos durante o monitoramento, quando na verdade o tráfego mudou muito desde a inauguração da mesma.

Apesar disso, essa demonstração mostrou como diferentes parâmetros impactam na estimativa da vida útil e que uma consideração equivocada, mesmo quando baseada em normas, pode levar a estimativas de vida útil totalmente diferentes. Dessa forma, segue-se com uma análise de Confiabilidade do problema com o intuito de considerar todas essas incertezas.

Tabela 24 - Estimativa da vida útil da longarina V3 considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.

VAFL	N _{sol}	S _{equi} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	81930	40,60	5,58E+07	2926,07	52
2	75355	41,29	5,13E+07	2691,25	52
3	70609	41,83	4,81E+07	2521,75	52
4	68464	42,09	4,66E+07	2445,14	52
5	66424	42,35	4,52E+07	2372,29	52
10	56952	43,68	3,87E+07	2034,00	52
15	44660	45,86	3,03E+07	1595,00	52
20	39253	47,06	2,67E+07	1401,89	52
25	34064	48,41	2,32E+07	1216,57	52
30	27787	50,40	1,89E+07	992,39	52
33	25317	51,33	1,73E+07	904,18	52
35	24115	51,81	1,65E+07	861,25	52
40	21500	52,95	1,48E+07	767,86	53
45	19415	53,94	1,35E+07	693,39	53
50	17347	54,98	1,23E+07	619,54	54
60	12130	57,88	9,48E+06	433,21	60
70	5927	62,52	6,44E+06	211,68	83
80	1870	68,39	4,12E+06	66,79	169
90	340	75,69	2,48E+06	12,14	559
100	60	83,70	1,50E+06	2,14	1916

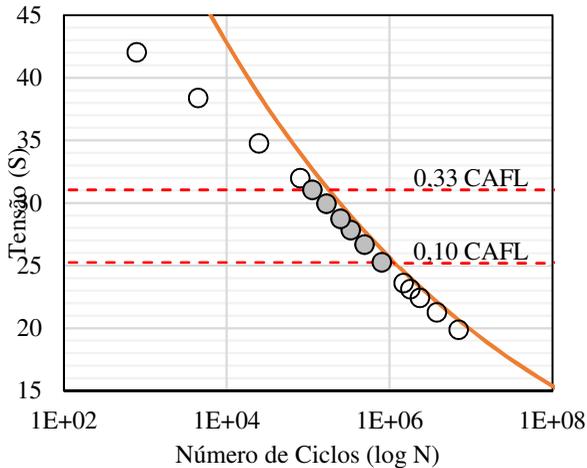
5.1.6. *Análise de fadiga por Confiabilidade*

A tensão equivalente, em termos de variável aleatória, é definida conforme indicado no item 4.1.2. As tensões equivalentes obtidas a partir do monitoramento para os diversos níveis VAFL são ilustradas na Figura 77 em um gráfico *S* versus *log N*, juntamente com uma curva que é paralela à curva *S-N*.

Os pontos (tensão equivalente, número de ciclos) formados por níveis de corte abaixo de VAFL10 se aproximam da inclinação da curva *S-N*. Como pode ser comprovado pelos valores indicados na Tabela 21, esses pontos pouco contribuem para a estimativa da vida útil e, portanto, podem ser desconsiderados. Portanto, define-se o limite inferior em VAFL10.

Por outro lado, como pode ser observado na Figura 77, os pontos formados por níveis acima de VAFL33 se afastam muito da inclinação da curva *S-N*, o que leva a estimativas muito otimistas de vida útil. Assim, esse nível é definido como o limite superior.

Figura 77 - Gráfico tensão equivalente (S) versus número de ciclos (logN).



Os pontos hachurados no gráfico, entre os limites VAFL10 e VAFL33 são utilizados para calcular a média (μ) e o desvio padrão (σ) da variável aleatória S_{re} , que é definida como Lognormal ($\mu = 28,72$ MPa e $\sigma = 1,70$ MPa).

Tabela 25 - Resumo das variáveis aleatórias envolvidas na análise

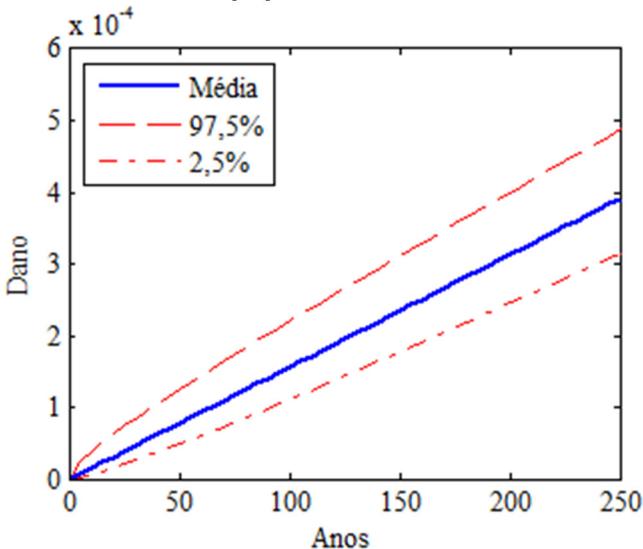
Variável	Descrição	Média	Desvio Padrão	Tipo
Δ	Resistência à fadiga	1,0	0,3	Lognormal
e	Erro de modelo	1,0	0,1	Lognormal
$A1$	Parâmetro da curva S-N para $m = 5$	1,23E+17	5,83E+16	Lognormal
$A2$	Parâmetro da curva S-N para $m = 9$	4,78E+24	2,27E+24	Lognormal
S_{re}	Tensão equivalente (MPa)	28,72	1,70	Lognormal
t_{ini}	Tempo de início da corrosão (anos)	22,03	7,17	Lognormal
$i_{corr(t0)}$	Taxa de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	6,28	0,26	Gumbel (mínimos)

A partir das equações apresentadas no item 4.1.5, o tempo de início para corrosão (t_{ini}) é definido por meio da consideração da ocorrência de carbonatação. Esse tempo e a taxa inicial de corrosão ($i_{corr}(t_0)$) são definidos como variáveis aleatórias conforme descrito na Tabela 25. Essa tabela também traz um resumo de todas as variáveis aleatórias envolvidas na análise.

Resultados

A seguir são apresentados os resultados da análise de fadiga por Confiabilidade para os diversos cenários. O dano acumulado para o cenário COG0, quando a degradação da estrutura e o crescimento do tráfego não são considerados, é apresentado na Figura 78. Os danos acumulados nos demais cenários, quando a degradação e o crescimento são considerados, são mostrados nos gráficos da Figura 79.

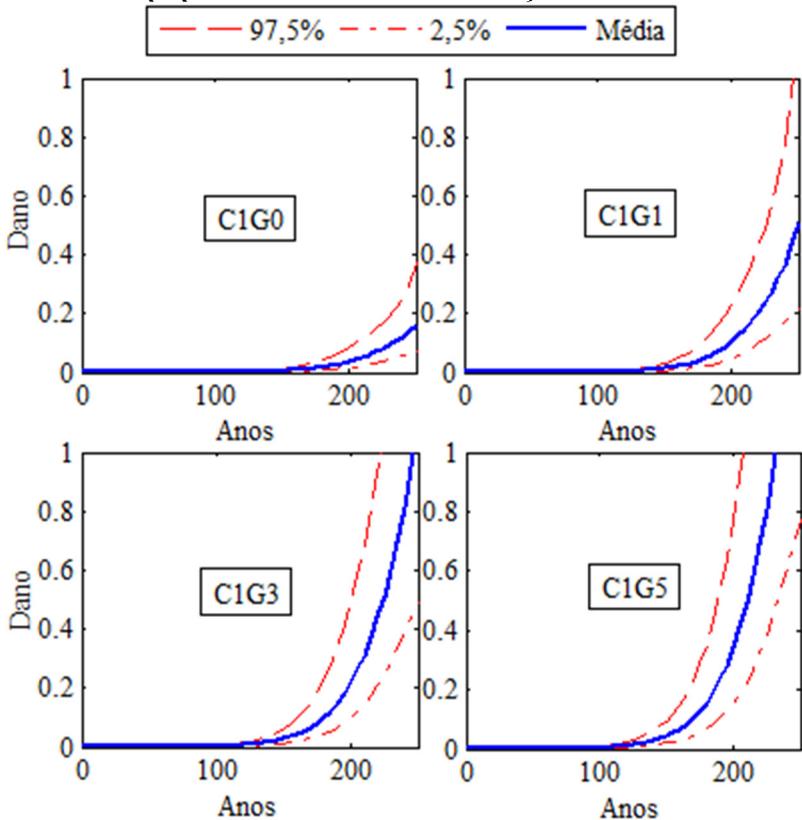
Figura 78 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para o caso COG0



Analisando os gráficos apresentados na Figura 78 e na Figura 79, percebe-se claramente que o dano é acumulado de maneira linear para o caso COG0 e para os demais cenários o acúmulo segue um caráter exponencial após o início da corrosão. Além disso, em cada gráfico três curvas de acúmulo de dano são apresentadas: um dano médio, um limite inferior (2,5%) e um limite superior (97,5%). Dessa forma, é estabelecido

um intervalo de confiança de 95% para o acúmulo de dano. A Tabela 26 traz os valores desse intervalo de confiança para o tempo máximo analisado (250 anos).

Figura 79 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os diversos cenários com ação da corrosão



Os valores de dano acumulado ao final dos 250 anos, considerando-se a curva limite superior, mostram que a ponte sobre o rio Lambari apresentará vida útil infinita para o caso C0G0 e vida útil finita para os demais cenários.

Tabela 26 - Dano acumulado nos diversos cenários da ponte sobre o rio Lambari para um intervalo de confiança de 95%

Caso	2,5%	Média	97,5%
COG0	3,1452E-04	3,9154E-04	4,8742E-04
C1G0	0,0691	0,1607	0,3737
C1G1	0,2170	0,5119	1,2078
C1G3	0,4923	1,1256	2,5734
C1G5	0,7726	1,7770	4,0873

Para o caso C1G0, o dano máximo ao final dos 250 anos não será superior a 0,374, com 97,5% de confiança. Esse valor é inferior à resistência média, porém é muito superior ao caso anterior (mais de 700 vezes maior). A probabilidade de falha (P_f) continua baixa, como pode ser observado na Figura 80, indicando que a estrutura estará segura após esse período. Esse fato pode ser comprovado ao se analisar a variação do índice de confiabilidade (β) ilustrada na Figura 81. Ao final dos 250 anos, esse índice vale $\beta = 3,45$. Esse valor é 50% superior ao valor limite $\beta_{\min} = 2,3$. Porém, esse valor não pode ser comprovado, já que a covariância da probabilidade de falha não apresentou convergência para um limite pré-definido (0,02), como pode ser observado na Figura 82. Para confirmar os valores obtidos, mais simulações seriam necessárias de modo a reduzir a covariância. Contudo, trata-se de confirmar uma P_f muito baixa, considerando a ponte com 250 anos, o que não justifica o custo computacional (simulações) necessário para tal. Portanto, conclui-se que para esse cenário a vida útil já não pode ser considerada como “infinita”, mas é muito elevada (superior a 250 anos)

No caso C1G1, o dano acumulado com 97,5% de probabilidade de não ser superado ao final dos 250 anos é de 1,21, como pode ser visualizado na Figura 80 e Tabela 26. Esse valor é superior à resistência média (1,0), portanto, a probabilidade de falha (P_f) não pode mais ser ignorada. Como pode ser observado na Figura 81, aos 237 anos o índice de confiabilidade atinge o valor mínimo e, conseqüentemente, a P_f atinge o valor limite (0,0107), sendo essa idade considerada como vida útil da estrutura. Ao se analisar a covariância da probabilidade de falha estimada, ilustrada na Figura 82, observa-se que a mesma atinge o valor tolerável a partir de $t = 241$ anos. Apesar da vida útil encontrada em função da P_f ser pouco inferior a esse, admite-se que a vida útil seja 237 anos em função da convergência estar muito próxima do valor alvo. Portanto, pode-se afirmar que para este cenário a vida útil da ponte é de 237 anos.

Figura 80 - Probabilidade de falha da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão

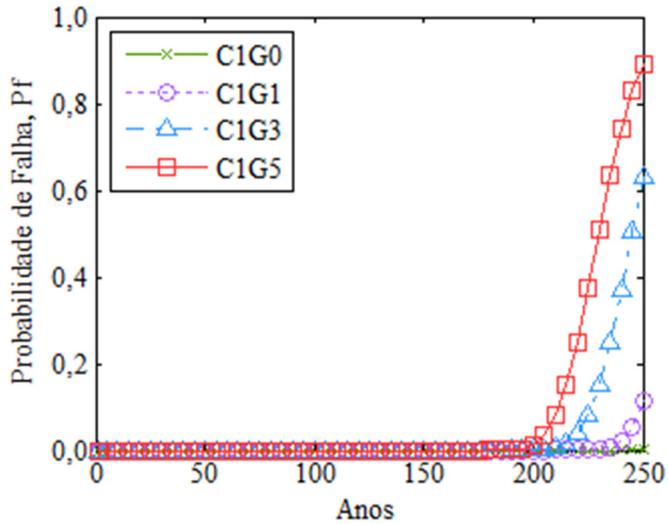


Figura 81 - Índice de confiabilidade da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão

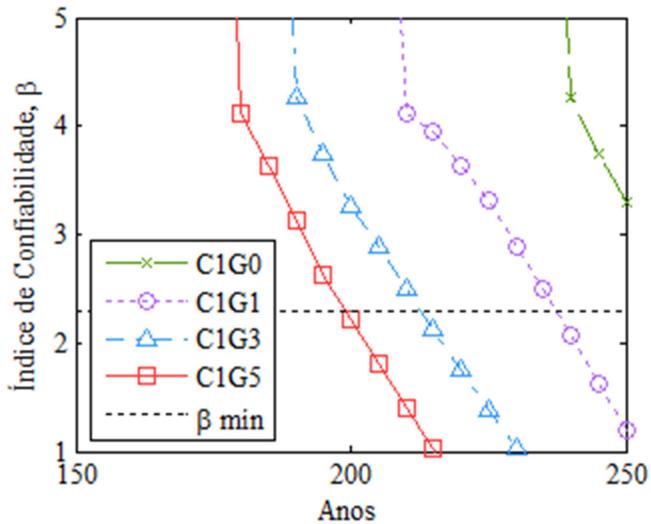
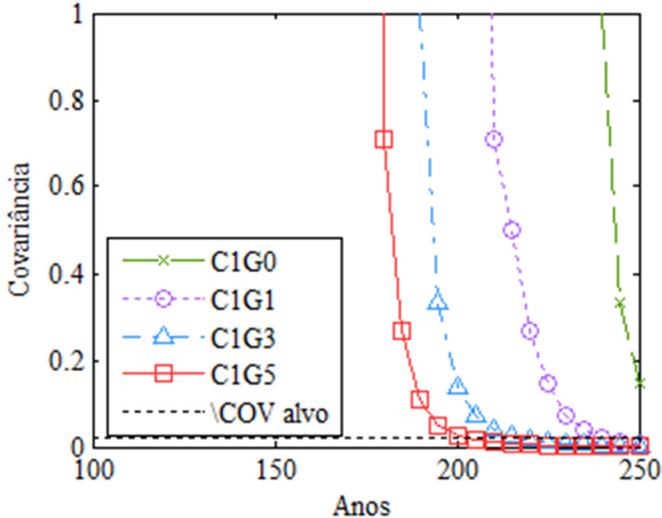


Figura 82 - Covariância da probabilidade de falha estimada da ponte sobre o rio Lambari ao longo do tempo para os cenários com corrosão



O cenário C1G3 apresenta um dano acumulado não superior a 2,57, com 97,5% de confiança, ao final dos 250 anos. Esse valor é consideravelmente superior à resistência média, fato que é evidenciado ao se analisar a variação da probabilidade de falha (P_f) ao longo do tempo, ilustrada na Figura 80. Por essa figura fica claro que P_f possui valor elevado aos 250 anos (0,63). Esse valor é praticamente 60 vezes superior ao limite estabelecido. O valor limite é atingido aos 217 anos. O valor tolerável de covariância é atingido a partir dos 222 anos, como pode ser observado na Figura 82. Esse valor é superior à idade na qual a P_f é registrada (217 anos). Porém, como no cenário anterior, a covariância da probabilidade de falha estimada está próxima ao valor tolerável e, portanto, assume-se que a vida útil da ponte é de 217 anos.

Por fim, no cenário C1G5 o dano acumulado ao final dos 250 anos não será superior a 4,09, com 97,5% de confiança. Pela variação da probabilidade de falha ilustrada na Figura 80, fica claro que para 250 anos a P_f é elevada (0,89). Porém, esse valor é pouco superior ao anterior (0,63). O valor limite de P_f é atingido aos 203 anos. Esse valor é confirmado pelo índice de confiabilidade (Figura 81) e pela covariância (Figura 82).

5.1.7. Considerações finais sobre fadiga na ponte Lambari

A partir dos resultados obtidos pela análise determinística, pode-se afirmar que considerar o acúmulo de dano segundo o modelo de Palmgren-Miner leva a expectativas de vida útil muito elevadas (milhares de anos), mesmo ao se considerar a degradação da estrutura de forma simplificada segundo o Eurocode 2 (EUROCODE, 2004).

Frete às incertezas do tráfego durante o período de monitoramento, o emprego de coeficientes de majoração das variações de tensão pode levar a estimativas mais realistas da vida útil. Contudo, o fator 2,0 indicado pela AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2014) leva a estimativas muito conservadoras visto que, mesmo com o pior cenário da análise por confiabilidade não se obteve estimativas próximas a essa consideração.

A partir da análise por confiabilidade, observa-se que a consideração de degradação da estrutura por corrosão leva a um acúmulo de dano exponencial e não linear. Esse acúmulo exponencial têm um grande impacto na estimativa da vida útil, passando de dezenas de milhares de anos para poucas centenas.

A consideração de uma taxa de crescimento no volume de tráfego entre 1 e 5% pouco influencia na avaliação da vida útil, passando de 237 para 203 anos.

Por tudo isso, estima-se que a vida útil à fadiga da ponte sobre o rio Lambari seja superior a 200 anos. Portanto, é pouco provável que essa ponte venha a falhar por fadiga.

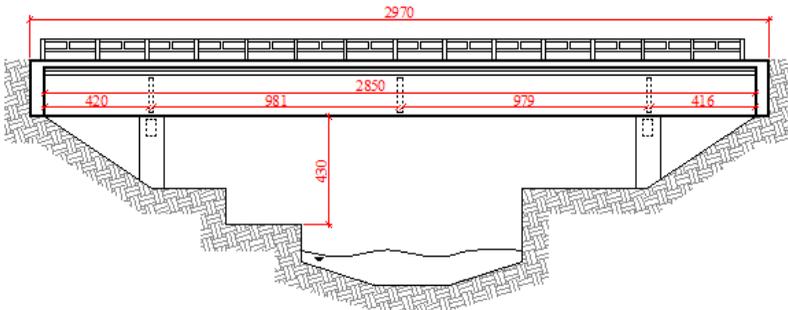
5.2. Ponte sobre o rio Itingujada

A ponte sobre o Rio Itingujada, mostrada na Figura 83, localiza-se no km 148 da rodovia BR-153, no Estado de Goiás. A superestrutura é apoiada em quatro pilares circulares, formando um vão central de aproximadamente 20 m e dois balanços em suas extremidades, totalizando aproximadamente 29,70 m, como pode ser observado na Figura 84. Duas longarinas, três transversinas e duas vigas de encontro formam a superestrutura e as suas dimensões são mostradas na Figura 85, para a seção do meio do vão, e na Figura 86, para a seção sobre os apoios.

Figura 83 - Fotos da ponte sobre o rio Itinguijada

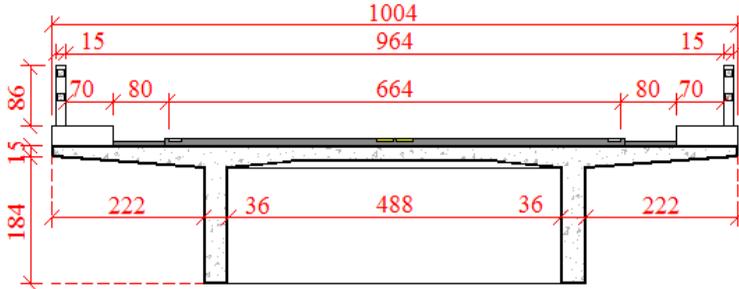


Figura 84 - Ponte sobre o rio Itinguijada - Vista lateral



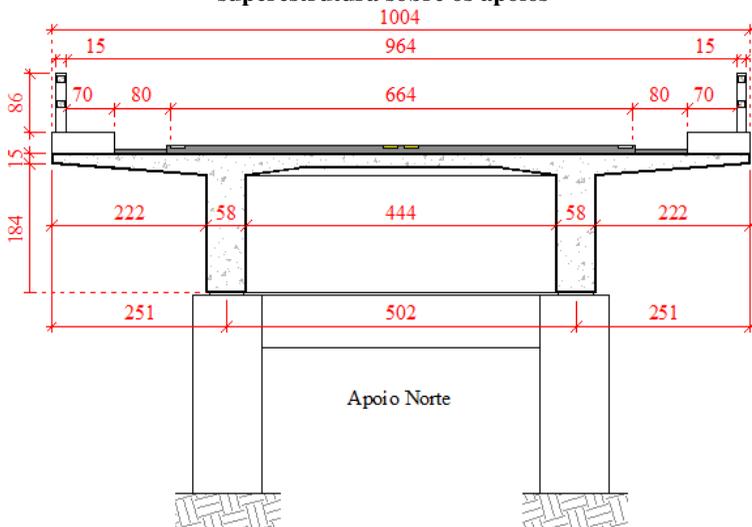
* Dimensões em cm.

Figura 85 - Ponte sobre o rio Itingujada - Seção transversal da superestrutura no meio do vão



* Dimensões em cm.

Figura 86 - Ponte sobre o rio Itingujada - Seção transversal da superestrutura sobre os apoios

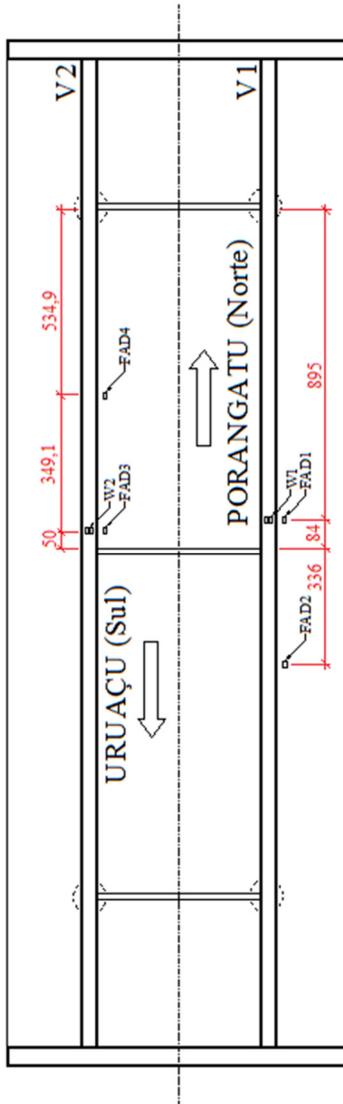


* Dimensões em cm.

A ponte sobre o rio Itingujada foi monitorada por um sistema B-WIM entre setembro e novembro de 2016, totalizando 68 dias, com o intuito de avaliar o nível de segurança da mesma. Os transdutores foram posicionados próximos ao meio do vão intermediário (20 m) de cada longarina, como pode ser visto na Figura 87, de modo a avaliar a resposta da ponte em termos de momentos fletores. Nessa figura, os transdutores indicados por “W” são utilizados para fazer a pesagem dos veículos,

enquanto que os transdutores indicados por “FAD” são responsáveis pela detecção dos eixos e cálculo da velocidade.

Figura 87 - Posição dos transdutores na superestrutura da ponte sobre o rio Itingujada.



5.2.1. Estado geral de conservação da ponte

A ponte sobre o rio Itingujada apresenta manifestações patológicas, porém em menor grau do que aquelas observadas na ponte sobre o rio Lambari.

Figura 88 - Manifestações patológicas no tabuleiro da ponte sobre o rio Itingujada



- (a) Infiltração no tabuleiro, transversina e longarina;
(b) Detalhe de infiltração no encontro entre a longarina e transversina com sinais de corrosão.

Figura 89 - Manifestações patológicas nas vigas de travamento nos encontros da ponte sobre o rio Itingujada



- (a) Corrosão dos estribos nas vigas de travamento nos encontros da ponte;
(b) Detalhe do processo de corrosão com perda de seção de aço dos estribos das vigas de travamento nos encontros.

Durante a inspeção visual, observou-se a presença de umidade em praticamente todos os elementos estruturais. Em alguns locais essa umidade apresenta coloração alaranjada, indicando a presença de um processo de corrosão das armaduras, como pode ser visualizado na Figura 88. Além desses pontos, as vigas de travamento dos encontros apresentam um processo avançado de corrosão dos estribos, como mostra a Figura 89.

5.2.2. *Caracterização do tráfego*

Calibração do sistema B-WIM

Para a ponte sobre o rio Itingujada utilizou-se o mesmo sistema B-WIM que foi novamente calibrado seguindo as indicações do relatório COST 323 (1999). No total foram realizadas 80 passagens nos dois sentidos da ponte por dois veículos, cujas características são apresentadas na Tabela 27.

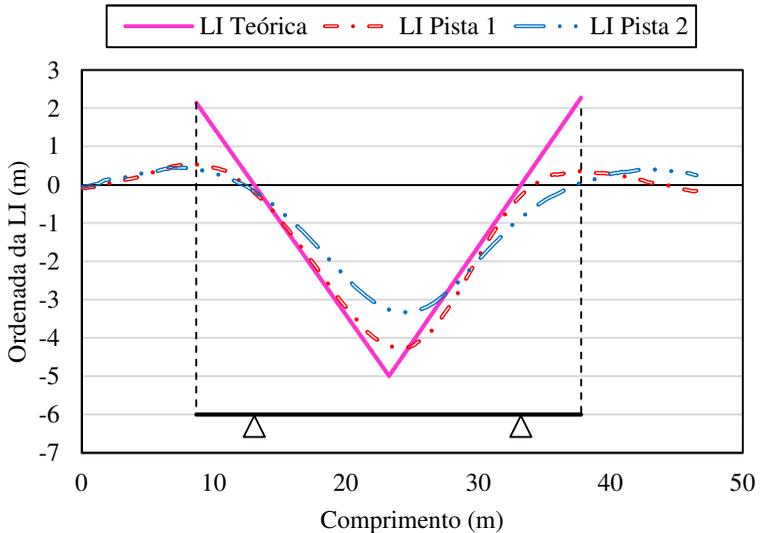
Tabela 27 - Propriedades dos caminhões utilizados na calibração do sistema B-WIM na ponte sobre o rio Itingujada

Veículo	Pesos dos eixos (kN)						Espaçamento entre eixos (m)			
	PBT	P1	P2	P3	P4	P5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
Rígido (3 eixos)	340,41	67,69	146,17	126,55	-	-	4,78	1,28	-	-
Articulado (5 eixos)	541,51	73,58	138,32	130,47	108,89	90,25	3,57	5,59	1,27	1,23

A calibração com os caminhões descritos na Tabela 27 levou a obtenção das LIs para a Pista 1 (Sentido Porangatu) e 2 (Sentido Uruaçu), conforme apresentadas na Figura 90, juntamente com a LI teórica. As entradas da ponte sobre o rio Itingujada não apresentam defeitos tão significativos como o observado na entrada Sul da ponte sobre o rio Lambari. Por conseguinte, como pode ser observado na Figura 90, as LIs reais apresentam configurações mais suaves. Porém, ambas também se

estendem além do comprimento da ponte, pelo mesmo motivo anteriormente exposto. Nota-se nessa figura que a LI para a Pista 1 apresenta pico muito próximo ao valor da LI Teórica.

Figura 90 - Comparação entre as linhas de influência da ponte sobre o rio Itingujada.

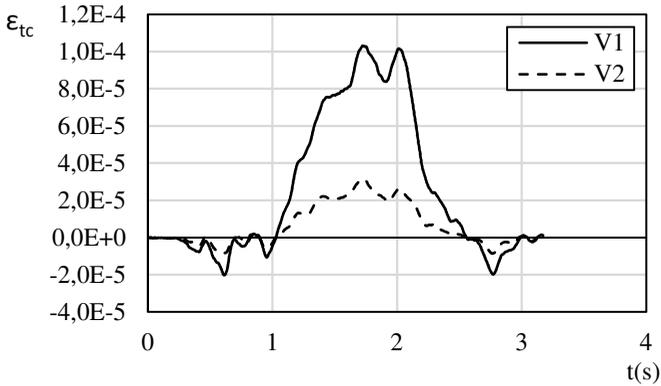


Da mesma forma que na ponte sobre o rio Lambari, após a calibração, o sistema B-WIM apresentou classificação A para PBT e E para peso dos eixos isolados.

Resultados obtidos

A Figura 91 mostra um exemplo das deformações específicas em cada longarina da ponte, obtidas com a passagem de um caminhão. Esses sinais, associados às LI apresentadas na Figura 90, são utilizados pelo sistema B-WIM para obtenção do peso dos veículos. Ao final do monitoramento, pouco mais de 150 mil veículos haviam cruzado a ponte.

Figura 91 - Resposta das longarinas da ponte sobre o rio Itingujada, em termos de deformação específica, para a passagem de um caminhão



A Figura 92 traz essa quantidade de veículos separados por eixo. Veículos com até 3 eixos somaram 48% do total do tráfego. O PBT desses veículos, como esperado, não apresentou valores elevados como pode ser observado no histograma do PBT de todos os veículos monitorados apresentado na Figura 93. Por esse histograma é possível observar ainda, que a maior concentração de PBT dos veículos está entre 130 e 370 kN e que os caminhões com 6 ou mais eixos apresentam PBT superiores a 300 kN em média e são responsáveis por caracterizar a cauda superior da distribuição.

Figura 92 - Histograma dos veículos, que cruzaram a ponte sobre o rio Itingujada, segundo o número de eixos.

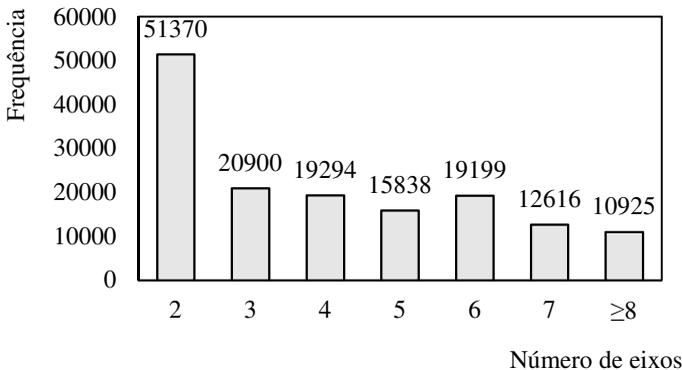
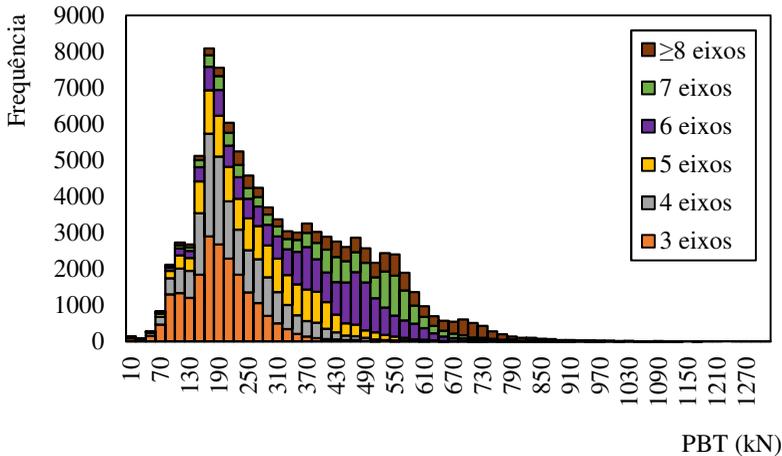


Figura 93 - Histograma do PBT dos veículos monitorados na ponte sobre o rio Itingujada.

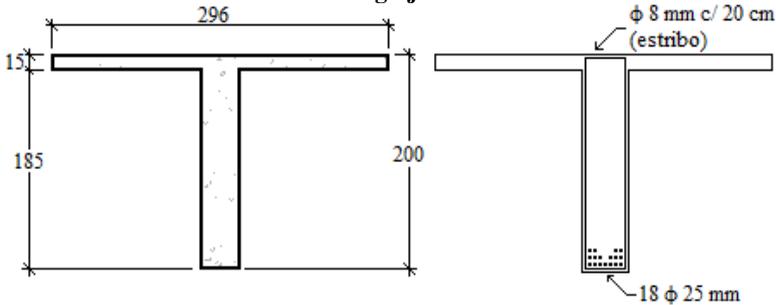


5.2.3. Esforços de projeto e medidos

Esforços de projeto e redimensionamento

Da mesma forma que no estudo de caso anterior, também não se teve acesso aos projetos originais da ponte sobre o rio Itingujada. Estima-se que a mesma tenha sido construída no mesmo período que a ponte sobre o rio Lambari e, portanto, esteja chegando aos seus 50 anos. Dessa forma, o redimensionamento foi realizado com base nas normas NB 1 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado (ABNT, 1960a) e NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária (ABNT, 1960b), sendo considerados os mesmos casos de carregamento apresentados para a ponte anterior. Ao final do dimensionamento chegou-se ao momento fletor característico devido a somente a ação da carga móvel, aplicada na posição mais desfavorável de 3575 kN.m. Esse valor associado aos demais carregamentos permanentes da estrutura foi utilizado para o redimensionamento da seção em concreto armado, chegando-se ao arranjo de barras ilustrado na Figura 94.

Figura 94 - Arranjo da armadura das longarinas da ponte sobre o rio Itingujada



Esforços medidos

Os esforços medidos, em termos de momento fletor no meio do vão central, obtidos durante o monitoramento podem ser visualizados na Figura 95 para cada longarina. Como pode ser observado nessa figura, a longarina V1 é a mais solicitada, apresentando grande dispersão no histograma. A longarina V2 apresenta frequência pouco relevante para momentos fletores acima de 580 kN.m.

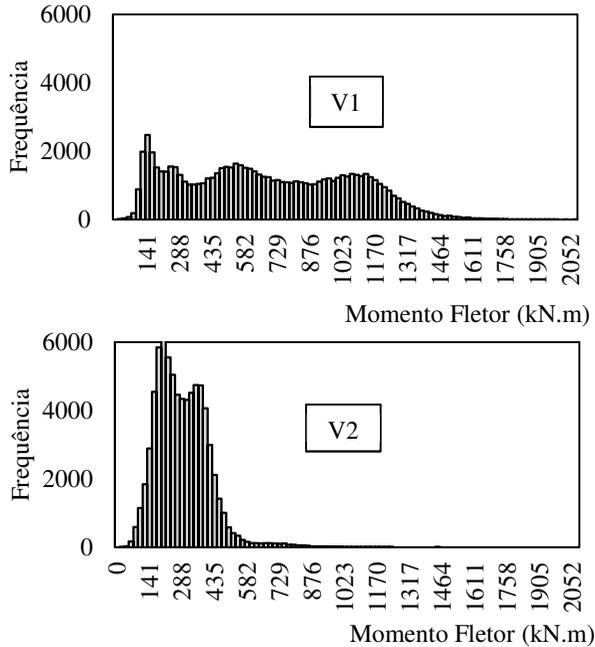
A Figura 96 apresenta a contribuição de cada tipo de veículo no histograma de momentos fletores. Diferente da ponte sobre o rio Lambari, os veículos com dois eixos possuem pouca representatividade nos intervalos de momento mais baixos. Porém, para os momentos mais altos, os veículos com cinco eixos ou mais são os responsáveis por caracterizar a cauda da distribuição.

Os picos visualizados na Figura 71, para a ponte sobre o rio Lambari, são semelhantes aos da longarina V1 da ponte sobre o rio Itingujada, como ilustra a Figura 96. Contudo, a cauda superior é definida com momentos fletores a partir de 850 kN.m.

A Figura 97 traz a distribuição de probabilidades acumuladas para momentos fletores superiores a 850 kN.m atuantes na longarina V1. Essa distribuição é ajustada por uma função de distribuição do tipo Lognormal, a qual apresenta uma boa concordância do trecho final da distribuição. Essa função ajustada é utilizada para definir o valor extremo característico do momento fletor atuante na estrutura da ponte.

A partir da distribuição Lognormal e utilizando a Teoria de Valores Extremos, chega-se às distribuições acumuladas de probabilidade ilustradas na Figura 98. Essas distribuições são definidas para diversos períodos de retorno.

Figura 95 - Histogramas de momentos fletores medidos em cada longarina da ponte Itingujada



Utilizando o período de retorno de 50 anos e a probabilidade de 25% de não ser superado, conforme definido no item 5.1.3, chega-se ao valor de 2270 kN.m como valor característico do carregamento proveniente do tráfego. Novamente, vale lembrar que existe um erro embutido devido à precisão do sistema obtida durante a calibração.

Diferente do observado para a ponte sobre o rio Lambari, o valor extremo característico obtido a partir do monitoramento (2270 kN.m) indica que o valor utilizado em projeto (3575 kN.m) representa de forma satisfatória, e com boa margem de segurança, o carregamento oriundo do tráfego de veículos atuante na ponte sobre o rio Itingujada.

Figura 96 - Histogramas de momento fletor da longarina V1 segundo o tipo de veículo

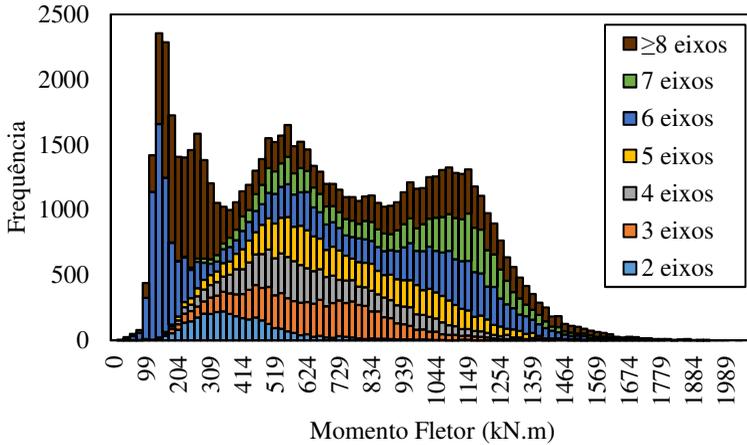


Figura 97 - Distribuição de probabilidades acumuladas para momentos superiores a 850 kN.m na longarina V1 da ponte Itinguijada

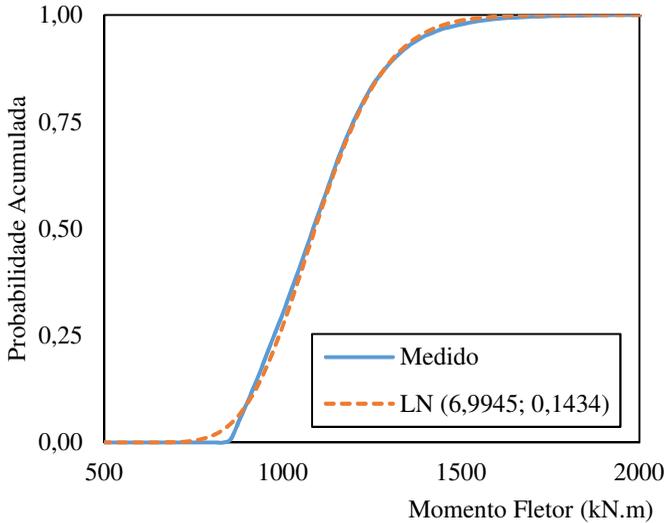
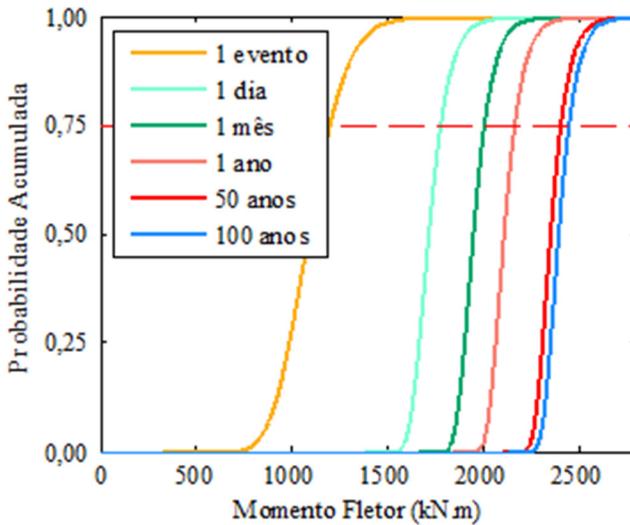


Figura 98 - Distribuição acumulada de probabilidades para diversos períodos de retorno

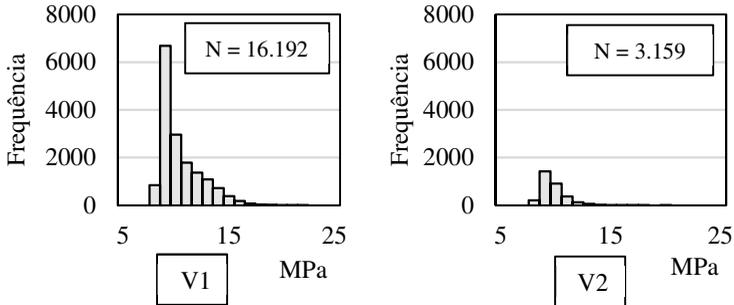


5.2.4. Variações de tensão

Os ciclos causados pelas passagens dos mais de 150 mil veículos foram contabilizados por meio do algoritmo *Rainflow*, levando-se em consideração a influência da tensão média por meio da correção de cada ciclo pela equação de Goodman (Equação 3.3).

A Figura 99 traz um exemplo de variações de tensão obtidas para o nível de corte VAFL10 para as duas longarinas da ponte e dados da curva *S-N* do Eurocode 2 (EUROCODE, 2004). Por essa figura fica claro que a longarina V1 está submetida a um maior número de ciclos de tensão, apresentando 16.192 ciclos.

Figura 99 - Variações de tensão de cada longarina da ponte sobre o rio Itinguajada para nível de corte VAFL10.

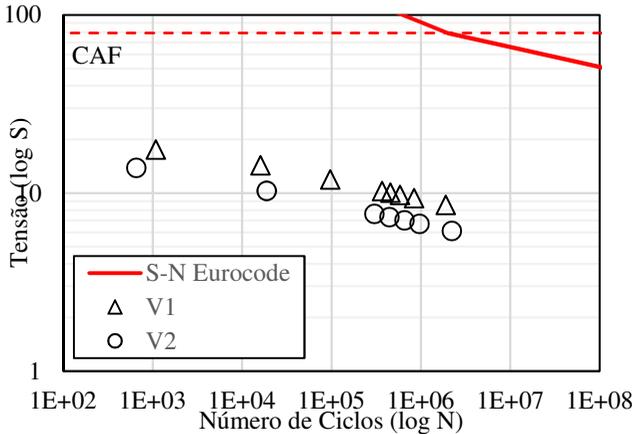


5.2.5. Estimativa da vida útil à fadiga

A partir das variações de tensão, como as mostradas na Figura 99, calcula-se as tensões equivalentes para cada nível de corte a partir da Equação (4.11). Por essas tensões equivalentes e seus respectivos números de ciclos, é possível avaliar o dano causado à estrutura. Assim, como pode ser observado na Figura 100, a viga V1 está submetida a dano superior à viga V2. Contudo, a ponte analisada está localizada em um corredor logístico, o qual possui grande sazonalidade que pode não ter sido capturada pelo monitoramento. Dessa forma, não se pode concluir que a longarina V1 será a primeira a falhar. Apesar disso, as análises de fadiga por confiabilidade são somente realizadas para essa longarina, assumindo-se a hipótese de que ela sempre será a viga mais solicitada da ponte.

A Tabela 28 traz a estimativa da vida útil da longarina V1, e por consequência da ponte, para os diversos níveis de corte VAFL, considerando-se todos os ciclos de tensão introduzidos pela passagem de um veículo. Como pode ser observado, considerar tensões de corte inferiores ao nível VAFL5 não resulta em uma estimativa de vida útil menor, apesar do maior número de ciclos desses níveis.

Figura 100 - Tensão equivalente e número de ciclos para cada nível de corte VAFL para a ponte sobre o rio Itingujada.



A Tabela 29 apresenta a estimativa de vida útil da longarina V1 ao se considerar apenas um ciclo durante a passagem de um veículo sobre a ponte.

Diferente do ocorrido com a ponte Lambari, a estimativa da vida útil da ponte Itingujada considerando apenas um ciclo de tensão por passagem (Tabela 29) é menor do que quando se consideram todos os ciclos (Tabela 28), como pode ser visualizado na Figura 101. Isso pode ser explicado devido ao número de ciclos para apenas uma passagem não ser tão inferior ao número total de ciclos, como o observado para a ponte Lambari.

Apesar da diferença significativa entre as estimativas, considerou-se apenas um ciclo de tensão por passagem de um veículo sobre a ponte para a análise por confiabilidade. Isso é justificado pela ordem de grandeza da estimativa.

Os valores de tensão equivalente e de vida útil estimada apresentados nas tabelas anteriores foram obtidos de forma direta, sem considerar nenhum fator de ponderação. Aplicando o fator de majoração 2,0 indicado na AASHTO LRFD (AASHTO, 2014) no histograma de tensões medido para a longarina V1, resulta na estimativa de vida útil indicada na Tabela 30, considerando-se apenas 1 ciclo por passagem.

Tabela 28 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL, considerando todos os ciclos por passagem.

VAFL	N _{sol}	S _{re} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	318.762	8,54	9,89E+14	5225,61	518.499.322
2	140.725	9,36	4,37E+14	2306,97	518.510.968
3	98.086	9,74	3,04E+14	1607,97	518.497.400
4	76.260	10,02	2,37E+14	1250,16	518.500.836
5	61.897	10,25	1,92E+14	1014,70	518.513.870
10	16.192	11,88	5,09E+13	265,44	525.490.360
15	2.698	14,27	9,80E+12	44,23	607.006.831
20	182	17,53	1,54E+12	2,98	1.409.749.142
25	6	21,05	2,96E+11	0,10	8.247.181.542

Tabela 29 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL, considerando apenas 1 ciclo por passagem.

VAFL	N _{sol}	S _{re} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	117.898	9,52	3,74E+14	4210,64	243.417.775
2	94.060	9,76	2,98E+14	3359,29	243.420.843
3	80.049	9,94	2,54E+14	2858,89	243.418.876
4	67.266	10,13	2,13E+14	2402,36	243.409.523
5	56.451	10,33	1,79E+14	2016,11	243.416.536
10	15.536	11,91	4,99E+13	554,86	246.532.656
15	2.610	14,29	9,65E+12	93,21	283.731.714
20	180	17,54	1,53E+12	6,43	650.904.724
25	6	21,05	2,96E+11	0,21	3.785.591.528

Os valores de vida útil indicados na Tabela 30 ilustram novamente o impacto que um fator de majoração pode provocar, onde a estimativa da vida útil passou de mais de 240 milhões de para pouco mais de 475 mil anos para o nível VAFL10.

Ao se considerar a degradação da estrutura de maneira simplificada, conforme previsto no Eurocode 2 (EUROCODE, 2004), utilizando apenas uma inclinação da curva *S-N*, resulta na estimativa conforme a Tabela 31. Essa estimativa também foi realizada ao se considerar apenas um ciclo por passagem sobre a ponte. Como pode ser observado, a consideração simplificada de degradação também apresenta um grande impacto no resultado.

Figura 101 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada, considerando todos os ciclos e apenas um ciclo por passagem.

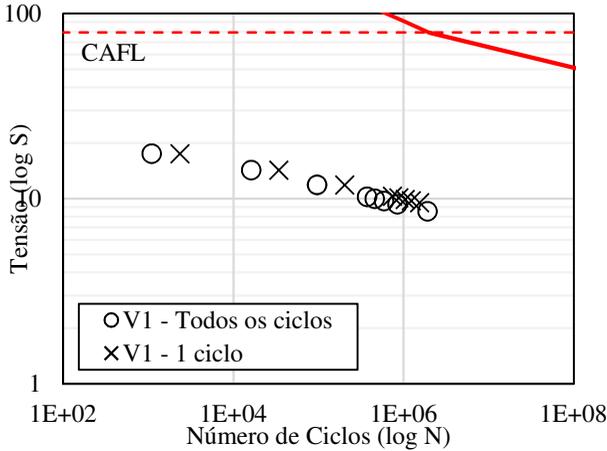


Tabela 30 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itingujada para os diversos valores de VAFL considerando as variações de tensão majoradas por 2,0.

VAFL	N _{sol}	S _{re} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	124.205	18,9263	7,70E+11	4435,89	475.423
2	117.898	19,0362	7,31E+11	4210,64	475.425
3	106.093	19,2607	6,58E+11	3789,04	475.418
4	94.060	19,5201	5,83E+11	3359,29	475.409
5	86.008	19,7151	5,33E+11	3071,71	475.424
10	56.451	20,6594	3,50E+11	2016,11	475.423
15	35.717	21,7357	2,22E+11	1275,61	475.744
20	15.536	23,8101	9,75E+10	554,86	481.527
25	5.734	26,4753	3,75E+10	204,79	502.094
30	2.610	28,5797	1,89E+10	93,21	554.181
33	1.383	30,1695	1,16E+10	49,39	642.504
35	819	31,435	8,00E+09	29,25	749.559
40	180	35,0779	2,98E+09	6,43	1.271.266
45	44	38,2601	1,37E+09	1,57	2.380.365
50	6	42,092	5,78E+08	0,21	7.393.733

Por fim, numa análise completa utilizando as normas vigentes, onde os ciclos de tensão são majorados segundo a AASHTO LRFD

(AASHTO, 2014) e a degradação é considerada de forma simplificada conforme o Eurocode 2 (EUROCODE, 2004), chega-se aos valores de vida útil apresentados na Tabela 32.

Tabela 31 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itinguijada para os diversos valores de VAFL considerando corrosão segundo Eurocode 2.

VAFL	N _{sol}	S _{re} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	117.898,00	7,4396	2,70E+11	4210,64	175.762,99
2	94.060,00	7,7833	2,16E+11	3359,29	175.775,35
3	80.049,00	8,0382	1,83E+11	2858,89	175.805,25
4	67.266,00	8,3215	1,54E+11	2402,36	175.945,47
5	56.451,00	8,6144	1,30E+11	2016,11	176.353,87
10	15.536,00	10,79	4,21E+10	554,86	207.852,61
15	2.610,00	13,82	1,22E+10	93,21	359.481,72
20	180,00	17,30	3,97E+09	6,43	1.691.715,57
25	6,00	21,00	1,51E+09	0,21	19.260.855,58

Tabela 32 - Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itinguijada considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.

VAFL	N _{sol}	S _{re} (MPa)	N _{res}	N _{ciclos/dia}	Vida Útil Estimada (Anos)
1	124.205,00	14,7249	8,89E+09	4435,89	5.493
2	117.898,00	14,8791	8,44E+09	4210,64	5.493
3	106.093,00	15,1964	7,60E+09	3789,04	5.493
4	94.060,00	15,5667	6,73E+09	3359,29	5.493
5	86.008,00	15,8476	6,16E+09	3071,71	5.493
10	56.451,00	17,2288	4,06E+09	2016,11	5.511
15	35.717,00	18,7858	2,63E+09	1275,61	5.651
20	15.536,00	21,5799	1,32E+09	554,86	6.495
25	5.734,00	25,0825	6,20E+08	204,79	8.296
30	2.610,00	27,6314	3,82E+08	93,21	11.234
33	1.383,00	29,3872	2,81E+08	49,39	15.580
35	819,00	30,7355	2,24E+08	29,25	21.023
40	180,00	34,6056	1,24E+08	6,43	52.866
45	44,00	37,9782	7,79E+07	1,57	135.849
50	6,00	42,005	4,71E+07	0,21	601.902

A partir dos resultados apresentados na Tabela 32, pode-se afirmar que considerar ciclos de tensão abaixo do nível VAFL15 não reduz

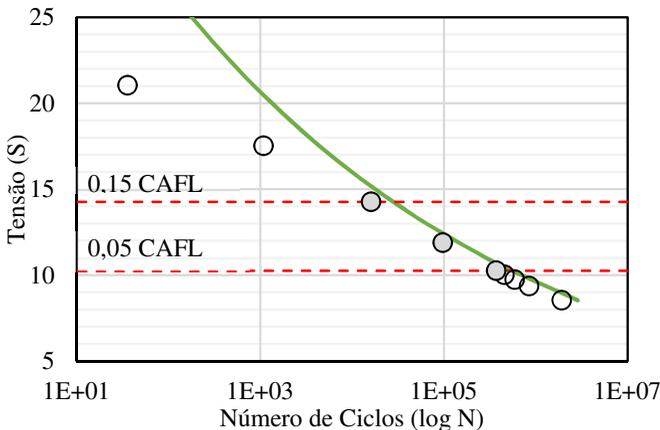
significativamente a vida útil estimada. Dessa forma, assume-se o valor de 5.651 anos como vida útil à fadiga para a ponte sobre o rio Itinguijada. Esse valor não precisa ser corrigido em função do erro associado à utilização da Equação (4.11) para o cálculo da tensão equivalente, pois todos os ciclos de tensão obtidos para a ponte sobre o rio Itinguijada são inferiores a CAFL. Portanto, por essa estimativa de vida útil, é possível dizer que a ruína por fadiga não é esperada para essa ponte.

A análise por confiabilidade apresentada na sequência foi realizada apenas para ilustrar como o dano se acumula ao longo do tempo, já que para o intervalo definido (250 anos) não se espera que ocorra falha.

5.2.6. *Análise de fadiga por Confiabilidade*

A tensão equivalente, em termos de variável aleatória, é definida conforme indicado no item 4.1.2. As tensões equivalentes obtidas a partir do monitoramento para os diversos níveis VAFL são ilustradas na Figura 102 em um gráfico *S* versus *log N*, juntamente com uma curva que é paralela à curva *S-N*.

Figura 102 - Gráfico tensão equivalente (S) versus número de ciclos (logN) para a ponte Itinguijada.



Os pontos (tensão equivalente, número de ciclos) formados por níveis de corte abaixo de VAFL5 se aproximam da inclinação da curva *S-N*. Como pode ser comprovado pelos valores indicados na Tabela 29,

esses pontos pouco contribuem para a estimativa da vida útil e, portanto, podem ser desconsiderados. Dessa forma, define-se o limite inferior em VAFL5.

Por outro lado, como pode ser observado na Figura 102, os pontos formados por níveis acima de VAFL15 se afastam muito da inclinação da curva *S-N*. Assim, esse nível é definido como o limite superior.

Os pontos hachurados no gráfico, entre os limites VAFL5 e VAFL15 são utilizados para calcular a média (μ) e o desvio padrão (σ) da variável aleatória S_{re} , que é definida como Lognormal ($\mu = 12,17$ MPa e $\sigma = 1,99$ MPa).

Por se localizar próxima à ponte sobre o rio Lambari, a ponte sobre o rio Itingujada está sujeita às mesmas condições climáticas. Portanto, o tempo de início da corrosão (t_{ini}) também ocorre por carbonatação. Assim, esse tempo e a taxa inicial de corrosão ($i_{corr}(t0)$) são os mesmos definidos anteriormente. A Tabela 33 traz um resumo de todas as variáveis aleatórias envolvidas na análise.

A estimativa da vida útil realizada anteriormente levou a resultados muito elevados, definindo-se que a vida útil à fadiga da ponte Itingujada é infinita. Assim, para as análises de confiabilidade mostradas a seguir, manteve-se o tempo limite em 250 anos e 100 mil simulações.

Tabela 33 - Resumo das variáveis aleatórias envolvidas na análise

Variável	Descrição	Média	Desvio Padrão	Tipo
Δ	Resistência à fadiga	1,0	0,3	Lognormal
e	Erro de modelo	1,0	0,1	Lognormal
$A1$	Parâmetro da curva <i>S-N</i> para $m = 5$	1,23E+17	5,83E+16	Lognormal
$A2$	Parâmetro da curva <i>S-N</i> para $m = 9$	4,78E+24	2,27E+24	Lognormal
S_{re}	Tensão equivalente (MPa)	12,17	1,99	Lognormal
t_{ini}	Tempo de início da corrosão (anos)	22,03	7,17	Lognormal
$i_{corr}(t0)$	Taxa de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	6,28	0,26	Gumbel (mínimos)

Resultados

Os resultados da análise de fadiga da ponte sobre o rio Itingujada por Confiabilidade para os diversos cenários são apresentados na sequência.

Como esperado, novamente para o cenário C0G0 o dano se acumula linearmente e para os cenários que levam em consideração a degradação da estrutura esse acúmulo acontece com uma tendência exponencial após o início da corrosão. A Figura 103 e a Figura 104 trazem os gráficos para cada cenário, novamente com três curvas: um limite inferior (2,5%), uma curva média e um limite superior (97,5%). A Tabela 34 traz os valores dos intervalos de confiança para o tempo máximo analisado (250 anos). No pior cenário, o dano acumulado não será superior a $7,3E-03$ com 97,5% de confiança, portanto a ponte sobre o rio Itingujada apresentará vida útil infinita para todos os casos analisados.

Figura 103 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Itingujada ao longo do tempo para o caso C0G0

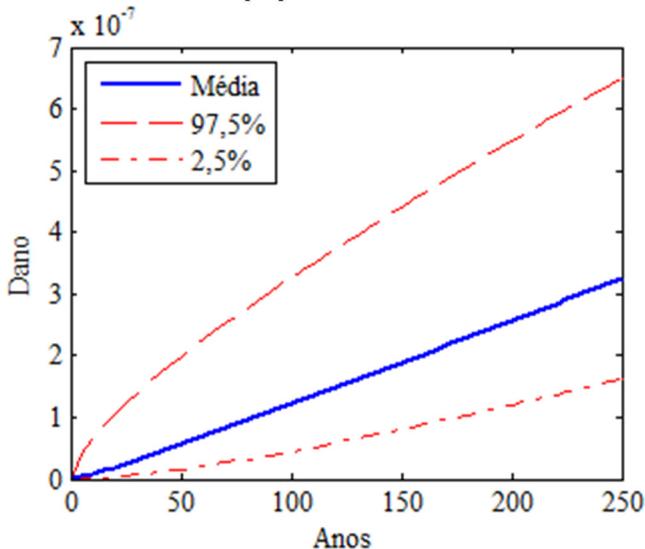


Figura 104 - Dano acumulado na ponte sobre o rio Itingujada ao longo do tempo para os diversos cenários com ação da corrosão

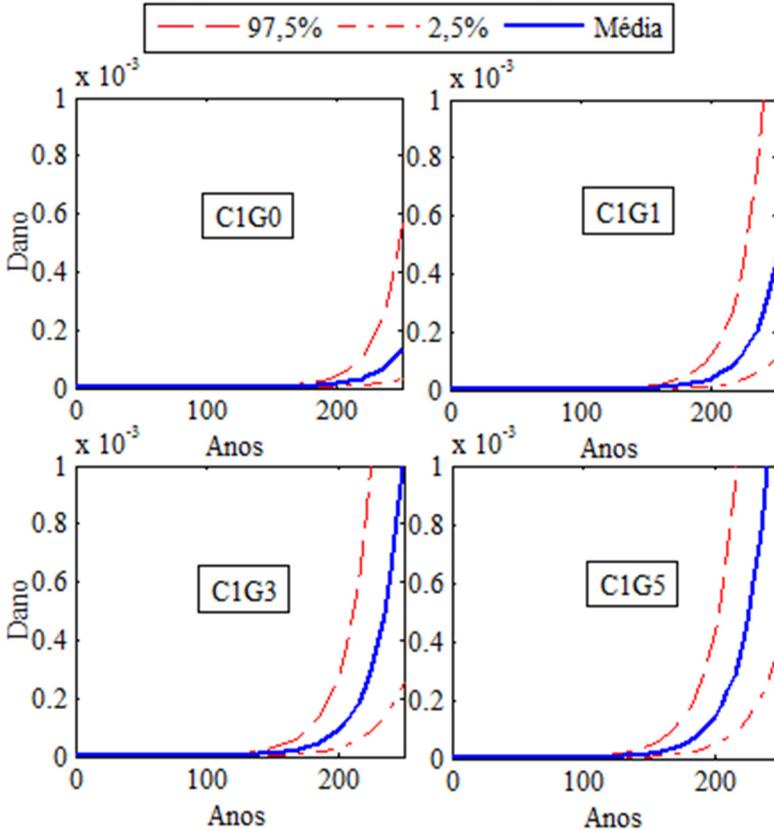


Tabela 34 - Dano acumulado nos diversos cenários para um intervalo de confiança de 95%

Caso	2,5%	Média	97,5%
C0G0	1,6265E-07	3,2532E-07	6,5068E-07
C1G0	3,2889E-05	1,3680E-04	5,6898E-04
C1G1	1,0580E-03	4,5000E-04	1,9000E-03
C1G3	2,5159E-04	1,1000E-03	4,6000E-03
C1G5	3,9739E-04	1,7000E-03	7,3000E-03

5.2.7. Considerações finais sobre fadiga na ponte Itingujada

A partir dos resultados obtidos pela análise determinística, pode-se afirmar que considerar o acúmulo de dano segundo o modelo de Palmgren-Miner leva a expectativas de vida útil muito elevadas (milhões de anos). A vida útil da ponte Itingujada pode ser considerada infinita até mesmo para a consideração de corrosão de maneira simplificada segundo o Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) e incerteza do tráfego com a majoração por um coeficiente 2,0, conforme a AASHTO LRFD (AASHTO, 2014).

A partir da análise por confiabilidade, observa-se que a consideração de degradação da estrutura por corrosão leva a um acúmulo de dano exponencial. Apesar disso, o dano acumulado após os 250 anos de análise pode ser desprezável, mesmo ao se considerar o crescimento do tráfego em diversos cenários. Por tudo isso, pode-se afirmar que a vida útil à fadiga da ponte sobre o rio Itingujada é infinita.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo principal do presente trabalho foi propor uma metodologia para avaliar o comportamento à fadiga de pontes curtas de concreto armado considerando o tráfego normal dos veículos a partir de dados de monitoramento. Essa avaliação teve como enfoque a variação da probabilidade de falha ao longo do tempo.

Esta probabilidade de falha foi abordada por meio dos conceitos da Confiabilidade Estrutural e, portanto, as variáveis devem ser descritas em termos de funções de densidade de probabilidades. Nesse ponto, as curvas *S-N* de norma foram descritas em termos de variáveis aleatórias e as principais conclusões sobre essa consideração são apresentadas no item 6.1.

O tráfego que cruzou as pontes foi caracterizado e o item 6.2 traz as principais conclusões acerca dos esforços medidos em comparação com os utilizados em projeto. Os veículos que compõem esse tráfego introduziram tensões com amplitude variável nas estruturas e no item 6.3 são apresentadas as principais conclusões sobre o limite VAFL para o qual não se considera dano por fadiga.

A metodologia proposta leva em consideração a natureza aleatória das variáveis, como a curva *S-N*, bem como utiliza dados de monitoramento do tráfego na avaliação à fadiga e o item 6.4 apresenta as principais conclusões sobre essa abordagem.

As conclusões sobre a segurança à fadiga das pontes analisadas são apresentadas no item 6.5. Por fim, no item 6.6, são apresentadas algumas recomendações para trabalhos futuros.

6.1. Conclusões sobre as curvas *S-N*

No presente estudo, buscou-se definir uma curva *S-N* baseada em ensaios encontrados na literatura que melhor descrevesse a resistência do concreto armado à fadiga. Contudo, o número de trabalhos que apresentam os resultados de forma completa é escasso.

Dessa forma, definiu-se a curva *S-N* como variável aleatória a partir de definições de normas (limite inferior de resistência e inclinação), estudos em pontes europeias (desvio padrão do parâmetro *A*) e limite CAFL considerando o efeito das tensões médias (Equação de Goodman). Essa curva, definida em termos de variável aleatória, apresentou boa correlação com os dados de ensaios disponíveis em literatura.

6.2. Conclusões sobre a caracterização do tráfego

As duas pontes analisadas no presente estudo fazem parte do mesmo corredor logístico e foram monitoradas em períodos distintos, 2013-2014 para a ponte sobre o rio Lambari e 2016 para a ponte sobre o rio Itinguijada. Em ambos os casos, a linha de influência obtida a partir do monitoramento com o sistema B-WIM apresentou picos inferiores aos da linha de influência teórica.

Por fazerem parte do mesmo corredor logístico, era de se esperar que os histogramas de PBT fossem semelhantes, mesmo em períodos de monitoramento distintos, o que foi comprovado.

Esses histogramas apresentaram veículos com PBT muito superior ao veículo tipo utilizado em projeto. Para a ponte sobre o rio Itinguijada, essa característica não levou a obtenção de esforços (Teoria de Valores Extremos) máximos devido à carga móvel superiores aos valores utilizados no dimensionamento da ponte. Por outro lado, os esforços extremos obtidos para a ponte sobre o rio Lambari podem indicar segurança insuficiente e estudos mais aprofundados devem ser realizados. Outro fator observado durante a análise dos esforços medidos foi a sazonalidade do tráfego, onde uma longarina de cada ponte foi muito mais solicitada do que as demais, indicando tráfego mais intenso em um sentido da rodovia.

6.3. Conclusões sobre o limite VAFL

Como pode ser observado nas análises determinísticas realizadas para ambas as pontes, existem limites de fadiga para amplitude variável (VAFL) os quais, em conjunto com o número de ciclos ocorridos, se aproximam da inclinação da curva *S-N*. A consideração de tensões abaixo desses níveis não melhora a estimativa da vida útil.

Nessa análise inicial, ambas as pontes apresentaram vida útil extremamente elevada, que poderia ser entendida como vida útil infinita. Porém, as duas pontes estudadas apresentaram limites VAFL distintos, 5% para a ponte sobre o rio Itinguijada e 10% para a ponte sobre o rio Lambari.

Os limites médios, calculados a partir da média das tensões equivalentes, utilizados nas análises por Confiabilidade foram de aproximadamente 10% e 23%, para a ponte sobre o rio Itinguijada e Lambari respectivamente. Ao final da análise, que avaliou a probabilidade de falha até os 250 anos, pode-se dizer que a vida útil da

ponte sobre o rio Itingujada é muito superior ao período analisado e que a ponte sobre o rio Lambari apresenta vida útil superior a 200 anos.

Por tudo isso, conclui-se que, caso a média das tensões equivalentes utilizadas leve a um valor de VAFL inferior a 30%, não se espera que ocorra fadiga em pontes de concreto armado durante a vida útil para a qual essas estruturas foram projetadas (50 anos).

6.4. Conclusões sobre a metodologia proposta

A metodologia proposta engloba uma análise determinística inicial seguida de uma análise probabilística. A fase determinística utiliza as indicações normativas para estimar a vida útil. A análise probabilística utiliza os conceitos de Confiabilidade Estrutural, descrevendo as variáveis do problema por funções de densidades de probabilidades.

A metodologia traz ainda uma inovação no cálculo da variação de tensão equivalente (S_{re}). A formulação proposta considera as duas inclinações da curva $S-N$, abaixo e acima de CAFL, diferente do encontrado na literatura. Essa formulação é empregada tanto na fase determinística quanto na fase probabilística.

A simplificação adotada nessa formulação proposta leva a um erro no cálculo do acúmulo de dano, chegando-se a 8% como demonstrado. Na análise por Confiabilidade esse erro é levado em consideração por meio da variável aleatória erro (e). Já na análise determinística, quando as variações de tensão estiverem distribuídas acima e abaixo de CAFL, as estimativas de vida útil devem ser corrigidas.

Além dessa nova formulação, na segunda fase, essa metodologia, leva em consideração a perda de rigidez da estrutura, traduzida na forma de corrosão e perda de área de aço, e aumento do volume do tráfego em diferentes cenários de crescimento.

Na fase probabilística, as variáveis do problema são definidas por funções de densidade de probabilidades e a probabilidade de falha da estrutura ao longo do tempo é avaliada por Simulação de Monte Carlo Simples.

As simulações indicaram que, diferente do método linear de acúmulo de dano de Palmgre-Miner, o dano se acumula de forma exponencial a partir do início da perda de rigidez da estrutura. Esse acúmulo exponencial é inversamente proporcional à perda de área de aço por corrosão.

6.5. Conclusões sobre a segurança das pontes à fadiga

A segurança à fadiga das OAEs investigadas no presente estudo foi abordada pela metodologia aqui proposta, envolvendo uma abordagem determinística inicial seguida de uma abordagem probabilística por Confiabilidade Estrutural.

Na primeira fase (determinística) foram encontradas estimativas de vida útil de várias dezenas de milhares de anos para ambas as pontes, ao se utilizar somente os dados medidos. Conforme esses dados eram ponderados, obteve-se estimativa mais realista para a ponte sobre o rio Lambari, chegando-se a pouco mais de 50 anos. Porém, o mesmo não foi observado para a ponte sobre o rio Itinguijada que, mesmo após ponderação e perda de rigidez de maneira simplificada, apresentou aproximadamente 5,5 mil anos de vida útil.

Passando para a segunda fase (probabilística), a análise levou a uma estimativa de mais de 200 anos de vida útil para a ponte sobre o rio Lambari e vida útil infinita para a ponte sobre o rio Itinguijada, mesmo no pior cenário (corrosão + 5% de crescimento do tráfego).

Estes valores são muito superiores àqueles obtidos de maneira determinista com a consideração de majoração das tensões (AASHTO, 2014) e corrosão simplificada (EUROCODE, 2004). Isso indica que essas simplificações são favoráveis à segurança.

6.6. Recomendações para trabalhos futuros

A metodologia e a análise da vida útil à fadiga de pontes empregadas no presente estudo não são definitivas. Diversos aspectos podem ser melhorados. A seguir são listadas algumas recomendações para trabalhos futuros:

- Ensaios em larga escala e em diversos níveis de tensão para construção de curvas *S-N*, sendo possível descrever o comportamento (média e desvio padrão) ao longo de toda a curva;
- Ensaios de fadiga em modelos reduzidos (vigas), simulando degradação e aumento do volume do tráfego, de modo a comprovar o acúmulo de dano exponencial;
- Validação da metodologia aqui proposta em diferentes sistemas construtivos: pontes em concreto protendido, aço e mista;

- Validação da metodologia para emprego em dados de simulação de tráfego;
- Avaliação de fadiga em outros elementos de pontes: sistema de apoio, tabuleiro e cortante nas longarinas na região dos apoios;
- Melhorar o modelo de cálculo da degradação: perda da seção de concreto por desgaste e/ou agentes nocivos, efeitos ambientais diversos;
- Aplicação do modelo de cálculo da degradação em pontes submetidas a ataque por cloretos (monitoramento de ponte em região marítima);
- Integração de dados de inspeção ao modelo de cálculo da degradação;
- Utilização de dados de monitoramento em diferentes períodos de modo a verificar a influência da sazonalidade do tráfego na estimativa da vida útil;
- Empregar outros métodos de simulação para avaliação da vida útil por Confiabilidade de forma a reduzir o custo computacional: Monte Carlo com amostragem por importância, simulação com auxílio de Meta-modelos, etc;

REFERÊNCIAS

ANG, A. H-S. TANG, W. H. Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering. 2nd ed, John Wiley & Sons, 2007.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). **Load and Resistance Factor Design (LRFD): Bridge Design Specifications**. Washington, 2002.

_____. **LRFD Bridge Design Specifications**. 7 ed. Washington, 2014.

_____. **The manual for bridge evaluation**. 2 ed. Washington, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NB 1: Projeto e Execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1960a.

_____. **NB 6: Carga móvel em ponte rodoviária**. Rio de Janeiro, 1960b.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 8681: Ações e Segurança em Estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

American Concrete Institute (ACI). **Committee 215: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading**. ACI, 1997.

AHI, A. J. F. **Análise de fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ALBUQUERQUE, I. M. **Determinação da vida útil à fadiga em ponte de concreto armado considerando o espectro de veículos reais**. 2012. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

APOSTOLOPOULOS, C. A. Mechanical behavior of corroded reinforcing steel bars S500s tempcore under low cycle fatigue. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 7, p. 1447–1456, 2007.

- APOSTOLOPOULOS, C. A. MICHALOPOULOS, D. Effect of Corrosion on Mass Loss, and High and Low Cycle Fatigue of Reinforcing Steel. **Journal of Materials Engineering and Performance**, v. 15, n. 6, p. 742–749, 2006.
- APOSTOLOPOULOS, C. A. PAPADOPOULOS, M. P. Tensile and low cycle fatigue behavior of corroded reinforcing steel bars S400. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 4, p. 855–864, 2007.
- APOSTOLOPOULOS, C. A. PASIALIS, V. P. Effects of corrosion and ribs on low cycle fatigue behavior of reinforcing steel bars S400. **Journal of Materials Engineering and Performance**, v. 19, n. 3, p. 385–394, 2010.
- BARONI, H. J. M. SILVA FILHO, L. C. P. GASTAL, F. P. S. L. **Vida útil de fadiga de elementos estruturais de concreto armado de pontes rodoviária**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 51, 2009, Curitiba. Anais.
- BASTIDAS-ARTEAGA, E. SÁNCHEZ-SILVA, M. CHATEAUNEUF, A. SILVA, M. R. Coupled reliability model of biodeterioration, chloride ingress and cracking for reinforced concrete structures. **Structural Safety**, v. 30, n. 2, p. 110–129, 2008.
- BASTIDAS-ARTEAGA, E. CHATEAUNEUF, A. SÁNCHEZ-SILVA, M. BRESSOLETTE, P. SCHOEFS, F. A comprehensive probabilistic model of chloride ingress in unsaturated concrete. **Engineering Structures**, v. 33, n. 3, p. 720–730, 2011.
- BASTIDAS-ARTEAGA, E. SCHOEFS, E. STEWART, M. G. WANG, X. Influence of global warming on durability of corroding RC structures: A probabilistic approach. **Engineering Structures**, v. 51, p. 259–266, 2013.
- BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. **Fatigue cracks induced by traffic loading on steel bridges' slender orthotropic decks**. In: Computational Methods and Experimental Measurements, 1999, Sorrento. Anais.
- BATTISTA, R. C. PFEIL, M. S. CARVALHO, E. M. L. Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 64, p. 134–143, 2008.
- BECK, A. T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. 2014. Notas de aula.
- BELISÁRIO, Elisa Silva. **Verificação à fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado no Brasil: Avaliação de critério normativo simplificado**. 2015. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- BENNETT, E. W. RAJU, N. K. **Cumulative fatigue damage of plain concrete in compression**. In: International Conference on Structures, Solid

- Mechanics and Engineering Design in Civil Engineering Materials, 1969, University of Southampton. Anais.
- BERTOLINI, L. Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 4, p. 123–137, 2008.
- BOSCO JUNIOR, R. **Análise Numérico-Experimental de Componentes Sujeitos à Fadiga por Solicitações Aleatórias - Avaliação de modelos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- BRODTKORB, P. A. JOHANNESON, P. LINDGREN, G. RYCHLIK, I. RYDÉN, J. SJÖ, E. **WAFO - a Matlab toolbox for analysis of random waves and loads**. In: Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering conference, 10th, Seattle, Vol III, pp. 343-350, 2000.
- CAO, W. LIU, H.-C. SONG, Y.-P. Experimental investigation of plain concrete under triaxial tension–compression cyclic loading. **Magazine of Concrete Research**, v. 58, n. 4, p. 209–219, 2006.
- CARVALHO NETO, J. A. VELOSO, L. A. C. M. Weighing in motion and characterization of the railroad traffic with using the B-WIM technique. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, v. 8, n. 4, p. 491–506, 2015.
- CASAS, J. R. WISNIEWSKI, D. F. CERVENKA, J. CERVENKA, V. PUKL, R. BRUWHILER E. HERWING, A. HOLM, G. OLSSON, M. BENGTTSSON, P. E. PLOS, M. **Safety and probabilistic modelling background document D4.4**. Sustainable Bridges, 6th Framework Programme, 2007.
- CESTEL. **SiWIM Bridge Weigh in Motion System**. <https://www.cestel.eu/>, acessado em 12/2017.
- CHEN, Y. NI, J. ZHENG, P. AZZAM, R. ZHOU, Y. SHAO, W. Experimental research on the behaviour of high frequency fatigue in concrete. **Engineering Failure Analysis**, v. 18, n. 7, p. 1848–1857, 2011.
- CONNOR, R. J. HODGSON, I. C. MAHMOUD, H. BOWMAN, C. **Field Testing and Fatigue Evaluation of the I-79 Bridge over the Ohio River**. Final Report. Lehigh University, Bethlehem, 2005.
- CORNELISSEN, H. A. W. REINHARDT, H. W. Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading. **Magazine of Concrete Research**, v. 36, n. 129, p. 216–226, 1984.
- DEESOMSUK, T. PINKAEW, T. Evaluation of effectiveness of vehicle weight estimations using bridge weigh-in-motion. **The IES Journal Part A:**

Civil & Structural Engineering, v. 3, n. 2, p. 96–110, 2010.

DEMPSEY, A. T. O'BRIEN, E. J. O'CONNOR, J. M. **A bridge weigh-in-motion system for the determination of gross vehicle weights**. In: First European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicle, 1995, Zurique. Anais.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT). **Plano Nacional de Contagem de Tráfego**. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dadospnt/Relatorio/VolumeMedioDiarioMensaI>>. Acesso em: 01 mai. 2017.

EN 1991-2. **Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1992-1-1. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2004.

EN 1992-2. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules**. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.

FATEMI, A. YANG, L. Cumulative fatigue damage and life prediction theories: a survey of the state of the art for homogeneous materials. **International Journal of Fatigue**, v. 20, n. 1, p. 9–34, 1998.

FORREST, R. W. B. HIGGINS, C. EKIN SENTURK, A. Experimental and analytical evaluation of reinforced concrete girders under low-cycle shear fatigue. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 2, p. 199–207, 2010.

GIOVANNETTI, A. C. **Avaliação do estado de conservação de pontes - Estudo de caso**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

GONZÁLEZ, A. ROWLEY, C. OBRIEN, E. J. A general solution to the identification of moving vehicle forces on a bridge. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, p. 335–354, 2008.

GRZYBOWSKI, M. MEYER, C. Damage accumulation in concrete with and without fibre reinforcement. **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 6, p. 594–604, 1993.

GUO, T. FRANGOPOL, D. M. CHEN, Y. Fatigue reliability assessment of steel bridge details integrating weigh-in-motion data and probabilistic finite element analysis. **Computers & Structures**, v. 112–113, p. 245–257, dez. 2012.

- HACKL, J. KOHLER, J. Reliability assessment of deteriorating reinforced concrete structures by representing the coupled effect of corrosion initiation and progression by Bayesian networks. **Structural Safety**, v. 62, p. 12–23, 2016.
- HAUKAAS, T. DER KIUREGHIAN, A. **FERUM: Finite Element Reliability Using Matlab – User’s guide**. University of California, Berkeley, 1999.
- HAWILEH, R. RAHMAN, A. TABATABAI, H. Evaluation of the Low-Cycle Fatigue Life in ASTM A706 and A615 Grade 60 Steel Reinforcing Bars. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 22, n. 1, p. 65–76, 2010.
- HELMI, K. BAKHT, B. MUFTI, A. Accurate measurements of gross vehicle weight through bridge weigh-in-motion: a case study. **Journal of Civil Structural Health Monitoring**, v. 4, n. 3, p. 195–208, 3 abr. 2014.
- HIGGINS, C. FARROW III, W. C. NICHOLAS, B. S. POTISUK, T. High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked RC Bridge Girders: Laboratory Tests. **Journal of Bridge Engineering**, v. 11, n. 6, p. 699–706, 2006.
- HIGGINS, L. FORTH, J. P. NEVILLE, A. JONES, R. HODGSON, T. Behaviour of cracked reinforced concrete beams under repeated and sustained load types. **Engineering Structures**, v. 56, p. 457–465, 2013.
- HOFFMAN, P. C. WEYERS, R. E. **Predicting critical chloride levels in concrete bridge decks. Structural safety and reliability**. In: International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR), 1993, Innsbruck. Anais.
- HONG, H. P. Assessment of Reliability of Aging Reinforced Concrete Structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. 12, p. 1458–1465, 2000.
- HWAN OH, B. Fatigue analysis of plain concrete in flexure. **Journal of Structural Engineering**, v. 112, n. 2, p. 273–288, 1986.
- IENG, S.-S. Bridge influence line estimation for bridge weigh-in-motion system. **Journal of Computing in Civil Engineering**, v. 29, 2015.
- INMET. **Instituto Nacional de Meteorologia (INMET)**. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=sobre_inm>. Acesso em: 25 jan. 2017.
- International Federation for Concrete Structure (fib) **Bulletin 34: Model Code for Service Life Design**. Lausanne, 2006.
- ASTM International. **ASTM E1049-85: Standard Practices for Cycle**

- Counting in Fatigue Analysis. v. 85, p. 1–10, 2011.
- International Organization for Standardization (ISO). **ISO 13822**: Bases for design of structures - Assessment of existing structures, 2010.
- JACOB, B. **Weigh-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE)**. General Report, 4th Framework Programme Transport, 2001.
- JOHANNESSON, P. SVENSSON, T. DEMARE, J. Fatigue life prediction based on variable amplitude tests—methodology. **International Journal of Fatigue**, v. 27, n. 8, p. 954–965, 2005.
- JUNGES, P. PINTO, R. C. A. MIGUEL, L. F. F. B-WIM System application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization. **IBRACON Structural and Materials Journal**, 2017. Em publicação.
- KAROUMI, R. WIBERG, J. LILJENCRANTZ, A. Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge. **Engineering Structures**, v. 27, n. 12, p. 1813–1819, 2005.
- KEALY, N. J. **The development of a multiple longitudinal sensor location bridge weigh-in-motion system**. 1997. PhD Thesis - Trinity College Dublin.
- KIM, J.-K. KIM, Y.-Y. Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 10, p. 1513–1523, 1996.
- KRZYSZTOF, D. MARIA, S. DESTREBECQ, J.-F. Experimental investigation of the fatigue strength of plain concrete under high compressive loading. **Materials and Structures**, v. 27, p. 505–509, 1994.
- KUMPOOPONG, R. HERABAT, P. Finite-Element Analysis for Fatigue Evaluation of Reinforced Concrete Bridge Deck. **Advances in Structural Engineering**, v. 13, n. 6, p. 1017–1031, 2010.
- KWON, K. FRANGOPOL, D. M. Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data. **International Journal of Fatigue**, v. 32, n. 8, p. 1221–1232, 2010.
- KWON, K. FRANGOPOL, D. M. Bridge fatigue assessment and management using reliability-based crack growth and probability of detection models. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 26, n. 3, p. 471–480, jul. 2011.
- LAN, S. GUO, Z. Biaxial compression behavior of concrete under repeated loading. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 2, p. 105–115,

1999.

LAW, S. S. BU, J. Q. ZHU, X. Q. CHAN, S. L. Vehicle axle loads identification using finite element method. **Engineering Structures**, v. 26, p. 1143–1153, 2004.

LEITÃO, F. N. SILVA, J. G. S. VELLASCO, P. C. G. S. ANDRADE, S. A. L. LIMA, L. R. O. Composite (steel–concrete) highway bridge fatigue assessment. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 14–24, 2011.

LEMING, S. K. STALFORD, H. L. **Bridge weigh-in-motion system development using superposition of dynamic truck/static bridge interaction**. In: IEEE American Control Conference, 2003, Colorado. Anais

LILJENCRANTZ, A. KAROUMI, R. OLOFSSON, P. Implementing bridge weigh-in-motion for railway traffic. **Computers & Structures**, v. 85, n. 1–2, p. 80–88, 2007.

LOUNIS, Z. MIRZA, M. S. **Reliability-based service life prediction of deteriorating concrete structures**. In: International Conference on Concrete Under Severe Conditions, 3, 2001, Vancouver. Anais

LU, Z. H. ZHAO, Y. G. YUET, K. **Stochastic modeling of corrosion propagation for service life prediction of chloride contaminated RC structures**. Life-Cycle Civil Engineering: Proceedings of the International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE), 2008, Varenna. Anais.

MA, Y. XIANG, Y. WANG, L. ZHANG, J. LIU, Y. Fatigue life prediction for aging RC beams considering corrosive environments. **Engineering Structures**, v. 79, p. 211–221, 2014.

MACGREGOR, J. G. JHAMB, I. C. NUTTALL, N. Fatigue Strength of Hot Rolled Deformed Reinforcing Bars. **ACI Journal**, n. 68, p. 169–179, 1971.

MANDER, J. B. PANTHAKI, F. D. KASALANATI, A. Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 6, n. 4, p. 453–468, 1994.

MENDES, P. T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MENEGHETTI, L. C. COLOMBO, A. B. TEIXEIRA, R. M. BITTENCOURT, T. N. **High-cycle fatigue of reinforced concrete bridges based on monitoring data**. In: International Conference on Bridge

Maintenance, Safety and Management, 8, 2016, Foz do Iguaçu. Taylor & Francis Group, Anais.

MOSES, F. Weigh-in-motion system using instrumented bridges. **Transportation Engineering Journal of ASCE**, v. 105, n. 3, p. 233-249, 1979.

NOAA. **NOAA - Earth System Research Laboratory**. Disponível em: <<https://www.esrl.noaa.gov/>>. Acesso em: 13 fev. 2017.

NÜRNBERGER, U. Fatigue Resistance of Reinforcing Steel. **IABSE Colloquium**, v. 37, p. 213–220, 1982.

O'BRIEN, E. J. ŽNIDARIČ, A. **Weighing-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE): Bridge WIM Systems**. Report of Work Package 1.2, 4th Framework Programme Transport, 2001.

O'BRIEN, E. J. QUILLIGAN, M. J. KAROUMI, R. Calculating an influence line from direct measurements. **Proceedings of the ICE - Bridge Engineering**, v. 159, n. 1, p. 31–34, 2005.

PAPADAKIS, V. G. FARDIS, M. N. VAYENAS, C. G. Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortal coating on concrete carbonation. **Materials and Structures**, v. 25, p. 293–304, 1992.

PAPAKONSTANTINO, K. G. SHINOZUKA, M. Probabilistic model for steel corrosion in reinforced concrete structures of large dimensions considering crack effects. **Engineering Structures**, v. 57, p. 306–326, 2013.

PETERS, R. J. **AXWAY: a system to obtain vehicle axle weights**. In: Australian Road Research Board Conference, 12, 1984, Hobart. Anais.

PETERS, R. J. **CULWAY: an unmanned and undetectable highway speed vehicle weighing system**. In: Australian Road Research Board Conference, 13, 1986, Adelaide. Anais.

PETROU, M. F. PERDIKARIS, P. C. WANG, A. Fatigue behavior of noncomposite reinforced concrete bridge deck models. **Transport Research Record 1460**, p. 73–80, 1994.

PORTELA, E. L. BITTENCOURT, T. N. BECK, A. T. **Time-dependent probabilistic modeling of corrosion propagation for service life prediction in RC structures**. In: International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 8, 2016, Foz do Iguaçu. Taylor & Francis Group, Anais.

PRAVIA, Z. M. C. **Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade

Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

QUILLIGAN, M. **Bridge weigh in motion: Development of a 2-D Multi-Vehicle Algorithm**. 2003. PhD. Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm.

RAY, S. CHANDRA KISHEN, J. M. Fatigue crack propagation model and size effect in concrete using dimensional analysis. **Mechanics of Materials**, v. 43, n. 2, p. 75–86, 2011.

ROCHA, M. MICHEL, S. BRUHWILER, E. NUSSBAUMER, A. Very high cycle fatigue tests of quenched and self-tempered steel reinforcement bars. **Materials and Structures**, v. 49, n. 5, p. 1723-1732, 2016.

ROCHA, M. BRÜHWILER, E. NUSSBAUMER, A. Microstructural influence on the scatter in the fatigue life of steel reinforcement bars. **International Journal of Fatigue**, v. 75, p. 205–212, 2015.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ROSSIGALI, C. E. PFEIL, M. S. BATTISTA, R. C. SAGRILO, L. V. Towards actual brazilian traffic load models for short span highway bridges. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, v. 8, n. 2, p. 124–139, 2015.

ROWLEY, C. GONZALEZ, A. O'BRIEN, E. ŽNIDARIČ, A. **Comparison of conventional and regularized bridge weigh-in-motion algorithms**. in: International Conference on Heavy Vehicles, 2008, Paris. Anais.

ROWLEY, C. W. O'BRIEN, E. J. GONZALEZ, A. ŽNIDARIČ, A. Experimental Testing of a Moving Force Identification Bridge Weigh-in-Motion Algorithm. **Experimental Mechanics**, v. 49, n. 5, p. 743–746, 2009.

SANTOS, L. F. PFEIL, M. S. Desenvolvimento de modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, v. 14, n. 1, p. 40–47, 2014.

SASAKI, K. K. PARET, T. ARAIZA, J. C. HALS, P. Failure of concrete T-beam and box-girder highway bridges subjected to cyclic loading from traffic. **Engineering Structures**, v. 32, n. 7, p. 1838–1845, 2010.

SCHIJVE, J. Fatigue of structures and materials. **International Journal of Fatigue**, v. 25, p. 679–702, 2003.

SCHLÄFLI, M. BRÜHWILER, E. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. **Engineering Structures**, v. 20, n. 11, p. 991–998, 1998.

SCHÜTZ, W. A history of fatigue. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 54,

n. 2, p. 263–300, 1996.

SOLTANI, A. HARRIES, K. A. SHAHROOZ, B. M. RUSSEL, H. G. MILLER, R. A. Fatigue Performance of High-Strength Reinforcing Steel. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. 3, p. 454–461, 2012.

SONSINO, C. M. Fatigue testing under variable amplitude loading. **International Journal of Fatigue**, v. 29, n. 6, p. 1080–1089, 2007.

STEPHENS, R. I. FATEMI, A. STEPHENS, R. R. FUCHS, H. O. **Metal Fatigue In Engineering**. New York: Wiley-Interscience, 2001.

STEWART, M. G. TEPLY, B. KRÁLOVÁ, H. **The Effect Of Temporal And Spatial Variability Of Ambient Carbon Dioxide Concentrations On Carbonation Of RC Structures**. In: International conference on durability of building materials and components, 9, 2002, Brisbane. Anais.

SUSTAINABLE BRIDGES. **Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges: Advices on the use of advanced methods**. Technical Report, 6th Framework Programme, 2007. Disponível em: <http://www.sustainablebridges.net/main.php/SB4.2_Guideline_LRA.pdf?fileitem=14043924>.

TARIGHAT, A. ZEHTAB, B. Structural Reliability of Reinforced Concrete Beams/Columns Under Simultaneous Static Loads and Steel Reinforcement Corrosion. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 41, n. 10, p. 3945–3958, 2016.

TILLY, G. P. Fatigue of land-based structures. **International Journal of Fatigue**, v. 7, n. 2, p. 67–78, 1985.

TOONGOENTHONG, K. MAEKAWA, K. Simulation of Coupled Corrosive Product Formation, Migration into Crack and Propagation in Reinforced Concrete Sections. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 3, n. 2, p. 253–265, 2005.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Swedish Cement and Concrete, Stochkolm, 1982.

VU, K. A. T. STEWART, M. G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. **Structural Safety**, v. 22, n. 4, p. 313–333, 2000.

WANG, T. LIU, C. HUANG, D. SHAHAWY, M. Truck Loading and Fatigue Damage Analysis for Girder Bridges Based on Weigh-in-Motion Data. **Journal of Bridge Engineering**, v. 10, n. 1, p. 12–20, 2005.

WASSEF, W. G. KULICKI, J. M. NASSIF, H. MERTZ, D. NOWAK, A. S.

- Calibration of AASHTO LRFD concrete bridge design specifications for serviceability.** Final Report, NCHRP Project 12-83, 2014.
- WHALEY, C. P. NEVILLE, A. M. Non-elastic deformation of concrete under cyclic compression. **Magazine of Concrete Research**, v. 25, n. 84, p. 145–154, 1973.
- WIRSCHING, P. H. Fatigue reliability for offshore structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 110, n. 10, p. 2340–2356, 1984.
- YAMADA, K. OJIO, T. **Bridge weigh-in-motion system using reaction force method.** In: International Workshop on Structural Health Monitoring of Bridges/Colloquium on Bridge Vibration, Japan Society of Civil Engineers, 2003.
- YI, W. KUNNATH, S. K. SUN, X. SHI, C. TANG, F. Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams with Corroded Steel Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 5, p. 526–533, 2010.
- YOON, I. S. ÇOPUROĞLU, O. PARK, K. B. Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete. **Atmospheric Environment**, v. 41, p. 7274–7285, 2007.
- ZANUY, C. MAYA, L. P. ALBAJAR, L. FUENTE, P. Transverse fatigue behaviour of lightly reinforced concrete bridge decks. **Engineering Structures**, v. 33, p. 2839–2849, 2011.
- ZANUY, C. ALBAJAR, L. FUENTE, P. Sectional Analysis of Concrete Structures under Fatigue Loading. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 5, p. 667–677, 2009.
- ZANUY, C. FUENTE, P. ALBAJAR, L. Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced concrete sections. **Engineering Structures**, v. 29, n. 11, p. 2908–2920, 2007.
- ZHANG, W. SONG, X. GU, X. LI, S. Tensile and fatigue behavior of corroded rebars. **Construction and Building Materials**, v. 34, p. 409–417, 2012.
- ZHANG, W. CAI, C. S. Fatigue Reliability Assessment for Existing Bridges Considering Vehicle Speed and Road Surface Conditions. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. 3, p. 443–453, 2012.
- ZHANG, W. CAI, C. S. PAN, F. Nonlinear fatigue damage assessment of existing bridges considering progressively deteriorated road conditions. **Engineering Structures**, v. 56, p. 1922–1932, 2013.
- ZHANG, W. YUAN, H. Corrosion fatigue effects on life estimation of

deteriorated bridges under vehicle impacts. **Engineering Structures**, v. 71, p. 128–136, 2014.

ZHAO, H. UDDIN, N. O'BRIEN, E. J. SHAO, X. ZHU, P. Identification of vehicular axle weights with a bridge weigh-in-motion system considering transverse distribution of wheel loads. **Journal of Bridge Engineering**, v. 19, 2013.

ZHENG, H. ABEL, A. Fatigue properties of reinforcing steel produced by TEMPCORE process. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 2, p. 158–165, 1999.

ZHIFEI, S. CHANG, C. LIMIN, Z. Bond decay at bar-concrete interface under variable fatigue loads. **European Journal of Mechanics, A/Solids**, v. 25, n. 5, p. 808–818, 2006.

ZHOU, Y. E. Assessment of bridge remaining fatigue life through field strain measurement. **Journal of Bridge Engineering**, v. 11, p. 737–744, 2006.

ZHU, X. ZI, G. LEE, W. KIM, S. KONG, J. Probabilistic analysis of reinforcement corrosion due to the combined action of carbonation and chloride ingress in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 124, p. 667–680, 2016.

ŽNIDARIČ, A. KRESLIN, M. LAVRIČ, I. KALIN, J. Simplified Approach to Modelling Traffic Loads on Bridges. **Procedia - Social and Behavioral Sciences**, v. 48, p. 2887–2896, 2012.

ŽNIDARIČ, A. BAUMGÄRTNER, W. **Bridge weigh-in-motion systems - an overview**. In: European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles, 2, 1998, Lisbon. Anais.

ŽNIDARIČ, A.; LAVRIČ, I.; KALIN, J. **The next generation of bridge weigh-in-motion systems**. In: International Conference on Weigh-in-Motion (ICWIM), 3, Orlando. Anais.

ŽNIDARIČ, A. ŽNIDARIČ, J. **Evaluation of the carrying capacity of existing bridges**. Final Report, Cooperation Research Activity JF 026, Ljubljana, 1994.

ŽNIDARIČ, A. ŽNIDARIČ, J. TERČELJ, S. **Determination of the true traffic load in the process of safety assessment of existing bridges**. 12th In: Congress of Structural Engineers of Slovenia, 12, 1991, Ljubljana. Anais.

APÊNDICE A – DEGRADAÇÃO DA ESTRUTUA

Durante sua vida útil uma estrutura de concreto armado passa por processos de perda da capacidade resistente devido à degradação. Os mecanismos que afetam a durabilidade dessas estruturas podem ser divididos em três categorias: (i) corrosão da armadura; (ii) deterioração do concreto; e (iii) danos físicos externos (TARIGHAT; ZEHTAB, 2016). Dentre esses mecanismos, a corrosão é citada por diversos pesquisadores como o mais preocupante (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2013; TOONGOENTHONG; MAEKAWA, 2005; VU; STEWART, 2000).

O aço revestido por concreto é protegido por uma fina camada de óxido de ferro que se forma na superfície das barras devido à solução alcalina contida nos poros da pasta de cimento hidratado (BERTOLINI, 2008). A corrosão pode ocorrer quando essa camada é danificada de forma parcial ou total. A carbonatação e a penetração de cloretos pode danificar esse filme de proteção sem agredir de forma direta o concreto.

Estruturas em contato com água do mar ou submetidas a ciclos de degelo são mais propensas a desenvolver corrosão por ataque de cloretos. Papakonstantinou e Shinozuka (2013) explicam que os cloretos agem como catalisadores da corrosão e não se perdem durante o processo. Assim que a quantidade de cloretos atinge determinado nível crítico, a camada de proteção do aço é quebrada e a corrosão se inicia

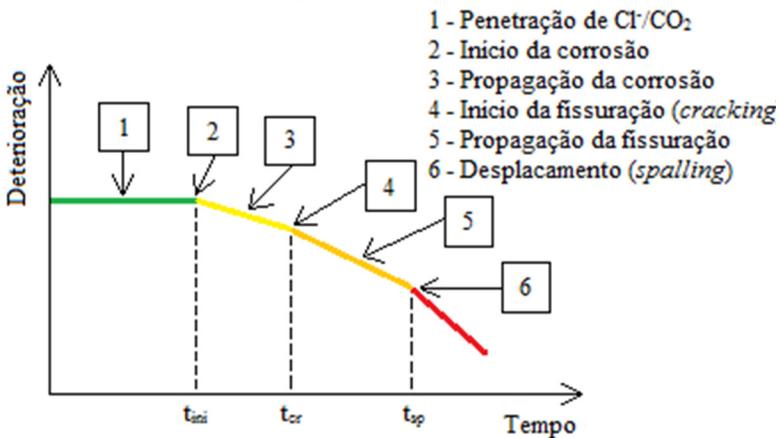
A carbonatação ocorre em uma gama maior de estruturas, ainda mais com o aumento do dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera devido ao efeito estufa. Contudo, a carbonatação não é tão agressiva quanto o ataque por cloretos (PORTELA; BITTENCOURT; BECK, 2016). Segundo Yoon, Çopuroğlu e Park (2007), como resultado da carbonatação é formado o carbonato de cálcio (CaCO_3) o que leva a uma diminuição do pH do concreto de aproximadamente 13 para 9. Essa diminuição do pH leva a destruição da camada de proteção do aço.

Independentemente de sua origem (ataque por cloretos ou carbonatação), o processo de degradação do concreto armado por corrosão pode ser descrito em seis etapas, como pode ser visto na Figura 105: período de propagação de agentes agressivos; início da corrosão; período de propagação da corrosão; início da fissuração; período de propagação da fissuração e; deslocamento da camada de cobertura.

O período de propagação dos agentes agressivos (Cl^- ou CO_2) define o tempo necessário para que esses alcancem a armadura e acumulem em quantidade suficiente para destruir a camada de proteção do aço. Durante esse tempo não ocorre dano, tanto para o concreto quanto

para o aço. O início da corrosão se dá quando estes agentes destroem a camada de proteção do aço e se inicia o acúmulo de ferrugem na zona porosa em torno da barra. Quando todos os vazios são preenchidos, o acúmulo de ferrugem passa a introduzir tensões no concreto. Quando as tensões introduzidas pelo acúmulo de ferrugem ultrapassam a resistência do concreto à tração, se dá o início da fissuração. Após seu início, a fissura se propaga até um valor limite de abertura. Ao ultrapassar esse limite, a fissura provoca o completo deslocamento da camada de cobrimento.

Figura 105 - Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão



* Adaptado de Portela, Bittencourt e Beck (2016).

No presente estudo, são abordados os passos de 1 a 3. Após o início da corrosão é considerada uma taxa de propagação da corrosão que varia ao longo do tempo e que provoca diminuição da área da seção transversal da barra de aço pela formação de ferrugem.

Início da corrosão

O ataque por cloretos no concreto é um processo complexo que depende de muitas variáveis como a composição do concreto, sua porosidade, grau de saturação, cobrimento e condições externas (água do mar, degelo). Além disso, sua penetração pode envolver difusão, permeação, migração e convecção (BERTOLINI, 2008). Na literatura existem diversos modelos que descrevem esse processo (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2008, 2011; PAPAKONSTANTINOU; SHINOZUKA, 2013; TARIGHAT; ZEHTAB, 2016; TUUTTI, 1982;

VU; STEWART, 2000; ZHU et al., 2016). A maioria dos modelos considera apenas o ingresso de cloretos por difusão por meio da segunda lei de Fick, como proposto por Tuutti (1982). Esse processo de difusão é definido na Equação (A.1).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{Cl} \frac{\partial^2 C}{\partial x_{Cl}^2} \quad (A.1)$$

Onde: C - concentração de íons de cloreto;
t - tempo;
 D_{Cl} - coeficiente de difusão do cloreto no concreto;
 x_{Cl} - profundidade na direção de difusão de cloretos.

Hoffman e Weyers (1994) *apud* Tarighat e Zehtab (2016) obtiveram de forma empírica a quantidade de cloretos a uma distância x da superfície do concreto, como define a Equação (A.2).

$$C(x,t) = C_S \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x_{Cl}}{2\sqrt{D_{Cl}t}} \right) \right] \quad (A.2)$$

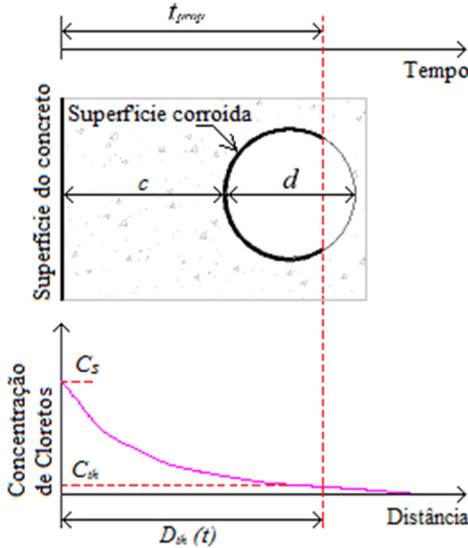
Onde: C_S - concentração de íons de cloreto na superfície;
 $\operatorname{erf}(\cdot)$ - função erro.

Esta expressão é ilustrada na Figura 106. Hoffman e Weyers (1994) *apud* Tarighat e Zehtab (2016) consideraram o concreto como um material homogêneo e isotrópico e as condições iniciais de concentração iguais a zero quando t igual a zero e que a concentração na superfície do concreto não muda ao longo do tempo (constante). Quando a concentração de cloretos $C(x,t)$ atinge o valor de concentração limite (C_{th}) e a profundidade x de difusão (D_{th}) é igual ao cobrimento, tem-se o tempo de início da corrosão por ataque de cloretos dado pela Equação (A.3).

$$t_{ini,Cl} = \frac{E_{modelo} c^2}{4 D_{Cl} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{th}}{C_S} \right) \right]^2} \quad (A.3)$$

Onde: C_{th} - concentração de íons limite para início da corrosão;
 E_{modelo} - coeficiente para considerar incertezas de modelo.

Figura 106 - Avanço da concentração de cloretos ao longo do tempo.



* Adaptado de Bastidas-Arteaga *et al.* (2008).

O início da corrosão por carbonatação também é um processo complexo e dependente de diversas variáveis como porosidade, grau de saturação, cobrimento, fissuração e condições externas (concentração de CO₂ na atmosfera). Na literatura existem diversos modelos que descrevem o processo de evolução da carbonatação baseados, também, na segunda lei de Fick (BASTIDAS-ARTEAGA *et al.*, 2013; HACKL; KOHLER, 2016; PAPADAKIS; FARDIS; VAYENAS, 1992; STEWART; TEPLY; KRÁLOVÁ, 2002; YOON; ÇOPUROĞLU; PARK, 2007; ZHU *et al.*, 2016).

Papadakis, Fardis e Vayenas (1992) definem a evolução da profundidade de carbonatação com tempo, x_{Ca} , conforme a Equação (A.4). O tempo t para o qual a profundidade de carbonatação atinge a armadura é considerado o tempo de início da corrosão.

$$x_{Ca}(t) = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}C_{CO_2}}{a}t\left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}} \quad (A.4)$$

Onde: D_{CO_2} - coeficiente de difusão do CO₂ (m²/ano);

C_{CO_2} - concentração molar de CO₂ no ambiente (kg/m³);

a - quantidade de CO₂ para completa carbonatação (kg/m³);
 t₀ - tempo de referência (1 ano);
 n_m - fator de idade (≤ 0,3 para exposição externa).

O coeficiente de difusão do dióxido de carbono pode ser calculado conforme definem as Equações (A.5) e (A.6) (STEWART; TEPLY; KRÁLOVÁ, 2002).

$$D_{CO_2}(t) = 51,8\varepsilon_p^{1,8} \left(1 - \frac{RH}{100}\right)^{2,2} \quad (A.5)$$

Onde: ε_p - porosidade da pasta de cimento totalmente hidratada e carbonatada;
 RH - umidade relativa (%).

$$\varepsilon_p \approx \left(\frac{\rho_c}{\rho_w}\right) \frac{(w/c)-0,3}{1+(\rho_c/\rho_w)(w/c)} \quad (A.6)$$

Onde: ρ_c - massa específica do cimento;
 ρ_w - massa específica da água;
 (w/c) - fator água/cimento.

A concentração molar de CO₂ no ambiente é calculada conforme Equação (A.7) (STEWART; TEPLY; KRÁLOVÁ, 2002).

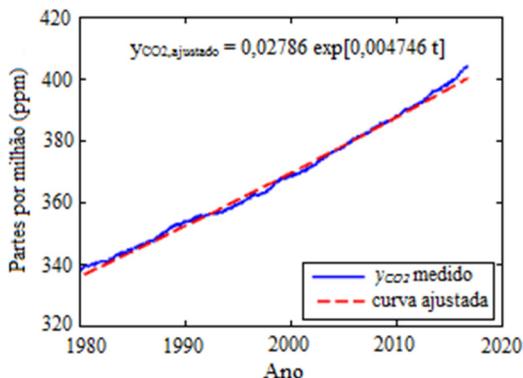
$$C_{CO_2} = 42 y_{CO_2} 10^{-6} \quad (A.7)$$

Onde: y_{CO_2} - quantidade de CO₂ por volume no ambiente (ppmv).

O laboratório NOAA ESRL (*Earth System Research Laboratory*) registra dados atmosféricos que afetam a qualidade do ar, clima e o ambiente. Esses dados são fornecidos gratuitamente e podem ser acessados em NOAA (2017). A Figura 107 traz a variação de y_{CO_2} desde janeiro de 1980 até outubro de 2016. Os dados medidos foram ajustados por uma equação exponencial definida por:

$$y_{CO_2,ajustado} = 0,02786 \exp[0,004746 t] \quad (A.8)$$

Figura 107 - Concentração de dióxido de carbono na atmosfera ao longo das últimas décadas



Fonte: NOAA (2017).

Substituindo a Equação (A.8) em (A.7) chega-se à concentração molar de CO₂ no ambiente em função do tempo.

$$C_{CO_2} = 1,17 \times 10^{-6} \exp[0,004746 t] \quad (A.9)$$

A quantidade de CO₂ para completa carbonatação, *a*, é definida pela Equação (A.10) (YOON; ÇOPUROĞLU; PARK, 2007).

$$a = 0,75 \times C_e \times CaO \times \alpha_H \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad (A.10)$$

Onde: *C_e* - quantidade de cimento (kg/m³);
CaO - quantidade de CaO no cimento (0,65);
α_H - grau de hidratação do concreto;
M_{CO₂} - massa molar do CO₂ (44 g/mol);
M_{CaO} - massa molar do CaO (56 g/mol).

O fator de idade *n_m* pode ser calculado conforme indicações do Bulletin 34 (CEB-FIP, 2010) a partir de dados de precipitação em estações próximas ao local da ponte, conforme definem as Equações (A.11).

$$n_m = \frac{(p_{SR} \cdot ToW)^b}{2} \quad (A.11a)$$

$$ToW = \frac{\text{dias com chuva superior a 2,5mm}}{365} \quad (A.11b)$$

Onde: p_{SR} - probabilidade de chuva;
 ToW - número médio de dias chuvosos por ano;
 b - expoente da regressão (0,446);

No presente estudo, o início do processo de corrosão é definido como o menor valor obtido entre as Equações (A.3) e (A.4).

Taxa de propagação da corrosão

Segundo Portela, Bittencourt e Beck (2016), na literatura são encontradas diversas abordagens para análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado que assumem taxa de corrosão constante ao longo do tempo. Entretanto, Tuutti (1982) aponta que a taxa de corrosão diminui ao longo do tempo devido à formação de ferrugem na superfície do aço.

Existem diversos modelos que descrevem o comportamento da taxa de corrosão ao longo do tempo (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2008; HACKL; KOHLER, 2016; VU; STEWART, 2000). O modelo empírico de Vu e Stewart (2000) é um dos mais difundidos e assume que a taxa de corrosão é função da qualidade do concreto e do cobrimento e é limitada pela presença de oxigênio na superfície do aço. As Equações (A.12) descrevem esse modelo.

$$i_{corr}(t_0) = \frac{37,8(1-w/c)^{-1,64}}{c} \quad (A.12a)$$

$$i_{corr}(t) = i_{corr}(t_0) 0,85 t^{-0,29} \quad (A.12b)$$

Onde: $i_{corr}(t_0)$ - taxa de corrosão inicial ($\mu A/cm^2$);
 c - cobrimento (mm).

Contudo, a taxa de corrosão obtida por Vu e Stewart (2000) foi obtida para temperatura de 20°C e umidade relativa de 75%. Lu, Zhao e Yuet (2008) *apud* Portela, Bittencourt e Beck (2016) modificaram a Equação (A.12a) para levar em consideração essas condições ambientais, como pode ser visto na Equação (A.13).

$$i_{\text{corr}}(t_0) = \frac{T_K \text{ RH } (w/c)}{c} \quad (\text{A.13})$$

Onde: T_K - temperatura (Kelvin).

Portela, Bittencourt e Beck (2016) evidenciam uma inconsistência da Equação (A.12b) para $t < 0,5$ e sugerem uma modificação, conforme pode ser visto na Equação (A.14).

$$i_{\text{corr}}(t) = \frac{i_{\text{corr}}(t_0)}{1.15(t+0,62)^{0,29}} \quad (\text{A.14})$$

Bastidas-Arteaga *et al.* (2008), em seu estudo sobre ataque por cloretos, consideram que durante a fase de fissuração a taxa de corrosão tem comportamento semelhante ao proposto por Vu e Stewart (2000). Porém, após a corrosão levar à fissuração severa do concreto a taxa de corrosão passa a ser constante ao longo do tempo devido à grande exposição do aço ao ingresso de oxigênio. Essa mudança na taxa de corrosão não é adotada no presente estudo, pois a complexidade na formulação dessa consideração para a atuação conjunta de ataque por cloretos e carbonatação não faz parte dos objetivos aqui abordados.

Dessa forma, as Equações (A.13) e (A.14) são utilizadas no presente estudo para a obtenção da taxa de corrosão ao longo do tempo após o início da corrosão, seja por ataque por cloretos ou carbonatação.

Perda de seção de aço por corrosão

No presente estudo, assume-se que a perda de área de aço por corrosão acontece de maneira uniforme, como ilustrado na Figura 108. Nessa figura, d_0 representa o diâmetro inicial da barra, Δd o diâmetro de aço perdido por corrosão e d_t o diâmetro da barra após a corrosão.

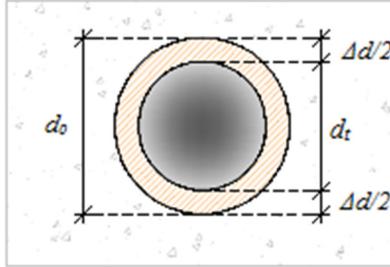
A quantidade de aço dissolvido formando ferrugem pode ser calculada pela lei de Faraday conforme Equação (A.15) (TARIGHAT; ZEHTAB, 2016).

$$m = \frac{A_{\text{Fe}} I_A t}{z F} \quad (\text{A.15})$$

Onde: m - massa de aço consumida;
 A_{Fe} - massa atômica do aço (56 g/mol);

I_A - quantidade de corrente (A) que flui na reação eletroquímica;
 t - tempo;
 z - carga iônica ($z = 2$ para $Fe(OH)_2$ e $z = 3$ para $Fe(OH)_3$);
 F - constante de Faraday (96.500 C/mol).

Figura 108 - Perda de área de aço por corrosão uniforme.



A massa de aço consumida (m) pode ser representada conforme a Figura 56 por:

$$m = A_{\text{loss}} L \rho_{\text{aço}} \quad (\text{A.16})$$

Onde: L - comprimento de corrosão considerado;
 A_{loss} - área de aço perdida;
 $\rho_{\text{aço}}$ - massa específica do aço.

Segundo Papakonstantinou e Shinozuka (2013), pode-se estabelecer uma relação entre a corrente I_A (A) e a taxa de corrosão i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) como define a Equação (A.17).

$$I_A = \pi d_0 i_{\text{corr}} L \quad (\text{A.17})$$

Substituindo as Equações (A.17) e (A.16) em (A.15) resulta:

$$A_{\text{loss}} L \rho_{\text{aço}} = \frac{A_{\text{Fe}} i_{\text{corr}} t}{z F} \pi d_0 L \quad (\text{A.18})$$

Expressando a área de aço perdida (A_{loss}) em função dos diâmetros inicial (d_0) e final (d_t) resulta na Equação (A.19).

$$\frac{d_0^2 - d_t^2}{4d_0} = \frac{A_{Fe} i_{corr} t}{z \rho_{aço} F} \quad (A.19)$$

Fazendo $d_t = d_0 - \Delta d$, resulta em:

$$\frac{\Delta d}{2} - \frac{\Delta d^2}{4d_0} = \frac{A_{Fe} i_{corr} t}{z \rho_{aço} F} \quad (A.20)$$

Portela, Bittencourt e Beck (2016) chamam a atenção para o fato de diversos pesquisadores desconsiderarem a parcela $\Delta d^2/4d_0$ por ser muito menor do que $\Delta d/2$. Porém, esses autores afirmam que essa consideração não é válida quando se trata de barras com diâmetro pequeno e alto grau de corrosão. Considerando a carga iônica $z = 2$, Δd pode ser calculado conforme Equação (A.21).

$$\Delta d = d_0 - \sqrt{d_0^2 - 4d_0 \cdot 0,00116 i_{corr} t} \quad (A.21)$$

A partir da Equação (A.21), a área de aço (cm^2) após o início da corrosão pode então ser calculada conforme a Equação (A.22), considerando que a taxa de corrosão varia ao longo do tempo (PORTELA; BITTENCOURT; BECK, 2016).

$$As(t) = \frac{n \pi}{4} \left(d_0^2 - 4d_0 \cdot 0,00116 \int_0^t i_{corr}(t) dt \right) \quad (A.22)$$

Onde: n - número de barras de aço;

Substituindo a Equação (4.14) em (A.22) e resolvendo a integral, a área de aço para um determinado tempo é calculada como define a Equação (A.23). Essa equação é utilizada no cálculo das variações de tensão para avaliação da vida útil à fadiga das pontes.

$$As(t) = \begin{cases} \frac{n \pi d_0^2}{4} & t \leq t_{ini} \\ \frac{n \pi d_0}{4} \left\{ d_0 - \left[\frac{(t+0,62)^{0,71}}{175,97} \right] i_{corr}(t_0) \right\} & t > t_{ini} \end{cases} \quad (A.23)$$