

**AVALIAÇÃO DAS NORMAS CORRENTES DIANTE DAS INCERTEZAS DOS
PARÂMETROS DE PROJETO: ESTUDO DA NORMA DE
PONTES DE CONCRETO ARMADO**

DANIEL HIGOR LEITE BRAZ

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DAS NORMAS CORRENTES DIANTE DAS INCERTEZAS DOS
PARÂMETROS DE PROJETO: ESTUDO DA NORMA
DE PONTES DE CONCRETO ARMADO**

DANIEL HIGOR LEITE BRAZ

**ORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JUNIOR
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM – 23A/19
BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO – 2019**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**A AVALIAÇÃO DAS NORMAS CORRENTES DIANTE DAS INCERTEZAS DOS
PARÂMETROS DE PROJETO: ESTUDO DA NORMA
DE PONTES DE CONCRETO ARMADO**

DANIEL HIGOR LEITE BRAZ

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Francisco Evangelista Junior, Ph.D.

(Orientador)

Prof. Luciano Mendes Bezerra, Ph.D.

(Examinador Interno)

Prof. João da Costa Pantoja, Ph.D.

(Examinador Externo)

Brasília/DF, 06 de dezembro de 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

BRAZ, DANIEL HIGOR LEITE

Avaliação das normas correntes diante das incertezas dos parâmetros de projeto: estudo da norma de pontes de concreto armado. [Brasília, Distrito Federal] 2019.

xxii, 86 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2019).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Análise de adequação

2. Projeto

3. Pontes

4. Fadiga

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BRAZ, D. H. L. (2019). Avaliação das normas correntes diante das incertezas dos parâmetros de projeto: estudo da norma de pontes de concreto armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 23A/19 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Daniel Higor Leite Braz.

TÍTULO: Avaliação das normas correntes diante das incertezas dos parâmetros de projeto: estudo da norma de pontes de concreto armado.

GRAU: Mestre em Estruturas e Construção Civil. ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Daniel Higor Leite Braz
SQS 109 Bloco D Ap. 604
CEP: 70372-040 Brasília – DF – Brasil
e-mail: danielhlbraz@gmail.com

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo que Ele é e faz. *Soli Deo Gloria*.

Aos meus pais, Adauto e Márcia, e ao meu irmão, Isaac.

À minha futura esposa, Ruth.

Ao professor Evangelista Junior, por me orientar ao longo de toda a caminhada. Suas sugestões, conselhos e ensinamentos transpõem os limites da pesquisa acadêmica.

Aos professores Luciano Bezerra e João Pantoja, que através de suas recomendações, enriqueceram este trabalho.

À toda equipe docente do Programa de Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, que contribuíram para a minha formação acadêmica e profissional.

Aos amigos e familiares, que sempre me apoiaram e acompanharam, mesmo à distância.

“In the modern competitive world,
the engineering community’s motto should be,
if it works, make it better.”

Choi, Grandhi, Canfield (2006)

RESUMO

O presente trabalho propõe uma metodologia para análise da adequação de projetos diante das incertezas e variabilidades dos seus parâmetros influentes. A metodologia é aplicada no estudo da carga móvel normativa e na verificação da fadiga das armaduras de flexão de seis modelos de pontes, através de simulações de Monte Carlo (MCS). Os resultados são um indicativo adicional para a inadequação do trem-tipo normativo nacional em face do tráfego extrapolado, com base nos momentos fletores últimos gerados. Indicam também que as normas atuais usadas nos projetos de pontes não compreendem suficientemente as variabilidades dos parâmetros geométricos e das propriedades dos materiais. Dessa forma, estimulam-se melhores práticas executivas, controle tecnológico dos materiais e fiscalização quanto ao peso dos veículos em nossas rodovias.

Palavras-chave: análise de adequação, projeto, pontes, fadiga.

ABSTRACT

This research proposes a methodology to analyze the adequacy of the designs in face of the uncertainties and variabilities of their influence parameters. The methodology is applied in the study of the standardized load model and in the fatigue verification of the reinforcements of six bridge models, through Monte Carlo simulations (MCS). The results are an additional indication to the inadequacy of the national design vehicle in face of the extrapolated traffic, based on the generated ultimate bending moments. They also indicate that the current standards used on the bridges' design do not sufficiently comprehend the variabilities of the geometric parameters and materials' properties. Thus better execution practices, technical control of the materials and monitoring of vehicles' weights on our roadways are encouraged.

Keywords: adequacy analysis, design, bridges, fatigue.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 Objetivo geral	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1 CONSIDERAÇÕES ATUAIS PARA PROJETOS DE PONTES	5
2.1.1 Dimensionamento.....	5
2.1.2 Verificação da fadiga das armaduras de flexão.....	7
2.2 CONFIABILIDADE DE MODELOS DE CARGA EM PONTES	10
2.2.1 Publicações internacionais	10
2.2.2 Publicações nacionais.....	18
2.3 FADIGA	21
2.3.1 Considerações gerais	22
2.3.2 Fadiga das armaduras de flexão	28
2.3.3 Estudos de confiabilidade à fadiga em pontes	31
CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA PARA ADEQUAÇÃO DE PROJETOS CORRENTES.....	33
3.1 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	33
3.2 ANÁLISE DE ADEQUAÇÃO DE PROJETOS.....	36
CAPÍTULO 4 – ESTUDOS DE ADEQUAÇÃO	38
4.1 ABORDAGEM PROJETUAL CORRENTE.....	38
4.2 ANÁLISE PROBABILÍSTICA	41
4.2.1 Adequação do modelo de carga normativo	44
4.2.2 Adequação da fadiga das armaduras de flexão	48
4.2.3 Adequação à fadiga com presença simultânea de veículos.....	57
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES.....	61

REFERÊNCIAS	63
APÊNDICE A	67
A.1 Distribuição normal	67
A.2 Distribuição lognormal	69
A.3 Distribuição Weibull.....	70

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Matriz de risco	2
Figura 2.1 - Veículo de projeto TB-450	6
Figura 2.2 - Parâmetros geométricos de uma seção T	9
Figura 2.3 - Formato da curva $S-N$ para resistência à fadiga do aço	10
Figura 2.4 - Papel de probabilidade normal	12
Figura 2.5 - HS20 e carga militar	13
Figura 2.6 - Modelo proposto por Nowak (1995)	13
Figura 2.7 - CDF dos momentos fletores ($ADTT = 1000$ e vão de 36 m)	16
Figura 2.8 - Variação de tensão no tempo	23
Figura 2.9 - Exemplos gerais de curvas $S-N$	24
Figura 2.10 - Regra de Palmgren-Miner	25
Figura 2.11 - Exemplo de contagem de ciclos <i>rainflow</i>	27
Figura 2.12 - Distribuição das Pontes por trem-tipo	29
Figura 2.13 - Fratura por fadiga em barra de armadura	29
Figura 2.14 - Diagrama de vida-constante para alumínio 7075-T6	30
Figura 3.1 - Balança das incertezas	33
Figura 3.2 - Domínio de falha e segurança	34
Figura 3.3 - Representação gráfica do β e da P_f	35
Figura 4.1 - Configuração dos modelos: a) laje maciça; b) duas longarinas; c) longitudinal	39
Figura 4.2 - Caminhão 3S3: espaçamento entre eixos (m) e cargas de eixo	42
Figura 4.3 - Extrapolação do caminhão 3S3 curto	43
Figura 4.4 - Histogramas de U_M e curvas de ajuste normal	46
Figura 4.5 - Comparativo entre P_i (MCS) por modelo - momentos fletores	47
Figura 4.6 - Comparativo entre índices de adequação η (MCS) por modelo - momentos fletores	47
Figura 4.7 - Histogramas de U_F e curvas de ajuste normal: caso 1	50
Figura 4.8 - Histogramas de U_F e curvas de ajuste normal: caso 2	53
Figura 4.9 - Comparativo entre U_F por modelo	54
Figura 4.10 - Comparativo entre P_i (MCS) por modelo - fadiga	55
Figura 4.11 - Comparativo entre os índices de adequação η (MCS) por modelo - fadiga	55
Figura 4.12 - Comparativo entre vida útil exaurida por modelo	56

Figura 4.13 - Situações de presença simultânea	57
Figura 4.14 - Dimensões em metros do 3S3 (à esquerda) e 2S3 (à direita)	58
Figura 4.15 - Situação 1: 3S3 (686,4 kN) e 2S3 (560,1 kN) em fila	58
Figura 4.16 - Situação 2: 3S3 (796 kN) e 2S3 (413 kN) em fila	58
Figura 4.17 - Situação 3: 3S3 (686,4 kN) e 2S3 (560,1 kN), lado a lado	58
Figura 4.18 - Situação 4: 3S3 (818,8 kN) e 2S3 (413 kN), lado a lado	59
Figura 4.19 - Histograma de U_F e curva de ajuste normal: presença simultânea	60
Figura A.1 - Exemplos de função de densidade de probabilidade normal	67
Figura A.2 - Exemplos de função de densidade de probabilidade lognormal para $\mu_Y = 0$	69
Figura A.3 - Exemplos de função de densidade de probabilidade Weibull	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de $\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	8
Tabela 2.2 - Variável z por $ADTT$ e período	17
Tabela 2.3 - N_f de barras embutidas no concreto	30
Tabela 4.1 - Características geométricas dos modelos	39
Tabela 4.2 - Coeficientes de impacto	40
Tabela 4.3 - Momentos fletores dos modelos	40
Tabela 4.4 - Dimensionamento: prática projetual	40
Tabela 4.5 - Parâmetros estatísticos das VA	41
Tabela 4.6 - Valores de z ($ADTT = 73$)	42
Tabela 4.7 - Momentos fletores do caminhão 3S3	43
Tabela 4.8 - μ , V e λ : momentos fletores	44
Tabela 4.9 - μ , η e P_i de Γ_M	45
Tabela 4.10 - Caso 1: μ , β e P_f de G	49
Tabela 4.11 - μ , V e λ : caso 1	49
Tabela 4.12 - Caso 1: μ , V e P_i de Γ_F	50
Tabela 4.13 - Parcela de vida útil exaurida por modelo: caso 1	51
Tabela 4.14 - Parâmetros a e b de $\Delta f_{sd,fad}$ por modelo	51
Tabela 4.15 - Caso 2: μ , β e P_f de G	52
Tabela 4.16 - μ , V e λ : caso 2	52
Tabela 4.17 - Caso 2: μ , V e P_i de Γ_F	52
Tabela 4.18 - Parcela de vida útil exaurida por modelo: caso 2	54
Tabela 4.19 - Probabilidade de ocorrência, momentos e CV: presença simultânea	59
Tabela 4.20 - Resultados de G : presença simultânea	59
Tabela 4.21 - μ , V e λ : presença simultânea	59
Tabela 4.22 - Presença simultânea: μ , V e P_i de Γ_F	60
Tabela A.1 - Probabilidades acumuladas para dados valores de z	68

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

A	amplitude de tensão
a	parâmetro de escala da distribuição Weibull
A_s	área da armadura longitudinal de flexão
b	parâmetro de forma da distribuição Weibull
b_f	largura da mesa colaborante
b_w	largura da alma da seção
d	altura útil da armadura longitudinal de flexão
D_f	domínio da falha
D_s	domínio da segurança
E_s	módulo de elasticidade do aço
f_{ck}	resistência à compressão do concreto
F_d	intensidade da ação de projeto, se M refere-se a momentos
F_g	ação permanente direta, se M refere-se a momentos
F_q	ação variável, se M refere-se a momentos
f_{RS}	função de probabilidade conjunta de R e S
G	função de desempenho para verificação normativa da fadiga
h	espessura da laje ou altura da longarina
h_f	espessura da mesa colaborante
I_{II}	momento de inércia da seção no estágio II
L_b	largura do tabuleiro para pontes em laje ou largura entre eixos de longarina
L_{iv}	dimensão do vão da ponte
L_w	largura do tabuleiro para pontes com duas longarinas
$M_{q,corr}$	momento fletor calculado a partir do TB-450 e corrigido
M_{3S3}	momento fletor gerado pelo caminhão isolado 3S3
N	número de ciclos
n	nº de faixas ou número de transversinas das pontes com duas longarinas
N_f	número de ciclos para falha ou vida à fadiga
P_f	Probabilidade de falha
P_i	Probabilidade de inadequação

R	variável aleatória de resistência ou razão de tensão
S	variável aleatória de solicitação
U	função de variáveis aleatórias análoga à Ω
U_F	fator de fadiga probabilístico das armaduras de flexão
U_M	momento fletor calculado a partir do caminhão isolado 3S3
\mathbf{u}	vetor de variáveis aleatórias
V	coeficiente de variação
x_{II}	posição da linha neutra no estágio II
z	variável normal padrão

Letras Gregas

β	índice de confiabilidade
Γ	função gama, função de adequação
γ	coeficiente de ponderação da combinação de ações
$\Delta f_{sd,fad}$	resistência à fadiga do aço
η	índice de adequação
λ	fator <i>bias</i>
μ	média da distribuição de probabilidade
ρ	coeficiente de correlação
σ	desvio-padrão da distribuição de probabilidade ou tensão
σ_{sd}	resistência à fadiga
σ^2	variância da distribuição de probabilidade
Φ	função cumulativa de probabilidade da distribuição normal padrão
$\phi_{NBR 7188}$	coeficiente de impacto dinâmico segundo a ABNT NBR 7188:2013
$\phi_{NBR 7189}$	coeficiente de impacto dinâmico segundo a ABNT NBR 7187:2003
ψ	coeficiente de ponderação da combinação de ações
Ω	função decorrente dos projetos correntes
Ω_F	fator de fadiga das armaduras de flexão sem variabilidades
Ω_M	momento fletor calculado a partir do trem-tipo TB-450
ω	vetor de variáveis determinísticas

LISTA DE ABREVIATURAS

ADTT	<i>average daily truck traffic</i>
CDF	função cumulativa de probabilidade
CA	concreto armado
CI	cálculo integral
CIA	coeficiente de impacto adicional
CIV	coeficiente de impacto vertical
CNF	coeficiente do número de faixas
ECPL	equação de comprimento-peso limite
EEL	Equações de estado-limite
ELS	Estado-limite de serviço
ELU	Estado-limite último
GVW	<i>gross vehicle weight</i>
MCS	Simulações de Monte Carlo
PBT	peso bruto total
PDF	função de densidade de probabilidade
SGO	Sistema de Gestão de Obras de arte
VA	Variáveis aleatórias
WIM	<i>weigh in motion</i>
Wis-SPV	<i>Wisconsin standard permit vehicle</i>

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
CENTRAN	Centro de Excelência em Engenharia de Transportes
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
LRDF	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
NBR	Norma Técnica brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
OHBDC	<i>Ontario Highway Bridge Design Code</i>
WisDOT	<i>Wisconsin Department of Transportation</i>

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Os projetos estruturais estão mais complexos. Por um lado, existe a demanda por materiais mais eficientes, econômicos e sustentáveis. Por outro, a concepção de estruturas mais esbeltas, arrojadas, além de dimensionamentos que exploram ao máximo a capacidade resistente dos elementos. Incertezas diversas passam a ser incorporadas, da modelagem à execução estrutural, em magnitudes muitas vezes não compreendidas em norma.

“Incerteza” tem diversas conotações, tais como, inacurácia, variabilidade, falta de conhecimento. Na Teoria da Confiabilidade, de modo geral, distinguem-se em dois tipos principais: (1) incertezas epistêmicas ou subjetivas; e (2) incertezas aleatórias, objetivas ou intrínsecas.

O primeiro decorre da falta ou de lacunas de conhecimento. Para reduzi-las, portanto, há de se investigar o fenômeno para melhor entendê-lo. Envolve incertezas estatísticas (e.g. determinação dos momentos estatísticos e distribuição de probabilidade de uma amostra); de decisão (se determinado evento ocorreu ou não); de modelo (originada na representação do comportamento estrutural através de modelos simplificados).

O segundo tipo diz respeito à natureza dos sistemas, componentes e/ou processos envolvidos, considerada não eliminável. Envolve incertezas físicas (aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos, biológicos; variações de carregamento, dimensões, propriedades dos materiais); de previsão (remete a dificuldades de prever eventos ou condições futuras); fenomenológicas (relativas a fenômenos inimagináveis, e.g. sismos, incêndios, acidentes).

Melchers e Beck (2018) acrescentam ao rol os erros humanos. Estes se dão no projeto, execução, uso e intervenção nas estruturas. Exemplificam-se pela não contemplação de certas cargas, escolha equivocada de materiais ou produtos, aplicação de técnicas incorretas, negligência, etc.

Diante desse cenário de aleatoriedade, é imperativo que tratamentos estocásticos sejam adotados nos projetos estruturais. Consequentemente, as normas que os fundamentam que não refletem a variabilidade observada devem ser revisadas e atualizadas. Aquilo que é admitido em norma deve respaldar e cobrir, ou ao menos indicar um caminho para, o que é executado e encontrado na realidade.

As normas de pontes estão incluídas nessa demanda. Para dimensionar tais estruturas, é necessário conhecer e analisar fatores que têm variabilidades e incertezas não abarcadas – adequada ou suficientemente – pelos códigos de projeto.

Dentre estes fatores, as cargas de tráfego merecem atenção adicional por gerarem tensões cíclicas, que levam ao acúmulo de danos. Com a intensificação dos danos, falhas estruturais podem ocorrer. Não à toa, este processo, denominado de fadiga, corresponde a um dos principais estados-limites últimos (ELU) para as pontes, conforme destaca Szerszen e Nowak (2000).

Devido à complexidade do projeto dessas estruturas, estudos estocásticos são interessantes. Ainda mais no contexto brasileiro, onde a carga móvel normativa atual – o trem-tipo TB-450 – tem sido considerada defasada ante às mudanças no perfil, peso e volume de tráfego das rodovias nacionais (ROSSIGALI et al., 2015; JUNGES, PINTO, MIGUEL, 2017).

No panorama das pontes nacionais, sob uma perspectiva de gestão de riscos, essa defasagem é uma informação preocupante, dado o risco estrutural de dimensionamentos aquém das cargas solicitantes e o risco de falhas decorrentes da fadiga dos elementos estruturais. Por “risco”, entenda-se como a relação entre a probabilidade de ocorrência de dado fenômeno danoso e suas consequências, conforme ilustrado na Figura 1.1

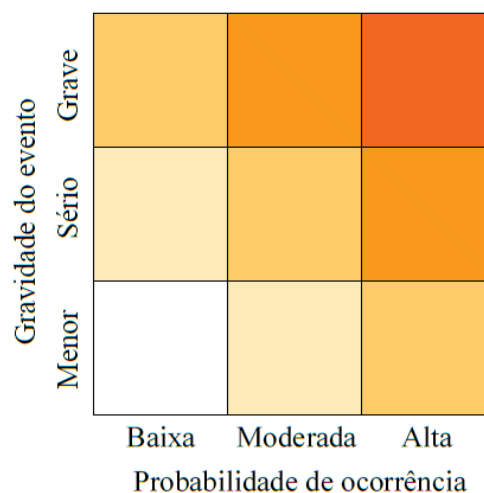


Figura 1.1 - Matriz de risco

Na qual a região mais escura, a de “alto risco” é inaceitável, sendo de desejada eliminação. Na região “moderada”, os riscos devem ser controlados e eliminados, mediante estratégias de redução de melhor custo-benefício. A região branca, de “baixo risco”, alude a situações aceitáveis, toleráveis a depender do usuário.

1.2 JUSTIFICATIVA

Os projetos estruturais demandam normas atualizadas e capazes de refletir as incertezas encontradas na realidade. Nesse contexto, abordagens determinísticas não são suficientes. Logo, propõe-se uma metodologia, baseada em conceitos e ferramentas da Teoria da Confiabilidade, para avaliar quão adequados são os códigos de projeto diante das variabilidades dos seus parâmetros de entrada.

Essa metodologia será aplicada no estudo do trem-tipo normativo nacional e na verificação da fadiga das armaduras de flexão de pontes. A escolha destes objetos de estudo é inspirada pelas recentes pesquisas que apontam para a inadequação do modelo de carga móvel atual da ABNT NBR 7188:2013 (“Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”) frente ao tráfego real. Somado a uma expectativa de aumento da carga, o trem-tipo não seria mais adequado ao dimensionamento, sendo recomendada a sua reformulação.

O presente trabalho justifica-se, portanto, por propor metodologia para avaliação da adequação dos projetos atuais e por aplicá-la aos procedimentos de projeto de pontes, importantes elementos da infraestrutura urbana nacional cujas normas aparentam estar defasadas frente às incertezas registradas na prática.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é propor uma metodologia, baseada em conceitos e ferramentas da Teoria da Confiabilidade, para análise da adequação de projetos diante das incertezas e variabilidades dos seus parâmetros de entrada.

1.3.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos: (1) definir a probabilidade de inadequação dos projetos, P_i , e o índice de adequação, η , como métrica da metodologia proposta; (2) aplicar a metodologia para avaliar a adequação do trem-tipo normativo brasileiro em relação ao modelo de carga baseado em pesagens, a partir dos momentos fletores do estado-limite último; e (3) aplicar a

metodologia para avaliar a adequação do procedimento normativo atual na verificação da fadiga das armaduras de flexão de pontes de concreto armado.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação é dividida em seis capítulos. No primeiro são feitos os comentários sobre a temática, indicando-se as razões que justificam a importância da presente pesquisa e seus objetivos, geral e específicos.

No Capítulo 2, a fundamentação teórica. Primeiramente, são apresentadas as considerações normativas nacionais de dimensionamento de pontes e de verificação da fadiga das armaduras de flexão de estruturas de concreto. Em seguida, serão expostos os estudos de confiabilidade sobre modelos de carga em pontes, internacionais e nacionais. Posteriormente, serão abordados os aspectos significativos para a pesquisa a respeito da fadiga.

No Capítulo 3, apresenta-se a metodologia para análise da adequação de projetos correntes. Ela é baseada em conceitos e ferramentas da Teoria da Confiabilidade, contidas neste mesmo capítulo, e inspirada pelos trabalhos contidos no capítulo anterior.

No Capítulo 4, aplica-se a metodologia nos chamados estudos de adequação, executado em duas etapas. Na primeira, dimensionam-se as armaduras de flexão de seis modelos de ponte de concreto armado seguindo as diretrizes normativas apresentadas no Capítulo 2. Na segunda, executa-se a análise probabilística, avaliando-se o trem-tipo nacional e a fadiga das armaduras dos modelos.

No Capítulo 5, são feitas as conclusões. No sexto e último capítulo, as referências.

CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Na presente seção serão abordados os tópicos fundamentais da pesquisa. Inicialmente, serão apresentadas as considerações normativas nacionais de dimensionamento de pontes e de verificação da fadiga das armaduras de flexão de estruturas de concreto. Conforme os objetivos apresentados, são estes os dois alvos da aplicação da metodologia a ser desenvolvida no próximo capítulo. A problemática levantada consiste em analisar se essas recomendações são adequadas diante das variabilidades observadas na prática.

Em seguida, serão expostos os estudos de confiabilidade sobre modelos de carga em pontes, internacionais e nacionais. Posteriormente, serão abordados os aspectos significativos para a pesquisa em relação à fadiga, com destaque para os estudos de confiabilidade sobre o tema.

2.1 CONSIDERAÇÕES ATUAIS PARA PROJETOS DE PONTES

Visando a uma melhor compreensão, as considerações normativas brasileiras de interesse são divididas quanto aos aspectos de dimensionamento e de verificação da fadiga das armaduras de flexão.

2.1.1 Dimensionamento

Inicialmente, é necessária a determinação das intensidades das ações de projeto F_d . De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, tais ações são determinadas através da combinação última normal, dada pela Equação 2.1.

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_g F_{gik} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} F_{qjk} \right) \quad (2.1)$$

Em que F_{gik} é o valor característico da ação permanente direta i ; F_{q1k} é o valor característico da ação variável principal; F_{qjk} é o valor característico da ação variável secundária j . De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, para pontes em geral, utilizam-se os coeficientes $\gamma_g = 1.35$ (1.00) para ações permanentes diretas agrupadas e $\gamma_q = 1.50$ para ações variáveis consideradas conjuntamente.

Para obtenção dos esforços variáveis, utiliza-se a carga rodoviária padrão TB-450, apresentada na , definida pela ABNT NBR 7188:2013. Além do veículo de projeto, esta norma define os coeficientes de ponderação das cargas verticais móveis *CIV* (impacto vertical), *CNF* (número de faixas) e *CIA* (impacto adicional), dados adiante. O coeficiente de impacto é, destarte, o produto deles.

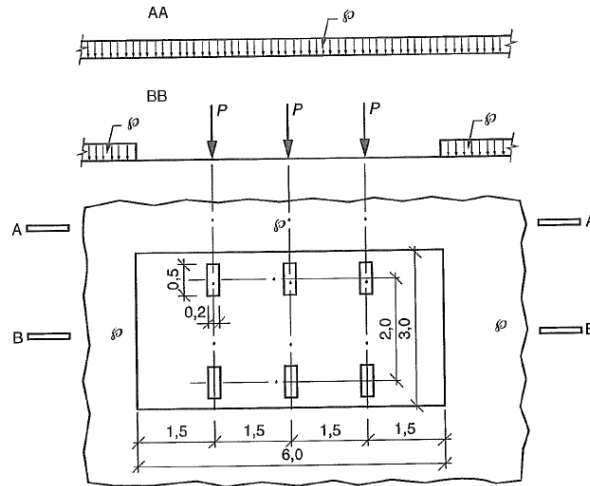


Figura 2.1 - Veículo de projeto TB-450. Fonte: ABNT NBR 7188:2013.

a) Coeficiente de Impacto Vertical: majora todas as cargas móveis verticais características para o dimensionamento. É determinado pelas equações:

$$CIV = \begin{cases} 1.35, & \text{para vãos menores que 10.0 m de comprimento} \\ 1 + 1.06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) & \end{cases} \quad (2.2)$$

Sendo L_{iv} a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos ou o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

b) Coeficiente de Número de Faixas: majora as cargas móveis características, sendo função do número n inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo (não engloba acostamentos e faixas de segurança).

$$CNF = 1 - 0.05(n - 2) > 0.9 \quad (2.3)$$

c) Coeficiente de Impacto Adicional: majora os esforços na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais distantes horizontalmente em até 5,0 m de cada lado da junta ou descontinuidade estrutural devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo *CIA*, definido a seguir.

$$CIA = \begin{cases} 1.25, & \text{para obras em concreto ou mistas} \\ 1.15, & \text{para obras em aço} \end{cases} \quad (2.4)$$

Os coeficientes acima substituem o previsto pela ABNT NBR 7187:2003, dado adiante, em que ℓ é o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado. No caso de vigas em balanço, ℓ é tomado igual a duas vezes o seu comprimento.

$$\varphi = 1.4 - 0.007\ell \geq 1 \quad (2.5)$$

2.1.2 Verificação da fadiga das armaduras de flexão

As verificações estão contidas na seção 23.5 “Estado-limite último de fadiga” da ABNT NBR 6118:2014, que trata das ações de fadiga de média e baixa intensidade e número de repetições de até 2 milhões de ciclos. Além disso, é considerada válida a regra de Palmgren-Miner para a combinação de ações de um determinado espectro de cargas.

O tratamento normativo destaca que a verificação da fadiga pode ser feita considerando uma única intensidade de sollicitação, $F_{d,ser}$, expressa pela combinação frequente de ações, embora o fenômeno seja controlado pela acumulação do efeito deletério de sollicitações repetidas.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad (2.6)$$

É interessante notar que, apesar de ser considerada como um estado limite último (ELU), a norma adota, para a análise da fadiga, uma combinação de ações de estado limite de serviço (ELS). Para a correspondente combinação, no caso da verificação das vigas de pontes rodoviárias, ψ_1 igual a 0,5. Para o cálculo dos esforços solicitantes e verificações das tensões, admite-se o modelo linear elástico com relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto $\alpha_e = 10$, além de $\gamma_f = 1,0$; $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,0$.

No tocante às armaduras, a segurança é satisfeita se a máxima variação de tensão calculada $\Delta\sigma$ para a combinação frequente de cargas atender:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{sd,fad} \quad (2.7)$$

Os valores de resistência à fadiga $\Delta f_{sd,fad}$ são dados na Tabela 2.1, para um número N de 2 milhões de ciclos, armadura passiva e barras nervuradas de alta aderência.

Tabela 2.1 - Valores de $\Delta f_{sd,fiad}$ (MPa)

Caso	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
Barras retas ou dobradas com:								
D < 25 ϕ								
D = 5 ϕ < 20 mm	105	105	105	105	100	95	90	85
D = 8 ϕ \geq 20 mm								

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118:2014.

O cálculo de $\Delta\sigma$ requer o conhecimento da amplitude de tensão a qual está sujeita a armadura, a definição da posição da linha neutra x_{II} e do momento de inércia da seção fissurada de concreto I_{II} . Tais parâmetros são calculados a partir das equações 2.8 e 2.9, respectivamente, considerando uma seção transversal genérica.

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4a_1a_3}}{2a_1} \quad (2.8)$$

Na qual

$$a_1 = b_w$$

$$a_2 = 2 \left[h_f (b_f - b_w) + \alpha_e (A_s + A'_s) \right] \quad (2.9a, b, c)$$

$$a_3 = - \left[h_f^2 (b_f - b_w) + 2\alpha_e (A_s d + A'_s d') \right]$$

E o momento de inércia da seção fissurada:

$$I_{II} = \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left(x_{II} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w (x_{II} - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left[A_s (d - x_{II})^2 + A'_s (d' - x_{II})^2 \right] \quad (2.10)$$

Em que b_w é a largura da alma da seção; b_f é a largura da mesa colaborante; h_f é a espessura da mesa colaborante; A_s é a área de aço da armadura longitudinal de flexão tracionada pelo momento; A'_s é a área de aço da armadura comprimida pelo momento; d é a altura útil da armadura tracionada por ocasião do momento considerado; d' é a altura útil da armadura comprimida por ocasião do momento considerado. Para exemplificação, na Figura 2.2, a indicação destes parâmetros numa seção T submetida a momento fletor positivo.

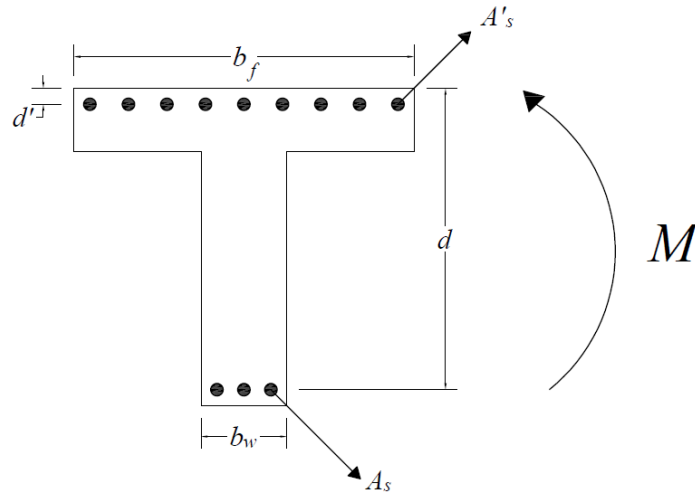


Figura 2.2 - Parâmetros geométricos de uma seção T

A partir destes, a máxima tensão na armadura $\sigma_{\max,s}$, obtida para o máximo momento fletor $M_{d,fad,\max}$ calculado pela Equação 2.6, é dada por:

$$\sigma_{\max,s} = \frac{\alpha_e M_{d,fad,\max} (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (2.11)$$

A tensão mínima $\sigma_{\min,s}$, calculada para o momento fletor mínimo $M_{d,fad,\min}$, é:

$$\sigma_{\min,s} = \frac{\alpha_e M_{d,fad,\min} (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (2.12)$$

Dessa forma, $\Delta\sigma$ é dada pela diferença entre $\sigma_{\max,s}$ e $\sigma_{\min,s}$. A razão $\Delta\sigma/\Delta f_{sd,fad}$, por sua vez, é o chamado fator de fadiga. Quando superior à unidade, indica a necessidade de majoração da área de aço para obtenção de uma resistência à fadiga satisfatória. Nota-se que o fator de fadiga é função das características geométricas das seções (x_{II} e I_{II}), da propriedade dos materiais constituintes (indicado pelo coeficiente α_e) e das ações solicitantes (M_d).

A função da resistência do aço à fadiga, representada em escala logarítmica na Figura 2.3, consiste em segmentos de reta da forma $(\Delta f_{sd,fad})^m \times N = \text{constante}$. Para as barras consideradas no presente trabalho, $N^* = 10^6$, $k_1 = 5$ e $k_2 = 9$.

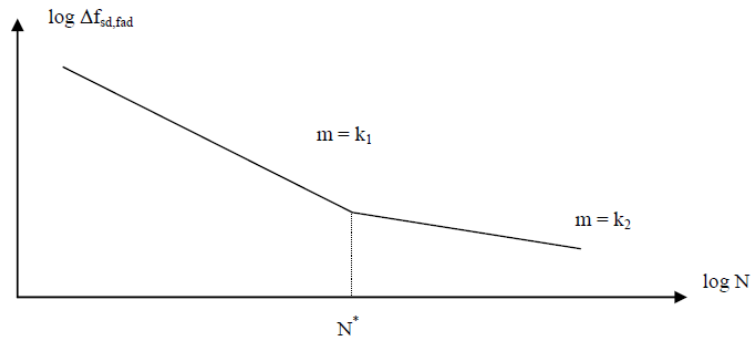


Figura 2.3 - Formato da curva S-N para resistência à fadiga do aço. Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.2 CONFIABILIDADE DE MODELOS DE CARGA EM PONTES

A seguir, os principais estudos de avaliação de modelos de carga em pontes, separados em publicações internacionais e nacionais. Deles, constata-se a tendência de incorporar variabilidades em fatores como as ações do tráfego, a resistência das estruturas, a geometria das seções dos elementos e as propriedades dos materiais constituintes. Os resultados obtidos pelos autores foram utilizados para subsidiar calibrações de normas ao longo dos anos ou apontar incompatibilidades.

2.2.1 Publicações internacionais

Dentre os principais estudos sobre modelos de carga móvel, os trabalhos de Nowak (1993, 1994, 1995, 1999, 2004) são proeminentes. Estes serviram de base para os demais integrantes desta linha de pesquisa.

Nowak (1993) desenvolveu modelos de cargas para pontes rodoviárias que serviram de base para recomendações dos códigos americano (*Load and Resistance Factor Design* LRFD da AASHTO) e canadense (*Ontario Highway Bridge Design Code* OHBDC). Estes modelos são decorrentes de pesquisas de tráfego, medidas *weigh-in-motion* (WIM) e outras observações que englobaram 9250 caminhões pelo Ministério de Transportes de Ontario (MTO).

O autor destaca que as componentes de carregamento — e.g. permanente, acidental estático e dinâmico, ambiental, de colisão, frenagem — são variáveis aleatórias (VA) e, portanto, definidas por funções cumulativas de probabilidade (CDF) e/ou por momentos estatísticos.

Na pesquisa, as cargas permanentes de peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais foram tratadas como VA normais. As ações acidentais, isto é, as produzidas pelos

veículos em trânsito na ponte, dependem do comprimento do vão, do peso do veículo, das cargas de eixo e respectiva configuração, posição transversal e longitudinal do veículo na estrutura, número de veículos, espaçamento entre longarinas e rigidezes dos elementos estruturais (laje e vigas).

Para cada caminhão, foram calculados momentos fletores e esforços cortantes em uma variedade de vãos (9 a 60 m) simplesmente apoiados e dois contínuos de igual dimensão. Os resultados foram plotados em papéis de probabilidade normal (ver Figura 2.4 para exemplo), cuja escala vertical corresponde à variável normal reduzida z . Os valores máximos foram obtidos mediante extrapolação para o horizonte de vida útil de 75 anos.

O estudo também compreendeu os esforços máximos em uma única faixa de tráfego, derivados de um único veículo ou de dois veículos em sequência, de pesos individuais menores que no primeiro caso. Nesta última situação foram utilizados *headways*¹ de 5 a 30 m e coeficientes de correlação ρ iguais a 0, 0,5 e 1 entre os dois veículos. Os momentos críticos foram governados por um único veículo em vão de 40 m; os cortantes críticos em vão de 35 m; e os momentos negativos em vão de 15 m.

Para duas faixas de tráfego, utilizou-se o fator de distribuição de carga por viga. Além disso, o estudo considerou dois casos para a determinação dos esforços máximos: (1) uma faixa completamente carregada e uma sem carga; (2) ambas faixas carregadas com ρ iguais a 0, 0,5 e 1. Os esforços críticos nas vigas internas foram causados por dois veículos lado a lado, de $\rho = 1$, para o peso referente à extrapolação a um período de dois meses.

Nowak (1994) apresenta as considerações que fundamentaram a edição de 1991 do OHBDC, seguindo o mesmo procedimento adotado em 1993. O autor, no entanto, adota um horizonte de 50 anos para a determinação dos valores extremos de esforços, com dados adicionais de mais de 2 mil veículos pesquisados em 1988.

Da mesma forma que no trabalho anterior, os coeficientes de variação (V) dos momentos e cortantes máximos foram calculados pela transformação das CDF plotadas em papéis de probabilidade normal, sendo determinados a partir da inclinação das CDF transformadas. O desvio-padrão corresponde ao inverso da inclinação e a média refere-se ao valor cuja ordenada z é zero, conforme a Figura 2.4.

¹ Definido por Nowak (1993) como a distância entre o eixo traseiro de um veículo e o frontal do subsequente.

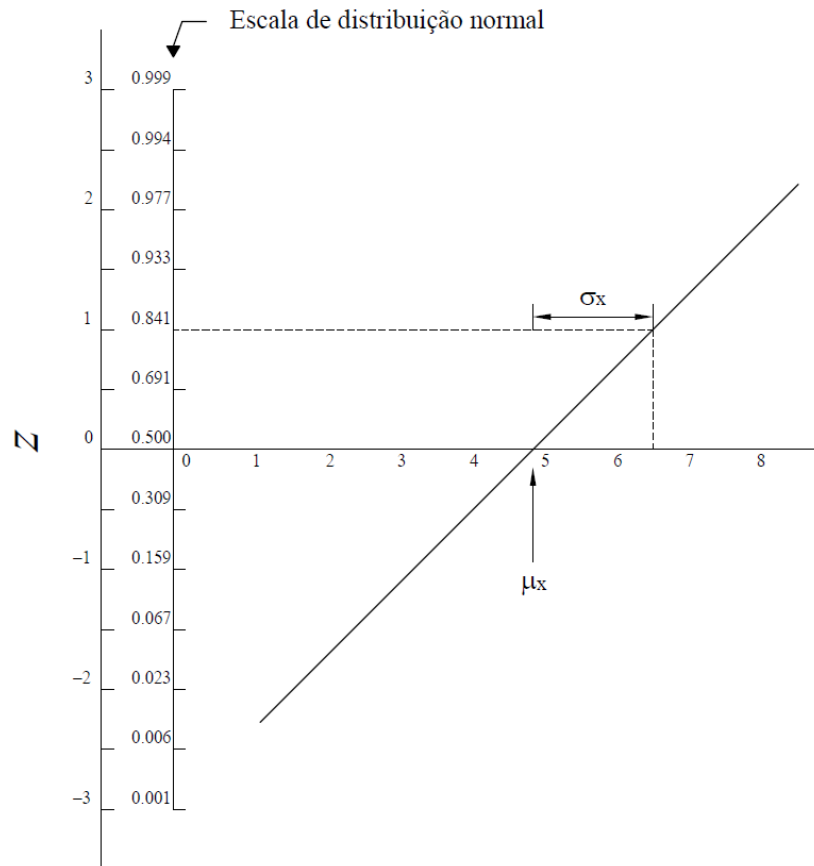


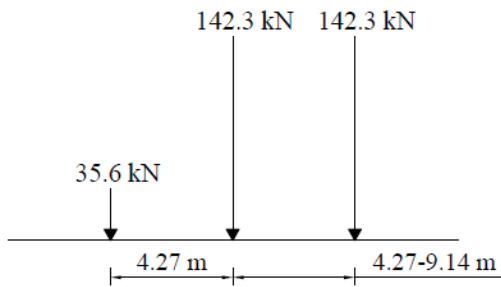
Figura 2.4 - Papel de probabilidade normal.

Constatou-se que para uma faixa de tráfego um único veículo é dominante para vãos de 30 a 40 m. Para duas faixas, dois veículos lado a lado produzem os maiores esforços. Com base nisso, Nowak recomendou o aumento da carga de eixo do veículo de projeto canadense da OHBDC de 1983, até então em vigor, de 140 para 160 kN.

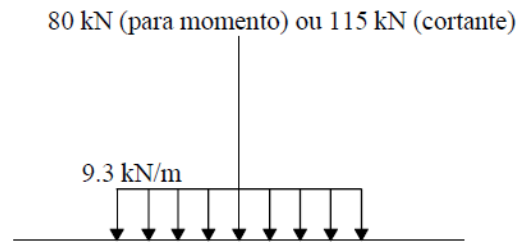
Nowak (1995) expõe os procedimentos usados na calibração do LRFD *Bridge Design Code*, que viria a substituir as especificações da edição de 1992 e se traduzir no relatório técnico 368 da *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) (Nowak, 1999). O objetivo era prover uma reserva uniforme de segurança às estruturas, tendo em vista um nível pré-selecionado de confiabilidade, incorporado por um índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}).

O estudo indica que os momentos e cortantes causados pelos veículos observados nas pesquisas de tráfego são da ordem de 1,5 a 1,8 vezes os esforços de projeto (calculados pela carga normalizada de então, o HS20 ou carga militar, ilustrados na Figura 2.5).

a) Caminhão HS20 padrão



b) HS20 Carga de faixa



c) Carga militar

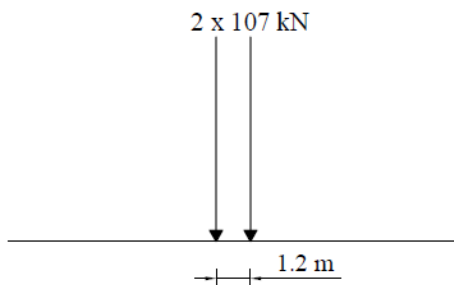
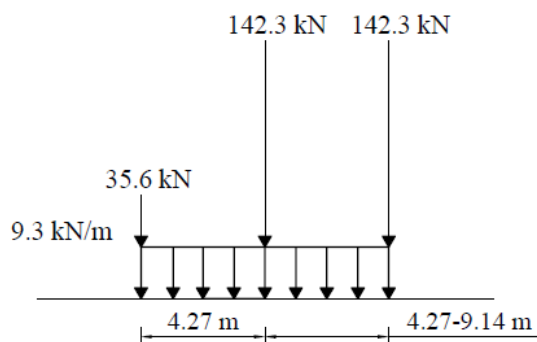


Figura 2.5 - HS20 e carga militar. Fonte: adaptado de Nowak (1995).

Logo, foram propostos novos modelos de carga (Figura 2.6) a partir de dados reais extrapolados para 75 anos (equivalente à vida média das pontes estadunidenses), que foram incorporados ao LRFD *Bridge Design Code*, sob a designação de HL-93.

a) Caminhão e carga uniforme



b) Tandem e carga uniforme

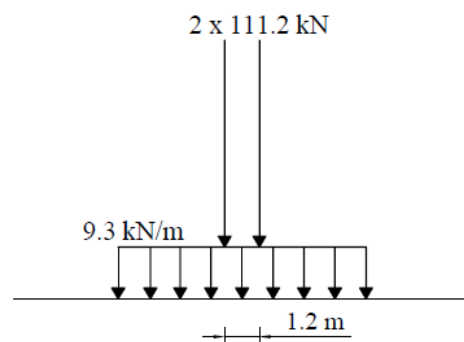


Figura 2.6 - Modelo proposto por Nowak (1995). Fonte: adaptado de Nowak (1995).

Nowak (2004) destaca a porcentagem considerável de estruturas em condições questionáveis somada à limitação de recursos para reparos ou reposições. O cenário descrito remete à idade das estruturas, manutenções inadequadas, espectro crescente de cargas e patologias ambientais. Há, destarte, uma crescente necessidade por avaliações mais precisas da

capacidade de carga de pontes rodoviárias. Propõe-se uma abordagem sistêmica da confiabilidade, ao invés da tradicional análise normativa por componentes. Esta última leva, na maioria dos casos, a valores conservativos devido à redundância e ductilidade.

O trabalho salienta que os parâmetros de solicitação e resistência são VA. Logo, para a verificação da performance estrutural, considera-se a P_f como medida racional. Notou-se que métodos probabilísticos vêm sendo incorporados aos códigos de projeto, porém lhes falta ainda uma compreensão sistêmica dos estados-limite. Elementos secundários (diafragmas, barreiras, passarelas), mesmo que contribuam favoravelmente à confiabilidade global, foram negligenciados nas análises da capacidade de carga (momentos) por não serem projetados para este fim.

Na pesquisa foram assumidas como VA o peso bruto dos veículos (cujos parâmetros estatísticos foram estabelecidos a partir de medidas WIM) e a posição transversal na ponte. Para cada distância do veículo à barreira lateral, calculou-se o β . O índice do sistema foi determinado pela média ponderada destes.

Os modelos utilizados eram pontes de vãos simples, com duas faixas de tráfego, de vigas metálicas com lajes de concreto armado, com vãos de 12 m, 18 m, 24 m e 30 m e três espaçamentos entre vigas (1,8 m, 2,5 m e 3 m). Inicialmente calculou-se os β de cada viga para posterior aferição do β do sistema. Conforme os resultados, constatou-se que os β do sistema resultaram sempre superiores aos individuais, sendo ainda maiores quando os componentes foram tratados como estatisticamente independentes ($\rho = 0$).

Na análise da sensibilidade dos parâmetros influentes, foram considerados a resistência à compressão do concreto f_c' , a largura b efetiva da laje de concreto, a altura h útil da laje, o módulo plástico Z da viga metálica, a tensão f_y de escoamento do aço, o momento D da carga permanente, o momento L da carga acidental e o momento I da ação dinâmica. Os parâmetros mais importantes aludem à resistência, particularmente o Z e a f_y . Em contrapartida, f_c' , b e D não foram significativos para a capacidade de carga.

Zhao e Tabatabai (2012), por seu turno, avaliaram o veículo de permissão padrão de Wisconsin (*Wisconsin standard permit vehicle*, Wis-SPV, de 1.112 kN) frente aos caminhões com excesso de peso que trafegam pelas rodovias do estado. De acordo com o Departamento de Transporte de Wisconsin (WisDOT), são emitidas, em média, 200 licenças diárias de sobrepeso ou para dimensões acima do limite para o tráfego de caminhões. Para tal, utilizaram mais de 6 milhões de pesagens de 2007 de 17 estações WIM no estado, além de registros de licenças entre 2004 a 2007 e modelos de caminhões dos estados vizinhos.

A avaliação do Wis-SPV foi conduzida através da comparação dos máximos momentos e forças cortantes em três tipos de pontes de vigas (simplesmente apoiadas, 2 vãos contínuos e 3 vãos contínuos) de comprimentos de 9 a 43 m. O espectro de caminhões foi dividido em 18 classes/grupos baseado na configuração dos eixos. De cada classe, foram selecionados os 5% veículos mais pesados para comparação com o Wis-SPV. Para os caminhões de 5 eixos, curtos e de uma unidade, foi computada uma probabilidade de 0,1% de exceder os máximos esforços provocados pelo veículo padrão. Em acréscimo, foi proposto um modelo suplementar de 667 kN de 5 eixos, curto (6 a 8,2 m de comprimento) e uma unidade para o projeto de pontes de Wisconsin.

Seguindo metodologia semelhante aos trabalhos prévios, Nowak e Rakoczy (2013) revisaram dados WIM de cerca de 35 milhões de caminhões, de 32 localidades diferentes nos Estados Unidos, para determinação dos parâmetros estatísticos do peso bruto dos veículos (*gross vehicle weight*, GVW) e momentos de carga móvel. Estes foram calculados para vãos simples de 9 a 60 m.

O conjunto de dados inclui número de eixos, espaçamento entre eixos, carga por eixo, GVW e momento produzido pelos veículos (através da CDF, fator λ *bias*², V). As funções CDF são plotadas em papel de probabilidade normal, cuja principal propriedade é representar uma CDF de uma VA normal por uma linha reta.

Os pesos brutos dos veículos tiveram distribuição normal, com médias de 110 kN a 300 kN e máximos de 650 kN a 1100 kN. Os momentos — representados pela razão entre os valores obtidos com os veículos reais e os determinados com o veículo normativo HL-93 (λ), a exemplo do ilustrado na Figura 2.7, na qual cada curva alude a uma localização — apresentaram médias entre 0,2 e 0,4 e máximos de 1,0 a 1,4 (maioria dos casos). O eixo vertical z corresponde às variáveis normais reduzidas para os momentos fletores.

² Refere-se à razão entre o valor médio do momento/cortante pelo valor nominal (de projeto).

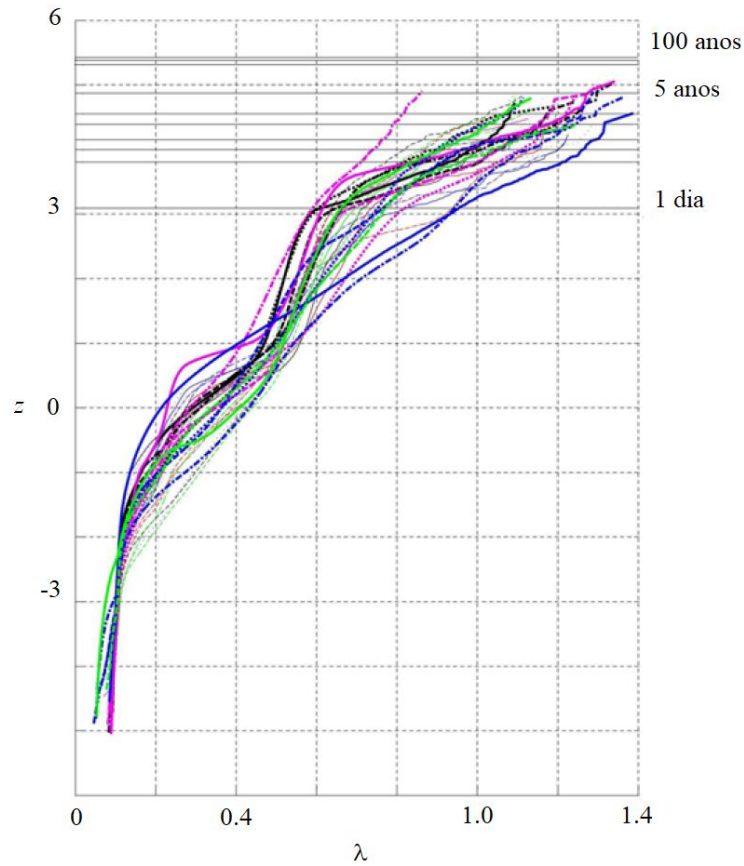


Figura 2.7 - CDF dos momentos fletores ($ADTT = 1000$ e vão de 36 m). Fonte: Nowak e Rakoczy (2013).

Posteriormente, definiram-se os máximos momentos médios para diferentes horizontes de tempo (1 dia, 2 semanas, 1 mês, 2 meses, 6 meses, 1 ano, 5 anos, 50 anos, 75 anos e 100 anos), considerando cinco valores médios de tráfego de caminhões (*average daily truck traffic*, $ADTT$): 250, 1000, 2500, 5000 e 10000, conforme a Equação 2.13 e Tabela 2.2. Os horizontes de 1 dia, 5 anos e 100 anos estão destacados na figura anterior. Os momentos máximos são obtidos diretamente da leitura do λ (eixo horizontal) correspondente à coordenada vertical do horizonte temporal considerado.

$$z_{\max} = -\Phi^{-1}\left(\frac{1}{ADTT}\right) \quad (2.13)$$

Tabela 2.2 - Variável z por ADTT e período

	ADTT				
	250	1.000	2.500	5.000	10.000
1 dia	2,65	3,09	3,35	3,54	3,72
2 semanas	3,44	3,80	4,02	4,18	4,34
1 mês	3,65	3,99	4,20	4,35	4,50
2 meses	3,82	4,15	4,35	4,50	4,65
6 meses	4,08	4,39	4,59	4,73	4,87
1 ano	4,24	4,55	4,73	4,87	5,01
5 anos	4,59	4,87	5,05	5,18	5,31
50 anos	5,05	5,31	5,47	5,60	5,72
75 anos	5,13	5,38	5,55	5,67	5,78
100 anos	5,18	5,44	5,60	5,72	5,83

Fonte: Nowak e Rakoczy (2013).

Anitori, Casas e Ghosn (2017) apresentam uma abordagem para a calibração da confiabilidade de um modelo de carga móvel aplicável para a análise de elementos finitos (FEA) de modelos em grelha e tridimensionais de sistemas de pontes, em alternativa à avaliação tradicional plana combinada com os fatores de distribuição de carga adotados no procedimento da norma americana (AASHTO LRFD). A última pode não prover um nível de acurácia adequado a casos especiais, como em pontes existentes que não têm uma margem de segurança razoável ou quando são expostas a caminhões excepcionalmente pesados (*overweighted*, OW).

O objetivo dos pesquisadores foi fornecer um modelo de carga móvel e metodologia para analisar pontes que estão no limite de suas cargas admissíveis. Para estes casos, estudos mais detalhados poderão evitar custos relativos a reforços estruturais ou a restrições de carga, além de refletir mais apropriadamente a intensidade real de tráfego observado *in situ*, baseado em dados WIM (peso do eixo, espaçamento entre eixos, GVW, tráfego da faixa e tempo de chegada).

Na pesquisa foram coletados dados de 20 estações WIM espalhadas em rodovias do estado de Nova York. O número de veículos OW variaram entre 11,7% e 26,6% do total de caminhões. Os novos modelos propostos são aplicáveis para novas estruturas de 75 anos de vida útil ou para classificação de pontes existentes para períodos de 5 anos. O foco é em vãos simples de comprimento pequeno a médio (15, 20, 30, 40 e 60 m) e seções mistas de múltiplas vigas metálicas (4, 6, 8 ou 10), espaçadas transversalmente em 1,2; 1,8; 2,4; 3 e 3,6 m.

Como visto, dados de estações de *weigh-in-motion* vêm sendo aplicados para calibração de modelos de carga, de fatores de carregamento específicos à estrutura em análise e avaliação do tráfego. Quando instalados em pavimentos, sistemas WIM são capazes de registrar os pesos

por eixo de caminhões, espaçamento entre eixos e peso bruto total. Ao serem aplicados em pontes, são denominados B-WIM (*bridge weigh-in-motion*).

A maior vantagem é ser de implementação não destrutiva e ser hábil na provisão de dados de tráfego não viesados (LYDON *et al.*, 2015). Os sensores de deformação são posicionados e aplicados na parte inferior da superestrutura e, através de algoritmos convertem as deformações em pesos dos eixos. Permitem, desta forma, uma gestão eficiente e econômica das redes de transporte, sendo uma ferramenta valiosa na avaliação da segurança das pontes. Ao fornecer dados de tráfego específicos do local, podem subsidiar a avaliação da capacidade resistente das estruturas, especialmente daquelas em que já existem processos de deterioração e onde é necessário verificar se a reduzida capacidade portante é suficiente para a operação.

Apesar dessas vantagens, os sistemas B-WIM tradicionais têm como grande desvantagem a incapacidade de lidar com mais de um veículo na ponte ao mesmo tempo. Outro problema é a consideração dos efeitos de presença múltipla de veículos pesados em pontes onde há mais de uma faixa em cada sentido de trânsito. Como alternativa, Lydon *et al.* propõem avanços nos sistemas tradicionais, como a utilização de sistemas de fibra óptica.

2.2.2 Publicações nacionais

Particularmente no cenário nacional, destacam-se os trabalhos de Ferreira, Nowak e Debs (2008), Rossigali *et al.* (2015), Junges, Pinto e Miguel (2017) e Portela *et al.* (2017).

Ferreira (2006) e Ferreira, Nowak e Debs (2008) verificam o desempenho das obras de arte sob a jurisdição do DER-SP, considerando um total 60 pontes (8 em laje; 23 com duas longarinas; 11 com cinco longarinas e transversinas; 8 com cinco longarinas sem transversinas; e 10 com seção circular). Características de resistência — resistência à compressão do concreto f_c ; tensão de escoamento do aço das armaduras ativa f_{pu} e passiva f_y ; módulos de elasticidade do aço das armaduras ativa E_p e passiva E_s ; áreas de armadura — e geométricas — altura e largura da mesa da viga, altura da viga e largura da alma, altura útil — são tratadas como VA.

Além disso, definem um modelo de carga móvel baseado em pesagens de caminhões feitas pela Centrovias Sistemas Rodoviários S/A, concessionária responsável por trechos rodoviários no Estado de São Paulo. O conjunto de dados refere-se a 184603 pesagens, entre janeiro de 2001 e outubro de 2002. Os pesos máximos foram extrapolados em papel de probabilidade normal para um horizonte de vida útil de 50 anos e foram analisadas duas situações: (1) caminhão isolado sobre a ponte; (2) presença simultânea de 2 caminhões, correlacionados ou não, lado a lado e em fila. Para o caso (1), o desvio-padrão é dado pelo

inverso da inclinação da reta de regressão linear da extrapolação e a média do peso extrapolado é o peso bruto máximo aos 50 anos.

Definidos os parâmetros, calcularam-se os máximos momentos fletores positivos e negativos, quando existentes. Dos resultados preliminares, determinaram-se os índices de confiabilidade β nas seções mais solicitadas. Constatou-se que as pontes de menor vão, para uma mesma classe (36 ou 45) e sistema estrutural, apresentaram menores β para os momentos fletores positivos. Pontes de tabuleiros estreitos com transversinas e 5 longarinas apresentaram β superiores às sem transversinas. Com tabuleiros largos, ocorreu o contrário. Os β dos modelos de concreto protendido foram maiores que os obtidos para as pontes de concreto armado.

Por fim, propõem equações de comprimento-peso limite (ECPL) de modo a restringir o peso dos veículos que geram índices inferiores aos β_{alvo} , admitidos iguais a 4,0 (pontes de 2 e 5 vigas sem transversinas) ou 3,5 (demais sistemas) para o estado-limite último e estado-limite de serviço.

Por seu turno, Rossigali *et al.* demonstram que o desenvolvimento de novos modelos de cargas móveis para o projeto de pontes rodoviárias no Brasil – a partir de dados de tráfego real, simulações, modelagens analítico-numéricas e extrapolações – está em expansão. Os autores explicitam que a tendência se justifica pelo fato de o trem-tipo normativo, o TB-450 da ABNT NBR 7188:1982 (ainda em vigor na versão mais atual da mesma norma), não ser mais apropriado para representar os efeitos do tráfego real atual nas pontes nacionais.

A análise foi feita em pontes de pista simples de duas faixas de tráfego, compostas por dois tipos de sistemas de duas longarinas, com vãos de 10 m a 40 m e balanços de 2,5 m a 10 m, totalizando 24 estruturas. Comparou-se os efeitos estáticos produzidos por veículos pesados reais com aqueles advindos dos veículos normativos da NB-6 e NBR 7188:1982.

O conjunto de dados de tráfego real foi formado por medições da estação de pesagem na rodovia estadual paulista SP-348, administrada pela Concessionária CCR AutoBan, durante 14 dias consecutivos em 2011 e 6 dias em junho de 2008; do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em quinze estações WIM em vários estados brasileiros, entre 1999 e 2002; do Centro de Excelência em Engenharia de Transportes (CENTRAN), em 109 estações em rodovias federais durante 7 dias em 2005; da Concessionária Ecovia, em estações de pesagem localizadas na BR-277, com dados de 28 dias de junho de 2008. Foram computadas 29 classes de veículos, para as quais definiram-se distribuições de probabilidade via *goodness-of-fit test* (Chi-squared e Kolmogorov-Smirnov).

Os casos mais críticos verificados foram para as pontes de tabuleiro estreito. As forças cortantes calculadas pelo procedimento baseado nos dados de tráfego nas pontes simplesmente apoiadas excederam, em média, 50% os esforços obtidos a partir do veículo da NB-6. Nas pontes com balanços, os momentos positivos foram 53% superiores e os negativos 75%. Quando comparados com o veículo normativo da ABNT NBR 7188:1982, os momentos negativos nos balanços excederam, em média, 48%. Esta norma forneceu valores conservadores apenas para momentos negativos nas pontes contínuas de tabuleiro largo de vãos de 30 m e 40 m.

O trabalho de Junges, Pinto e Miguel (2017) destaca-se por apresentar resultados da aplicação de um sistema B-WIM, baseado no algoritmo de Moses, na ponte sobre o Rio Lambari, na BR-153 km 135, no município de Uruaçu no Estado de Goiás. Esta é formada por duas pistas de tráfego; quatro longarinas sobre pilares, de vão aproximado de 15 m com balanços nas extremidades, totalizando 22.5 m; e cinco transversinas: uma no meio do vão, duas sobre os pilares e duas nas extremidades.

O sistema empregado foi capaz de detectar com boa precisão o espaçamento entre os eixos. O peso bruto total (PBT ou GVW) dos veículos apresentou erros médios inferiores a 3% quando comparados com os pesos obtidos em balança estática, com erro máximo de 8,70% para uma das pistas.

A estrutura foi monitorada entre novembro de 2013 e janeiro de 2014. Veículos de três eixos compuseram 52% do total do tráfego. Em termos de momentos fletores máximos, os veículos de três, quatro e cinco eixos contribuíram significativamente com os maiores valores, apresentando momentos de mesma ordem de grandeza daqueles gerados por veículos com mais de seis eixos. O fator de amplificação dinâmica³ encontrado foi de 1,31 e constatou-se que os veículos de PBT baixo geraram elevados valores de coeficientes de impacto.

Apesar da proposta de Junges, Pinto e Miguel (2017), Portela *et al.* (2017) ressaltam a não utilização de estações WIM na maioria dos estados brasileiros, sendo a maior parte das pesquisas em cargas de tráfego feitas com dados de balanças estacionárias instaladas ao longo de rodovias pertencentes a concessionárias. Disso decorre a preocupação de veículos pesados evitarem as balanças, enviesando os dados para amostras reduzidas de veículos desta natureza. Os autores se propõem, portanto, a apresentar uma base de dados confiável de tráfego.

Para transpor a problemática mencionada, foram utilizados dados WIM coletados em uma estação na Rodovia Fernão Dias (BR-381, que conecta Minas Gerais a São Paulo com duas

³ DAF é dado pela razão entre a resposta dinâmica medida e a estática.

faixas adjacentes no mesmo sentido), durante treze meses, de setembro de 2015 a setembro de 2016. A estação forneceu, após a filtragem dos dados, 3000 veículos por dia, a partir dos quais definiram-se os GVW, velocidade, faixa, número de eixos, peso por eixo e tempo de passagem. O estudo focou em vãos de 6,1 m a 91,4 m.

Durante o período, verificou-se que o ADTT varia de 1972 a 3743 caminhões com V entre 21% e 56%. Os veículos de três eixos foram os mais comuns. O peso médio do total de 1145766 caminhões foi de 24,29 ton., com desvio-padrão de 13,94 ton. A velocidade média foi de 79,58 km/h, com desvio-padrão de 10,10 km/h.

Para a avaliação da presença múltipla de caminhões, considerou-se a frequência (relativa à probabilidade de dois veículos estarem simultaneamente sobre a estrutura) e o GVW na ponte. Foram adotados quatro padrões: (1) único veículo sobre a ponte; (2) dois caminhões na mesma faixa com distância entre o primeiro eixo do primeiro caminhão ao eixo traseiro do segundo menor que o vão da ponte; (3) dois caminhões em faixas adjacentes com sobreposição mínima de metade do comprimento do primeiro veículo e mesma distância entre eixos que o caso anterior; (4) dois caminhões em faixas adjacentes com sobreposição menor que metade do comprimento do primeiro veículo e mesma distância entre eixos que o caso anterior.

Para a avaliação da posição relativa entre caminhões é necessário saber em qual faixa se trafega, a velocidade e o tempo que o veículo passa pelo sensor (resolução recomendada de 0,01 s). Nos dados coletados, para a grande maioria dos vãos, a situação (4) foi a predominante. Verifica-se também a tendência geral de todos os eventos de presença múltipla aumentarem com o aumento do volume de tráfego. O estudo também indica que não há correlação forte entre os GVW das duas faixas. Para a situação (3), as probabilidades de ocorrência resultaram inferiores a 0,02%. A maior probabilidade de múltipla presença se deu para o caso (2), totalizando 0,185%.

2.3 FADIGA

Nesta seção tratar-se-á da fadiga, com foco nas armaduras de flexão das estruturas de concreto armado. O objetivo é apresentar o fenômeno de modo a indicar quais parâmetros o influenciam. Adicionalmente, estudos de confiabilidade de fadiga em pontes são expostos. Assim como os estudos tratados na seção anterior, estes também servirão de inspiração para a aplicação da metodologia desenvolvida neste trabalho.

2.3.1 Considerações gerais

Fadiga é uma forma de falha que ocorre em estruturas submetidas a cargas repetidas que geram tensões cíclicas. A falha se dá em três estágios: (1) início da fissuração, nos pontos de maior concentração de tensões; (2) propagação das fissuras, com avanço incrementado para cada ciclo; (3) falha, que ocorre rapidamente uma vez que a fissura atinge um tamanho crítico. No geral, identificam-se três modos de flutuação de tensão no tempo, conforme a Figura 2.8.

O modo representado em (a) é o ciclo de tensão reverso, em que a tensão alterna entre um máximo σ_{\max} e mínimo σ_{\min} de mesmas magnitudes, isto é, a tensão média $\sigma_m = 0$. Em (b), exemplifica-se o ciclo de tensão repetido, em que há assimetria entre as tensões σ_{\max} e σ_{\min} ; um caso particular se dá quando σ_{\min} é nula (ciclo de zero para tração). Em (c), o ciclo de tensão aleatório. A este, por exemplo, estão associadas as tensões geradas por cargas de tráfego, que segundo Crespo-Minguillón e Casas (1997) são o efeito mais importante para a deterioração por fadiga em pontes de vãos pequenos e médios (até 60 m de comprimento).

Na Equação 2.14, a expressão matemática para a amplitude de tensões σ_a , em que $\Delta\sigma$ corresponde à variação de tensão.

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \quad (2.14)$$

Na Equação 2.15, definem-se as razões de tensão R e de amplitude A , que podem ser utilizadas na caracterização dos modos doravante apresentados. Para o modo dado na Figura 2.8a, por exemplo, tem-se R igual a -1.

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (2.15a, b)$$
$$A = \frac{\sigma_a}{\sigma_m}$$

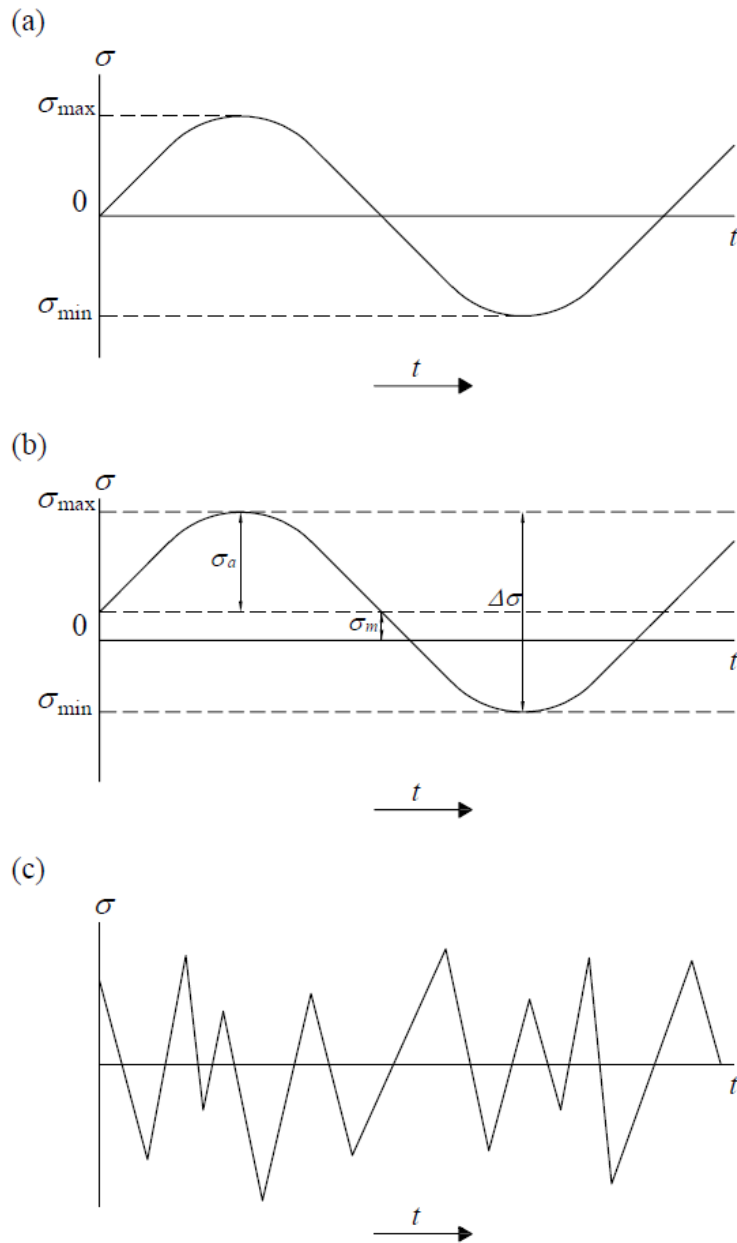


Figura 2.8 - Variação de tensão no tempo

Assim como outras propriedades, a fadiga dos materiais pode ser determinada através de ensaios. Destes advém as curvas $S-N$ (*stress-number of cycles*), exemplificadas na Figura 2.9. Usualmente, plotam-se os resultados para N em escala logarítmica, uma vez que o número de ciclos para a falha, ou vida à fadiga N_f , muda rapidamente com o nível de tensão e pode variar em diversas ordens de magnitude (DOWLING, 2013). Da análise do gráfico, verifica-se que para maiores níveis de tensão (eixo vertical), menores os números de ciclos (eixo horizontal) que os materiais suportam antes da falha.

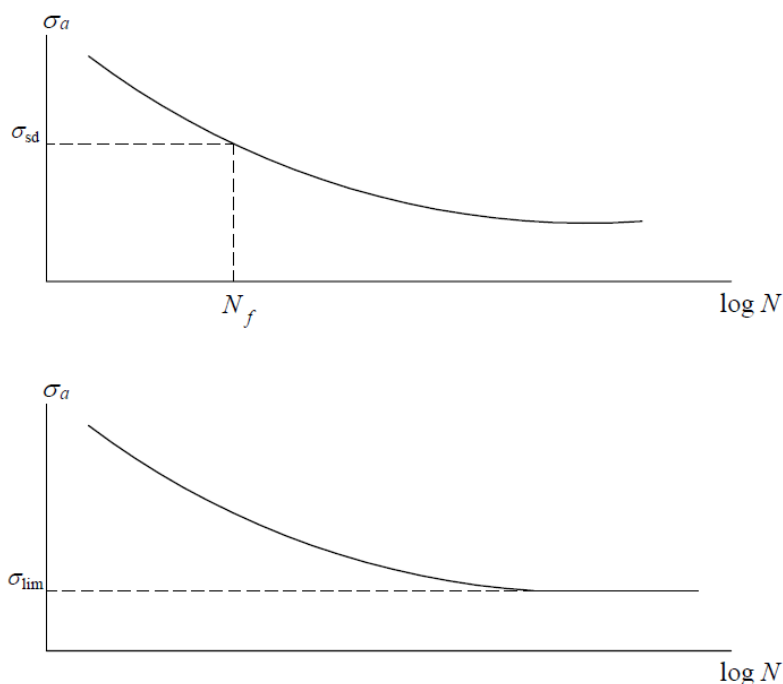


Figura 2.9 – Exemplos gerais de curvas S-N

Das curvas acima identificam-se dois comportamentos. Para ligas não ferrosas (e.g. alumínio, cobre, magnésio), as curvas continuam a decrescer com o aumento de N . Para tais materiais, define-se a resistência à fadiga (σ_{sd}), que é a amplitude de tensão para um determinado N . Para algumas ligas ferrosas, de titânio e para o aço com baixa-liga, as curvas S-N apresentam um patamar de tensão para elevados números de ciclos, o limite de fadiga (σ_{lim}), abaixo do qual, em condições ordinárias, a falha por fadiga não ocorre.

O comportamento à fadiga também é classificado em dois domínios: baixo-ciclo e alto-ciclo. O primeiro está associado a altas cargas que produzem não só deformações elásticas, bem como algumas plásticas durante cada ciclo; nestes, as N_f são relativamente curtas, da ordem de 10^4 a 10^5 ciclos. O último caracteriza-se por deformações elásticas e maiores valores de N_f (superiores a 10^4 e 10^5 ciclos, a depender do material).

Acrescido às cargas, outros fatores influenciam a vida à fadiga. Intensidade das tensões médias, características geométricas, efeitos de superfície, variáveis metalúrgicas e ambientais devem ser consideradas.

Para um mesmo material, quanto maior a intensidade da σ_m , menor a N_f . Aspectos superficiais como nódulos, descontinuidades, orifícios, dentes e outras irregularidades geram concentração de tensões e podem atuar como *site* de iniciação de fissuras. Tensões térmicas, mesmo na ausência de mecânicas, originadas de restrições à expansão/contração dimensional dos materiais contribuem para decréscimos de N_f . Ataques químicos também são prejudiciais, ao aumentarem a taxa de propagação ou gerarem pontos de nucleação de fissuras.

A compreensão destes fatores torna o fenômeno complexo. Além destes, salienta-se a ocorrência de ciclos de tensão de amplitude variável (Figura 2.8c), especialmente em estruturas como pontes, sujeitas ao tráfego de diferentes veículos. Nestes casos, para a estimativa da falha por fadiga, aplica-se a regra de Palmgren-Miner, de acumulação de dano:

$$\frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \frac{N_3}{N_{f3}} + \dots = \sum \frac{N_j}{N_{fj}} = 1 \quad (2.16)$$

A regra, empregada inicialmente por A. Palmgren na década de 1920 e difundida por M. A. Miner em 1945, estabelece que a falha se dá quando 100% da vida útil do elemento estrutural é exaurida. Cada parcela refere-se a uma porção da vida “gasta”, sendo N_j o número de ciclos aplicado para uma determinada σ_{aj} , como ilustrado na Figura 2.10.

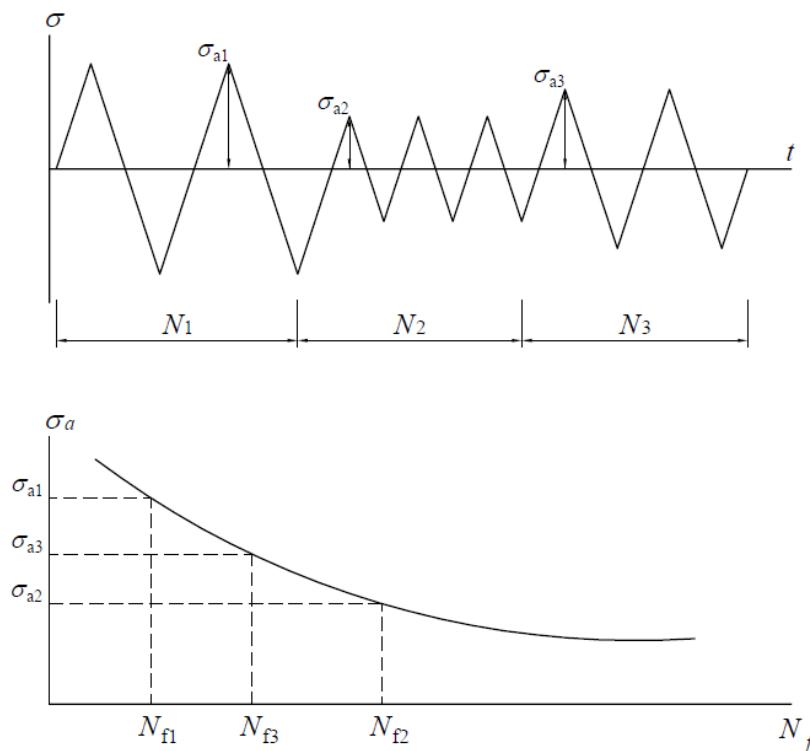


Figura 2.10 - Regra de Palmgren-Miner

Esta metodologia se consolidou na literatura e foi incorporada pelos códigos de projeto, dentre os quais, o brasileiro. Em situações de variações altamente irregulares de carga com o tempo, no entanto, a definição de ciclos conforme a regra de Palmgren-Miner é dificultada. Para tais situações, o procedimento *rainflow* de contagem de ciclos – desenvolvido por Tatsuo Endo e M. Matsuishi em 1968 – é aplicável.

Conforme a norma ASTM E1049-85 (2017), *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, o procedimento *rainflow* se dá conforme os passos adiante. Seja X a variação

de tensão em consideração, dada pela diferença entre dois valores de tensão; Y a variação prévia adjacente à X ; e S , o ponto de partida do histórico de tensões.

- 1) Leia a próxima tensão de pico (máximo local) ou de vale (mínimo local). Se finalizados os dados, proceda ao Passo 6.
- 2) Se existem menos de três pontos (tensões), proceda ao Passo 1. Forme variações de tensão X e Y a partir dos três picos ou vales mais recentes que não foram descartados.
- 3) Compare os valores absolutos das variações X e Y .
 - a) Se $X < Y$, proceda ao Passo 1.
 - b) Se $X \geq Y$, proceda ao Passo 4.
- 4) Se Y contém o ponto de partida S , proceda ao Passo 5; por outro lado, contabilize Y como um ciclo; descarte o pico e o vale de Y ; e proceda ao Passo 2.
- 5) Contabilize Y como meio-ciclo; descarte o primeiro ponto (pico ou vale) em Y ; mova o ponto de partida para o segundo ponto de Y ; e proceda ao Passo 2.
- 6) Contabilize cada variação que não foi previamente contabilizada como meio-ciclo.

Para o exemplo ilustrado na Figura 2.11, segue a descrição pormenorizada da contagem. Em (a), o histórico de tensões.

- (1) $S = A$; $Y = |A - B|$; $X = |B - C|$; $X > Y$. Y contém S (ponto A). Conta-se $|A - B|$ como meio-ciclo e descarta-se o ponto A ; $S = B$. Ver Figura 2.9b.
- (2) $Y = |B - C|$; $X = |C - D|$; $X > Y$. Y contém S (ponto B). Conta-se $|B - C|$ como meio-ciclo e descarta-se o ponto B ; $S = C$. Ver Figura 2.9c.
- (3) $Y = |C - D|$; $X = |D - E|$; $X < Y$.
- (4) $Y = |D - E|$; $X = |E - F|$; $X < Y$.
- (5) $Y = |E - F|$; $X = |F - G|$; $X > Y$. Conta-se $|E - F|$ como um ciclo e descarta-se os pontos E e F . Ver Figura 2.9d.
- (6) $Y = |C - D|$; $X = |D - G|$; $X > Y$; Y contém S (ponto C). Conta-se $|C - D|$ como meio-ciclo e descarta-se o ponto C . $S = D$. Ver Figura 2.9e.
- (7) $Y = |D - G|$; $X = |G - H|$; $X < Y$.
- (8) $Y = |G - H|$; $X = |H - I|$; $X < Y$. Fim dos dados.
- (9) Contabiliza-se $|D - G|$, $|G - H|$ e $|H - I|$ como meios-ciclos.

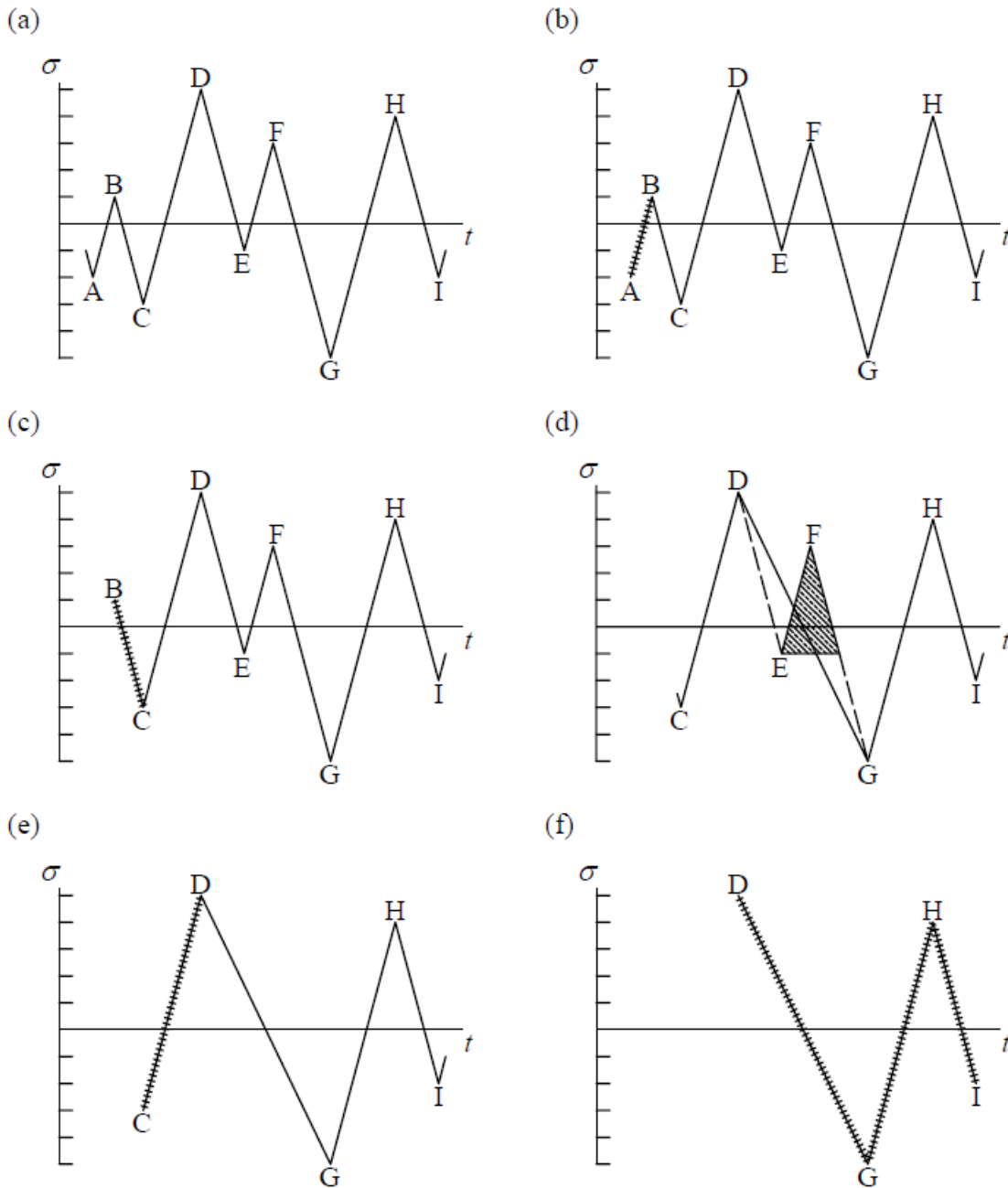


Figura 2.11 - Exemplo de contagem de ciclos *rainflow*. Fonte: E1049 - 85 (2017).

A rotina supracitada está implementada no MATLAB R2019b, na função `rainflow`. Para um dado histórico de tensões x de dimensão dim , a `rainflow(x)` retorna uma matriz $(dim,5)$ cujas colunas são: o número de ciclos (1 ou 0,5, conforme critérios mencionados), a variação de tensão, a tensão média, a posição inicial e posição final das tensões relativas ao ciclo contabilizado. Tal função será aplicada nas análises futuras para a determinação da vida útil exaurida dos elementos estruturais em estudo. Para este fim, será empregada a Equação 2.17.

$$N_f = \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{\sigma_{\max} \sigma_a}}{\sigma_f} \right)^{-b} \quad (2.17)$$

Em que σ_f e b são constantes provenientes das curvas $S-N$ de ensaios em que as amostras são submetidas a ciclos de tensão reverso. Para o aço SAE 1015 (0.15% de carbono; conteúdo similar aos aços CA-50), $\sigma_f = 1020$ MPa e $b = -0,138$ (DOWLING, 2013). Na ausência de dados do CA-50, esses valores serão utilizados no presente trabalho.

2.3.2 Fadiga das armaduras de flexão

O relatório do Instituto Americano de Concreto ACI 215R-74 *Considerations for design of Concrete Structures subjected to Fatigue Loading* (ACI, 1997) considera que a resistência à fadiga das barras de aço não tem sido um fator significativo na aplicação delas como armaduras de flexão nas estruturas de concreto. No entanto, a tendência em direção a procedimentos de dimensionamento no estado-limite último e ao aumento da magnitude e volume das cargas torna o fenômeno razão de maior preocupação para os projetistas.

Tal como o ACI, Kopas *et al.* (2016) ressaltam que, apesar de a fadiga não constituir até então um problema – segundo os pesquisadores, não há registros de fraturas por fadiga em pontes de concreto armado em condições normais de serviço – as cargas cíclicas têm se tornado cada vez mais severas, de modo a reduzir, progressivamente, a margem de reserva de resistência das armaduras de flexão. Para o cenário brasileiro, este último aspecto é expressivo.

Mendes (2009) reuniu dados de um total de 5619 pontes rodoviárias federais brasileiras, equivalentes a 3,98 milhões de m² de área de tabuleiro. Do total, há 2316 pontes em que não consta informação do ano de construção. Ao excluí-las, 70% do número de pontes restantes têm idade superior a 30 anos (contados do ano da pesquisa).

Resultados semelhantes são apresentados por Oliveira, Greco e Bittencourt (2019), que tratam de inventário finalizado em 2017 pelo DNIT para alimentar o Sistema de Gestão de Obras de arte (SGO). Do total de 4725 pontes, apenas 22% (1032) têm o registro da idade. Destes, 265 pontes foram construídas antes de 1960 e 531 entre 1960 e 1975. Em termos de carga móvel, do total de 2025 registros, 75% apresentaram sobrecarga: 256 pontes com projetos para cargas de eixo de até 24 kN e 1260 para até 36 kN.

Dado alarmante é expresso na Figura 2.12, que mostra a distribuição dos trens-tipo utilizados em projeto segundo Mendes (2009). Nota-se que, considerando apenas o conjunto no qual há informação do veículo de projeto adotado, 90% do total de pontes estariam defasadas quanto ao trem-tipo vigente (TB-450). Na eventual constatação de que o TB-450 não seja

representativo do tráfego real contemporâneo ou não corresponda a uma prospecção do aumento das cargas rodoviárias, este dado merece preocupação e estimula uma adequação/atualização procedimental-normativa.

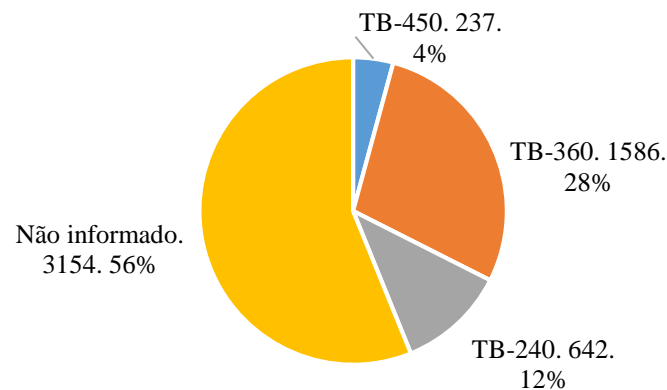


Figura 2.12 - Distribuição das Pontes por trem-tipo. Fonte: Mendes (2009).

Na Figura 2.13 tem-se um exemplo de uma típica fratura por fadiga em barra de armadura de flexão. A orientação da barra é a mesma em que estava na viga submetida aos repetidos ciclos de carga. A região lisa e opaca é a da fratura. A região de superfície mais rugosa, com certo brilho, corresponde àquela que rompeu após o enfraquecimento da barra devido à fratura pela fadiga. Esta teve início ao longo da lateral do corpo-de-prova, na base de uma das nervuras transversais.

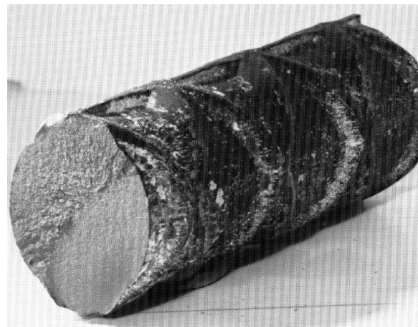


Figura 2.13 - Fratura por fadiga em barra de armadura. Fonte: ACI 215R-74 (1997).

Do relatório do ACI, as principais variáveis a serem compreendidas na fadiga das armaduras são: nível de tensão; diâmetro da barra; geometria das nervuras; dobras e solda.

Em ensaios (ACI, 1997) observou-se que a resistência à fadiga diminui com o aumento do nível mínimo de tensão na proporção da mudança da razão entre este mesmo nível e a resistência à tração das barras. Tilly (1979) e Dowling (2013) ressaltam, por outro lado, a tensão média. Ambos constatam que, para manter a mesma N_f , o aumento da tensão média deve ser acompanhado por um decréscimo na amplitude de tensão, como ilustrado na Figura 2.14. Tilly

(1979) salienta, desta forma, ser mais conveniente considerar a resistência à fadiga em relação à variação de tensão $\Delta\sigma$.

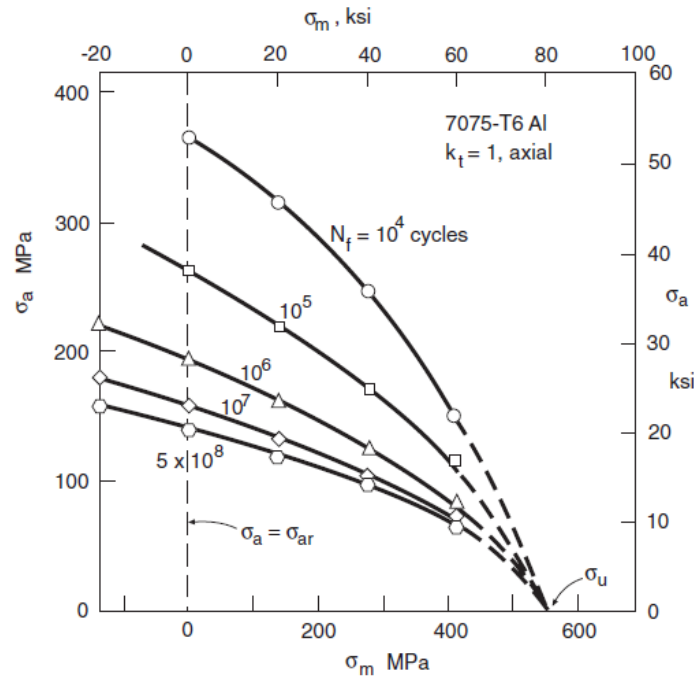


Figura 2.14 - Diagrama de vida-constante para alumínio 7075-T6. Fonte: Dowling (2013).

Quanto ao diâmetro das barras, a σ_{sd} diminui com o aumento do primeiro. A $\Delta\sigma$ para falha em 2 milhões de ciclos para barras de 32 mm é de 7-20% menor que a registrada para as de 16 mm. Barras de 40 mm suportam cerca de 30% menos ciclos que barras de 16 mm (TILLY, 1979).

Informações similares contidas no ACI 215R-74 (1997) são expostas na Tabela 2.3. Ela refere-se a ensaios feitos em barras de cinco diâmetros ϕ diferentes, contidas em vigas de concreto retangulares ou T de alturas úteis de 152 mm, 254 mm ou 457 mm. As espécies foram submetidas a $\Delta\sigma$ de 248 MPa, σ_{min} de 41.4 MPa em 400 mil ciclos. Os resultados são expressos em função da N_f da barra #8 (25 mm) e os aspectos relativos ao tipo da viga não foram considerados significativos para a análise. A variação irregular dos resultados foi atribuída a diferenças na geometria das superfícies das barras.

Tabela 2.3 - N_f de barras embutidas no concreto

ϕ (mm)	$N_{f,i} / N_{f,\#8}$
#5 (16 mm)	1.22
#6 (19 mm)	1.30
#8 (25 mm)	1.00
#10 (32 mm)	0.76
#11 (36 mm)	0.85

Fonte: ACI 215R-74 (1997).

Barras lisas têm maiores N_f que as rugosas. As nervuras nas barras, destinadas a melhoria da aderência aço-concreto, produzem concentração de tensões que prejudicam σ_{sd} . De acordo com Rocha, Brühwiler e Nussbaumer (2016), a máxima concentração de tensão ocorre próximo as nervuras e é governada pela inclinação delas, aumentando com o diâmetro da barra. A partir de ensaios de *pullout*, Majumdar *et al.* (2018) identificaram relações ótimas em termos de vida à fadiga entre o raio da base da nervura transversal (r) e sua altura (h): 1,1 para diâmetros de 8 mm e 1,25 para 16 mm.

Assim como a rugosidade, dobras também reduzem a N_f . Para barras de 25 mm embutidas no concreto, dobradas em 45° em torno de um pino de 15,2 mm, a σ_{sd} resultou em pouco mais de 50% da barra reta. Em barras dobradas em 45° em torno de um pino de 25,4 mm, comparadas com as retas, σ_{sd} das lisas foi reduzida em 29% e das rugosas em 48% (ACI, 1997). Reduções também são observadas devido a soldas.

Esses fatores, bem como as incertezas que lhes são intrínsecas, devem ser consideradas nas normas e na prática projetual. Nesse sentido, pesquisas internacionais têm sido conduzidas de modo a analisar probabilisticamente o fenômeno da fadiga em pontes. Adiante, os principais trabalhos que inspiraram esta dissertação.

2.3.3 Estudos de confiabilidade à fadiga em pontes

Szerszen e Nowak (2000) definem o estado limite de fadiga como uma das importantes considerações no projeto de pontes, dado que ciclos de carga acumulados podem causar fissuras ou mesmo ruptura. O desempenho da ponte, portanto, depende da resistência estrutural e do espectro de carga. Ambos aspectos devem ser tratados como VA. O primeiro é função da resistência de projeto dos materiais e conectores. Em relação às cargas, deve-se levar em conta a amplitude e a frequência de carregamento

Para a avaliação da fadiga, o procedimento geral proposto pelos autores tem os seguintes passos: (1) cálculo do espectro de amplitude variável de tensão causado pelo tráfego real; (2) desenvolvimento de uma relação entre o espectro de tensão e uma equivalente tensão de amplitude constante, e.g., usando a abordagem de dano acumulado; (3) comparação entre a tensão aplicada resultante e a resistência à fadiga (obtida da curva $S-N$); se a tensão aplicada é inferior à admissível para a vida útil desejada, a vida à fadiga é calculada.

Nas estruturas de concreto, há dificuldade em monitorar as mudanças decorrentes da fadiga, uma vez que elas ocorrem no interior do material. Estas podem levar a decréscimos na

resistência do concreto e no módulo de elasticidade. Por influenciarem a rigidez das seções, tais mudanças afetam a capacidade portante e deflexões.

Segundo a pesquisa, o número de ciclos para a falha pode ser considerado como VA normal, com V que diminuem para menores níveis de tensão. No entanto, tal observação é baseada num número limitado de espécies, e há necessidade de maiores investigações dos resultados.

Kwon e Frangopol (2010), apesar de focarem na avaliação da confiabilidade à fadiga de pontes metálicas, trazem aspectos que são válidos para os demais sistemas estruturais. Destacam que as fissuras por fadiga têm se propagado devido ao aumento dos anos de utilização sujeitos a incertezas associadas ao ambiente, erros de projeto, fabricação e/ou construção e aumento inesperado do tráfego. Salientam também o uso de dados de monitoramento na confiabilidade, a partir dos quais são definidas PDF para os parâmetros de entrada dos modelos de previsão, e.g., o tráfego.

Echard, Gayton e Bignonnet (2014) enfatizam a complexidade do projeto estrutural resistente à fadiga, dada as incertezas do fenômeno, tais como nas propriedades dos materiais, cargas impostas, geometria, qualidade de fabricação etc. Os autores sugerem um modelo alternativo de análise e realizam um estudo de caso de uma viga metálica de seção I.

Leander (2017) propõe um modelo para avaliação da fadiga de pontes metálicas que considera as incertezas intrínsecas à resistência e à carga. A última é baseada em medições B-WIM de 872.090 veículos pesados, realizadas entre 2005 e 2009 em várias regiões da Suécia. Discute-se a validade do modelo de carga da norma europeia (EN 1991-2:2003) ante os diferentes cenários de geometria e tráfego.

A partir dos estudos acima, observa-se a carência de trabalhos internacionais que abordem a fadiga das armaduras em pontes de concreto armado. No tocante ao contexto científico nacional, a necessidade é ainda maior, dada a falta de avaliações probabilísticas que incluam o fenômeno da fadiga como um todo para as estruturas de pontes.

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA PARA ADEQUAÇÃO DE PROJETOS CORRENTES

Neste capítulo expõem-se a metodologia para análise da adequação de projetos diante das variabilidades de seus parâmetros. Ela foi desenvolvida conforme conceitos e ferramentas da Teoria da Confiabilidade, que serão tratados a seguir.

3.1 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

À medida em que as estruturas modernas requerem projetos mais complexos, a necessidade por acurácia na avaliação de incertezas aumenta de forma significativa. Dois caminhos são possíveis, como exposto na Figura 3.1: quando a aleatoriedade das variáveis do problema de engenharia é relativamente pequena, abordagens e modelos determinísticos são empregados. Caso contrário, aplicam-se tratamentos probabilísticos. Nessa linha, ferramentas têm sido desenvolvidas com o objetivo de melhorar a confiabilidade dos projetos.

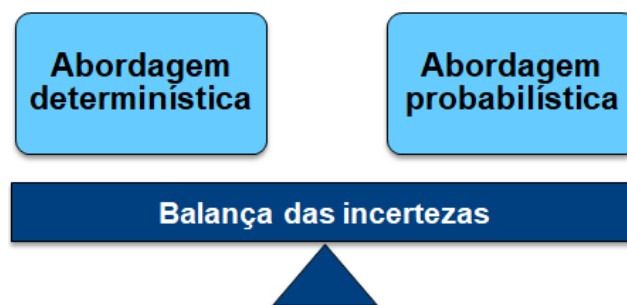


Figura 3.1 - Balança das incertezas

Entende-se confiabilidade como a probabilidade de um sistema desempenhar sua função num dado período de tempo e sob condições de serviço específicas. Em contrapartida, a probabilidade de falha P_f é a probabilidade de que o mesmo sistema falhe, não atendendo às especificações dele demandadas. No contexto estrutural, corresponde à probabilidade de ocorrer violações de estado-limite.

Os estados-limites representam, através de equações, a satisfação ou não de requisitos de serviço (condições apropriadas de utilização durante a vida útil); de capacidade resistente ou segurança; durabilidade (resistir às influências ambientais); e robustez (resistir a danos causados por eventos acidentais, e.g., impacto, incêndio, sismos). Incluem duas categorias: estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS).

Os ELU referem-se ao atendimento dos requisitos de segurança. A estrutura deve ser capaz de suportar cargas ou deformações que produzam o colapso, a ruína estrutural ou danos graves e permanentes. Os ELS correspondem a condições normais de uso, exemplificados pela formação e abertura de fissuras, deformações e vibrações excessivas.

As equações utilizadas na quantificação dos estados são denominadas equações de estado-limite (EEL). São funções de VA x_i definidas de modo que valores negativos configuram falha e positivos, segurança. Simplificadamente, representam-se conforme:

$$\begin{aligned}
 G(x_i) &= R(x_i) - S(x_i) = 0 \\
 D_f &= \{x_i \mid G < 0\} \\
 D_s &= \{x_i \mid G > 0\}
 \end{aligned}
 \tag{3.1a, b, c}$$

Em que G é função das VA de resistência R e de solicitação S . Dessa forma, D_f é o domínio da falha e D_s , da segurança, conforme ilustrado na Figura 3.2.

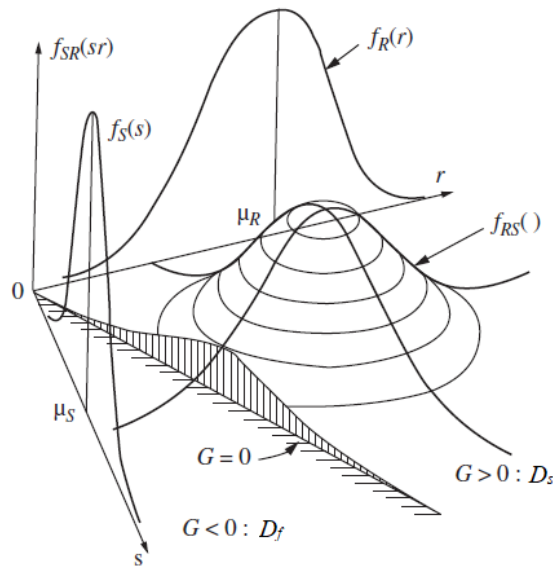


Figura 3.2 - Domínio de falha e segurança. Fonte: adaptado de Melchers e Beck (2018).

A P_f é, portanto, definida matematicamente pela Equação 3.2.

$$P_f = P[G < 0] = P[R - S < 0] = \iint_{D_f} f_{SR}(s, r) dr ds \tag{3.2}$$

Em que f_{RS} ou f_{SR} é a função de probabilidade conjunta de R e S . A solução da integral acima é dificultada para casos em que G não é linear ou contém muitas variáveis aleatórias correlacionadas. No entanto, o procedimento é mais simples para R e S normalmente distribuídas e independentes, conforme o desenvolvimento adiante.

Seja R e S variáveis normais padrão independentes. As relações entre as médias μ e as variâncias σ^2 entre essas variáveis são dadas pelas Equações 3.3 e 3.4.

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (3.3)$$

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.4)$$

Dessa forma, pode-se determinar a P_f pela Equação 3.5.

$$P_f = P(G < 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (3.5)$$

Onde Φ é a CDF da distribuição normal padrão. A partir da P_f , como ilustrado na Figura 3.3, define-se o índice de confiabilidade β . Nela, observa-se que o índice β mede a distância entre o valor médio de G e a origem, em unidades de desvios padrões de G , σ_G .

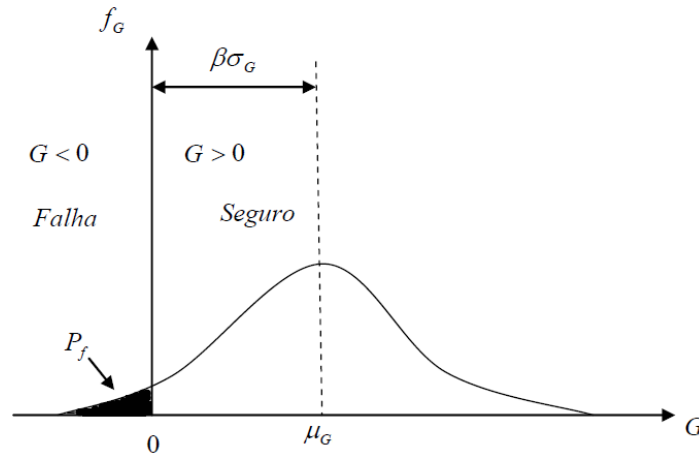


Figura 3.3 – Representação gráfica do β e da P_f

Assim, tem-se a relação dada pela Equação 3.6:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.6)$$

A relação acima é válida para variáveis normais e funções de desempenho lineares. Em casos de variáveis com outros tipos de distribuição, correlacionadas, é necessária a transformação destas em variáveis normais padrões equivalentes.

Além da solução analítica, dada pela Equação 3.2, pode-se calcular a P_f através da técnica de simulação de Monte Carlo (MCS). Ela consiste na geração de uma quantidade considerável de números aleatórios a partir dos quais se depreendem resultados para um determinado experimento.

A MCS pode ser desenvolvida em três etapas, conforme Pan e Dias (2017): (1) geração de n_{MC} valores x_i para a VA escolhida de acordo com a respectiva função de densidade de

probabilidade (PDF); (2) obtenção do valor correspondente da função de desempenho G para cada um dos valores x_i gerados e (3) pós-cálculo da probabilidade de falha P_f ou dos momentos estatísticos. A P_f é então obtida por:

$$P_f = \frac{1}{n_{MC}} \sum_{i=1}^{n_{MC}} I[G(x_i) < 0] \quad (3.7)$$

Em que I é uma função que computa o número de vezes em que $G(x_i) < 0$. Uma vez estabelecida a P_f , calcula-se o índice de confiabilidade β a partir da Equação 3.8.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.8)$$

Em que Φ^{-1} é a inversa da função cumulativa de probabilidade (CDF) da distribuição normal padrão.

Apesar de seus inúmeros atrativos, o mais importante a relativa facilidade de se checar o critério de falha, mesmo em sistemas complexos, o MCS tem a contrapartida de demandar intenso esforço computacional (NAESS, LEIRA, BATSEVYCH, 2009).

3.2 ANÁLISE DE ADEQUAÇÃO DE PROJETOS

Baseado nos conceitos anteriores, propõe-se, para a análise de adequação, o seguinte: seja Γ uma função de desempenho conforme a Equação 3.9:

$$\Gamma(\omega, \mathbf{u}) = \Omega(\omega) - U(\mathbf{u}) \quad (3.9)$$

Na qual Ω é uma função cujo resultado se dá pela aplicação das recomendações e procedimentos normativos correntes. Suas variáveis de entrada, representadas pelo vetor ω , são determinísticas. U é função análoga à Ω , definida pela mesma expressão de cálculo, mas diferenciada por compreender as incertezas em torno dos parâmetros de entrada do fenômeno em estudo, \mathbf{u} . O vetor \mathbf{u} é composto por VA cujas distribuições de probabilidade e momentos estatísticos são baseados em dados reais.

A probabilidade de inadequação P_i , comparável à P_f , é dada pela Equação 3.10. Nela estão computadas as situações em que a abordagem normativa Ω não é suficientemente “segura” em face das incertezas inerentes às variáveis do fenômeno.

$$P_i = P[\Gamma < 0] = P[\Omega - U < 0] = \iint_{\Gamma < 0} f_{\omega\mathbf{u}}(\omega, \mathbf{u}) d\omega d\mathbf{u} \quad (3.10)$$

Na qual $f_{\omega u}$ é a função de probabilidade conjunta de Ω e U . Pela metodologia proposta, sendo Ω função de variáveis determinísticas e, conseqüentemente, de valor constante, o cálculo da P_i é simplificado, conforme o desenvolvimento a seguir:

$$P_i = \iint_{\Gamma < 0} f_{\omega u}(\omega, \mathbf{u}) d\omega d\mathbf{u} = \int_{\Omega} f_u(\mathbf{u}) d\mathbf{u} = 1 - \int_{-\infty}^{\Omega} f_u(\mathbf{u}) d\mathbf{u} = 1 - F_u(\omega) \quad (3.11)$$

Em que F_u é a CDF da função U . Logo, conhecida a distribuição de probabilidade da função U , é possível determinar a P_i , avaliando a adequação do procedimento de *design* em estudo a partir do cálculo integral (CI). Alternativamente, via MCS, a mesma P_i pode ser calculada pela Equação 3.7.

Admitindo que U satisfaça as mesmas hipóteses de simplificação adotadas no cálculo de β (distribuição normal), a relação entre o índice de adequação η de projeto e a P_i é dada pela Equação 3.12.

$$P_i = \Phi(-\eta) \quad (3.12)$$

De forma direta, portanto, η é dado pela Equação 3.13.

$$\eta = -\Phi^{-1}(P_i) \quad (3.13)$$

Complementarmente, para comparação dos resultados de Ω e U , define-se o fator λ pela razão entre a média de U e o resultado de Ω :

$$\lambda = \mu_U / \Omega \quad (3.14)$$

CAPÍTULO 4 – ESTUDOS DE ADEQUAÇÃO

O capítulo está subdividido em duas subseções. Inicialmente, apresentam-se os modelos utilizados, suas características e os resultados do dimensionamento obtidos via aplicação das recomendações normativas atuais. Estes últimos constituirão os respectivos Ω para os dois objetos de análise: o modelo de carga – através dos momentos fletores últimos (Ω_M) – e a fadiga das armaduras – através dos fatores de fadiga (Ω_F).

A segunda subseção contém as análises probabilísticas e os aspectos pertinentes a cada parâmetro considerado como variável aleatória. Em seguida, são executadas as verificações da adequação do modelo de carga e da fadiga das armaduras. Particularmente no estudo da adequação à fadiga, serão abordadas três situações de cálculo. Na primeira, considerar-se-á N_f como VA; na segunda, será $\Delta f_{sd,fad}$. A última abarcará a presença simultânea de veículos. Adicionalmente, serão expostos os valores de vida estrutural útil exaurida pela contagem de ciclos *rainflow*.

4.1 ABORDAGEM PROJETUAL CORRENTE

Os modelos utilizados — extraídos de Ferreira, Nowak e Debs (2008) — têm a configuração geral apresentada na Figura 4.1. São pontes biapoiadas de concreto armado de duas longarinas (2L) ou em laje maciça (LJ) de f_{ck} de 25 MPa, sendo simplesmente apoiados (SA), de tabuleiro estreito (TE) ou largo (TL), com vãos de 20 (V20) ou de 10 m (V10) e com n transversinas de altura de 80% da longarina. As características geométricas específicas de cada um são expostos na Tabela 4.1.

Os sistemas estruturais escolhidos justificam-se pelo espectro das pontes rodoviárias federais brasileiras. Das 5619 pesquisadas por Mendes (2009), 3341 são de vigas e 139 de lajes (ambas de concreto armado)⁴. As pontes simplesmente apoiadas se destacam, com 366 exemplares de um subtotal de 1410 (parcela que se tem a informação do número de vãos). A extensão dos vãos dos modelos, por sua vez, também se fundamenta na quantidade observada: de um subtotal de 1359 pontes, em que a informação do vão máximo é sabida, 50% têm até 20 m de extensão.

⁴ De acordo com Oliveira, Greco e Bittencourt (2019), 58% das 4725 pontes inventariadas são de vigas, seguidas de pontes em lajes (777 pontes), ambas de concreto armado.

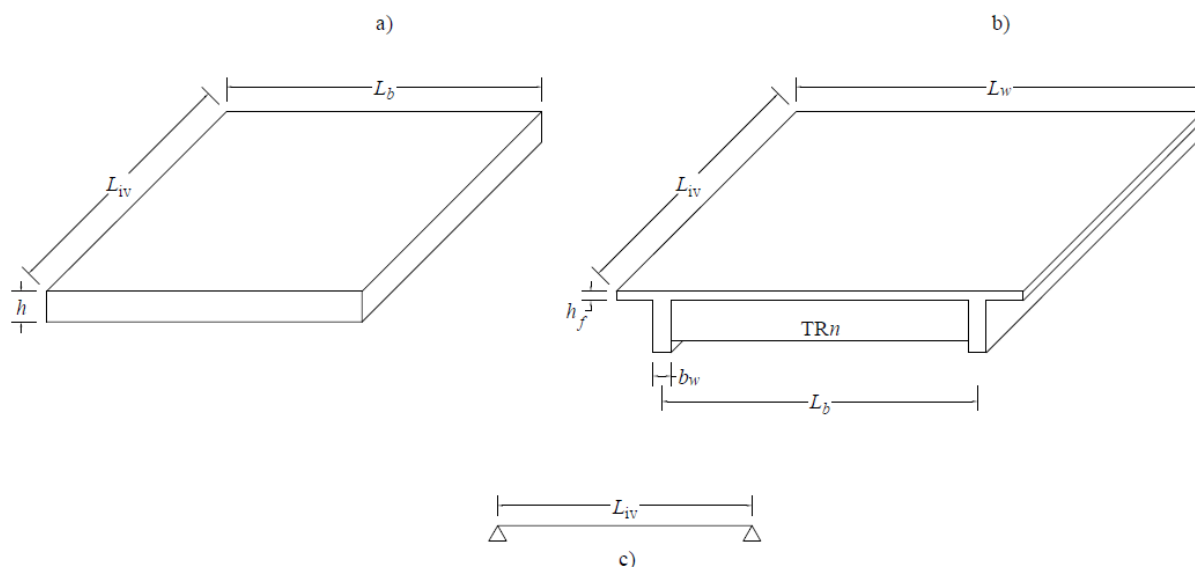


Figura 4.1 - Configuração dos modelos: a) laje maciça; b) duas longarinas; c) longitudinal

Tabela 4.1 – Características geométricas dos modelos

Modelo	L_{iv} (m)	L_w (m)	L_b (m)	h (cm)	h_f (cm)	b_w (cm)	b_f (cm)	n
2L SA TE V10 TR2	10,00	8,00	6,00	120,00	18,00	35,00	207,00	2
2L SA TE V20 TR2	20,00	8,00	6,00	200,00	18,00	45,00	312,00	2
2L SA TL V10 TR1	10,00	12,00	8,00	120,00	25,00	40,00	240,00	1
2L SA TL V20 TR2	20,00	12,00	8,00	200,00	25,00	45,00	442,00	2
LJ SA TE V10 MC	10,00	-	8,00	60,00	-	-	-	-
LJ SA TL V10 MC	10,00	-	12,00	60,00	-	-	-	-

Fonte: elaborado pelo autor.

A determinação dos esforços solicitantes se deu mediante modelagem no programa STRAP (*Structural Analysis Programs*) versão v. 9.0, em que as vigas ortogonais foram concebidas por elementos de barras e o tabuleiro por elementos de placa. As transversinas foram consideradas nas regiões de apoio, em posições intermediárias a estes e nas extremidades das longarinas (FERREIRA, NOWAK e DEBS, 2008). Os autores adotaram faixas de 2 m para obtenção dos momentos últimos máximos.

Para o cálculo dos momentos fletores, foram apenas contemplados os efeitos das ações verticais (peso próprio dos elementos de concreto, pavimento asfáltico e cargas móveis) na estrutura principal. Não foram consideradas a ação do vento, temperatura, frenagem e choques de veículos.

Na Tabela 4.2, os coeficientes de impacto utilizados à época (Equação 2.5) e os obtidos via norma em vigor, conforme as equações 2.2 a 2.4. Para o CNF, foram consideradas faixas de largura de 3,60 m. Logo, 2 faixas para TE e 3 para TL.

Tabela 4.2 - Coeficientes de impacto

Modelo	$\phi_{\text{NBR 7187}}$	CIV	CNF	CIA	$\phi_{\text{NBR 7188}}$
2L SA TE V10 TR2	1,33	1,35	1,00	1,00	1,35
2L SA TE V20 TR2	1,26	1,30	1,00	1,00	1,30
2L SA TL V10 TR1	1,33	1,35	0,95	1,00	1,29
2L SA TL V20 TR2	1,26	1,30	0,95	1,00	1,24
LJ SA TE V10 MC	1,33	1,35	1,00	1,00	1,35
LJ SA TL V10 MC	1,33	1,35	0,95	1,00	1,29

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.3, os momentos fletores calculados, com destaque para o momento da carga móvel $M_{q,\text{corr}}$ corrigido pelo coeficiente de impacto atual.

Tabela 4.3 - Momentos fletores dos modelos

Modelo	M_g (kNm)	M_q (kNm)	$M_{q,\text{corr}}$ (kNm)
2L SA TE V10 TR2	518,7	877,7	893,1
2L SA TE V20 TR2	2727,9	2423,2	2505,6
2L SA TL V10 TR1	797,6	1074,9	1039,1
2L SA TL V20 TR2	3995,5	3075,6	3021,2
LJ SA TE V10 MC	221,3	221,9	225,79
LJ SA TL V10 MC	223,6	204,0	197,20

Fonte: elaborado pelo autor.

Desses dados, calculam-se os momentos fletores últimos Ω_M através da combinação de ações expressa na Equação 2.1 e dimensionam-se as armaduras de flexão das longarinas. Conhecidas as armaduras de cada modelo, calculam-se os respectivos valores de fator de fadiga Ω_F . Os resultados são expostos na Tabela 4.4. Observa-se que todos os modelos satisfazem a verificação normativa de fadiga para as armaduras de flexão (Equação 2.7).

Tabela 4.4 - Dimensionamento: prática projetual

Modelo	Ω_M (kNm)	A_s (cm ²)	n°	ϕ (mm)	$\Delta f_{sd,\text{fad}}$ (MPa)	d (cm)	Ω_F
2L SA TE V10 TR2	2039,9	45,33	37	12,5	190,00	109,40	0,5040
2L SA TE V20 TR2	7441,1	99,21	32	20,0	185,00	189,75	0,3769
2L SA TL V10 TR1	2635,4	58,56	48	12,5	190,00	108,27	0,4586
2L SA TL V20 TR2	9925,7	132,34	27	25,0	180,00	187,53	0,3669
LJ SA TE V10 MC	637,4	29,51	15	16,0	190,00	55,20	0,4223
LJ SA TL V10 MC	597,7	27,67	14	16,0	190,00	55,20	0,3917

Fonte: elaborado pelo autor.

4.2 ANÁLISE PROBABILÍSTICA

A presente análise se dará através de 2 milhões de MCS. Essa quantidade corresponde ao número de ciclos definido pela ABNT NBR 6118:2014 para ações cíclicas de baixa e média intensidade para os quais as recomendações normativas são aplicáveis. Além disso, o número é suficientemente grande para estabilizar os valores de média e desvio-padrão das VA consideradas. Conseqüentemente, é também capaz de gerar valores críveis de probabilidade de falha (ou inadequação).

Para a geração de valores, é necessário antes conhecer as PDF de cada variável⁵, bem como seus momentos estatísticos. As médias e coeficientes de variação (V) dos parâmetros de entrada são dadas na Tabela 4.5, baseados nos estudos de Ferreira, Nowak e Debs (2008). Foram consideradas como VA as características geométricas das vigas, a resistência à compressão do concreto f_{ck} ⁶ e o módulo de elasticidade do aço E_s . Estas variabilidades aludem a eventuais erros de execução em obra, como os decorrentes da moldagem *in loco* das vigas ou do desrespeito ao cobrimento mínimo das armaduras, ou erros na produção dos materiais, aço e concreto. Para as médias dos dados geométricos, ver Tabela 4.1.

Tabela 4.5 - Parâmetros estatísticos das VA

Símbolo	μ	V	Distribuição
h_f	h_f	$0,5/h_f$	normal
h	h	$0,5/h$	normal
b_f	b_f	-	-
b_w	$1,01b_w$	0,04	normal
d	$0,99d$	0,04	normal
f_{ck} (MPa) = 25	28	0,1	normal
E_s (MPa)	210000	0,06	lognormal

Fonte: adaptado de Ferreira, Nowak e Debs (2008).

Além dos aspectos de geometria e materiais, admite-se como VA o tráfego. Para tal, utilizar-se-á o modelo de caminhão isolado 3S3 curto, dado na Figura 4.2. Conforme Ferreira, Nowak e Debs (2008), esta configuração foi a mais crítica, dentre as modalidades de veículos registradas na base de dados dos autores, para a previsão de esforços máximos nas estruturas avaliadas.

⁵ Detalhes das distribuições de probabilidade utilizadas são apresentadas no Apêndice A.

⁶ Nowak, Rakoczy e Szeliga (2011), recomendam V de 0,16 para concretos de f_{ck} de 3500 psi (24.1 MPa). Em estudo nacional mais recente, atribui-se a concretos de f_{ck} de 30 MPa V da ordem de 0,15 (SANTIAGO; KROETZ; BECK, 2019). No entanto, nesta dissertação será empregado o valor proposto por Ferreira, Nowak e Debs (2008).

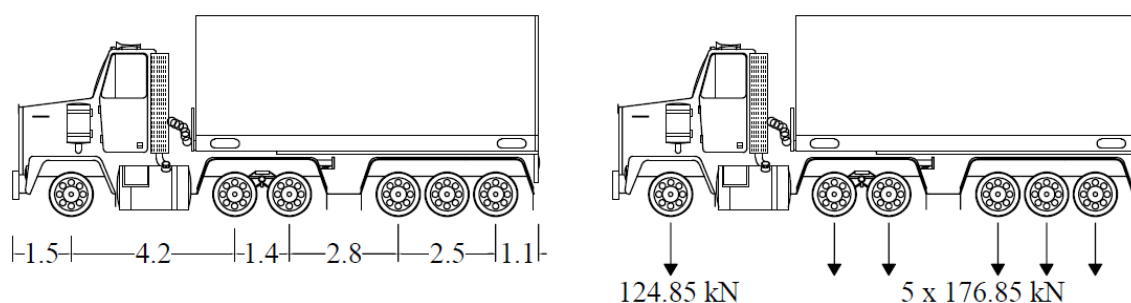


Figura 4.2 - Caminhão 3S3: espaçamento entre eixos (m) e cargas de eixo. Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

O peso bruto total (1009,1 kN) fora obtido mediante extrapolação, em papel de probabilidade normal, para uma vida útil de 50 anos. Os dados das pesagens são plotados em papel de probabilidade normal — procedimento equivalente ao que Nowak (1993) propôs para momentos fletores e esforços cortantes. Posteriormente, para uma ADTT de 73 3S3 curto, o número total N_v de veículos e a variável normal padrão $z = -\Phi^{-1}(1/N)$ são calculados. Na Tabela 4.6, os respectivos valores de z para dados períodos T .

Tabela 4.6 - Valores de z (ADTT = 73)

T	N_v	z
1 dia	73	2,20
1 mês	2190	3,32
2 meses	4380	3,50
1 ano	26645	3,96
5 anos	133225	4,33
50 anos	1332250	4,81

Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

Uma vez determinados, é possível a extrapolação do PBT para dados horizontes temporais. Ao admitir uma distribuição normal para os pesos, uma reta é traçada a partir da cauda superior, considerando os 100 veículos mais pesados, segundo Ferreira (2006). Na Figura 4.3, a extrapolação realizada para o caminhão 3S3. O peso por eixo é determinado a partir do PBT ponderado pela parcela do peso legal do respectivo eixo. A função da reta de extrapolação, em vermelho, é $z = 0,004462x + 0,307542$.

Os momentos fletores médios obtidos a partir do caminhão 3S3 (M_{3S3}) são expostos na Tabela 4.7. O V do peso bruto, dado pelo inverso do coeficiente angular da reta de extrapolação, é de 0,222. Uma vez que a distância entre eixos e o peso total por eixo foram considerados como variáveis determinísticas, este também será o V dos momentos. Para o 3S3, adotou-se um coeficiente de impacto de 1,15, com V de 0,80.

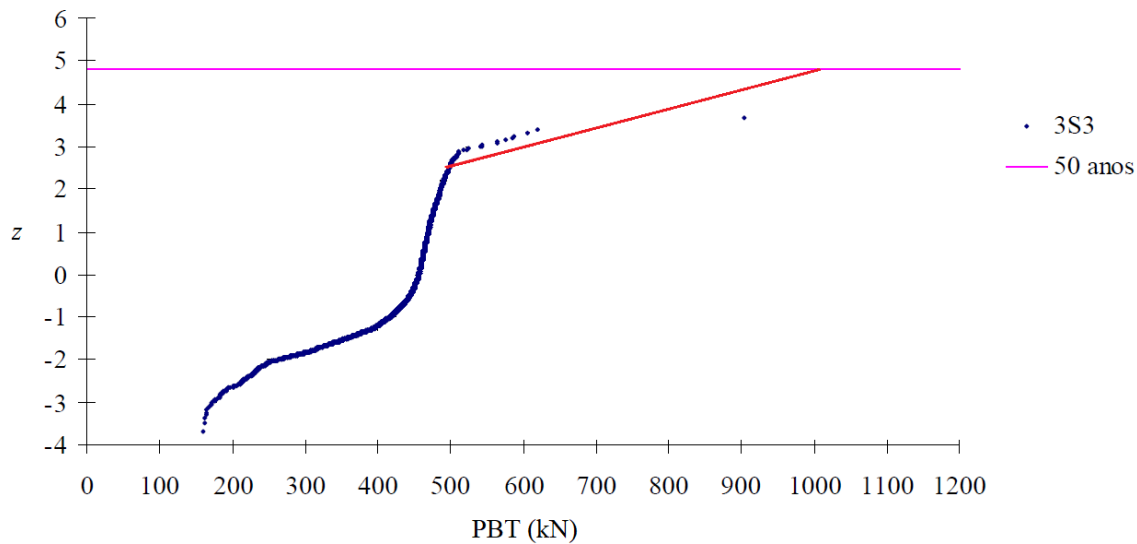


Figura 4.3 - Extrapolação do caminhão 3S3 curto. Fonte: Ferreira (2006).

Tabela 4.7 - Momentos fletores do caminhão 3S3

Modelo	$\mu_{M_{3S3}}$ (kNm)	$V_{M_{3S3}}$
2L SA TE V10 TR2	1042,8	0,222
2L SA TE V20 TR2	2892,6	0,222
2L SA TL V10 TR1	1192,3	0,222
2L SA TL V20 TR2	3379,4	0,222
LJ SA TE V10 MC	237,1	0,222
LJ SA TL V10 MC	217,3	0,222

Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

Juntamente com os supracitados, o número de ciclos para a falha N_f^* e a resistência à fadiga $\Delta f_{sd,fad}$ também serão VA, tratados separadamente em dois casos distintos.

Segundo Kwon e Frangopol (2010), a distribuição Weibull é uma das possíveis para a estimativa da amplitude de tensões. N_f poderia ser tratado como normal, com V decrescente com o decréscimo dos níveis de tensão. No entanto, como mencionado, esta observação é baseada numa limitada quantidade de ensaios, e há necessidade para maiores investigações dos resultados (SZERSZEN e NOWAK, 2000).

De acordo com Dowling (2013), um típico V para resistência à fadiga é 10%. Destarte, para ambos os casos, assume-se uma distribuição Weibull de V de 10%, cuja PDF é dada a seguir.

$$f(x|a,b) = \frac{b}{a} \left(\frac{x}{a}\right)^{b-1} \exp\left(-\left(\frac{x}{a}\right)^b\right) \quad (4.1)$$

Onde a é o parâmetro de escala e b , o de forma. As relações destes com a média μ e a variância σ^2 da distribuição são expressas nas Equações 4.2 e 4.3, em que Γ é a função gama.

$$\mu = a \left[\Gamma(1+b^{-1}) \right] \quad (4.2)$$

$$\sigma^2 = a^2 \left[\Gamma(1+2b^{-1}) - \Gamma(1+b^{-1})^2 \right] \quad (4.3)$$

4.2.1 Adequação do modelo de carga normativo

Um trem-tipo padrão é considerado adequado se for representativo do espectro de cargas, de modo que compreenda a evolução destas cargas para um horizonte temporal equivalente à vida útil das estruturas. Logo, para a avaliação do TB-450, aplicar-se-á a Equação 4.4, baseada na função de desempenho da metodologia.

$$\Gamma_M = \Omega_M - U_M \quad (4.4)$$

Sendo,

Ω_M função de $(M_g, M_{q,corr})$, dado pela combinação última normal da Equação 2.1; e

U_M função de (M_g, M_{3S3}) , dado pela combinação última normal da Equação 2.1.

Na qual Ω_M corresponde aos momentos fletores de estado-limite último calculados a partir do TB-450 ($M_{q,corr}$); e U_M aos momentos fletores calculados a partir de modelo de tráfego baseado em pesagens. Valores de $\Gamma_M < 0$ computam as situações em que o TB-450 não gera magnitudes de momentos tão elevadas quanto aquelas produzidas pelo modelo de tráfego.

Na Tabela 4.8, os momentos estatísticos de U_M por modelo. Na Figura 4.4, os respectivos histogramas e curvas de ajuste normal, em que A_f refere-se à frequência absoluta. O subíndice de U_M corresponde à ordem dada na tabela a seguir.

Tabela 4.8 - μ , V e λ : momentos fletores

Modelo	Ω_M	μ_{U_M}	V_{U_M}	λ
(1) 2L SA TE V10 TR2	2039,8950	2264,6207	0,1534	1,1102
(2) 2L SA TE V20 TR2	7441,0650	8021,6287	0,1201	1,0780
(3) 2L SA TL V10 TR1	2635,4100	2865,3382	0,1385	1,0872
(4) 2L SA TL V20 TR2	9925,7250	10462,1528	0,1076	1,0540
(5) LJ SA TE V10 MC	637,4400	654,4597	0,1206	1,0267
(6) LJ SA TL V10 MC	597,6600	627,7242	0,1153	1,0503

Fonte: elaborado pelo autor.

Dos histogramas de U_M , e com base nas curvas de ajuste, considera-se U_M como normalmente distribuída. De posse desse dado, calcula-se a P_i pela Equação 3.9 considerando a CDF dessa distribuição.

Os momentos estatísticos e P_i de Γ_M são dados na Tabela 4.9, bem como o índice de adequação η . Ressalta-se que os valores das P_i e os η através de MCS e CI resultaram muito semelhantes entre si, validando a metodologia proposta.

Tabela 4.9 - μ , η e P_i de Γ_M

Modelo	μ_{Γ_M}	V_{Γ_M}	P_{i,Γ_M}		η_{Γ_M}	
			MCS	CI	MCS	CI
2L SA TE V10 TR2	-224,5	-1,547	0,7413	0,7412	-0,6474	-0,6470
2L SA TE V20 TR2	-581,0	-1,657	0,7269	0,7267	-0,6034	-0,6029
2L SA TL V10 TR1	-229,6	-1,727	0,7187	0,7188	-0,5788	-0,5792
2L SA TL V20 TR2	-536,7	-2,095	0,6834	0,6832	-0,4772	-0,4766
LJ SA TE V10 MC	-16,9	-4,660	0,5849	0,5854	-0,2145	-0,2157
LJ SA TL V10 MC	-30,2	-2,393	0,6621	0,6611	-0,4181	-0,4154

Fonte: elaborado pelo autor.

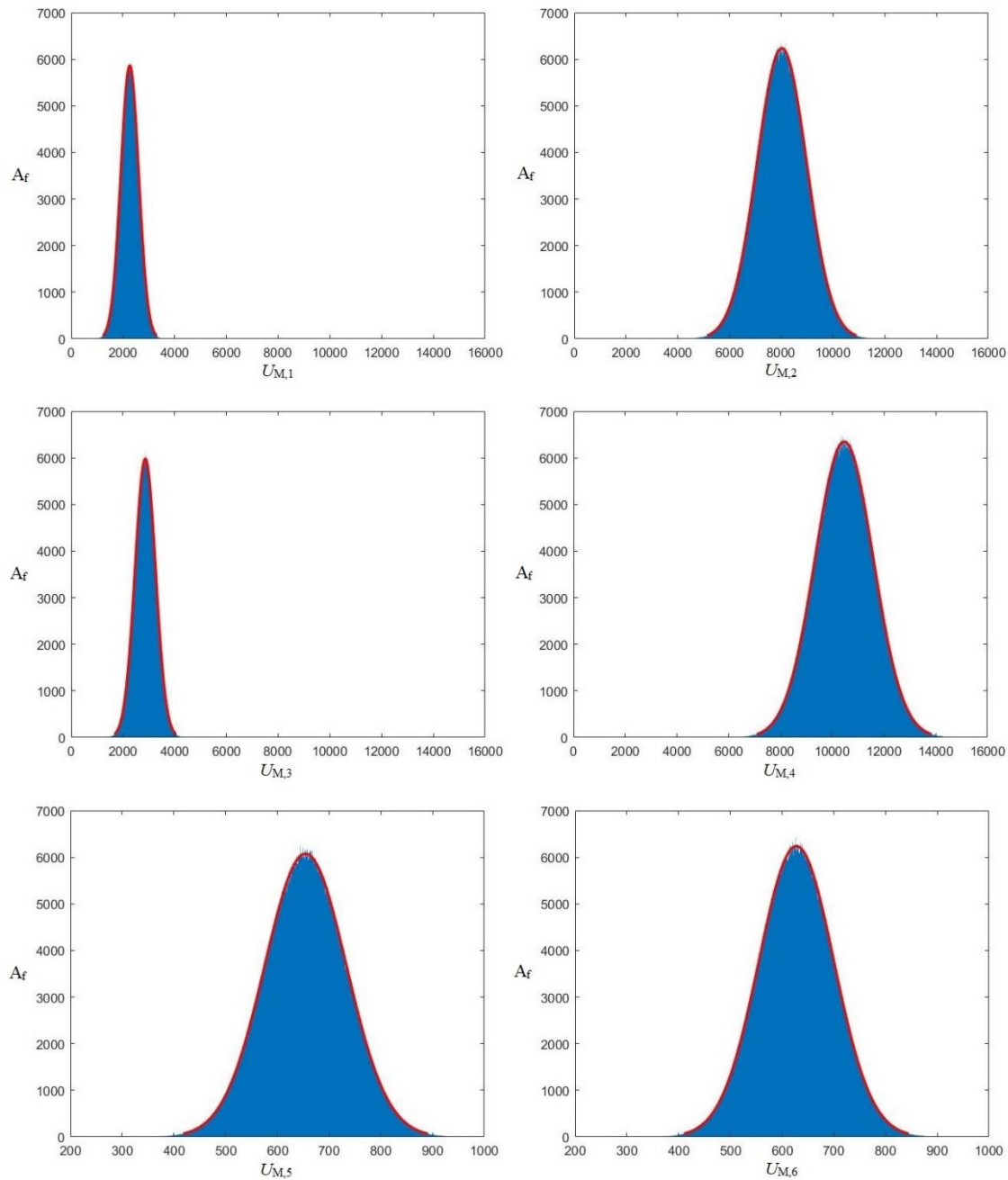


Figura 4.4 - Histogramas de U_M e curvas de ajuste normal. Fonte: MATLAB R2019b.

Da Tabela 4.9, observam-se elevadas P_i (Figura 4.5, para as obtidas através de MCS) e η negativos (Figura 4.6, idem). Consta-se que os momentos fletores produzidos pela aplicação do TB-450 foram aquém daqueles gerados pelo caminhão isolado 3S3. A evolução admitida para o perfil do tráfego durante a vida útil das estruturas e os resultados obtidos são um indicativo de que o TB-450 deveria ser reformulado afim de ser aplicado ao dimensionamento estrutural das pontes.

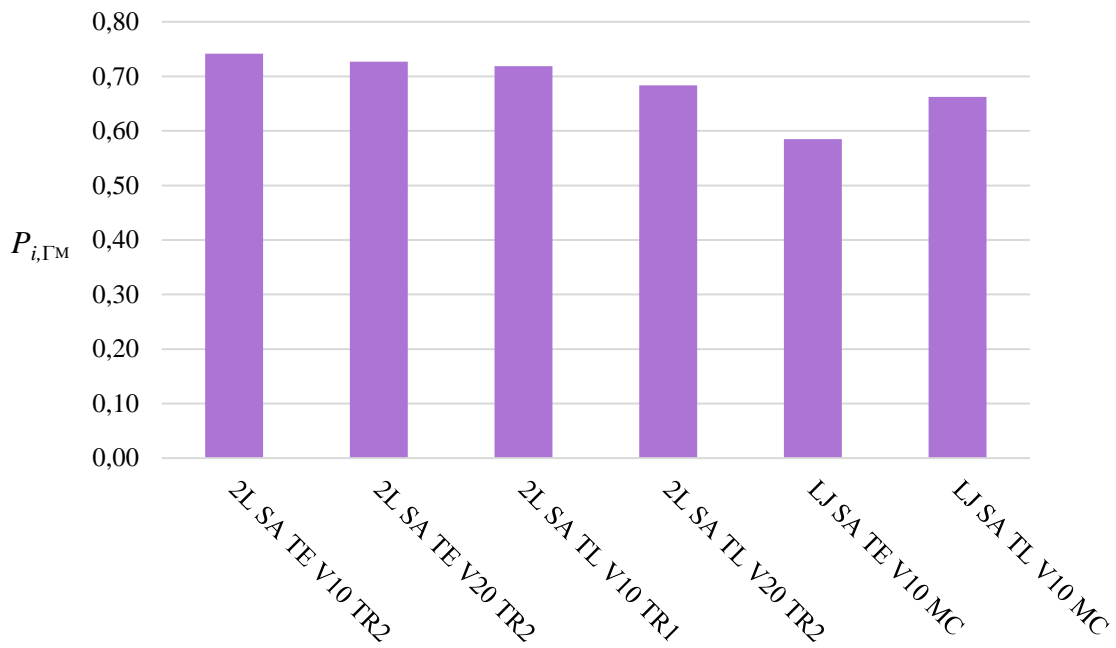


Figura 4.5 - Comparativo entre P_i (MCS) por modelo - momentos fletores

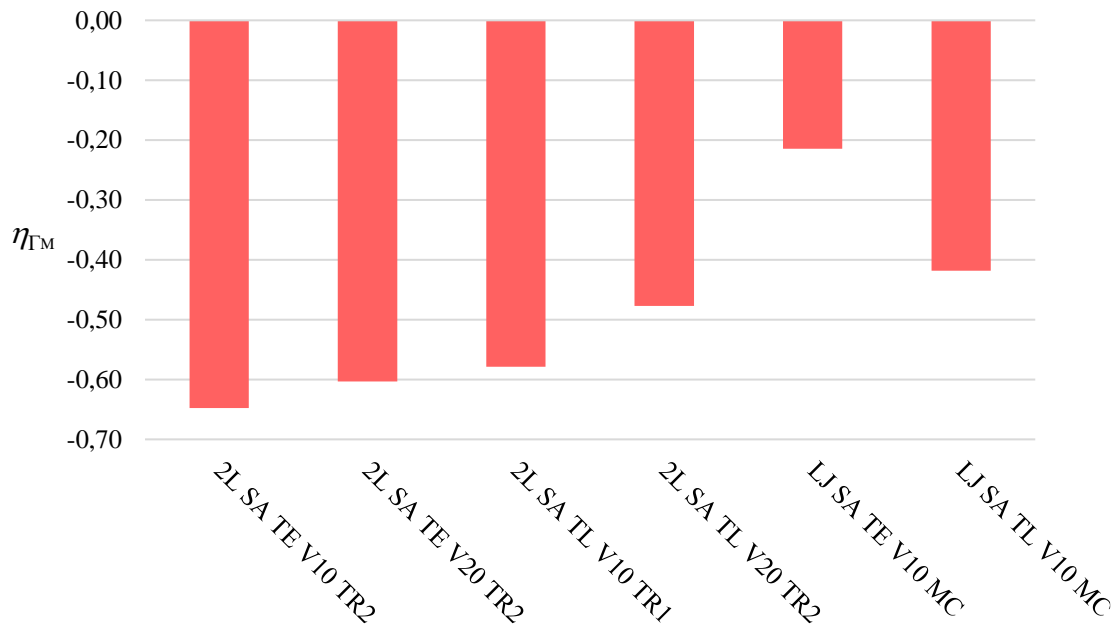


Figura 4.6 - Comparativo entre índices de adequação η (MCS) por modelo - momentos fletores

4.2.2 Adequação da fadiga das armaduras de flexão

Esta análise se dará em duas fases: (1) verificar se a Equação 2.7 é satisfeita, através da função de desempenho G ; e (2) estudo da adequação da fadiga das armaduras, considerando a aleatoriedade dos parâmetros influentes, em dois casos.

Da Equação 2.7, define-se G como:

$$G = 1 - \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}} = 1 - \frac{\alpha_e \Delta M_{d,fad} (d - x_{II}) / I_{II}}{\Delta f_{sd,fad}} \quad (4.5)$$

Em que $\Delta\sigma_s / \Delta f_{sd,fad}$ é o fator de fadiga, empregado na majoração da área de aço quando a amplitude de tensão solicitante é superior à tensão resistente. Como mencionado, a tensão solicitante é função das propriedades do aço e concreto (representadas pelo α_e , ou seja, dos módulos de elasticidade do aço E_s e do concreto E_{cs} – este último obtido a partir do f_{ck}), características geométricas das seções (representadas pelo d , x_{II} e I_{II}) e das cargas (M_d , que incorpora a ação do tráfego).

Para verificar o quão adequada é a abordagem de projeto corrente para fadiga das armaduras, propõe-se a função de desempenho Γ_F , dada pela diferença entre os fatores de fadiga obtidos pela via corrente e probabilística:

$$\Gamma_F = \Omega_F - U_F \quad (4.6)$$

Sendo,

Ω_F função de $(E_s, f_{ck}, M_{d,fad}, d, x_{II}, I_{II}, \Delta f_{sd,fad})$, considerando a carga móvel TB-450; e

U_F função de $(E_s, f_{ck}, M_{d,fad}, d, x_{II}, I_{II}, \Delta f_{sd,fad})$, considerados como VA segundo as distribuições já apresentadas, sendo aplicado modelo dado pelo caminhão 3S3.

Valores de $\Gamma_F < 0$, que contribuem para a respectiva P_i , informam quantas vezes a compreensão das incertezas dos fatores influentes na fadiga das armaduras de flexão levam a performances inferiores às previstas pela via normativa.

Caso 1: N_f^* como VA Weibull

O valor normativo de 10^6 , conforme a Figura 2.14, será a média das distribuições. Das Equações 4.2 e 4.3, obtêm-se os parâmetros $b = 12.013$ e $a = 1.043 \times 10^6$ para todos os modelos a partir dos valores de média e V adotados. Uma vez conhecidas as características das PDF de

cada VA, é possível a geração artificial de valores de N_f^* . A partir destes, valores de $\Delta f_{sd,fad}$ são gerados. Na Tabela 4.10, os momentos estatísticos, β e P_f de G .

Tabela 4.10 - Caso 1: μ , β e P_f de G

Modelo	μ_G	V_G	$P_{f,G}$	β_G
2L SA TE V10 TR2	0,4099	0,3267	1,488E-03	2,9702
2L SA TE V20 TR2	0,5626	0,1762	5,000E-07	4,8916
2L SA TL V10 TR1	0,4762	0,2492	5,900E-05	3,8502
2L SA TL V20 TR2	0,5878	0,1591	5,000E-07	4,8916
LJ SA TE V10 MC	0,5592	0,1790	5,000E-07	4,8916
LJ SA TL V10 MC	0,5707	0,1708	5,000E-07	4,8916

Fonte: elaborado pelo autor.

Da tabela acima é possível constatar que, na média, os modelos satisfazem a verificação normativa de fadiga para as armaduras de flexão. Porém, as médias dos fatores de fadiga U_F foram superiores aos Ω_F , como pode ser visto na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - μ , V e λ : caso 1

Modelo	Ω_F	μ_{U_F}	V_{U_F}	λ
(1) 2L SA TE V10 TR2	0,5040	0,5901	0,2269	1,1708
(2) 2L SA TE V20 TR2	0,3769	0,4374	0,2267	1,1606
(3) 2L SA TL V10 TR1	0,4586	0,5238	0,2265	1,1421
(4) 2L SA TL V20 TR2	0,3669	0,4122	0,2268	1,1234
(5) LJ SA TE V10 MC	0,4223	0,4408	0,2270	1,0438
(6) LJ SA TL V10 MC	0,3917	0,4293	0,2270	1,0959

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 4.7, os histogramas de U_F e as curvas de ajuste normal, elaboradas em MATLAB R2019b. A_f refere-se às frequências absolutas. Os subíndices de 1 a 6 seguem a ordem dos modelos dada na tabela anterior.

Na Tabela 4.12, os momentos estatísticos e P_i de Γ_F e índices η . O CI e MCS geraram valores semelhantes de elevadas P_i e η negativas. Para os modelos de duas longarinas, as P_i resultaram superiores a 68%. Para os modelos de laje maciça, 57%. Tais grandezas apontam para a inadequação do procedimento normativo de verificação da fadiga frente às variabilidades dos parâmetros de entrada.

Tabela 4.12 - Caso 1: μ , V e P_i de Γ_F

Modelo	μ_{Γ_F}	V_{Γ_F}	P_{i,Γ_F}		η_{Γ_F}	
			MCS	CI	MCS	CI
2L SA TE V10 TR2	-0,0861	-1,5558	0,7386	0,7398	-0,6389	-0,6427
2L SA TE V20 TR2	-0,0607	-1,6387	0,7280	0,7292	-0,6069	-0,6103
2L SA TL V10 TR1	-0,0652	-1,8210	0,7072	0,7085	-0,5451	-0,5491
2L SA TL V20 TR2	-0,0452	-2,0644	0,6842	0,6860	-0,4794	-0,4844
LJ SA TE V10 MC	-0,0185	-5,4104	0,5701	0,5733	-0,1767	-0,1848
LJ SA TL V10 MC	-0,0165	-2,5941	0,6477	0,6501	-0,3792	-0,3855

Fonte: elaborado pelo autor.

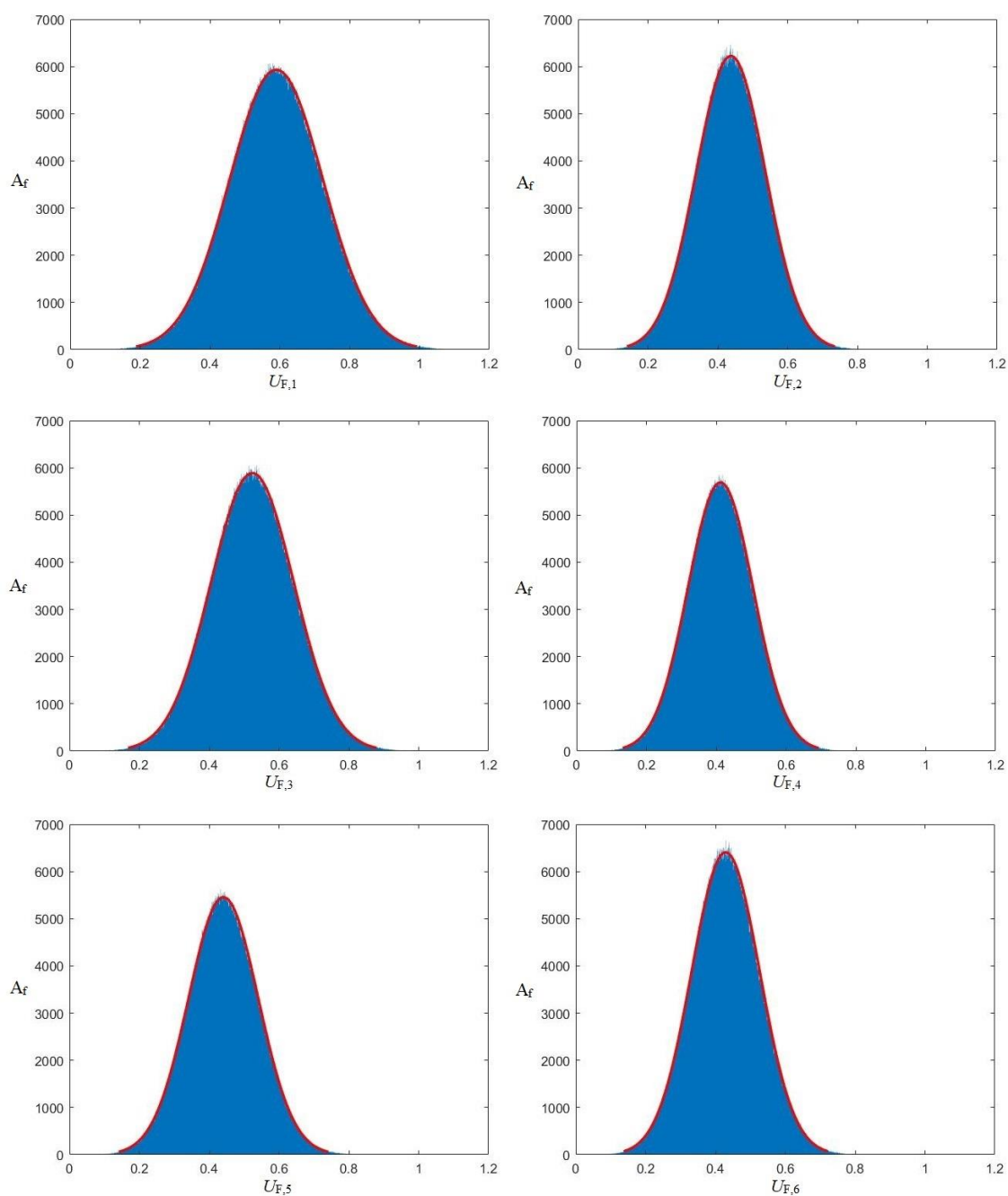


Figura 4.7 - Histogramas de U_F e curvas de ajuste normal: caso 1. Fonte: MATLAB R2019b.

Para o presente caso, considerando as 2 milhões de MCS e a contagem de ciclos *rainflow*, tem-se as parcelas de vida útil exauridas expressas na Tabela 4.13 para cada modelo. N_f foi calculado pela Equação 2.17. As simulações representam passagens de caminhões isolados 3S3, que produzem momentos variáveis conforme a Tabela 4.7. O modelo 2L SA TE V10 TR2 foi o mais crítico, computando 90% da vida útil exaurida, seguido do 2L SA TL V10 TR1 com 66%.

Tabela 4.13 - Parcela de vida útil exaurida por modelo: caso 1

Modelo	$\Sigma N_j / N_f$
2L SA TE V10 TR2	0,9045
2L SA TE V20 TR2	0,3227
2L SA TL V10 TR1	0,6604
2L SA TL V20 TR2	0,2506
LJ SA TE V10 MC	0,4101
LJ SA TL V10 MC	0,4310

Fonte: elaborado pelo autor.

Caso 2: $\Delta f_{sd,fad}$ como VA Weibull

Os valores de $\Delta f_{sd,fad}$ da Tabela 4.4 são as médias das distribuições. Os parâmetros a e b de cada modelo são apresentados na Tabela 4.14. Uma vez conhecidos, é possível a geração de valores para cada VA e a execução de 2 milhões de simulações de Monte Carlo, cuja quantidade foi definida conforme explicação dada na seção 4.2.

Tabela 4.14 - Parâmetros a e b de $\Delta f_{sd,fad}$ por modelo

Modelo	μ (MPa)	V	b	a
2L SA TE V10 TR2	190	0,10	12,013	198,263
2L SA TE V20 TR2	185	0,10	12,013	193,045
2L SA TL V10 TR1	190	0,10	12,013	198,263
2L SA TL V20 TR2	180	0,10	12,013	187,828
LJ SA TE V10 MC	190	0,10	12,013	198,263
LJ SA TL V10 MC	190	0,10	12,013	198,263

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.15, os momentos estatísticos, β e P_f de G . A partir dos valores médios de G , é possível constatar que, na média, os modelos satisfazem a verificação normativa de fadiga para as armaduras de flexão, porém com maiores fatores de fadiga que os gerados pelo procedimento de projeto baseado nas normas, conforme a Tabela 4.16.

Tabela 4.15 - Caso 2: μ , β e P_f de G

Modelo	μ_G	V	$P_{f,G}$	β_G
2L SA TE V10 TR2	0,4007	0,3811	0,0111	2,2873
2L SA TE V20 TR2	0,5554	0,2040	0,0003	3,4040
2L SA TL V10 TR1	0,4679	0,2891	0,0028	2,7647
2L SA TL V20 TR2	0,5928	0,1747	0,0001	3,6572
LJ SA TE V10 MC	0,5520	0,2068	0,0004	3,3594
LJ SA TL V10 MC	0,5639	0,1970	0,0003	3,4488

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 4.16 - μ , V e λ : caso 2

Modelo	Ω_F	μ_{U_F}	V_{U_F}	λ
2L SA TE V10 TR2	0,5040	0,5993	0,2547	1,1891
2L SA TE V20 TR2	0,3769	0,4446	0,2548	1,1797
2L SA TL V10 TR1	0,4586	0,5321	0,2543	1,1601
2L SA TL V20 TR2	0,3669	0,4072	0,2544	1,1096
LJ SA TE V10 MC	0,4223	0,4480	0,2548	1,0607
LJ SA TL V10 MC	0,3917	0,4361	0,2548	1,1132

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 4.8, os histogramas de U_F e as curvas de ajuste normal, elaboradas em MATLAB R2019b. Com base nas curvas de ajuste, os fatores de fadiga U_F para este segundo caso também foram considerados como normalmente distribuídos. Dessa forma, é possível proceder o cálculo analítico da probabilidade de inadequação e do respectivo índice de adequação.

Na Tabela 4.17, os momentos estatísticos, P_i de Γ_F e índices η . Para os modelos de duas longarinas, as P_i foram superiores a 63%. Para os de laje, 56%.

Tabela 4.17 - Caso 2: μ , V e P_i de Γ_F

Modelo	μ_{Γ_F}	V_{Γ_F}	P_{i,Γ_F}		η_{Γ_F}	
			MCS	CI	MCS	CI
2L SA TE V10 TR2	-0,0953	-1,6018	0,7298	0,7338	-0,6124	-0,6243
2L SA TE V20 TR2	-0,0677	-1,6726	0,7197	0,7250	-0,5818	-0,5979
2L SA TL V10 TR1	-0,0734	-1,8428	0,6992	0,7063	-0,5221	-0,5427
2L SA TL V20 TR2	-0,0402	-2,5747	0,6382	0,6511	-0,3536	-0,3884
LJ SA TE V10 MC	-0,0257	-4,4502	0,5699	0,5889	-0,1761	-0,2247
LJ SA TL V10 MC	-0,0443	-2,5054	0,6423	0,6551	-0,3647	-0,3991

Fonte: elaborado pelo autor.

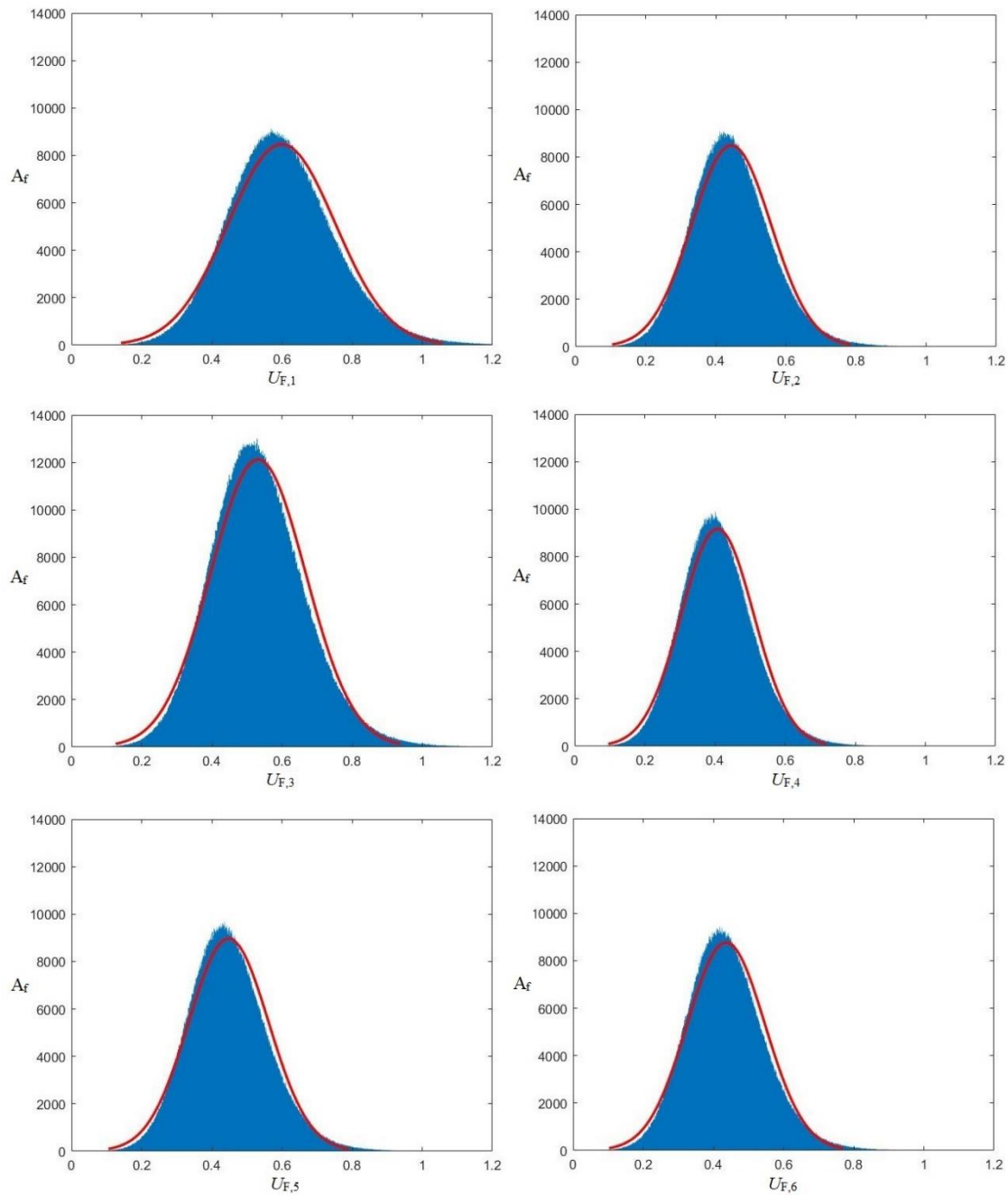


Figura 4.8 - Histogramas de U_F e curvas de ajuste normal: caso 2. Fonte: MATLAB R2019b.

Na Tabela 4.18, as parcelas de vida útil exaurida calculadas pelo método *rainflow*. Tal qual o caso 1, o modelo 2L SA TE V10 TR2 foi o mais crítico, computando 90% da vida útil exaurida, seguido do 2L SA TL V10 TR1 com 66%.

Tabela 4.18 - Parcela da vida útil exaurida por modelo: caso 2

Modelo	$\Sigma N_j / N_f$
2L SA TE V10 TR2	0,9027
2L SA TE V20 TR2	0,3236
2L SA TL V10 TR1	0,6596
2L SA TL V20 TR2	0,2503
LJ SA TE V10 MC	0,4113
LJ SA TL V10 MC	0,4305

Fonte: elaborado pelo autor.

Os dois casos apresentados geraram resultados semelhantes de médias de U_F (Figura 4.9), P_i (Figura 4.10), η (Figura 4.11) e vida útil estrutural exaurida (Figura 4.12). Quando comparados com os resultados gerados pelo procedimento corrente de projeto, ambos indicam que a compreensão de incertezas, através de análises probabilísticas das variáveis, produz performances inferiores.

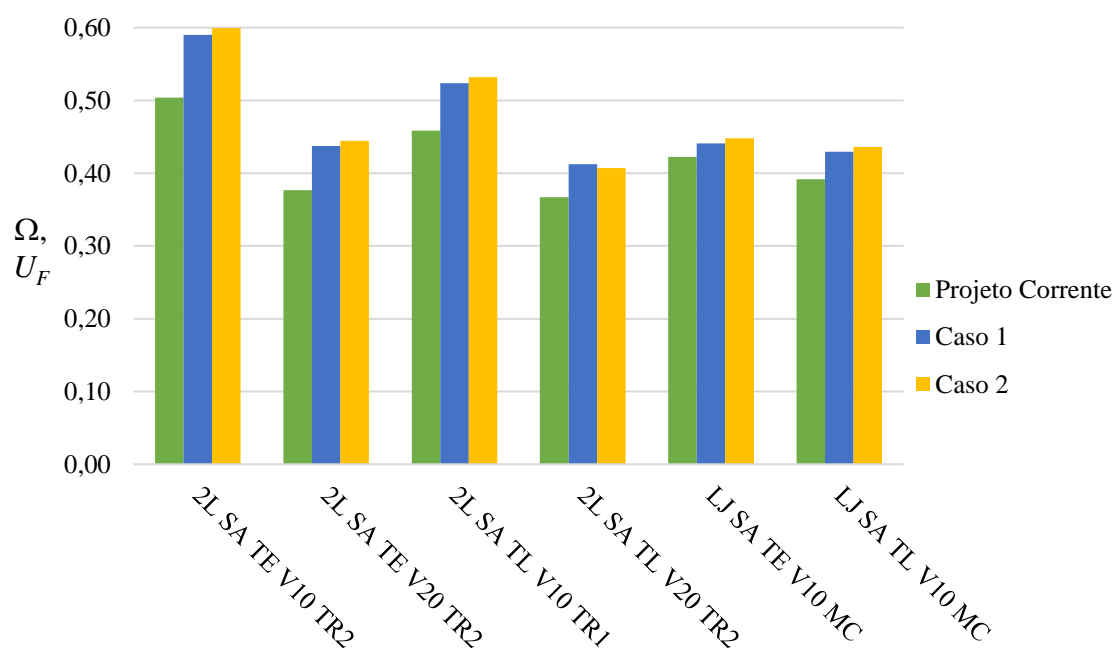


Figura 4.9 - Comparativo entre U_F por modelo. Fonte: elaborado pelo autor.

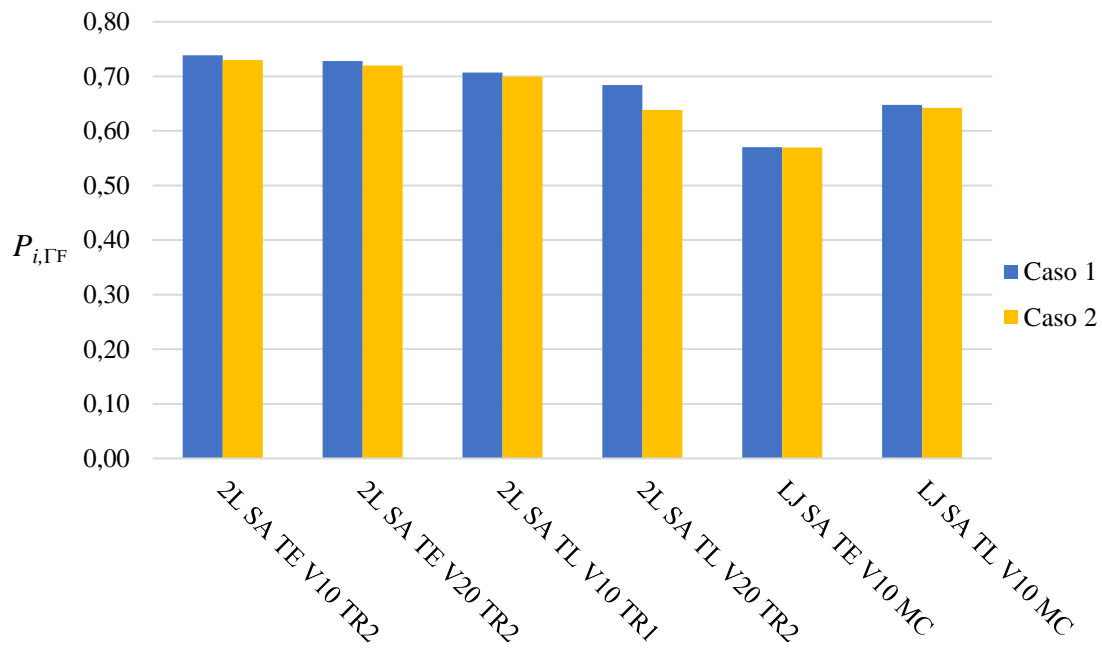


Figura 4.10 - Comparativo entre P_i (MCS) por modelo - fadiga. Fonte: elaborado pelo autor.

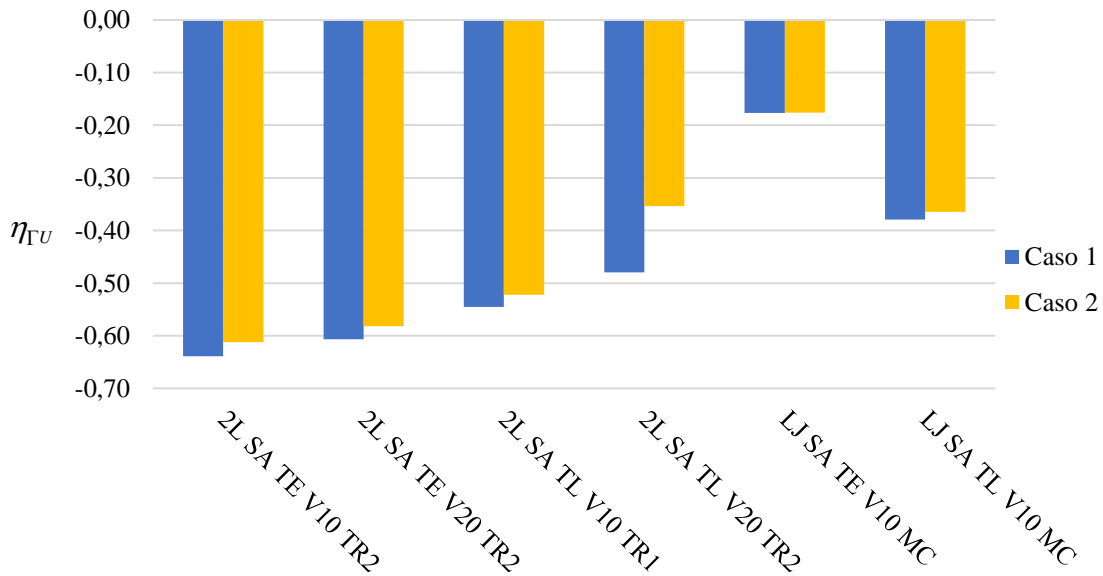


Figura 4.11 - Comparativo entre os índices de adequação η (MCS) por modelo - fadiga. Fonte: elaborado pelo autor.

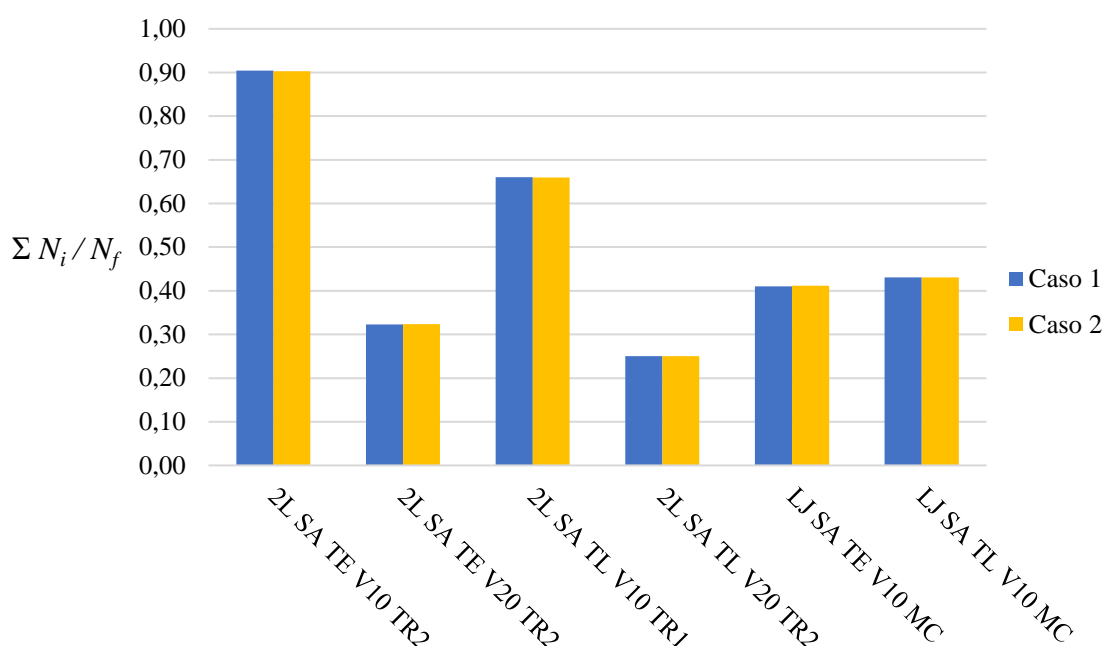


Figura 4.12 - Comparativo entre vida útil exaurida por modelo. Fonte: elaborado pelo autor.

Da comparação entre os casos, temos que apesar de os seis modelos, em ambos os casos, satisfazerem a verificação da fadiga, através da média de G , os U_F médios resultaram superiores aos Ω_F ($\lambda > 1$). Isso refletiu-se nas elevadas P_i e nos índices η negativos.

As maiores P_i foram computadas para o caso 1, porém não ocorreram diferenças significativas entre os casos. Da mesma forma, para a vida útil exaurida. No entanto, os maiores U_F médios foram registrados no caso 2.

O modelo mais crítico foi o 2L SA TE V10 TR2. Ele apresentou as maiores P_{fG} e P_i e os maiores U_F e Ω_F . No geral, os sistemas em laje tiveram desempenhos superiores aos de duas longarinas, em decorrência dos menores momentos fletores de solicitação.

Para as pontes em vigas de mesma extensão, os modelos TL obtiveram menores P_f , P_i , U_F e vidas úteis exauridas quando comparados aos TE. Tal fato está coerente com os resultados de Ferreira, Nowak e Debs (2008) e Rossigali *et al.* (2015), que apontam os modelos de tabuleiro estreito como os mais críticos. Para as pontes em laje maciça, as maiores P_i foram computadas para os modelos TL.

Para as pontes em vigas de mesma largura de tabuleiro, as de vãos de 20 m obtiveram menores P_f , P_i , U_F e vidas úteis exauridas quando comparados às de vãos de 10 m. Tal fato é coerente com os resultados de Ferreira, Nowak e Debs (2008), cujas as pontes de menor vão, para uma mesma classe (36 ou 45) e sistema estrutural, apresentaram menores β para os momentos fletores positivos.

Sob a perspectiva da vida útil exaurida, os dados de ambos os casos indicam que, para uma mesma concepção estrutural, o tamanho do vão é mais determinante que a extensão do tabuleiro: notam-se maiores decréscimos de $\Sigma N_i / N_f$ ao se comparar modelos de mesma largura de tabuleiro e vãos diferentes (e.g. entre 2L SA TE V10 TR2 e 2L SA TE V20 TR2), do que entre modelos de mesmo vão e larguras diferentes (e.g. entre 2L SA TE V20 TR2 e 2L SA TL V20 TR2).

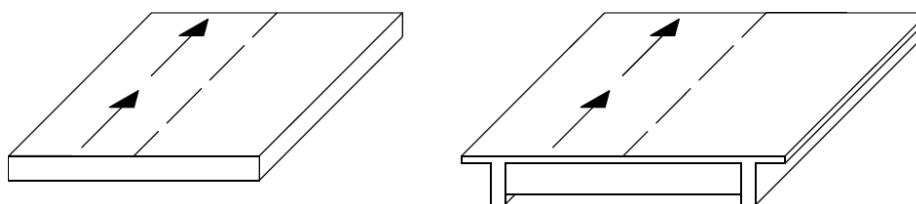
Por fim, tem-se que para os casos analisados, foram obtidos valores muito próximos de P_i e índices η pelo cálculo integral e pelas simulações de Monte Carlo.

4.2.3 Adequação à fadiga com presença simultânea de veículos

Na presente seção, para avaliar quão adequado é o procedimento normativo, serão consideradas situações de presença simultânea de veículos na estrutura do modelo mais crítico, o 2L SA TE V10 TR2.

Para tal, serão combinadas as situações propostas por Ferreira (2006) e Ferreira, Nowak e Debs (2008) ao caminhão isolado 3S3 já simulado. Os autores propõem quatro possibilidades de presença múltipla: dois casos de veículos em fila e dois de veículos lado a lado em sentidos de tráfego opostos, de acordo com a Figura 4.13. O veículo principal é o 3S3 curto e o secundário, 2S3 curto, conforme as dimensões (Figura 4.14) e pesos (Figuras 4.15 a 4.18).

a) Situação em fila



b) Situação lado a lado

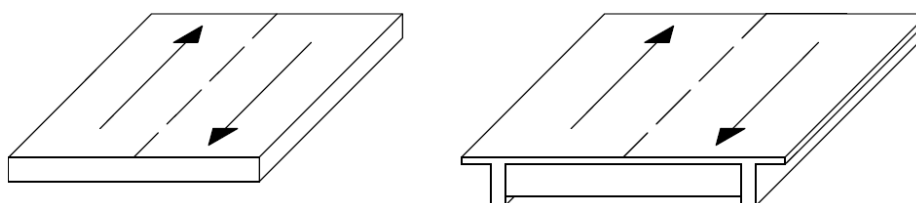


Figura 4.13 - Situações de presença simultânea

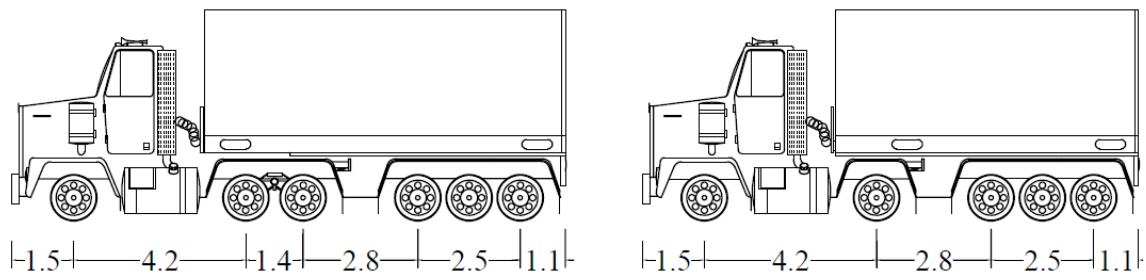


Figura 4.14 - Dimensões em metros do 3S3 (à esquerda) e 2S3 (à direita). Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

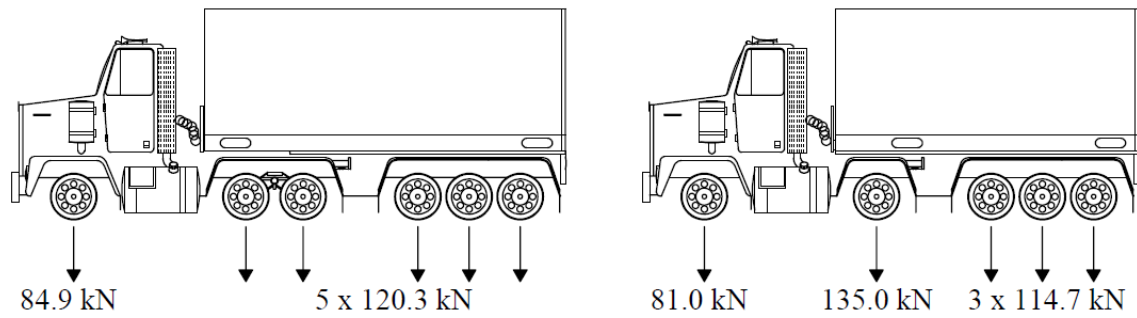


Figura 4.15 - Situação 1: 3S3 (686,4 kN) e 2S3 (560,1 kN) em fila. Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

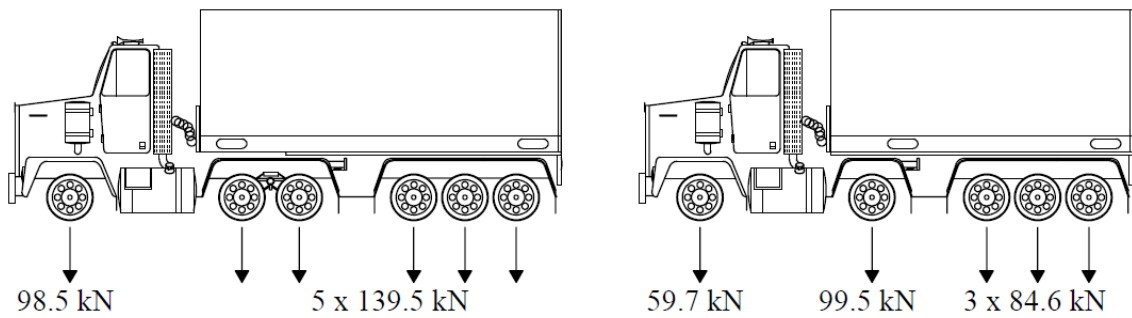


Figura 4.16 - Situação 2: 3S3 (796 kN) e 2S3 (413 kN) em fila. Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

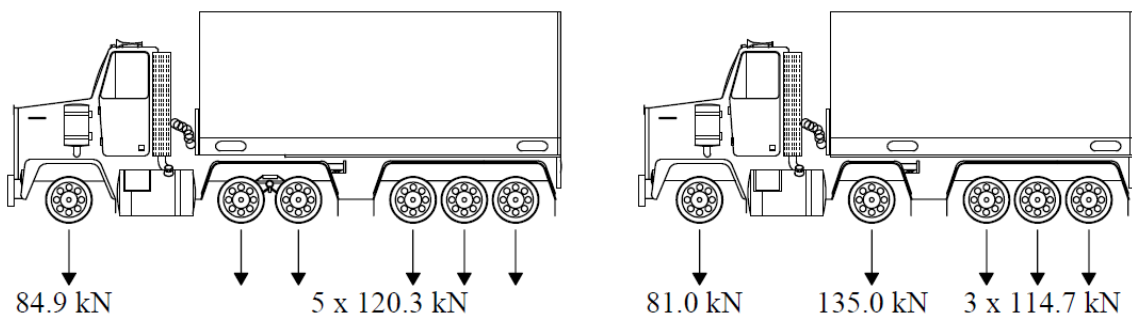


Figura 4.17 - Situação 3: 3S3 (686,4 kN) e 2S3 (560,1 kN), lado a lado. Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

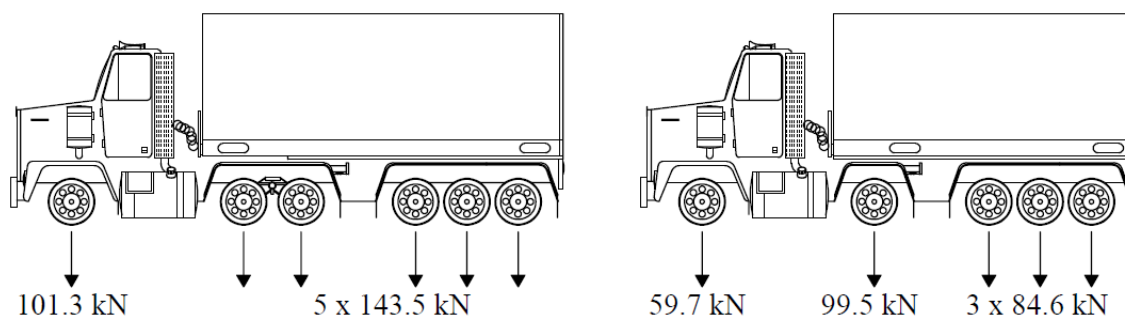


Figura 4.18 - Situação 4: 3S3 (818,8 kN) e 2S3 (413 kN), lado a lado. Fonte: adaptado de Ferreira (2006).

A combinação das cinco situações nas simulações visa a um cenário mais próximo da realidade, em que veículos de diferentes pesos trafegam em diferentes sentidos. O 2S3 curto foi adotado como secundário por ter sido observado em cerca de 30% do total das pesagens (FERREIRA, 2006). As probabilidades de ocorrência e frequência de cada situação, os respectivos momentos fletores médios e V são apresentados na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Probabilidades de ocorrência, momentos e V : presença simultânea

Situação	M_q (kNm)	V	Probabilidade
3S3 Isolado	1042.8	0.222	361/375
(1) Em fila, 1	823.9	0.198	1/75
(2) Em fila, 2	709.4	0.186	1/500
(3) Lado a lado, 1	1077.2	0.198	1/50
(4) Lado a lado, 2	1022.9	0.183	1/500

Fonte: elaborado pelo autor.

A partir dos parâmetros dados, executam-se 2 milhões de MCS, considerando como VA as características geométricas, propriedades dos materiais e resistência à fadiga da barra nas magnitudes doravante apresentadas para o 2L SA TE V10 TR2. Os momentos estatísticos de G e a respectivas P_f são expostos na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Resultados de G : presença simultânea

Modelo	μ_G	V	$P_{f,G}$	β_G
2L SA TE V10 TR2	0.4024	0.3794	0.0108	2.2963

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.21, os parâmetros estatísticos relativos à U_F . O valor médio obtido é semelhante aos calculados para os dois casos de 3S3 isolado. Na Figura 4.19, o histograma de U_F para o presente contexto, indicado pelo subíndice 7.

Tabela 4.21 - μ , V e λ : presença simultânea

Modelo	Ω_F	μ_{U_F}	V_{U_F}	λ
2L SA TE V10 TR2	0.5040	0.5976	0.2554	1.1858

Fonte: elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.22, os momentos estatísticos, P_i de Γ_F e índices η para presença simultânea de veículos. Os resultados obtidos pelo CI e por MCS são semelhantes.

Tabela 4.22 – Presença simultânea: μ , V e P_i de Γ_F

Modelo	μ_{Γ_F}	V_{Γ_F}	P_{i,Γ_F}		η_{Γ_F}	
			MCS	CI	MCS	CI
2L SA TE V10 TR2	-0.0936	-1.6306	0.7250	0.7301	-0.5978	-0.6133

Fonte: elaborado pelo autor.

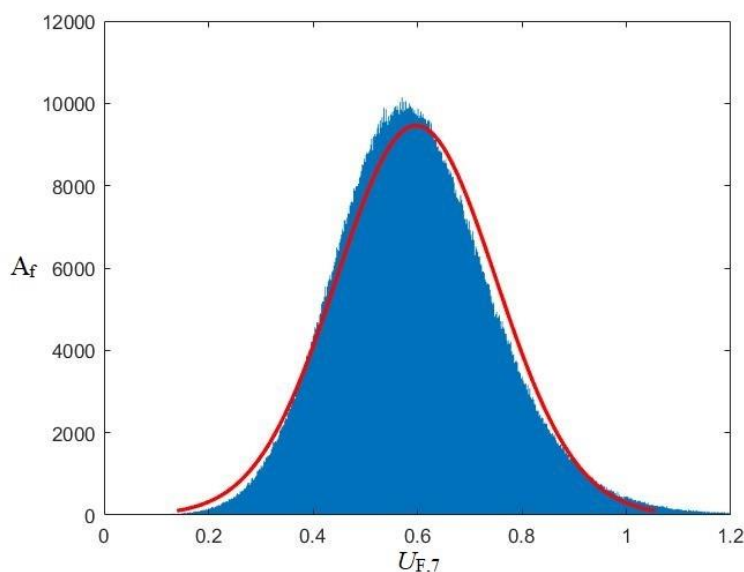


Figura 4.19 - Histograma de U_F e curva de ajuste normal: presença simultânea. Fonte: MATLAB R2019b.

A parcela de vida útil exaurida foi de 0,8927, inferior à respectiva dos dois casos anteriores para o mesmo modelo (ambas resultaram superiores a 90%), mas ainda assim próxima.

Nota-se que, assim como nas demais simulações, a verificação normativa é satisfeita na média de G . No entanto, a compreensão das variabilidades dos parâmetros influentes segue penalizando o desempenho à fadiga das armaduras de flexão em magnitudes superiores às previstas pelo projeto corrente, haja vista a elevada P_i . Dos resultados é possível constatar que a simulação com presença simultânea de veículos na estrutura, para o 2L SA TE V10 TR2, gerou resultados próximos aos calculados com o 3S3 isolado.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES

Projetos demandam normas que reflitam a prática. Para avaliar a adequação dos procedimentos normativos, propôs-se a função de desempenho Γ . Considerando o panorama nacional das estruturas de pontes e a demanda por estudos de confiabilidade que envolvam tais estruturas, aplicou-se a função Γ ao modelo de carga TB-450, através dos momentos fletores do estado-limite último, e à verificação da fadiga das armaduras de flexão.

Foram avaliados seis modelos de pontes de concreto armado a partir de simulações de Monte Carlo. Especificamente, procurou-se investigar quão adequada é a concepção típica de projeto frente às incertezas intrínsecas à geometria, aos materiais e ao tráfego.

Quando comparado com os resultados dos momentos últimos Ω_M , decorrentes do trem-tipo TB-450 da ABNT NBR 7188:2013, verificou-se que os valores médios dos momentos probabilísticos U_M são superiores e, conseqüentemente, elevadas P_i foram obtidas e η negativos. Os resultados apontam para a necessidade de revisão do TB-450, já que modelo de caminhão 3S3 isolado – definido a partir da prospecção de aumento de peso do tráfego nacional – produziu esforços superiores àqueles obtidos pelo veículo de projeto atual.

Semelhantemente, a compreensão das variabilidades das características geométricas, das propriedades dos materiais aço e concreto e do tráfego geraram fatores de fadiga probabilísticos U_F superiores aos fatores de fadiga calculados pela norma (Ω_F), inclusive na simulação de presença simultânea de veículos para o modelo mais crítico, o 2L SA TE V10 TR2. Baseado nos resultados dos casos estudados, constata-se que a análise probabilística gera maiores penalizações ao desempenho à fadiga das armaduras de flexão que a abordagem projetual corrente.

Apesar de as médias da função de desempenho G serem satisfatórias, preocupa a defasagem da norma. Ao levarmos em conta as obras de arte que, conforme Mendes (2009), foram dimensionadas para veículos normativos mais leves que o TB-450 (Figura 2.12) – supondo que estas sejam submetidas a perfis de tráfego semelhantes aos computados na prospecção adotada neste trabalho – o cenário é alarmante.

A questão não é apenas a ruptura estrutural decorrente exclusivamente da fadiga das armaduras de flexão – como Kopas *et al* (2016) destaca não há registros de ruínas dessa natureza – mas eventuais patologias que poderiam ser introduzidas nas estruturas em consequência dos danos por fadiga, e.g. a fissuração e perda da capacidade portante.

Salienta-se que as análises aqui desenvolvidas não consideraram nos modelos a durabilidade comprometida de muitas pontes nacionais, o que é provável, tendo por base os levantamentos de Mendes (2009) e Oliveira, Greco e Bittencourt (2019).

Pontes hiperestáticas ou estruturas com balanços, não abarcados no presente trabalho, poderiam ter penalizações maiores, em especial nas seções de momento fletor positivo (entre os apoios). Nestas seções, as cargas de tráfego poderiam gerar envoltórias que contém momentos negativos, aumento a variação de tensões.

Conforme Anitori, Casas e Ghosn (2017) salientam, o típico projeto de ponte, os processos de avaliação e análises de confiabilidade refinados são muito sensíveis às cargas de tráfego das pontes rodoviárias. Dos resultados, nota-se que a fadiga das armaduras também o é. Melhor controle tecnológico na execução das estruturas e na fabricação dos materiais são incentivados, já que variabilidades a eles atrelados também contribuem para desempenhos inferiores.

Os resultados da presente pesquisa constituem, portanto, um apontamento adicional para a inadequação da carga móvel da norma em face do tráfego observado, em concordância com Rossigali *et al.* (2015). São também um estímulo a melhores práticas executivas, controle tecnológico dos materiais e fiscalização quanto ao peso dos veículos em nossas rodovias.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 215R-74: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. Michigan, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. E1049 - 85 (2017): Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis. 4 ed. West Conshohocken, PA, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ANITORI, Giorgio; CASAS, Joan R.; GHOSN, Michel. WIM-Based Live-Load Model for Advanced Analysis of Simply Supported Short- and Medium-Span Highway Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, [s.l.], v. 22, n. 10, p.1-11, out. 2017. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001081](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001081).

CALLISTER, William D. Jr. *Materials Science and Engineering: An Introduction*. 7. ed. York, PA: John Wiley & Sons, Inc., 2007.

CHOI, Seung-kyum; GRANDHI, Ramana V.; CANFIELD, Robert A. *Reliability-based Structural Design*. London: Springer, 2006.

CRESPO-MINGUILLÓN, César; CASAS, Juan R. A comprehensive traffic load model for bridge safety checking. *Structural Safety*, [s.l.], v. 19, n. 4, p.339-359, jan. 1997. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0167-4730\(97\)00016-7](http://dx.doi.org/10.1016/s0167-4730(97)00016-7).

DOWLING, Norman E. *Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue*. 4. ed. Essex, England: Pearson Education Limited, 2013. 954 p. (Pearson International Edition). Contributions by Katakam Siva Prasad and R. Narayanasamy.

ECHARD, B.; GAYTON, N.; BIGNONNET, A. A reliability analysis method for fatigue design. *International Journal of Fatigue*, [s.l.], v. 59, p.292-300, fev. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2013.08.004>.

FERREIRA, Luciano Maldonado. Aplicação da teoria da confiabilidade na obtenção de limites para o peso de veículos de carga em pontes de concreto. 2006. 190 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FERREIRA, L. M.; NOWAK, A. S.; DEBS, M. K. El. Desenvolvimento de equações para a limitação do peso de veículos de carga em pontes de concreto através da teoria de confiabilidade. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l.], v. 1, n. 4, p.421-450, dez. 2008. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952008000400005>.

JUNGES, P.; PINTO, R. C. A.; MIGUEL, L. F. Fadel. B-WIM systems application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l.], v. 10, n. 6, p.1338-1365, nov. 2017. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600010>.

KOPAS, Peter *et al.* Fatigue resistance of reinforcing steel bars. Procedia Engineering, v.136, p.193-197, 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.196>.

KWON, Kihyon; FRANGOPOL, Dan M. Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data. International Journal of Fatigue, [s.l.], v. 32, n. 8, p.1221-1232, ago. 2010. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2010.01.002>.

LEANDER, John. Reliability evaluation of the Eurocode model for fatigue assessment of steel bridges. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 141, p.1-8, fev. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.11.010>.

LYDON, Myra *et al.* Recent developments in bridge weigh in motion (B-WIM). Journal of Civil Structural Health Monitoring, [s.l.], v. 6, n. 1, p.69-81, 24 maio 2015. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s13349-015-0119-6>.

MAJUMDAR, Shrabani *et al.* Optimum Rib Design in TMT Rebars to Enhance Fatigue Life While Retaining Bond Strength. Journal of Materials in Civil Engineering, [s.l.], v. 30, n. 3, mar. 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0002173](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0002173).

MATLAB R2019b: MathWorks, 2019.

MELCHERS, Robert E.; BECK, André T. Structural Reliability Analysis and Prediction. 3. ed. Hoboken, NJ: Wiley, 2018.

MENDES, Paulo de Tarso Cronemberger. Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras. 2009. 235 f. Tese (Doutorado) - Curso de

Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

NAESS, A.; LEIRA, B.J.; BATSEVYCH, O. System reliability analysis by enhanced Monte Carlo simulation. *Structural Safety*, [s.l.], v. 31, n. 5, p.349-355, set. 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.02.004>.

NOWAK, Andrzej S. Live load model for highway bridges. *Structural Safety*, [s.l.], v. 13, n. 1-2, p.53-66, dez. 1993. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730\(93\)90048-6](http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730(93)90048-6).

NOWAK, Andrzej S. Load model for bridge design code. *Canadian Journal of Civil Engineering*, [s.l.], v. 21, n. 1, p.36-49, fev. 1994. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/l94-004>.

NOWAK, Andrzej S. Calibration of LRFD Bridge Code. *Journal of Structural Engineering*, [s.l.], v. 121, n. 8, p.1245-1251, ago. 1995. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:8\(1245\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:8(1245)).

NOWAK, Andrzej S. Calibration of LRFD Bridge Design Code. Washington: National Academy Press, 1999. For the National Cooperative Highway Research Program.

NOWAK, Andrzej S. System reliability models for bridge structures. *Bulletin of The Polish Academy of Sciences, Technical Sciences*, [s.l.], v. 52, n. 4, p.321-328, out. 2004.

NOWAK, Andrzej S.; RAKOCZY, Przemyslaw. WIM-based live load for bridges. *Ksce Journal of Civil Engineering*, [s.l.], v. 17, n. 3, p.568-574, abr. 2013. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s12205-013-0602-8>.

NOWAK, Andrzej S.; RAKOCZY, Anna M.; SZELIGA, Ewa K. Revised Statistical Resistance Models for R/C Structural Components. Special Publication, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, v. 284, n. 6, p.1-16, 1 mar. 2012.

OLIVEIRA, C. B. L.; GRECO, M.; BITTENCOURT, T. N.. Analysis of the Brazilian federal bridge inventory. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, [s.l.], v. 12, n. 1, p.1-3, fev. 2019. <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952019000100002>.

PAN, Qiuqing; DIAS, Daniel. An efficient reliability method combining adaptive Support Vector Machine and Monte Carlo Simulation. *Structural Safety*, [s.l.], v. 67, p.85-95, jul. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.04.006>.

PORTELA, E. L. *et al.* Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, [s.l.], v. 10, n. 6, p.1163-1173, nov. 2017. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002>.

ROCHA, Marina; BRÜHWILER, Eugen; NUSSBAUMER, Alain. Geometrical and Material Characterization of Quenched and Self-Tempered Steel Reinforcement Bars. *Journal of*

Materials In Civil Engineering, [s.l.], v. 28, n. 6, jun. 2016. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001355](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001355).

ROSSIGALI, C. E. *et al.* Towards actual Brazilian traffic load models for short span highway bridges. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, [s.l.], v. 8, n. 2, p.124-139, abr. 2015. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952015000200005>.

SANTIAGO, W. C.; KROETZ, H. M.; BECK, A. T. Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures. *Ibracon Structures and Materials Journal*, São Paulo, v. 12, n. 6, p.1288-1295, dez. 2019.

SZERSZEN, Maria; NOWAK, Andrzej. Fatigue Evaluation of Steel and Concrete Bridges. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, [s.l.], v. 1696, p.73-80, jan. 2000. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/1696-10>.

TILLY, G. P. Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: a review. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials and Structures*, [s.l.], v. 2, n. 3, p.251-268, out. 1979. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1460-2695.1979.tb01084.x>.

ZHAO, Jian; TABATABAI, Habib. Evaluation of a Permit Vehicle Model Using Weigh-in-Motion Truck Records. *Journal of Bridge Engineering*, [s.l.], v. 17, n. 2, p.389-392, mar. 2012. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000250](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000250).

APÊNDICE A

Nesta dissertação constam as distribuições de probabilidade normal, lognormal e Weibull. Este apêndice tem a finalidade de caracterizar cada uma delas, apresentando seus parâmetros, funções de densidade de probabilidade (PDF) e funções cumulativas de probabilidade (CDF).

A.1 Distribuição normal

A distribuição normal ou gaussiana é definida pela PDF a seguir:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{A.1})$$

Na qual, o parâmetro μ é a média da distribuição e σ , o desvio padrão. A função cumulativa de probabilidade, por sua vez, é dada pela integração da respectiva PDF, conforme a Equação A.2. Na Figura A.1, exemplificam-se algumas PDF normais, de acordo com os valores dos parâmetros considerados.

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{A.2})$$

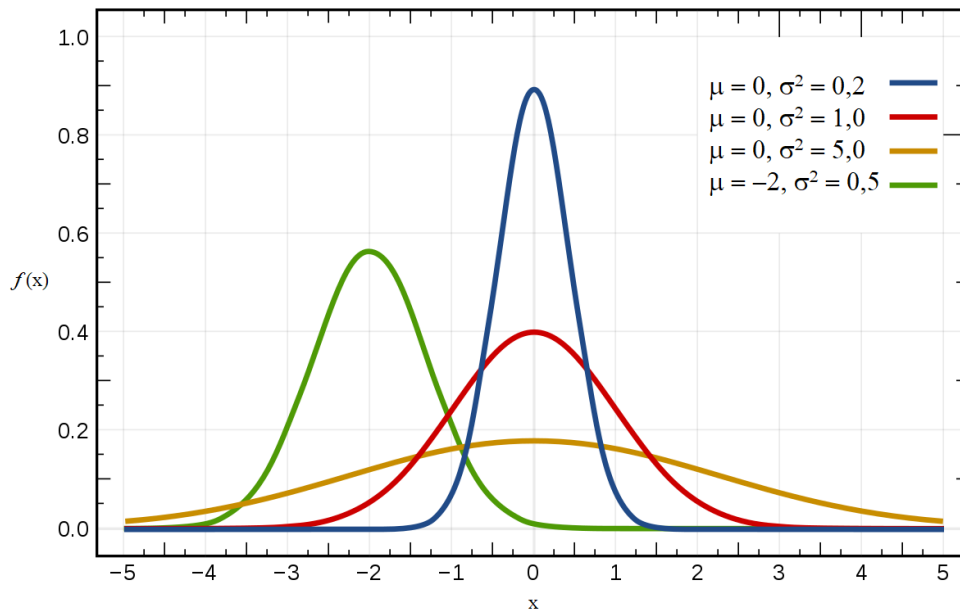


Figura A.1 - Exemplos de função de densidade de probabilidade normal

Para o caso particular de $\mu = 0$ e $\sigma = 1$, tem-se a distribuição normal padrão, representada pela curva vermelha na Figura A.1. Dessa forma, a PDF é então definida por:

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (\text{A.3})$$

Afim de simplificar os cálculos, é comum a transformação de uma variável normal x na respectiva variável padronizada z pela expressão a seguir:

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma} \quad (\text{A.4})$$

Para variáveis z , existem tabelas que informam a respectiva probabilidade acumulada, conforme apresentado na Tabela A.1.

Tabela A.1 - Probabilidades acumuladas para dados valores de z

z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990

Fonte: elaborado pelo autor.

A.2 Distribuição lognormal

Uma variável aleatória X tem distribuição lognormal quando o seu logaritmo $Y = \ln(X)$ é normalmente distribuído. Destarte, são estabelecidas as seguintes relações entre os parâmetros de X e Y :

$$\mu_X = e^{\left(\mu_Y + \frac{1}{2}\sigma_Y^2\right)} \quad (\text{A.5})$$

$$\sigma_X^2 = e^{(2\mu_Y + \sigma_Y^2)}(e^{\sigma_Y^2} - 1) \quad (\text{A.6})$$

A sua função de densidade é dada abaixo e ilustrada, para diferentes valores σ_Y e μ_Y igual a zero, na Figura A.2.

$$f(x; \mu_Y, \sigma_Y) = \frac{1}{x\sigma_Y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2} \quad (\text{A.7})$$

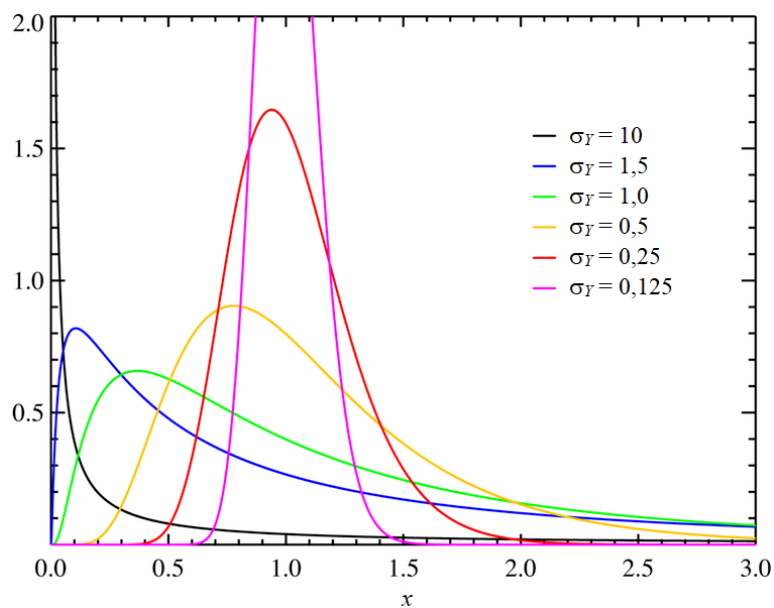


Figura A.2 - Exemplos de função de densidade de probabilidade lognormal para $\mu_Y = 0$

Variáveis com esta distribuição somente assumem valores positivos reais. A sua função cumulativa de probabilidade, F_X , é definida pela Equação A.8, na qual Φ é a CDF da distribuição normal padrão.

$$F_X = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right) \quad (\text{A.8})$$

A.3 Distribuição Weibull

A distribuição Weibull, assim denominada em homenagem ao matemático sueco Waloddi Weibull, é definida pela sua PDF conforme a equação abaixo:

$$f(x; \lambda, k) = \begin{cases} \frac{b}{a} \left(\frac{x}{a}\right)^{b-1} e^{-\left(\frac{x}{a}\right)^b} & x \geq 0, \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

Na qual a é o parâmetro de escala e b é o parâmetro de forma. A relação entre esses parâmetros com a média e a variância da distribuição são dados adiante:

$$\mu = a[\Gamma(1 + b^{-1})] \quad (\text{A.10})$$

$$\sigma^2 = a^2\{\Gamma(1 + 2b^{-1}) - [\Gamma(1 + b^{-1})]^2\} \quad (\text{A.11})$$

Em que Γ é a função gama. A função cumulativa da distribuição $F(x; a, b)$ é dada pela Equação A.12.

$$F(x; a, b) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{a}\right)^b} \quad (\text{A.12})$$

Na Figura A.3, exemplos de funções Weibull para dados parâmetros de escala e forma.

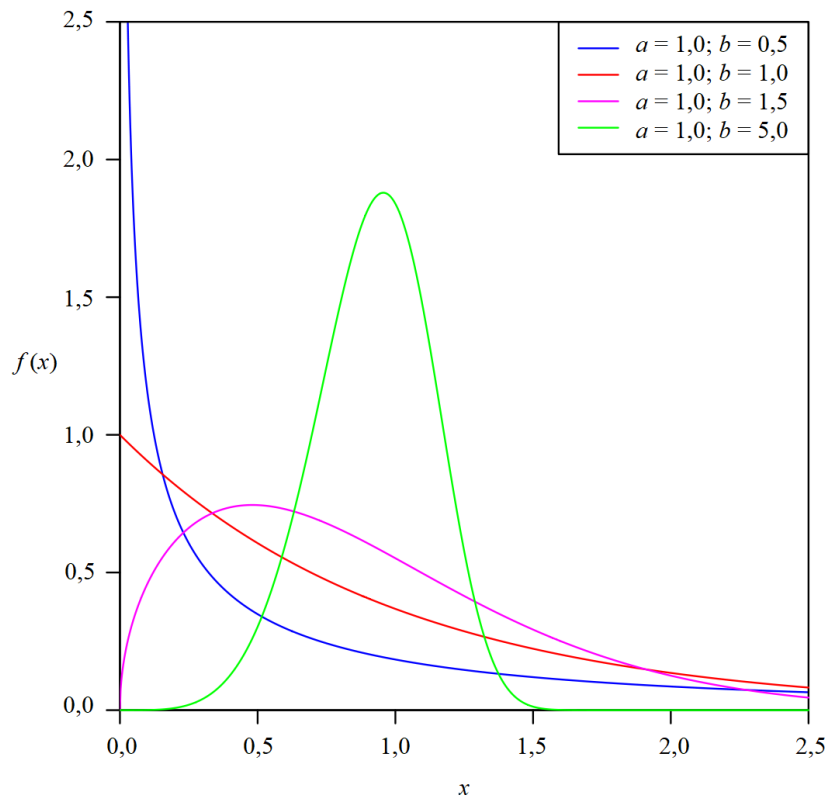


Figura A.3 - Exemplos de função de densidade de probabilidade Weibull