

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Karina Barth Ferro

**AVALIAÇÃO GLOBAL-LOCAL DA VIDA EM FADIGA DE LIGAÇÕES
SOLDADAS EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CARGA**

Vitória - ES

2025

KARINA BARTH FERRO

**AVALIAÇÃO GLOBAL-LOCAL DA VIDA EM FADIGA DE LIGAÇÕES
SOLDADAS EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CARGA**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. João Victor Fragoso Dias, Dr.

Vitória - ES

2025

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

F395a Ferro, Karina Barth, 1996-
Avaliação global-local da vida em fadiga de ligações soldadas em pontes ferroviárias de carga / Karina Barth Ferro. - 2025. 112 f.

Orientador: João Victor Fragoso Dias.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Aço - fadiga. 2. Método dos elementos finitos. 3. Pontes ferroviárias. I. Dias, João Victor Fragoso. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

Karina Barth Ferro

Avaliação global-local da vida em fadiga de ligações soldadas em pontes ferroviárias de carga

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Avaliado e aprovado, em 13 de outubro de 2025, pela banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. João Victor Fragoso Dias, Dr.

Orientador – UFES - PPGEC

Prof^ª. Adenilcia Fernanda Groberio Calenzani, Dr^a.

UFES - PPGEC

Prof. Hermes Carvalho, Dr.

UFMG - PROPEES



Universidade Federal do Espírito Santo - UFES
Centro Tecnológico
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Credenciamento/CFE/parecer n. 487/2018, portaria n. 609 de 14/03/2019.

ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO

Às quinze e trinta minutos do dia treze de outubro do ano de dois mil e vinte e cinco, teve início por meio de videoconferência a sessão pública de defesa da dissertação intitulada “**Avaliação Global-Local da Vida em Fadiga de Ligações Soldadas em Pontes Ferroviárias de Carga**”, da aluna **Karina Barth Ferro**, candidata ao título de Mestre em Engenharia Civil – Área de Concentração em Estruturas, perante a Banca Examinadora composta pelos seguintes professores: **Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias**, Doutor em Engenharia de Estruturas, Orientador da aluna e Presidente da banca; **Profa Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani**, Doutora em Engenharia de Estruturas e **Prof. Dr. Hermes Carvalho**, Doutor em Engenharia de Estruturas. Concluída a apresentação oral, a aluna foi arguida por todos os membros da Banca Examinadora e, a seguir, foi facultada a palavra ao público presente. Terminada a arguição da aluna, a Banca Examinadora reuniu-se, em separado, para deliberação. Ao final, o Presidente comunicou aos presentes que a dissertação havia sido **APROVADA**. Encerrada a sessão, eu, Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias, presidente da banca examinadora, lavrei a presente Ata, que, depois de lida, foi assinada pelos outros membros da Banca Examinadora e por mim.

Vitória-ES, 13 de outubro de 2025

Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias
Orientador – UFES

Profa Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani
Examinadora Interna – UFES

Prof. Dr. Hermes Carvalho
Examinador Externo - UFMG



UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

AVALIAÇÃO GLOBAL-LOCAL DA VIDA EM FADIGA DE LIGAÇÕES SOLDADAS EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CARGA

Karina Barth Ferro

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **13 de outubro de 2025** por:

Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias
Doutor em Engenharia de Estruturas
Orientador – UFES

Profa Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani
Doutora em Engenharia de Estruturas
Examinadora Interna – UFES

Prof. Dr. Hermes Carvalho
Doutor em Engenharia de Estruturas
Examinador Externo - UFMG

Vitória – ES, outubro de 2025





DOCUMENTOS DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO DA ALUNA KARINA BARTH FERRO

Data e Hora de Criação: 14/10/2025 às 08:27:01

Documentos que originaram esse envelope:

- ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO.pdf (Arquivo PDF) - 1 página(s)
- FOLHA DE ROSTO.pdf (Arquivo PDF) - 1 página(s)



Hashs únicas referente à esse envelope de documentos

[SHA256]: 324f6e07835b7d6d509accd30abd88f4b9732c2de2754d9be0a4859cf841a4ac

[SHA512]: ff0b13ba0ad1617ee3f9c48231b3c7e14ab0d0a6c523a51d5fe6e627bae037aff1d1a24a687dd8ed435d5a23b3f644523fe561b6c6f37a7a2ee1ccc572859282

Lista de assinaturas solicitadas e associadas à esse envelope



ASSINADO - Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani (afcalenzani@gmail.com;adenilcia.calenzani@ufes.br;)

Data/Hora: 15/10/2025 - 10:51:15, IP: 200.137.65.109

[SHA256]: 786e3bd2ef89f55c79156eceb73fa82881d3b7d0840a6a6b618eadac3f3e17a3

Assinatura Eletrônica Avançada (Conforme Lei nº 14.063/20, art. 4º, II)



ASSINADO - Hermes Carvalho (hermes@dees.ufmg.br)

Data/Hora: 14/10/2025 - 19:15:34, IP: 177.26.229.151, Geolocalização: [-23.555274, -46.716032]

[SHA256]: 1c524d7ce4f0740a331c9848137139e4c488b0a14eaf3fe287412ebca421f346

Assinatura Eletrônica Avançada (Conforme Lei nº 14.063/20, art. 4º, II)



ASSINADO - João Victor Fragoso Dias (joao.v.dias@ufes.br)

Data/Hora: 14/10/2025 - 08:39:13, IP: 200.137.65.107, Geolocalização: [-20.272953, -40.304521]

[SHA256]: d927e162f8ac466593162f1b3281c81f3e2903a808615c58055cb00723c62883

Assinatura Eletrônica Avançada (Conforme Lei nº 14.063/20, art. 4º, II)

Histórico de eventos registrados neste envelope

15/10/2025 10:51:15 - Envelope finalizado por afcalenzani@gmail.com;adenilcia.calenzani@ufes.br, IP 200.137.65.109

15/10/2025 10:51:15 - Assinatura realizada por afcalenzani@gmail.com;adenilcia.calenzani@ufes.br, IP 200.137.65.109

15/10/2025 10:51:07 - Envelope visualizado por afcalenzani@gmail.com;adenilcia.calenzani@ufes.br, IP 200.137.65.109

14/10/2025 19:15:34 - Assinatura realizada por hermes@dees.ufmg.br, IP 177.26.229.151

14/10/2025 08:39:13 - Assinatura realizada por joao.v.dias@ufes.br, IP 200.137.65.107

14/10/2025 08:38:53 - Envelope visualizado por joao.v.dias@ufes.br, IP 200.137.65.107

14/10/2025 08:35:45 - Envelope registrado na Blockchain por sidney.barbara@ufes.br, IP 187.36.138.85

14/10/2025 08:35:44 - Envelope encaminhado para assinaturas por sidney.barbara@ufes.br, IP 187.36.138.85

14/10/2025 08:27:02 - Envelope criado por sidney.barbara@ufes.br, IP 187.36.138.85

AGRADECIMENTOS

O mestrado foi uma jornada intensa, repleta de crescimento e aprendizado, tanto para a vida profissional quanto para a vida pessoal. Por isso, expresso aqui minha sincera gratidão a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste estudo.

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus, por me conceder força, saúde e perseverança para chegar até aqui.

Aos meus pais, Adelmo e Célia, à Kristyan, à Ana e ao André, meus agradecimentos pelo apoio e incentivo ao longo dessa jornada. Aos amigos que fiz durante o mestrado, meu agradecimento pelas conversas, parcerias e pelos encontros, que tornaram essa etapa mais leve e tranquila.

Ao meu orientador, João Victor, agradeço profundamente pela paciência, dedicação, orientação e total apoio para viabilizar este estudo, e por todas as conversas que contribuíram significativamente para minha formação acadêmica e pessoal.

Estendo meus agradecimentos à FAPES, pelo financiamento da bolsa de pesquisa, à equipe do LabInfra – POLI – USP e à Cátedra *Under Rail* – Vale, pela parceria e pela disponibilização dos dados necessários para o desenvolvimento deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos os professores da UFES que estiveram comigo desde a graduação até o mestrado e que, com seus ensinamentos e apoio, foram fundamentais na minha formação, contribuindo para uma base sólida em um ambiente onde pude crescer, amadurecer e expandir meus horizontes. Serei sempre grata a todos vocês.

A todos que, de alguma forma, participaram dessa trajetória, meu muito obrigado.

RESUMO

Na matriz de transporte de cargas, as ferrovias têm o papel de complementar a logística, proporcionando grande volume de transporte com menor recurso energético. Para este fim, as pontes ferroviárias foram construídas ao longo dos anos com o uso de diversos materiais, dentre os quais o aço ganhou espaço devido à sua versatilidade, além da possibilidade de vencer grandes vãos com estruturas leves. Nessas pontes, em detalhes estruturais como ligações soldadas, configurações geométricas diversas podem resultar em pontos nos quais ocorre concentração de tensões. Somadas às ações dinâmicas e esforços de segunda ordem, essas concentrações de tensões fazem com que o fenômeno da fadiga seja um dos principais causadores de colapsos em pontes de aço. Todavia, as verificações para este tipo de estado-limite podem ser um processo complexo, e métodos mais precisos como a metodologia global-local podem ser utilizados. Diante desse cenário, é realizado o estudo da vida em fadiga de uma ligação soldada de uma ponte ferroviária com estrutura mista de aço e concreto. A análise é realizada por modelos de elementos finitos utilizando o software comercial *Ansys Mechanical APDL* v. 2020R1 em duas escalas – global e local. A vida em fadiga da estrutura é estimada utilizando tanto o método da tensão nominal quanto o método de tensão de *hot-spot*. O cálculo do dano quando da passagem de um veículo é estimado a partir do histórico de tensões, seguido da estimativa do número de ciclos de carga suportados pela estrutura, de acordo com as recomendações do *International Institute of Welding* (IIW) e o EN 1993-1-9:2005. Os resultados apontam que para o detalhe avaliado, a vida em fadiga não é infinita, mesmo considerando a passagem do veículo tipo mais leve que circula na via. Além disso, evidencia-se que o aumento no peso do material circulante e da velocidade de tráfego possuem impacto significativo na vida em fadiga do detalhe. Com relação aos métodos e procedimentos normativos, o método da tensão nominal foi inseguro para a previsão da vida em fadiga e a metodologia do IIW leva a resultados mais conservadores que a do EN 1993-1-9:2005.

Palavras-chave: fadiga; elementos finitos; ponte ferroviária; tensão *hot spot*; metodologia global-local.

ABSTRACT

In cargo transportation, railways play a complementary role in logistics by enabling the transport of large volumes with lower energy consumption. To serve this purpose, railway bridges have been constructed over the years using various materials, among which steel has gained prominence due to its versatility and the ability to span long distances with lightweight structures. In these bridges, structural details such as welded connections can feature various geometric configurations that result in stress concentration points. When combined with dynamic loading and second-order effects, these stress concentrations make fatigue one of the primary causes of failure in steel bridges. However, assessments for this type of limit state can be complex, and more accurate approaches, such as the global-local methodology, can be employed. Within this context, a fatigue life assessment is conducted on a welded connection of a railway bridge with a composite steel-concrete structure. The analysis is carried out using finite element models in the commercial software Ansys Mechanical APDL v. 2020R1, considering two modeling scales – global and local. Fatigue life is estimated using both the nominal stress method and the hot-spot stress method. Damage per vehicle passage is computed based on the stress history, followed by the estimation of the number of load cycles the structure can withstand, in accordance with the recommendations of the International Institute of Welding (IIW) and EN 1993-1-9:2005. The results indicate that for the evaluated detail, fatigue life is not infinite, even when considering the passage of the lightest type of vehicle operating on the track. Furthermore, it is evident that increases in vehicle weight and traffic speed have a significant impact on the fatigue life of the detail. Regarding standards and methodologies, the nominal stress method was found to be non-conservative for fatigue life prediction, whereas the IIW methodology yielded more conservative results than those provided by EN 1993-1-9:2005.

Keywords: fatigue; finite element models; railway bridges; hot spot stress; global-local methodology.

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of Highway and Transportation Official</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
APDL	<i>Ansys Parametric Design Language</i>
AREMA	<i>American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association</i>
ASTM	<i>Advancing Standards Transforming Markets</i>
BIM	<i>Building Information Modeling</i>
CNT	Conselho Nacional de Transportes
FAT	Classe de fadiga
GDE	Vagão gondola para transporte de minério de ferro
GDT	Vagão gondola para transporte de minério de ferro
GDU	Vagão gondola para transporte de minério de ferro
IIW	International Institute of Welding
IPHAN	Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional
LFRD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
OAE	Obra de Arte Especial

LISTA DE SIMBOLOS

$\Delta\sigma_{C,f}$	Valor de referência para detalhe especificado minorado pelo fator de segurança γ_{Mf} ;
$\Delta\bar{\sigma}_C$	Valor de referência para 2 milhões de ciclos para o detalhe especificado;
$\Delta\sigma_D$	Limite de fadiga para tensões de amplitude constante;
$\Delta\sigma_{E,2}$	Faixa de tensão de amplitude constante equivalente para 2 milhões de ciclos;
$\Delta\sigma_L$	Tensão de vida em fadiga infinita;
$\Delta\sigma_R$	Amplitude de tensão obtida do histórico de tensões atuantes;
$Dano_{HSS}$	Somatório do dano calculado pelo histórico de tensão <i>hot-spot</i> ;
$Dano_{nominal}$	Somatório do dano calculado pelo histórico de tensão nominal;
D_{cal}	Somatório de danos calculados;
D_{esp}	Somatório do dano específico para as tensões máximas no ciclo de carga;
$F_{Cooper E 80}$	Força do Cooper E 80;
F_{FR}	Força de frenagem em kN;
F_T	Força de tração em kN;
$F_{t,t}$	Força no eixo do trem-tipo no instante t;
$F_{trem-tipo}$	Força do trem-tipo aplicado;
F_{uni}	Força unitária;
L_p	Comprimento da ponte em pés;
L_φ	Comprimento da ponte em metros, sendo considerado o comprimento L da ponte para vigas principais biapoiadas;
N_R	Número de ciclos para faixa de tensão até a falha por fadiga obtido da curva S-N;
N_p	Número de passagens do veículo;
$S_{final,t}$	Tensão final no instante t;
$S_{uni,t}$	Tensão correspondente a força unitária no instante t de passagem do trem-tipo;
f_y	Tensão de escoamento do aço;
n_0	Frequência do 1º modo natural de vibração devido a carga permanente;
$n_{0,inf}$	Frequência inferior limite;
$n_{0,sup}$	Frequência superior limite;
n_i	Número de ciclos para uma faixa de tensão de projeto;

γ_{Ff}	Fator parcial de segurança para faixa de tensão de amplitude constante equivalente;
γ_{Mf}	Fator de segurança parcial para tensão resistente de fadiga;
$\sigma_{1,HS}$	Tensão <i>hot-spot</i> na primeira direção principal;
σ_1	Tensão na primeira direção principal;
$\sigma_{x,HS}$	Tensão <i>hot-spot</i> na direção x;
σ_x	Tensão na direção x;
$\sigma_{z,HS}$	Tensão <i>hot-spot</i> na direção z;
σ_z	Tensão na direção z;
$\tau_{xz,HS}$	Tensão <i>hot-spot</i> tangencial ao plano xz;
τ_{xz}	Tensão tangencial ao plano xz;
Δt	Variação de tempo;
E	Módulo de elasticidade longitudinal;
ν	Coefficiente de Poisson;
ρ	Densidade do material;
L	Comprimento da ponte em metros;
v	Velocidade do trem em m/s;
ε	Deformação.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Produção do transporte ferroviário de cargas no Brasil, em tonelada útil (TU) de todas as concessionárias.	13
Figura 1.2 – Vista da Ponte Imperial Dom Pedro II e modelo da análise numérica.	14
Figura 2.1 – Perfis de soldagem <i>as-welded</i> (AW), <i>burr grinding</i> (BG), <i>tungsten inert gas</i> (TIG) e <i>ultrasonic impact treatment</i> (UIT).....	20
Figura 2.2 – Microfissuras em uma liga metálica, considerando diferentes rugosidades de superfície.	21
Figura 2.3 – Locais de formação de fissura em soldas de topo e solda de filete.....	22
Figura 2.4 – Detalhe de dano por indução de carga na chapa gusset.	23
Figura 2.5 – Detalhe com um dos modos de fissuração na ligação do piso ortotrópico.	24
Figura 2.6 – Detalhe do fenômeno de distorção.....	25
Figura 2.7 – Detalhe de enrijecedor para minimizar o efeito da distorção. F1 e F2 representam os pontos críticos para concentração de tensões.....	26
Figura 2.8 – Exemplo de curva S-N para resistência à fadiga do aço SAE 4130.....	28
Figura 2.9 – Regra do dano linear acumulado de Palmgren-Miner.....	29
Figura 2.10 – Contagem de ciclos de carga utilizando o método <i>rainflow</i>	30
Figura 2.11 – Definição de tensões pelo método <i>hot-spot</i>	32
Figura 2.12 – Detalhe de referência para fadiga pelo método da tensão nominal.....	33
Figura 2.13 – Modelo de curva S-N.	33
Figura 2.14 – Comparação entre as curva S-N de acordo com o IIW e EN 1993-11-9:2005..	34
Figura 2.15 – Tipos de <i>hot-spot</i>	37
Figura 2.16 – Carregamento do Cooper E80.....	40
Figura 2.17 – Modelo global (a) e modelo local (b) da Ponte Várzeas.....	42
Figura 2.18 – Modelo global (a) e modelo local (b) da ponte Alcácer do Sal.	43
Figura 2.19 – Modelo global (a), submodelo (b) e modelo local (c) da ponte Ferroviária sobre o Rio Fundão.	44
Figura 3.1 – Etapas da análise global-local	45
Figura 3.2 – 3D da esquemático da superestrutura da ponte desenvolvido em <i>software</i> BIM.	46
Figura 3.3 – Desenho da esquemático da superestrutura da ponte com cotas em mm, sendo a) seção transversal intermediária e b) planta e elevação.	47
Figura 3.4 – Modelo global para a) um vão da superestrutura da ponte ferroviária com laje; b) longarinas e subestrutura de travamento.	48

Figura 3.5 – Condições de contorno da ponte ferroviária.	49
Figura 3.6 – Gráfico de variação de frequência dos modos globais de vibração x tamanho da malha.	50
Figura 3.7 – Modelo de trem-tipo teórico.....	51
Figura 3.8 – Distribuição normal do carregamento do trem-tipo real.	51
Figura 3.9 – Posição de aplicação do carregamento.....	52
Figura 3.10 – Gráfico de deslocamento no meio do vão vs. tempo para análise transiente, com a passagem de um trem-tipo reduzido.	54
Figura 3.11 – Gráfico de deslocamento no meio do vão vs. tempo para análise transiente, com velocidades entre 25 km/h e 80 km/h.	54
Figura 3.12 – Comparação de análise estática x dinâmica para passagem de um trem-tipo, sendo a) deslocamento no meio do vão e b) percentual de variação dos resultados.	55
Figura 3.13 – Geometria do modelo local e região de aplicação das condições de contorno. .	56
Figura 3.14 – Pontos de concentração de tensão na ligação.....	57
Figura 3.15 – Teste de convergência de resultados para o modelo local, sendo a) gráfico de tensões na fronteira 1, b) gráfico de tensões na fronteira 2, c) amostra inicial da ligação e d) geometria e dimensões finais da ligação.	58
Figura 3.16 – Domínio de análise do modelo local, sendo a) região de aplicação da malha mais refinada e b) malha aplicada no modelo local.	59
Figura 3.17 – Gráfico para estudo da malha no modelo local, nos quais a) variação da 1ª tensão principal e b) variação da tensão <i>hot-spot</i>	60
Figura 3.18 – Processo de integração entre os modelos global e local.	61
Figura 3.19 – Esquema de transferência de condição de contorno de barra para sólido.....	63
Figura 3.20 – Ponto de concentração de tensão e direção esperada da fissura.....	64
Figura 3.21 – Pontos de referência para obter a tensão <i>hot-spot</i>	65
Figura 3.22 – Detalhe de referência para obter a tensão <i>hot-spot</i> , a) IIW e b) EN 1993-1-9:2005.	65
Figura 4.1 – 1º modo de vibração com frequência natural igual a 6,17 Hz.....	67
Figura 4.2 – 2º modo de vibração com frequência natural igual a 7,09 Hz.....	68
Figura 4.3 – 3º modo de vibração com frequência natural igual a 10,28 Hz.....	68
Figura 4.4 – 4º modo de vibração com frequência natural igual a 12,20 Hz.....	69
Figura 4.5 – Ponte com a passagem do trem-tipo unitário (a) e gráfico deslocamento no meio do vão vs. posição da carga (b).....	69
Figura 4.6 – Localização das ligações no modelo global.	70

Figura 4.7 – Gráfico tensão nominal máxima vs. número da ligação para a passagem de um trem-tipo com força unitária.	70
Figura 4.8 – Histórico de tensão nominal para as ligações 1 a 4 e trem-tipo com vagão de 275 kN/eixo (a), 325 kN/eixo (b), 375 kN/eixo (c) e o trem-tipo real (d).....	72
Figura 4.9 – Detalhe de referência para fadiga pelo método da tensão nominal de acordo com o IIW (a) e EN1993-1-9 (b).....	73
Figura 4.10 – Curva S-N para o detalhe de referência pelo método da tensão nominal, para se $\Delta\sigma C, IIW = 43,1 MPa$ e para $\Delta\sigma C, EN = 34,8 MPa$	74
Figura 4.11 – Gráfico amplitude vs. n° de ciclos para os pontos 1 (a), ponto 2 (b), ponto 3 (c) e ponto 4 (d), para tensões obtidas pelo método da tensão nominal.	75
Figura 4.12 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h. .	76
Figura 4.13 – Dano para curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9:2005 acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.	77
Figura 4.14 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 1.	78
Figura 4.15 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 2.	79
Figura 4.16 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 3.	79
Figura 4.17 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 4.	80
Figura 4.18 – Gráfico amplitude vs. n° de ciclos de carga para o trem-tipo real na análise dinâmica.	81
Figura 4.19 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h. .	82
Figura 4.20 – Dano para curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9:2005 acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.	82
Figura 4.21 – Tensão de Von Mises para o modelo local pela passagem de uma carga unitária no modelo global.	83
Figura 4.22 – Histórico de tensão σ_1 , σ_x , σ_z e τ_{xz} no <i>hot-spot</i> , para o modelo local com a passagem de um trem tipo real e velocidade de 55 km/h.	84

Figura 4.23 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> para o modelo local com a passagem de um trem tipo real e diferentes velocidades.....	85
Figura 4.24 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> para o modelo local com a passagem do trem tipo com 275 kN/eixo e diferentes velocidades.	85
Figura 4.25 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> para o modelo local com a passagem do trem tipo com 325 kN/eixo e diferentes velocidades.	85
Figura 4.26 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> para o modelo local com a passagem do trem tipo com 375 kN/eixo e diferentes velocidades.	86
Figura 4.27 – Curva S-N para o detalhe de referência pelo método da tensão <i>hot-spot</i>	86
Figura 4.28 – Influência da velocidade e do peso do veículo no cálculo do dano segundo EN1993-1-9:2005.	87
Figura 4.29 – Influência da velocidade e do peso do veículo no cálculo do dano segundo o IIW.	87
Figura 4.30 – Gráfico do número de passagem do veículo vs. velocidade até a falha da estrutura.	88
Figura 4.31 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> com força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem tipo-real e diferentes velocidades.	89
Figura 4.32 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> com força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 275 kN/eixo e diferentes velocidades.	90
Figura 4.33 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> com a força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 325 kN/eixo e diferentes velocidades.	90
Figura 4.34 – Histórico de tensão <i>hot-spot</i> com a força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 375 kN/eixo e diferentes velocidades.	91
Figura 4.35 – Dano na estrutura para o trem-tipo real considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN 1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.....	92
Figura 4.36 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 275 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN 1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.	93
Figura 4.37 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 325 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.	93

Figura 4.38 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 375 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.	94
Figura 4.39 – Dano na estrutura para o trem-tipo real considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.	94
Figura 4.40 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 275 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.....	95
Figura 4.41 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 325 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.....	95
Figura 4.42 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 375 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.....	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fator de segurança γMf para resistência de fadiga, segundo o IIW.....	35
Tabela 2.2 – Fator de segurança γMf para resistência de fadiga, segundo o EN1993-1-9:2005.	35
Tabela 3.1 – Elementos que compõem a massa adicionada à estrutura.	49
Tabela 4.1 – Frequências naturais de vibração da ponte.	67
Tabela 4.2 – Fator de impacto dinâmico.	71
Tabela 4.3 – Amplitudes de tensão máxima para passagem dos trens-tipo avaliados com velocidade de 55 km/h.....	74
Tabela 4.4 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW, com análise estática utilizando o método da tensão nominal, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55 km/h.	76
Tabela 4.5 – Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9:2005, com análise estática, utilizando o método da tensão nominal, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.	76
Tabela 4.6 – Número de passagens do veículo (Np) para a curva S-N de acordo com o IIW.	77
Tabela 4.7 – Número de passagens do veículo (N) para a curva S-N de acordo com o EN1993- 1-9:2005.....	78
Tabela 4.8 – Amplitudes de tensão máxima para passagem do trens-tipo real com velocidade de 55 km/h.	80
Tabela 4.9 – Dano calculado com base na análise estática e dinâmica em vários pontos do modelo global utilizando o método da tensão nominal, para passagem de trem-tipo real com velocidade igual a 55 km/h, pela curva S-N de acordo com o IIW.	81
Tabela 4.10 – Dano pela análise estática e dinâmica em vários pontos do modelo global utilizando o método da tensão nominal, para passagem de trem-tipo real com velocidade igual a 55km/h, pela curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9.....	82
Tabela 4.11 – Amplitude de tensão máxima do histórico de tensão <i>hot-spot</i>	91
Tabela 4.12 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW, para passagem dos trens-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.	97
Tabela 4.13 – Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9:2005, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.	97

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVO	16
1.1.1 OBJETIVO GERAL.....	16
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	16
2 REVISÃO DA LITERATURA	18
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	18
2.2 FADIGA EM CONEXÕES SOLDADAS	19
2.3 MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DE TENSÕES E VIDA EM FADIGA.....	26
2.4 ABORDAGENS NORMATIVAS	32
2.4.1 TENSÃO <i>HOT-SPOT</i>	36
2.4.2 TIPO DE ANÁLISE REQUERIDA.....	37
2.4.3 CARREGAMENTOS EM PONTES	39
2.5 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	40
3 ABORDAGEM METODOLÓGICA	45
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	45
3.2 MODELO GLOBAL.....	48
3.3 TIPO DE ANÁLISE DO MODELO GLOBAL.....	53
3.4 MODELO LOCAL.....	56
3.5 INTEGRAÇÃO GLOBAL-LOCAL	60
3.6 TENSÃO <i>HOT-SPOT</i> E DANO	63
4 RESULTADOS	66
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	66
4.2 VALIDAÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	66
4.3 ANÁLISE GLOBAL ESTÁTICA.....	69
4.4 ANÁLISE GLOBAL DINÂMICA	78

4.5 ANÁLISE LOCAL.....	83
4.6 AVALIAÇÃO DA RESPOSTA DO DETALHE EM CENÁRIOS DE AVALIAÇÃO DE TRAÇÃO OU FRENAGEM SOBRE A PONTE	88
4.7 COMPARAÇÃO ENTRE AS ABORDAGENS PELO MÉTODO DA TENSÃO NOMINAL E DO HOT-SPOT.....	96
5 CONCLUSÕES.....	98
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	99
REFERÊNCIAS	100

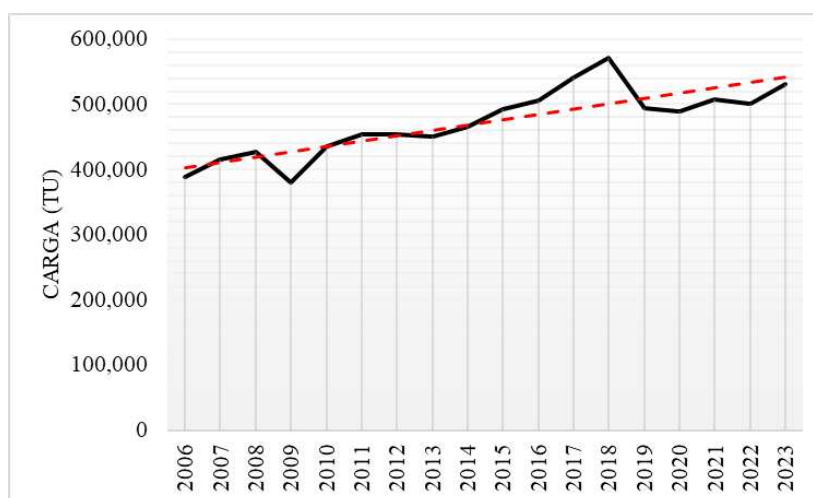
1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura ferroviária tem grande importância para o desenvolvimento econômico mundial devido sua alta capacidade de transporte de carga e baixo impacto ambiental. A redução da emissão de CO₂ originada dos meios de transporte (Abraham *et al.*, 2012) e a necessidade de melhorar a eficiência no transporte de mercadorias, são alguns dos critérios para se investir na infraestrutura de uma região (Branco *et al.*, 2022). Se comparado ao sistema modal rodoviário, o modal ferroviário apresenta maior índice de segurança, possuindo menor índice de acidentes e menor incidência de furtos e roubos no transporte de cargas (Rosa; Ribeiro, 2016, p. 22). Segundo dados da ANTT (2023), no período de 2010 a 2023 houve redução de 30% na média do número de acidentes nas ferrovias brasileiras no período, sendo que muitos dos acidentes em ferrovias, como o descarrilamento, acontecem devido à falha na manutenção da via e ao dano causado por fadiga (Azevedo; Feller, 2019).

De acordo com o CNT (2023), no Brasil, o modal ferroviário possui 15% de participação na matriz de transporte de carga enquanto o modal rodoviário possui 65% de participação. Em relação ao transporte rodoviário, o transporte ferroviário é economicamente viável para distâncias percorridas maiores que 500 km (Rosa; Ribeiro, 2016, p. 22). Os dados mostram que há alta dependência das rodovias para escoar a produção nacional, dessa forma as longas distancias percorridas até o terminal de exportação, aliadas com as más condições das rodovias, acarretam o aumento do custo do frete (Branco *et al.*, 2022). A implementação de uma estrutura de transportes multimodal pode reduzir concomitantemente o custo de frete e a emissão de CO₂ (Branco *et al.*, 2022).

A carga típica transportada nas ferrovias é a granel, como minério de ferro e cimento, mas carga geral de grandes volumes, como produtos siderúrgicos também tem utilizado o modal ferroviário (Rosa; Ribeiro, 2016, p. 22). Segundo dados da ANTT (2024), ao longo dos anos, pode-se observar crescente aumento no movimento de cargas nas ferrovias brasileiras. A Figura 1.1 mostra a produção do transporte de carga de todas as concessionárias responsáveis pelas ferrovias brasileiras, e pode-se observar que no período entre 2006 e 2023 houve crescente aumento no volume de carga transportada, além disso, o transporte de minério representa cerca de 70% do produto transportado (ANTT, 2024). Nesse cenário, o transporte ferroviário de carga no Brasil está em expansão. A malha ferroviária do Brasil possui aproximadamente 31 mil km de extensão, sendo as regiões com maior concentração, as vias que interligam as regiões nordeste, sudeste, sul e parte da região centro-oeste do Brasil.

Figura 1.1 – Produção do transporte ferroviário de cargas no Brasil, em tonelada útil (TU) de todas as concessionárias.

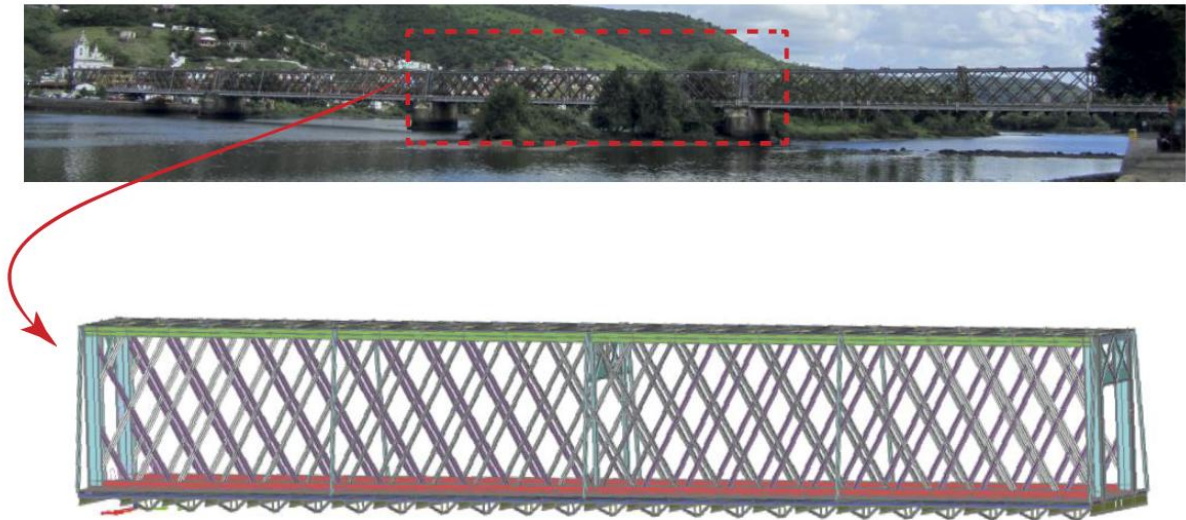


Fonte: Adaptado de ANTT (2023b).

Segundo os dados do IPHAN, as primeiras ferrovias foram construídas no Brasil a partir de meados do século XIX, durante o período imperial. Com o desenvolvimento econômico e tecnológico, algumas ferrovias se tornaram obsoletas e foram desativadas, e novas linhas férreas foram construídas, embora muitas dessas ferrovias antigas permaneçam em atividade. Nesse cenário, são de particular interesse as Obras de Arte Especiais (OAEs) que fazem parte das vias e possuem o papel de integrar e expandir as vias de transporte terrestres. Ao longo da história, pontes com estrutura metálica vêm sendo utilizadas devido a sua capacidade de vencer grandes vãos e produzir estruturas mais leves se comparadas às de concreto. Ocorre que diversos fatores podem provocar degradação e danos nas estruturas de pontes de aço, como o tempo de utilização e as solicitações aplicadas, reduzindo sua vida útil consideravelmente. Nessas pontes, devido às solicitações dinâmicas causadas pelo material circulante na ferrovia e outros agentes externos, como a ação de vento na estrutura, defeitos nos elementos da ligação e esforços adicionais de segunda ordem, pode ocorrer dano por fadiga nas ligações, sendo necessário realizar constante inspeção e manutenção na estrutura das pontes. A título de exemplo, uma das primeiras pontes ferroviárias projetadas com estrutura em aço no Brasil foi a Ponte Imperial Dom Pedro II (Figura 1.2). Localizada na Bahia, a superestrutura da ponte foi projetada utilizando treliças em estrutura de aço e ligações rebitadas. A OAE foi inaugurada em 1859 (IPHAN, [s.d.]) e está em operação até os dias atuais, integrando a Ferrovia Centro-Atlântica. Devido a idade de construção da ponte e ao processo de degradação da estrutura, foi realizado um plano de monitoramento através de análises experimental e numérica da estrutura, no qual

foram identificados os pontos com necessidade de reforço estrutural ou substituição dos elementos que compõem a superestrutura (Ramos, 2021).

Figura 1.2 – Vista da Ponte Imperial Dom Pedro II e modelo da análise numérica.



Fonte: Ramos (2021).

Em estruturas em que há atuação de carga cíclica, caso das OAEs, devido à concentração de tensão em pontos das regiões de ligação entre os elementos estruturais pode ocorrer o aparecimento de fissuras, e, ao longo da vida útil da obra, essas fissuras podem se propagar provocando danos por fadiga e levando a estrutura ao colapso. Atualmente, em pontes, as ligações soldadas são muito utilizadas devido à flexibilidade de adaptação da geometria e pela produção de ligações mais leves em função da redução de uso de chapas de ligação. Enquanto em estruturas de aço de edificações a fadiga é a causa de apenas 2,6% das falhas, nas pontes metálicas, ela é a causa dominante. Mais de 38% das falhas reportadas em pontes de aço são decorrentes de fadiga, o que indica que a verificação deste tipo de estado limite é essencial nessas estruturas (Kühn *et al.*, 2008). A falha por fadiga, de maneira geral, deve ser alvo de atenção do projetista em estruturas nas quais as ações cíclicas são muito relevantes, não se limitando a pontes, mas também ocorrendo em estruturas como correias transportadoras (Kühn *et al.*, 2008) ou estruturas *offshore* (Ibrion; Paltrinieri, 2020). No caso particular das pontes metálicas ferroviárias, a fadiga é um estado-limite ainda mais relevante que nas pontes rodoviárias. Uma vez que a parcela da carga suportada pela ponte referente ao material circulante é, proporcionalmente, muito maior nas linhas férreas que nas rodovias, a amplitude de variação das tensões é também muito maior. Assim, o problema da fadiga nessas estruturas tem sido alvo de constante atenção de projetistas e pesquisadores em todo o mundo.

A fadiga é o processo de formação e propagação de fissuras através de parte de uma estrutura devido à flutuação de tensões em uma região (EN 1993-1-9:2005). Verificar danos por fadiga pode ser um processo complexo a depender da geometria e da solicitação aplicada na estrutura. Alguns parâmetros como o carregamento aplicado, a velocidade do trem, as irregularidades da via e ações ambientais externas podem influenciar na resposta da estrutura para análise de vida em fadiga. Para detalhes estruturais com geometrias simples e usuais, a verificação de fadiga pode ser realizada pelo método da tensão nominal, seguindo procedimentos estabelecidos pela EN 1993-1-9:2005 e IIW (*International Institute of Welding*). Neste método, não é considerada explicitamente a concentração de tensões ocorrida em pontos críticos do detalhe e a resposta é calculada para a tensão que atua no elemento como um todo (tensão nominal). Para ligações com geometria complexa, é necessária uma análise mais refinada para obter as tensões nos pontos críticos e prever a vida em fadiga das ligações. Nesse sentido, a análise através da metodologia global-local utilizando o método dos elementos finitos, traz resultados mais precisos de vida em fadiga. Esta abordagem já foi alvo de estudo de pesquisadores em diversas situações como os estudos abordados por Alencar *et al.* (2018), Shi *et al.* (2022), Viana *et al.* (2021) e Wang *et al.* (2019) para pontes de trens de alta velocidade na Europa. No Brasil, a situação mais comum é bastante diferente, envolvendo material circulante de carga com peso por eixo muito maior e em velocidades mais baixas, além de características estruturais particulares da realidade brasileira, sendo que algumas pesquisas já vêm sendo desenvolvidas, como o estudo abordado por Teixeira *et al.* (2024a). Assim, uma avaliação da vida em fadiga das ligações usadas nessas pontes se mostra de grande importância, pois devido ao crescimento do volume de carga transportado nas ferrovias brasileiras ao longo do tempo, métodos de identificação e avaliação de regiões críticas dessas estruturas são de suma importância. Dessa forma, o estudo proposto empregará a metodologia global-local em uma ponte ferroviária de aço com características típicas do modal no Brasil e permitirá comparações entre metodologias simplificadas e mais complexas para obtenção de tensões e análise de fadiga, auxiliando no estabelecimento de diretrizes para o projeto considerando a realidade local.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de uma metodologia para previsão da vida em fadiga de ligações soldadas com geometria que não pode ser verificada conforme os detalhes padrões estabelecidos pelas normas vigentes, seguido de um estudo de caso para avaliação de vida em fadiga de uma ponte ferroviária de carga com a passagem de diferentes composições que trafegam na via.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar a influência da velocidade da via na vida em fadiga das ligações, e os impactos na vida em fadiga dos esforços de tração e frenagem na via;
- Verificar qual o tipo de análise pode ser realizado, estática equivalente ou análise dinâmica da estrutura;
- Propor modelos numéricos em dois níveis (global e local), bem como um algoritmo de integração entre os modelos para permitir o cálculo das tensões em pontos críticos da estrutura;
- Avaliar a adequabilidade de diferentes técnicas para a determinação das tensões na ligação e comparar os resultados obtidos pelos métodos da tensão nominal e tensão *hot-spot*.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 1 é realizada a introdução da pesquisa desenvolvida onde há contextualização histórica das pontes ferroviárias no Brasil e sua utilização até os dias atuais. Além disso, é realizada uma abordagem inicial contextualizando o fenômeno da fadiga e a importância de sua verificação em OAEs, especialmente em pontes. Dessa forma, é proposta a metodologia global-local para a obtenção de tensões nos pontos críticos da estrutura e análise de vida em fadiga.

No capítulo 2 é realizada a revisão de literatura onde é apresentado o estado atual dos estudos que envolvem fadiga em ponte ferroviárias, e apresentação de conceitos de fadiga e métodos de obtenção de tensão.

No capítulo 3 é apresentada a tipologia da ponte avaliada, as ações consideradas e métodos de análise estrutural, além de como a metodologia global-local foi aplicada para obtenção das tensões nos pontos críticos e vida em fadiga da estrutura.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos com a aplicação da metodologia global-local e a influência da velocidade da via e peso do trem-tipo aplicado para cálculo do dano na estrutura, além de uma comparação entre os métodos da tensão nominal e tensão *hot-spot*, de acordo com o IIW e o EN1993-1-9:2005.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões gerais sobre a pesquisa desenvolvida e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As ligações em estruturas metálicas sempre foram pontos de atenção da engenharia estrutural, pois estão sujeitas a diversos estados-limites determinantes da vida útil da estrutura. Além das verificações relacionadas aos elementos de ligação (chapas, perfis estruturais etc.), devem ser atendidos aos critérios de verificação os parafusos e as soldas.

Em ligações soldadas, os estados limites últimos aplicáveis em estruturas sob carregamento estático são a ruptura da solda na seção efetiva e a ruptura do metal base na face de fusão. Para estruturas sob ação de carga cíclica, como pontes, viadutos e edificações industriais com equipamentos vibratórios, o Estado Limite Último (ELU) relacionada à fadiga é aplicável. Segundo a ABNT NBR 8800:2024 (específica para edificações), o dimensionamento à fadiga em edifícios não industriais é necessário em poucos casos, pois a ocorrência de variação de carregamento e flutuação de tensões acontece poucas vezes durante sua vida útil.

O uso de ligações soldadas traz muitos benefícios, de maneira que elas são muito utilizadas, principalmente em pontes metálicas. Alencar *et al.* (2019) citam algumas das vantagens e desvantagens no uso de ligações soldadas. Algumas vantagens são:

- Estruturas soldadas são mais leves, pois há redução no uso de chapas de ligação;
- Fácil modificação de estruturas existentes;
- Fácil adaptação para geometria em diversos formatos;
- Ligações mais resistentes.

Entretanto, existem desvantagens, tais como:

- Maior tempo para inspeção e manutenção;
- Requer mão de obra qualificada e muitos equipamentos, aumentando o custo durante a fase de construção;
- O processo de soldagem envolve um aquecimento e um resfriamento irregular do material, dessa forma os pontos de aplicação de solda na estrutura podem distorcer ou ficar sujeitos a novas tensões residuais. Se não for prevista a contração e expansão da estrutura, podem ser desenvolvidas fissuras na região da solda.

Diferentemente das edificações abarcadas pela ABNT NBR 8800:2024, em pontes metálicas, a estrutura está sujeita a carregamento cíclico devido à variação de temperatura e ações externas, como fatores ambientais e ações aplicadas pelos veículos. Dessa forma, é

necessária a avaliação da vida em fadiga, podendo esta ser fator determinante para o dimensionamento estrutural.

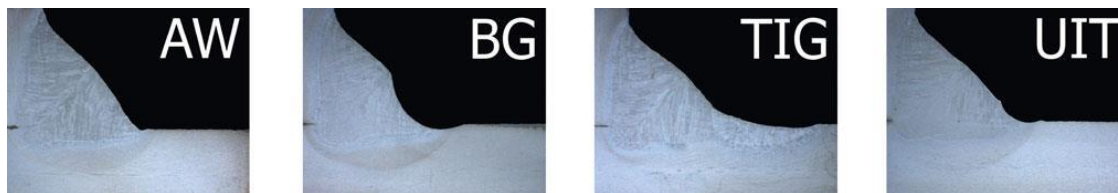
A avaliação de fadiga é um tema pouco usual para muitos engenheiros civis, motivo pelo qual nas seções seguintes serão apresentados alguns fundamentos a respeito da avaliação de vida em fadiga de pontes soldadas, bem como o estado atual de desenvolvimento das pesquisas sobre o assunto.

2.2 FADIGA EM CONEXÕES SOLDADAS

Por definição, fadiga é o acúmulo de dano devido a oscilação de tensão e deformação no material, e que pode ocasionar falha em um ponto da estrutura (Lassen; Recho, 2006). Tal fenômeno acontece quando detalhes estruturais são comprometidos pelo início e propagação de fissuras devido à flutuação de tensões decorrente da aplicação de carregamentos cíclicos acima do limite de fadiga ao longo de sua vida útil, sendo que a variação de força aplicada e número de ciclos de aplicação da carga possuem maior influência no cálculo da vida em fadiga (Lassen; Recho, 2006).

O processo de iniciação da fissura, seguido pelo seu crescimento até a falha representa a vida em fadiga. A iniciação de fissuras acontece de maneira microscópica, e essas microfissuras estão presentes na maior parte da vida útil da estrutura. Quando as fissuras se tornam visíveis, a vida em fadiga remanescente representa pequena porcentagem da vida útil total (Schijve, 2009). A fadiga no período de iniciação de fissuras está ligada principalmente com os aspectos geométricos e as condições de superfície do material. Fatores como rugosidade, descontinuidades geométricas, danos físicos (amassados e arranhões) e os tipos de tratamento de superfície podem favorecer ou retardar a formação de microfissuras (Schijve, 2009). Estudos mostraram que diferentes tratamentos de geometria no pé da solda (Figura 2.1) têm impacto na resistência à fadiga por produzirem uma superfície mais suave e com menor concentração de tensões. Como exemplo, soldas com perfil *burr grinding* (BG) possuem o dobro de resistência à fadiga quando comparado a perfis de solda sem tratamento (AW) (Lassen; Recho, 2006).

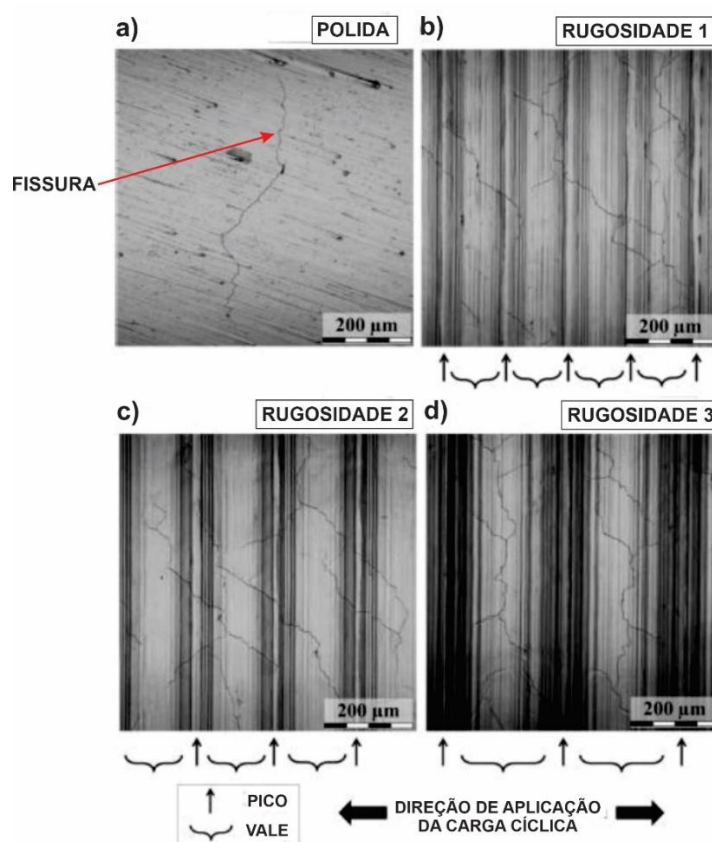
Figura 2.1 – Perfis de soldagem *as-welded* (AW), *burr grinding* (BG), *tungsten inert gas* (TIG) e *ultrasonic impact treatment* (UIT).



Fonte: Pedersen *et al.* (2010).

Além disso, o tratamento térmico da superfície do aço com nitretação aumenta a resistência à fadiga, dureza e corrosão (Diehl, Dong; Rocha, 2017), assim como o tratamento por jateamento de granalhas de aço, podendo aumentar em 30% a vida em fadiga do material (Tekeli, 2002). O tratamento superficial pelo jateamento de granalhas aumenta a resistência à fadiga pela introdução de tensão residuais de compressão na superfície do material, havendo uma faixa de aplicação limite para que não ocorra fissuração (Tekeli, 2002). Pode-se observar também que a redução da rugosidade superficial aumenta a vida em fadiga da estrutura (Sanaej; Fatemi, 2020; Xiao; Chen; Yin, 2012). A Figura 2.2 mostra a formação de microfissuras na superfície de uma liga metálica com diferentes rugosidades, quando submetida a um carregamento cíclico. Entretanto, as condições de superfície do material afetam pouco o período de crescimento da fissura. A resistência ao crescimento da fissura depende das propriedades de massa do material e das condições ambientais, como em estruturas sujeitas a corrosão. Em outras palavras, o processo de fissuração por fadiga pode ser dividido em iniciação de microfissuras, crescimento de microfissuras e crescimento de macrofissuras. O período de formação de macrofissuras é quando ocorre a falha estrutural. Sob a ação de carga cíclica, fatores externos como defeitos devidos ao processo de soldagem, geometria da ligação inadequada, distorção da estrutura devido a aplicação de carregamento fora do plano e vibração devido a ações externas podem favorecer o processo de formação de fissuras (Alencar *et al.*, 2019).

Figura 2.2 – Microfissuras em uma liga metálica, considerando diferentes rugosidades de superfície.

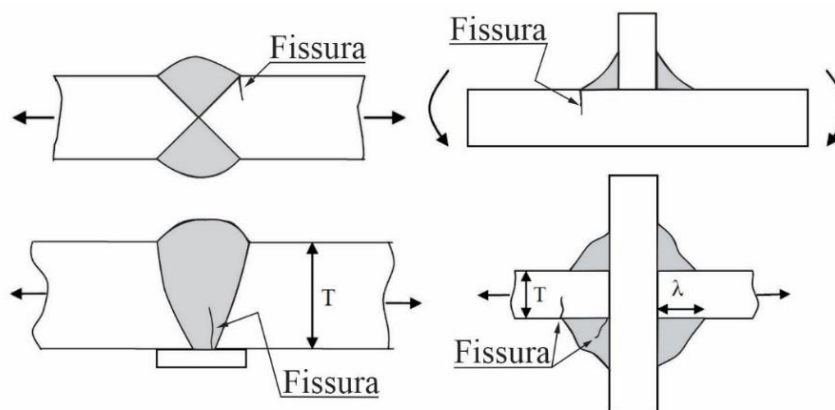


Fonte: Adaptado de Javadi *et al.* (2016).

O processo de soldagem tem impacto significativo na ocorrência ou não de defeitos na solda. Fatores como porosidade e falta de fusão do metal-base e do metal da solda podem gerar problemas como fissuração na região da ligação. Esses fatores já foram alvo de avaliação e apresentaram grande impacto em estruturas formadas por pisos ortotrópicos, ensaiadas em escala real por Sim, Uang e Sikorsky (2009). Outros fatores como o efeito da taxa de penetração também já foram avaliados e observa-se que uma menor taxa de penetração geralmente acarreta maior propagação de fissuras (Fu *et al.*, 2018; Wang *et al.*, 2019). Soldas de topo possuem maior resistência à fadiga quando comparadas a soldas de filete pois possuem menor fator de concentração de tensão devido a menores mudanças de geometria na região da ligação. Ainda assim, soldas de topo com recorte em X possuem maior qualidade e resistência à fadiga devida à penetração total da solda, se comparadas às soldas com recorte em V, que possuem penetração incompleta (Lassen; Recho, 2006). Como apresentado na Figura 2.3, em soldas de topo com recorte em X as fissuras acontecem no pé da solda e em soldas de topo com recorte em V as

fissuras acontecem potencialmente na raiz da solda. Em ligações com solda de filete, as fissuras são formadas no pé da solda, entretanto, em ligações cruciformes, há dois pontos potenciais para formação de fissuras, a raiz e o pé da solda.

Figura 2.3 – Locais de formação de fissura em soldas de topo e solda de filete.



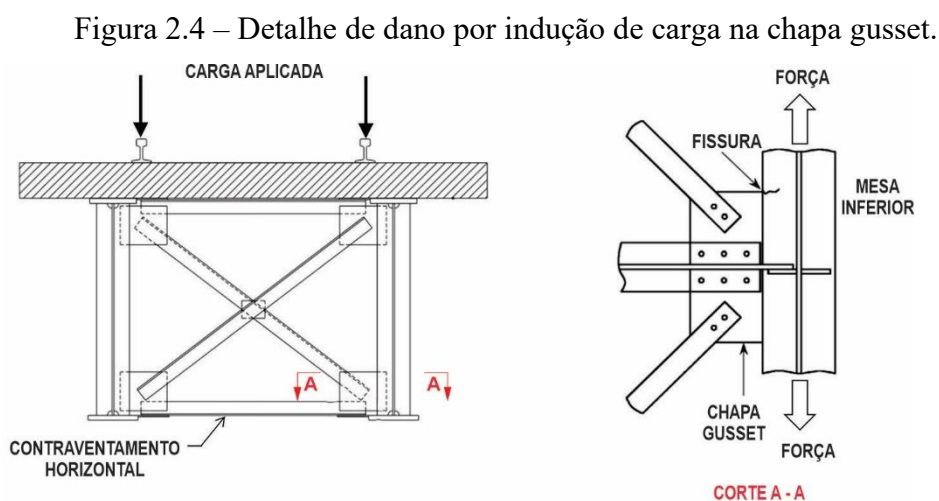
Fonte: Adaptado de Lassen e Recho (2006).

Pode-se observar também que a concentração inadequada dos componentes químicos do eletrodo, como o hidrogênio, pode gerar fraturas frágeis na região da solda (Schwedersky *et al.*, 2011). O uso de soldas como arco elétrico e arco submerso proporciona maior qualidade na solda, minimizando os danos por fadiga devida à fabricação. Estudos mostram que a mudança das propriedades de fadiga do material da solda provoca alterações na vida em fadiga da estrutura como um todo (Lassen, 1990). As fraturas frágeis podem aparecer também nas ligações soldadas em estruturas com aços de alta resistência. Devido à alta concentração de carbono no aço do metal base, após o aquecimento no processo de soldagem, podem surgir fissuras na solda devido ao efeito de *hardening* (Akesson, 2008).

Ainda no que se refere à solda, em alguns trabalhos observa-se que a tensão resistente do aço do metal base não tem influência na vida em fadiga da estrutura (Fisher *et al.*, 1969). A resistência à fadiga de uma ligação soldada é governada principalmente por aspectos geométricos globais e locais (Lassen; Recho, 2006). Entretanto, estudos recentes sobre a resistência a fadiga em pisos ortotrópicos mostram que o aumento da resistência do aço pode, sim, atrasar o aparecimento do início das trincas nas regiões críticas e aumentar a vida em fadiga, embora uma comprovação efetiva deste tipo de análise ainda demande mais estudos (Fu *et al.*, 2018).

Além da fabricação da solda, a escolha inadequada dos componentes estruturais da ligação também tem impacto direto na resistência à fadiga. Elementos de ligação com baixa

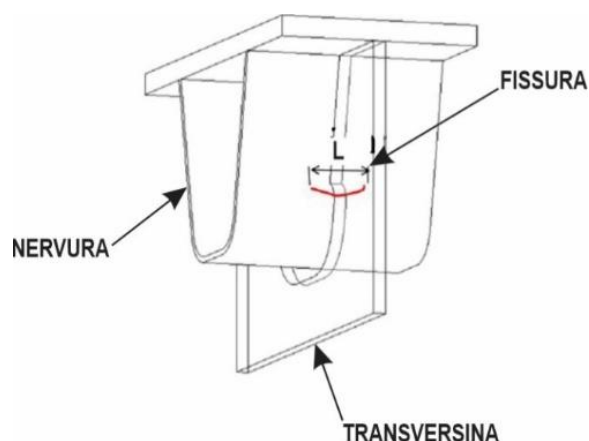
força resistente aos esforços solicitantes de projeto estão sujeitos à falha devido a concentração de tensões na conexão quando submetidos aos esforços atuantes na estrutura, podendo exceder o limite de fadiga (Maljaars; Bonet; Pijpers, 2018). Em pontes soldadas, alguns detalhes como a chapa sobre o aparelho de apoio, ligações de contraventamento (Figura 2.4) e a conexão de chapa com tubos recortados, são detalhes nos quais a geometria favorece a concentração de tensões devido aos esforços solicitantes da estrutura. Em regiões com concentração de tensões menores que o limite de fadiga, há formação de um núcleo de fissuras, entretanto, para tensões acima do limite de fadiga, podem ocorrer fissuras em diversos lugares. Por definição, o limite de fadiga é a maior amplitude de tensão para a qual não ocorre o contínuo crescimento de fissuras até a falha. Em outras palavras, é o limite para o crescimento de pequenas fissuras, e não o limite para a nucleação de fissuras (Schijve, 2009).



Fonte: Adaptado de Alencar *et al.* (2019).

Outros detalhes estruturais de pontes metálicas também estão sujeitos a danos por fadiga devido às ações externas, como em pontes com tabuleiro em piso ortotrópico. Estudos realizados mostram que os pontos críticos para fratura estão na região de conexão da nervura com a transversina (Feng *et al.*, 2023). Nessa situação, observa-se que uma redução do volume de carga na ferrovia leva ao aumento na vida em fadiga da estrutura (Feng *et al.*, 2023). Através de análise experimental, pode-se observar que quando esse tipo de estrutura está submetido a carga cíclica, uma microfissura é iniciada na solda, seguida por uma fissura aparente na solda e penetração completa da fissura na chapa da conexão, fenômeno ilustrado na Figura 2.5. Com o resultado da análise, pode-se observar que a formação de fissuras influencia diretamente na vida em fadiga (Shi *et al.*, 2022).

Figura 2.5 – Detalhe com um dos modos de fissuração na ligação do piso ortotrópico.



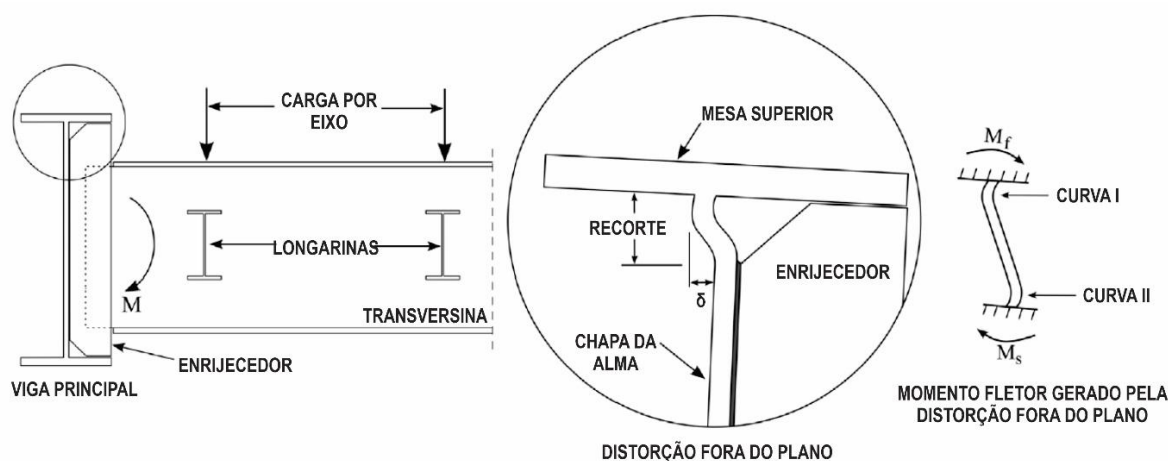
Fonte: Adaptado de Shi *et al.* (2022).

Os danos ocasionados por ações externas podem ser originados devido a ações de vento, tráfego de veículos, terremotos, entre outros. Essas ações induzem vibrações na estrutura, que podem levar à fadiga. De acordo com Alencar *et al.* (2019), em pontes ferroviárias, a indução de vibração pelo tráfego de veículos pode ser dividida entre três parcelas. A primeira, devida à complexa interação dinâmica entre o trem e a ponte; a segunda decorrente de efeitos dinâmicos causados pela força de contato entre a roda e o trilho considerando as irregularidades da via e os defeitos da roda e a terceira, devida à ressonância global e local ocorridas quando da ação de cargas cíclicas na estrutura. De maneira geral, um aumento da velocidade de passagem do veículo leva a uma amplificação dos carregamentos dinâmicos atuantes (AASHTO LFRD, 2012). Observa-se que no caso de pontes ferroviárias com estrutura de aço para tráfego de trens de carga, devido à sua leveza e baixa capacidade de amortecimento, o fenômeno da ressonância pode provocar ações cíclicas expressivas na estrutura, o que indica para uma situação que pode ser severa no que diz respeito à fadiga. A influência das irregularidades e do amortecimento da via são muito importantes para o estudo do comportamento à fadiga das pontes ferroviárias. Os efeitos de diferentes irregularidades na via, taxa de amortecimento e velocidade do trem, têm influência no comportamento dinâmico, e conseqüentemente geram os possíveis danos por fadiga nos detalhes de ligação sujeitos a elevada concentração de tensões (Malveiro *et al.*, 2018). Em pontes com tabuleiro em concreto, diferentes irregularidades na via causam momento fletor considerável no tabuleiro. A forma do comprimento de onda predominante em cada perfil de irregularidade contribui para excitação dos modos de vibração local na parte superior da laje. Uma grande diferença nos cálculos pode ser notada quando as irregularidades não são consideradas na análise dinâmica, porque nesse caso os modos de vibração local com alta frequência na face superior do tabuleiro não são notados (Malveiro *et al.*, 2018). Uma das

formas de reduzir o impacto da vibração é com a adição de massa à estrutura, como o uso de lajes de concreto, e no caso de pontes ferroviárias, o uso de vias lastradas. O lastro da ferrovia tem a função de estabilizar a ferrovia, além de absorver e redistribuir as tensões dinâmicas geradas (Rosa; Ribeiro, 2016, p. 259).

Além dos esforços solicitantes de projeto, as pontes soldadas estão sujeitas a tensões de segunda ordem. Essas tensões ocorrem devido a deformações fora do plano dos elementos estruturais e incompatibilidade de deformações na interseção dos elementos. Segundo a AASHTO LFRD (2012), essas tensões não são normalmente quantificadas em projetos de pontes, entretanto podem provocar fissuras de fadiga por distorção da estrutura. Em pontes metálicas, o fenômeno da distorção, como está apresentado na Figura 2.6, acontece na região de recorte do enrijecedor das longarinas. A estrutura adjacente, em geral formada pelo conjunto de elementos que forma o diafragma, está conectada ao enrijecedor. As tensões de segunda ordem são desenvolvidas nos membros do diafragma quando a deformação de uma viga é diferente das vigas adjacentes. A rotação do diafragma impõe uma deformação no enrijecedor transversal, introduzindo uma punção na região correspondente da alma e tendendo a desenvolver elevadas tensões localizadas. As soldas dos enrijecedores são rígidas em relação à alma das vigas soldadas e estão mais sujeitas a deslocamentos e rotações fora do plano, provocando fissuras na alma, na região de alta concentração de tensão (Aygül *et al.*, 2014).

Figura 2.6 – Detalhe do fenômeno de distorção.

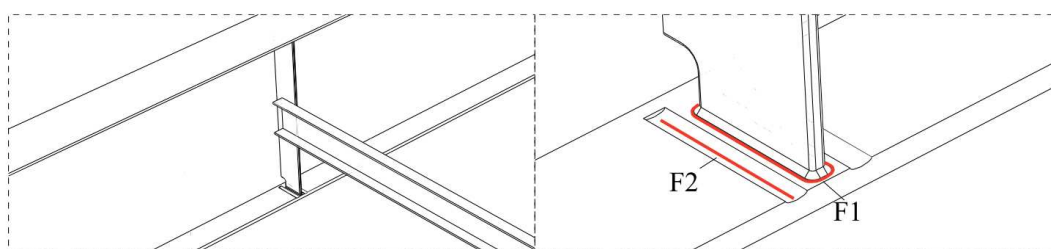


Fonte: Adaptado de Aygül *et al.* (2014).

Novos detalhes de enrijecedores têm sido avaliados para minimizar o efeito da distorção (Figura 2.7). Esses detalhes estruturais foram estudados baseados no princípio da mudança do fluxo de tensões e redirecionamento da tensão crítica, e dentre as soluções propostas, o detalhe

da Figura 2.7, baseado na remoção do material da mesa inferior na região do pé da solda, onde há maior concentração de tensão (F2), apresentou melhor desempenho à fadiga (Skoglund; Leander, 2022b). Além disso, a concentração de tensões na região crítica pode ser reduzida pela liberação dos graus de liberdade de rotação nas condições de contorno da nervura (Skoglund; Leander, 2022a).

Figura 2.7 – Detalhe de enrijecedor para minimizar o efeito da distorção. F1 e F2 representam os pontos críticos para concentração de tensões.



Fonte: Skoglund e Leander (2022b).

Há alguns métodos para localizar os pontos sujeitos a concentração de esforço e formação de fissuras e avaliar a vida em fadiga. Para detalhes simples, a análise pode ser realizada de acordo com as recomendações normativas, como as abordado pelo EN 1993-1-9:2005 e IIW (*International Institute of Welding*), entretanto, a análise de detalhes complexos deve ser realizada por métodos mais precisos, como a análise numérica via método dos elementos finitos. Nas subseções seguintes, alguns métodos de avaliação de tensões e vida em fadiga serão abordados.

2.3 MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DE TENSÕES E VIDA EM FADIGA

A avaliação de fadiga leva em consideração as ações atuantes na estrutura, a resistência do material e o processo de avaliação. O processo de avaliação pode ser baseado na curva S-N, nas considerações sobre propagação de fissuras e em análise experimental (Hobbacher, 2016). Dentre os métodos para avaliação de tensões e vida em fadiga de uma estrutura baseados na curva S-N, podem-se citar o método da tensão nominal e o método da tensão *hot-spot*. Existem outros métodos de avaliação, como o fator de concentração de tensões calculado utilizando os conceitos da mecânica da fratura que fazem considerações sobre propagação de fissuras, o método da tensão efetiva de entalhe e abordagens experimentais, entretanto estes métodos de

avaliação não serão abordados neste trabalho, sendo abordados os métodos da tensão nominal e tensão *hot-spot*.

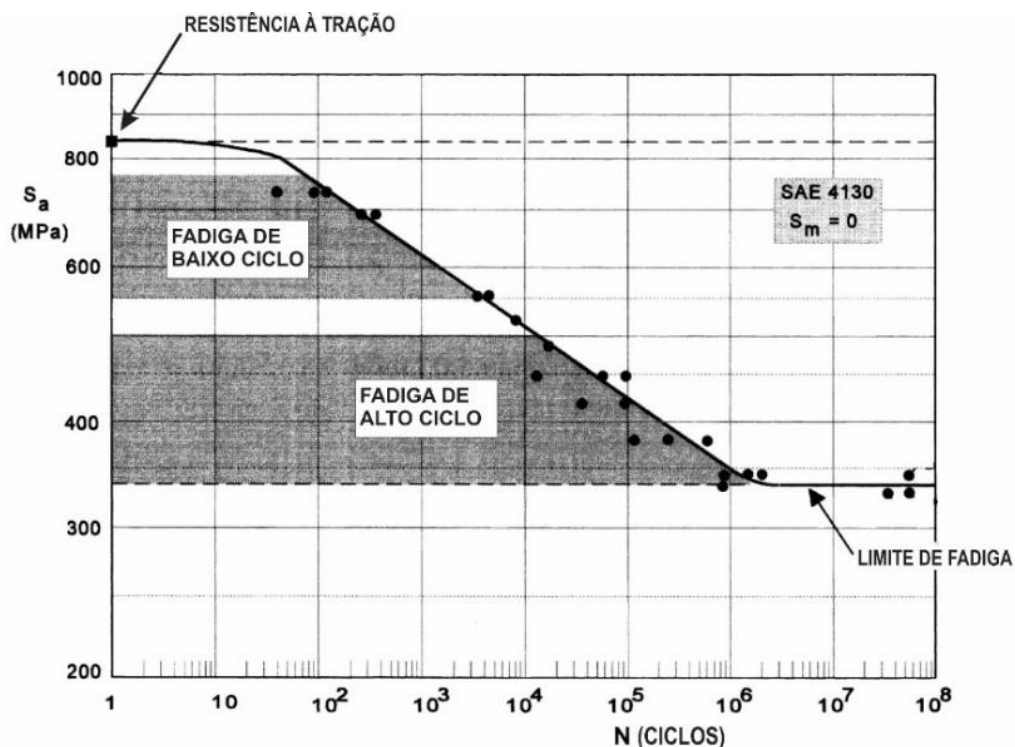
A curva S-N utilizada no cálculo da resistência à fadiga é obtida de maneira experimental como resultado de um número de testes de fadiga em detalhes estruturais previamente estabelecidos, para diferentes níveis de tensão aplicadas, com amplitude constante na amostra, e representa a probabilidade de ocorrência de até 95% do valor médio, considerando um limite de tolerância de 75% da média da curva de distribuição normal (Hobbacher, 2016).

Dessa forma, a curva S-N é obtida para cada tipo de detalhe e material ensaiado. A Figura 2.8 mostra a relação entre faixa de tensão (S) e número de ciclos de carga (N) para avaliação da vida em fadiga para o aço SAE 4130. Vale ressaltar que o efeito da concentração de tensões, direção de aplicação do carregamento, o efeito do processo de soldagem, tensões residuais e tratamento da ligação após a soldagem já são considerados na obtenção experimental das curvas S-N, e caso excedam limites previamente estabelecidos, esses efeitos precisam ser considerados na análise do detalhe estrutural. Defeitos de fabricação das peças como o desalinhamento por rotação ou translação das chapas soldadas podem gerar efeitos de tensões secundários e uma redistribuição de tensões significativa na seção transversal, e precisam ser considerados na análise do detalhe estrutural se excederem os limites de tensão já previstos pela curva S-N (Hobbacher, 2016).

Além disso, a curva S-N é comumente utilizada para análise de estruturas no regime elástico. Como apresentado na Figura 2.8, os ciclos de fadiga com elevadas amplitudes de tensão são chamados de fadiga de baixo ciclo ($N < 10^4$ ciclos), e para amplitudes de tensão menores é chamado de fadiga de alto ciclo ($N \geq 10^5$ ciclos) (Schijve, 2009). Quando sujeita à fadiga de baixo ciclo, a estrutura sofre deformações plásticas a cada ciclo de carga, e se obtém melhor precisão nos resultados ao analisar a curva $\epsilon - N$ (deformação x número de ciclos) (Schijve, 2009). A fadiga de alto ciclo está relacionada ao comportamento elástico do material, sendo mais aplicada na análise de estruturas, como pontes. Tensões abaixo do limite de fadiga possuem tendência de vida de fadiga infinita, no entanto, não há aumento expressivo na tensão limite de fadiga devido ao aumento da resistência do material pela alteração de sua composição química ou por tratamentos de superfície (Schijve, 2009). As condições superficiais do material e o meio em que ele está inserido, têm influência no processo de formação de fissuras. O aumento da resistência do material implica em redução da tenacidade, logo, o limite de fadiga pode acontecer com menor número de ciclos (Pelliccione; Silva, 2024). Pang *et al.* (2013) estabeleceram a relação de resistência à fadiga e resistência à tração de materiais metálicos de alta resistência, avaliando os aços SAE 4340, SAE 4140, SAE 2340 e SAE 4063, além de ligas

de cobre e alumínio. As análises mostraram que a diminuição da resistência à fadiga em materiais de alta resistência acontece devido à transição dos locais de iniciação de fissuras. Nos aços de baixa resistência as fissuras estão localizadas na superfície e estão relacionadas com a microestrutura do material, e em aços de alta resistência as fissuras são originadas devido a defeitos de fabricação, como inclusões não metálicas internas.

Figura 2.8 – Exemplo de curva S-N para resistência à fadiga do aço SAE 4130.



Fonte: Adaptado de Schijve (2009, p. 145).

As curvas S-N são obtidas a partir de ensaios com ciclos de carga de amplitude constante, entretanto em estruturas reais ocorrem flutuações de tensões e ciclos de carga com amplitude variável. De maneira simplificada, se a amplitude de tensão máxima que atua na estrutura não supera o limite de fadiga, então não há problema de fadiga. Em uma avaliação mais simplificada, é possível adotar como abordagem garantir que a amplitude de tensões em um dado detalhe não supere o limite de fadiga da estrutura utilizando a faixa de tensão equivalente, como abordado em normas vigentes, como a EN 1993-1-9:2005, ABNT NBR 16694:2020 e IIW. Nesse caso, a estrutura teria vida infinita. Alternativamente, pode-se garantir que a vida em fadiga seja superior a uma dada vida útil de projeto, através do cálculo do dano na estrutura. O cálculo é realizado utilizando a regra do dano linear acumulado de Palmgren-Miner (Miner, 1945; Palmgren, 1924) conforme a equação 2.1.

$$D_{calc} = \sum \frac{n_i}{N_R} \leq D_{esp} = 0,5 \dots 1,0 \quad (2.1)$$

Nas quais:

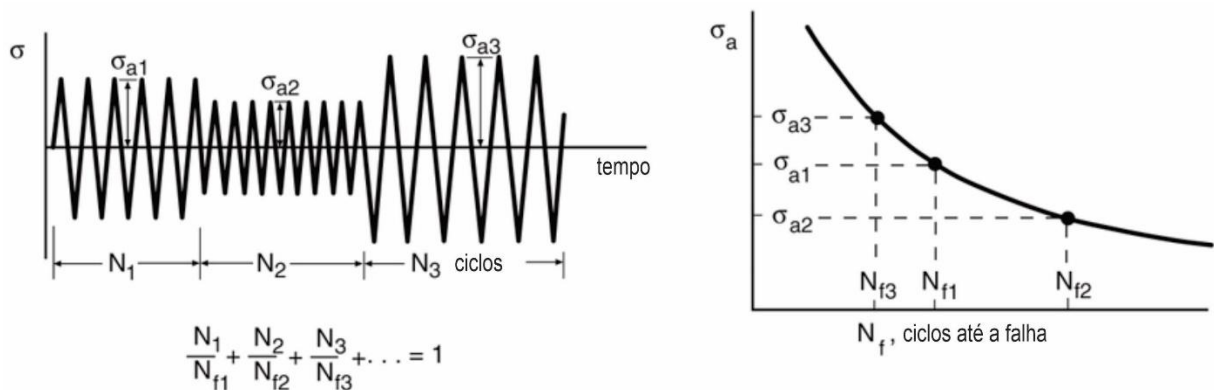
D_{cal} – somatório de danos calculados;

D_{esp} – somatório do dano específico para as tensões máximas no ciclo de carga;

n_i – número de ciclos para uma faixa de tensão de projeto;

N_R – número de ciclos para faixa de tensão até a falha por fadiga obtido da curva S-N.

Figura 2.9 – Regra do dano linear acumulado de Palmgren-Miner.



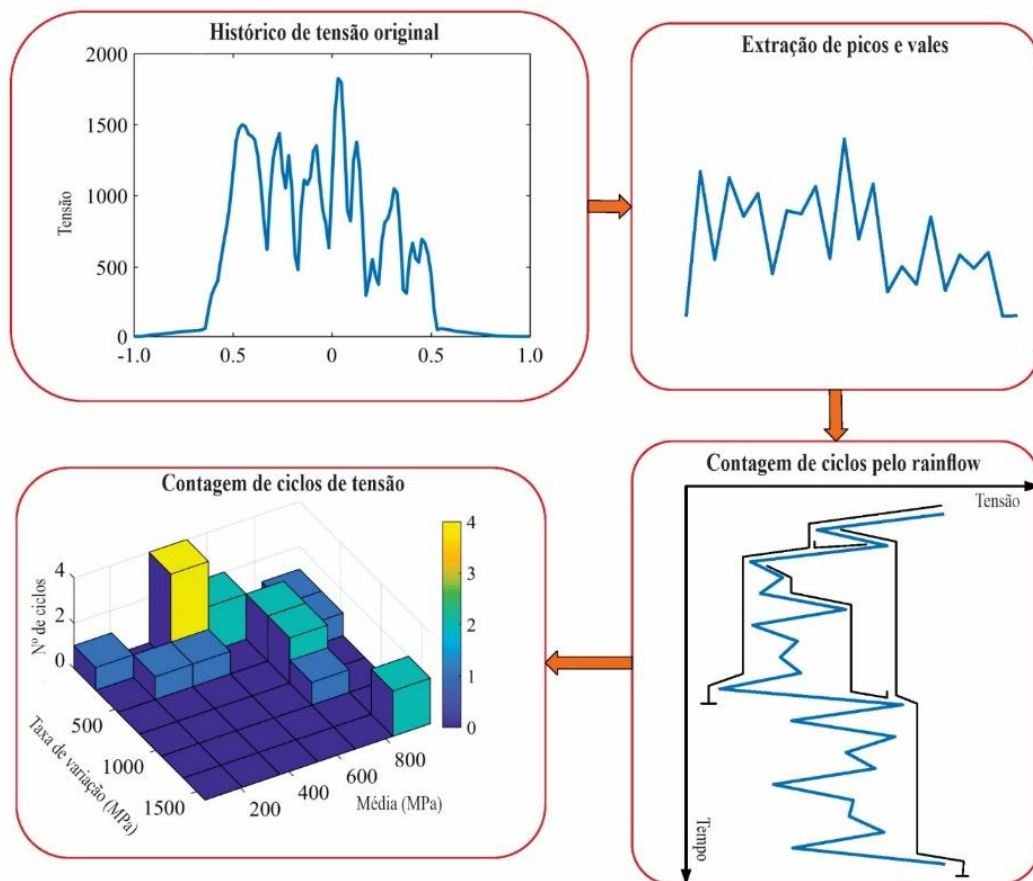
Fonte: Adaptado de Dowling (2013).

Como é o caso de muitas estruturas reais, as tensões atuantes possuem amplitude variável, e a regra do dano linear acumulado considera o somatório do dano para ciclos com faixa de tensão com amplitude constante, sem considerar a ordem e a frequência de aplicação do carregamento. Para corrigir essa variação de tensões, é necessário um processo de contagem de ciclos para converter a sequência de tensões com amplitudes variáveis em faixas de tensões com amplitudes constantes. Dentre os métodos utilizados para contagem de ciclos de tensões, pode-se citar o *rainflow*. Como exemplificado pela Figura 2.10, a partir do histórico de tensões original obtido da análise estrutural são extraídos os valores de pico e vale, desconsiderados valores intermediários com pequenas amplitudes de tensão pois os ciclos de carga com pequenas amplitudes não representam dano significativo na estrutura. Após a extração de picos e vales, é iniciada a contagem de ciclos de carga, de acordo com as recomendações da ASTM E1049-85:2017. Se o histórico de tensões obtido é rotacionado 90°, pode-se ver o gráfico com forma do telhado estilo pagoda, onde o fluxo de água através dos picos e vales formam um ciclo. O diagrama de barras apresentado na Figura 2.10 é obtido a partir da matriz de *rainflow*,

e são obtidos os valores da faixa de variação de tensão entre picos e vales, a tensão média e o número de ciclos para cada histórico de tensão. Após obter o número de ciclos para as faixas de tensões atuantes, é calculado o dano da estrutura conforme a equação 2.1

Obter as faixas de tensões atuantes na estrutura pode ser simples ou complexo, a depender do nível de precisão requerido e fase de avaliação da estrutura. As tensões de projeto podem ser obtidas de maneira analítica, utilizando a linha de influência para o trem-tipo aplicado e calculando a amplitude de tensão nos pontos críticos da estrutura, e outra abordagem é obter o histórico de tensões atuante no tempo através de análise numérica computacional, considerando a passagem de um veículo na estrutura.

Figura 2.10 – Contagem de ciclos de carga utilizando o método *rainflow*.



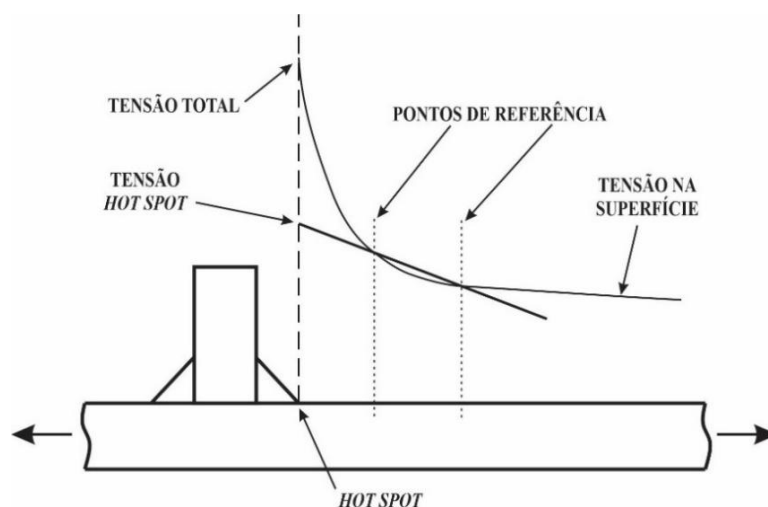
Fonte: Adaptado de Zhou, Zhu e Liu (2019).

Considerando os métodos de avaliação de tensão baseados na curva S-N, pode ser utilizada uma metodologia simplificada de análise, como o método da tensão nominal. A tensão nominal pode ser calculada de acordo com a teoria da elasticidade, desconsiderando os efeitos de concentração de tensão na região da ligação, e deve ser calculada próximo ao ponto de

potencial formação de fissura, e pode trazer resultados conservadores. A tensão nominal já foi utilizada em algumas abordagens (Horas, Jesus e Calçada, 2022, 2023; Teixeira *et al.*, 2024a; b) para, através de uma análise global, identificar os pontos da estrutura com elevada concentração de tensões e suscetíveis a formação de fissuras. Foi avaliada uma ponte ferroviária com estrutura treliçada e ligações rebitadas. Horas, Jesus e Calçada (2022) obtiveram o histórico de tensões e o dano em vários nós do modelo global considerando a passagem de um veículo tipo padrão e um veículo pesado. Os detalhes de ligação foram avaliados com base na curva S-N do detalhe que corresponde ao detalhe real, para dano correspondente à vida útil de 100 anos, sendo selecionados os pontos que ultrapassam o limite estabelecido para uma análise local mais detalhada. Uma abordagem similar foi adotada por (Teixeira *et al.*, 2024a; b; Zhou *et al.*, 2013). Entretanto, calcular o dano para todos os detalhes estruturais demanda maior tempo e esforço computacional. Em outra análise, ainda considerando a avaliação global da estrutura da ponte Horas, Jesus e Calçada (2023) inicialmente identificaram os detalhes propensos à fadiga utilizando a faixa de tensão equivalente, reduzindo a quantidade de detalhes na estrutura global para o cálculo do dano a partir do histórico de tensões, e após identificar o detalhe mais propenso a falha por fadiga, foi realizada a análise detalhada da ligação.

A avaliação pelo método da tensão nominal pode produzir resultados conservadores, pois não leva em consideração o efeito da concentração de tensão na ligação, sendo em alguns casos necessária uma avaliação utilizando um modelo local mais detalhado. Em ligações soldadas, devido à dificuldade de se avaliar as tensões na região da solda pelo método da tensão nominal, o método de tensão *hot-spot* ou tensão geométrica é utilizado pois é possível obter maior precisão nos resultados. A tensão *hot-spot* é usada nas regiões de ligações com geometria complexa, quando em geral os detalhe não são representados pelos ensaios para obtenção da curva S-N a partir da tensão nominal (Hobbacher, 2016). A tensão *hot-spot* pode ser obtida através da majoração da tensão nominal pelo fator de concentração de tensões, ou através da interpolação de tensões a partir de pontos críticos, extrapolando os resultados para os pontos de concentração de tensões, como mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Definição de tensões pelo método *hot-spot*.



Fonte: Adaptado de Hobbacher (2016).

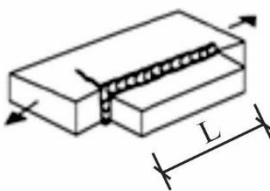
O ponto onde o detalhe de ligação é mais suscetível ao início de fissura por fadiga é denominado *hot-spot*, sendo nas ligações soldadas, normalmente definido na região do pé da solda (Kwad; Kripakaran, 2021). A tensão *hot-spot* pode ser obtida por métodos experimentais, mas possui elevado custo, além de estar sujeita a erros e interferência ambiental externa, entretanto a análise numérica computacional produz resultados eficazes de tensão e vida em fadiga de conexões soldadas. Diversos autores (Feng *et al.*, 2023; Alencar, Ferreira *et al.*, 2018b; Alencar, Jesus *et al.*, 2018; Viana *et al.*, 2021) avaliaram através de um modelo pelo método dos elementos finitos a tensão no ponto crítico da ligação de uma ponte em estrutura metálica com ligações soldadas pelo método de tensão *hot-spot*. Qin *et al.* (2024) avaliaram a resistência à fadiga do piso ortotrópico de uma ponte estaiada rodoviária utilizando o método da tensão *hot-spot* para avaliação das tensões. No que tange aos métodos de obter e avaliar as tensões, serão apresentadas abordagens normativas relacionadas aos métodos da tensão nominal e tensão *hot-spot* de acordo com a EN 1993-1-9:2005 e IIW.

2.4 ABORDAGENS NORMATIVAS

As normas EN 1993-1-9:2005 e IIW apresentam métodos baseados na curva S-N para avaliação de fadiga em estruturas, como o método da tensão nominal e o método de tensão *hot-spot*. Com a aplicação da regra de Palmgren-Miner para tensões de amplitude variável, os ciclos com amplitudes menores que o limite de fadiga podem causar danos na estrutura se as tensões seguintes excederem o limite original ($\Delta\sigma_D$) (Lee *et al.*, 2005), dessa forma a curva S-N para tensões com amplitude variável, como mostrada na Figura 2.13 para o valor de referência $\Delta\sigma_c$,

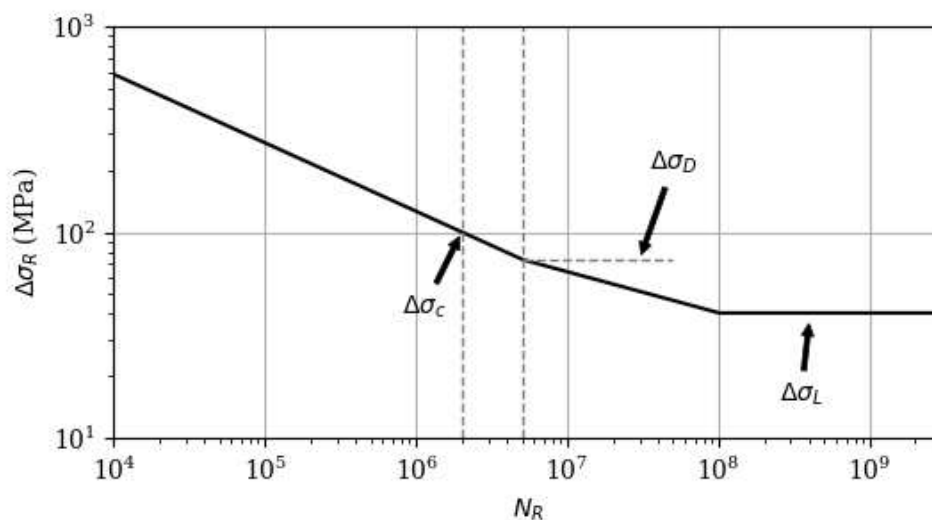
é representada com limite de fadiga para amplitudes constantes ($\Delta\sigma_D$) e a tensão de vida infinita ($\Delta\sigma_L$). O valor de referência ($\Delta\sigma_C$) ou classe de fadiga (FAT) pode ser obtido da EN 1993-1-9:2005 ou IIW. A Figura 2.12 mostra um dos detalhes de referência que será utilizado neste trabalho para avaliação segundo o método da tensão nominal.

Figura 2.12 – Detalhe de referência para fadiga pelo método da tensão nominal.

Nº	DETALHE ESTRUTURAL	DESCRIÇÃO	FAT	REQUISITOS
525		Chapa gusset longitudinal no plano ou fora do plano, soldada na borda da chapa ou mesa da viga. Comprimento da chapa gusset L: L < 150 mm L < 300 mm L > 300 mm	50 45 40	Para $t_2 < 0.7 t_1$, aumentar FAT em 12%. t_1 é a espessura da chapa principal t_2 é a espessura da chapa gusset

Fonte: Adaptado de Hobbacher (2016, p. 55).

Figura 2.13 – Modelo de curva S-N.



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-9:2005.

A curva S-N pode ser obtida de acordo com a EN 1993-1-9:2005, utilizando as equações 2.2 a 2.5 ou seguindo as recomendações do IIW, pela equação 2.6 aplicando o valor da constante C para a categoria do detalhe especificado (Hobbacher, 2016, p. 95). O gráfico da Figura 2.14 mostra a diferença entre as tensões limite de fadiga para as curvas S-N obtidas pelo IIW e EN 1993-1-9:2005.

$$N_R = \frac{\Delta\sigma_c^3 \times 2 \times 10^6}{\Delta\sigma_R^3}, \text{ para } N_R \leq 5 \times 10^6 \quad (2.2)$$

$$N_R = \frac{\Delta\sigma_D^5 \times 5 \times 10^6}{\Delta\sigma_R^5}, \text{ para } 5 \times 10^6 < N_R < 10^8 \quad (2.3)$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_c \quad (2.4)$$

$$\Delta\sigma_L = 0,549 \times \Delta\sigma_D, \text{ para } N_R \geq 10^8 \quad (2.5)$$

$$N_R = \frac{C}{\Delta\sigma_R} \quad (2.6)$$

Nas quais:

N_R – número de ciclos resistentes;

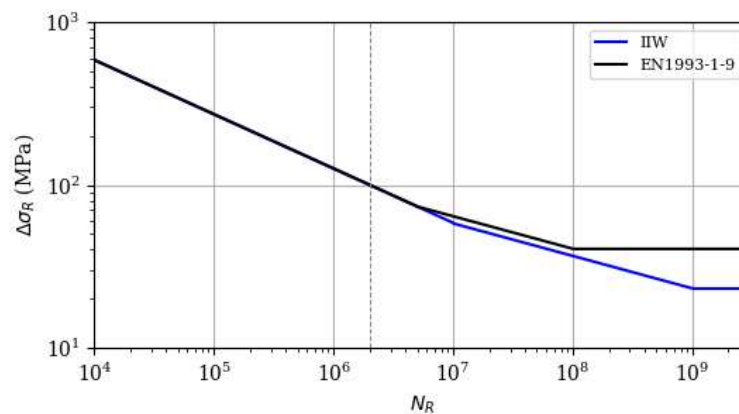
$\Delta\sigma_c$ – valor de referência para 2 milhões de ciclos para o detalhe especificado;

$\Delta\sigma_D$ – limite de fadiga para tensões de amplitude constante para $N_R = 5 \times 10^6$;

$\Delta\sigma_R$ – amplitude de tensão obtida do histórico de tensões atuantes;

$\Delta\sigma_L$ – tensão de vida em fadiga infinita.

Figura 2.14 – Comparação entre as curva S-N de acordo com o IIW e EN 1993-11-9:2005.



Fonte: A autora (2025).

Uma abordagem mais simplificada pode ser realizada para avaliação do detalhe estrutural, como recomendado pela EN 1993-1-9:2005 e IIW, de acordo com a equação 2.7, que resulta na mesma vida em fadiga quando comparado à regra de Palmgren-Miner para 2 milhões de ciclos. Além disso, o valor de amplitude de tensão solicitante deve atender ao critério de verificação da equação 2.8.

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2} \gamma_{Ff}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (2.7)$$

$$\Delta\sigma \leq 1,5 f_y \quad (2.8)$$

Nas quais:

$\Delta\sigma_{E,2}$ – faixa de tensão de amplitude constante equivalente para $N_C = 2 \times 10^6$ ciclos;

γ_{Ff} – fator parcial de segurança para faixa de tensão de amplitude constante equivalente, usualmente adotado igual a 1 (Lassen; Recho, 2006);

$\Delta\sigma_C$ – valor de referência para tensão de fadiga em $N_C = 2 \times 10^6$ ciclos;

γ_{Mf} – fator de segurança parcial para tensão resistente de fadiga;

$\Delta\sigma$ – amplitude de tensão;

f_y – tensão de escoamento do aço.

O fator de segurança parcial γ_{Mf} recomendado pelo IIW e EN 1993-1-9:2005, são mostrados na Tabela 2.1 e Tabela 2.2, respectivamente.

Tabela 2.1 – Fator de segurança γ_{Mf} para resistência de fadiga, segundo o IIW.

Consequência de falha	Método da tolerância de dano	Vida segura
Perda de partes estruturais secundárias	1,0	1,15
Perda da estrutura inteira	1,15	1,30
Perda de vida humana	1,30	1,40

Fonte: Adaptado de Hobbacher (2016).

Tabela 2.2 – Fator de segurança γ_{Mf} para resistência de fadiga, segundo o EN1993-1-9:2005.

Consequência de falha	Método da tolerância de dano	Vida segura
Baixa consequência	1,0	1,15
Alta consequência	1,15	1,35

Fonte: Adaptado de EN 1993-1-9:2005.

No que tange ao cálculo do dano utilizando à regra de Palmgren-Miner, equação 2.1, a EN 1993-1-9:2005, recomenda o valor limite do dano $D_{esp} = 1,0$, entretanto segundo o IIW, para avaliação de ligações soldadas, pesquisas mostram este valor produz respostas que podem ser contra a segurança, sendo recomendado o valor $D_{esp} = 0,5$.

Seja utilizando a abordagem mais simplificada ou a abordagem mais complexa para avaliação de fadiga, é necessário obter o histórico de tensões atuantes na estrutura e podem ser utilizadas várias metodologias, desde cálculos manuais baseados nas técnicas de análise estrutural e resistência dos materiais, até cálculos sofisticados utilizando o método dos elementos finitos, para o caso de estruturas hiperestáticas ou com descontinuidades macro geométricas. Nesse caso, pode ser utilizado um modelo de elementos finitos com uma malha mais grosseira, entretanto, a abordagem de tensões nominais é limitada do ponto de vista da consideração dos detalhes da geometria da estrutura e uma resposta mais precisa pode ser obtida a partir do cálculo da tensão *hot-spot* (Hobbacher, 2016).

2.4.1 TENSÃO *HOT-SPOT*

A tensão *hot-spot* é utilizada para obter a tensão em pontos de concentração de tensões, através da extrapolação de tensões em pontos pré-estabelecidos. O método é limitado a avaliar tensões no pé da solda. Para o caso de estado de tensões biaxial na superfície da chapa, de acordo com o IIW, é recomendado que a 1ª tensão principal esteja a $\pm 60^\circ$ da linha perpendicular ao pé da solda. Ainda de acordo com o IIW, são definidos o *hot-spot* tipo “a”, com a raiz da solda na superfície da chapa e o *hot-spot* tipo “b”, com a raiz da solda na espessura da chapa. Os tipos de *hot-spot* e algumas recomendações de tamanho de malha são mostrados na Figura 2.15. Em relação ao *hot-spot* tipo “a”, para malhas refinadas com dimensão até $0,4t$ do pé da solda, onde t é a espessura da chapa, a tensão pode ser calculada por extrapolação linear, utilizando a equação 2.9, e em casos de elevada tensão não-linear no pé da solda, como mudanças bruscas de direção da força aplicada ou em estruturas de paredes espessas, é recomendada a extrapolação quadrática utilizando a equação 2.10.

$$\sigma_{HS} = 1,67 \times \sigma_{0,4t} - 0,67 \times \sigma_{1,0t} \quad (2.9)$$

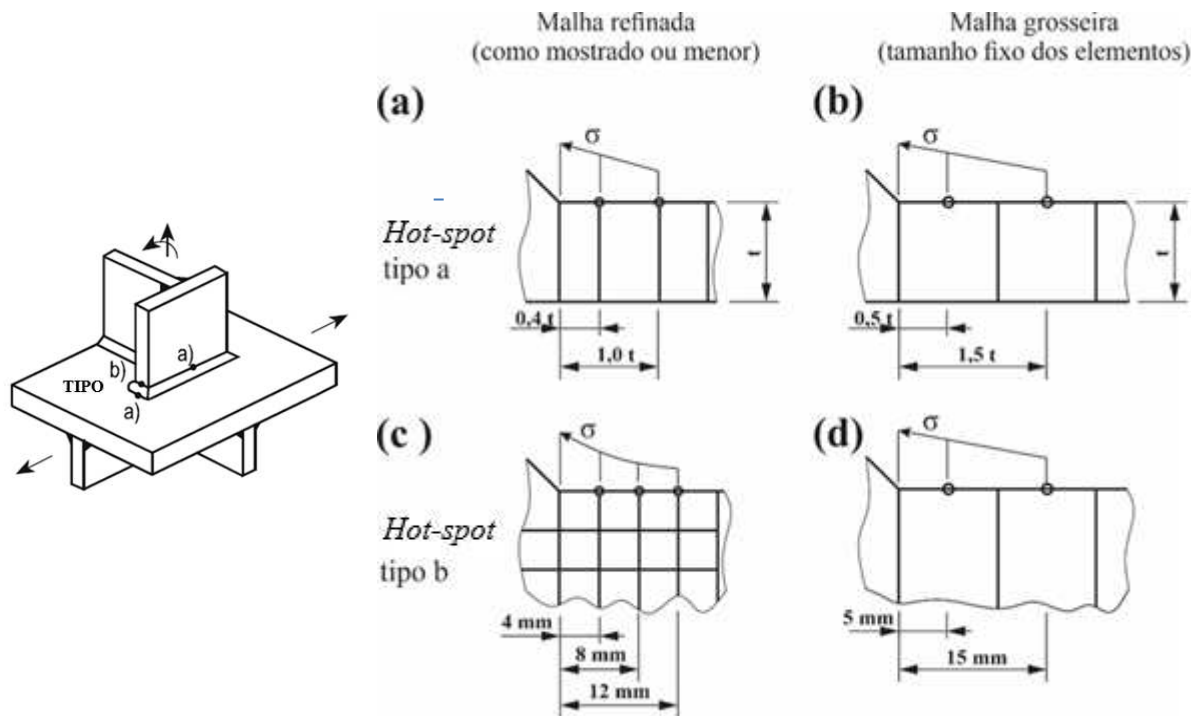
$$\sigma_{HS} = 2,52 \times \sigma_{0,4t} - 2,24 \times \sigma_{0,9t} + 0,72 \times \sigma_{1,4t} \quad (2.10)$$

A tensão de *hot-spot* tipo “b” para malhas até 4 mm no *hot-spot* é calculada utilizando a equação 2.11 a partir de 3 pontos de referência, por extrapolação quadrática. Para elementos com malha mais grosseira (10 mm no *hot-spot*), a tensão *hot-spot* é obtidas a partir da extrapolação linear dos dois primeiros pontos médios dos elementos, utilizando a equação 2.12.

$$\sigma_{HS} = 3 \times \sigma_{4mm} - 3 \times \sigma_{8mm} + \sigma_{12mm} \quad (2.11)$$

$$\sigma_{HS} = 1,5 \times \sigma_{5mm} - 0,5 \times \sigma_{15mm} \quad (2.12)$$

Figura 2.15 – Tipos de *hot-spot*.



Fonte: Adaptado de Hobbacher (2016).

2.4.2 TIPO DE ANÁLISE REQUERIDA

As ações impostas na estrutura associadas às solicitações dinâmicas existentes podem causar esforços adicionais, podendo ocorrer o fenômeno da ressonância. Entretanto, devido ao esforço computacional para análise dinâmica das estruturas, a EN 1991-2:2003 propõe um método para avaliação do tipo de análise (se análise estática equivalente ou dinâmica) requerida.

Para a passagem de trens com baixa velocidade ($\leq 200 \text{ km/h}$) em pontes biapoiadas, a análise estática equivalente é suficiente caso as equações 2.13 a 2.15 que correspondem aos limites inferior e superior de frequência natural admitidas pela EN 1991-2:2003 sejam atendidos para a frequência do 1º modo natural de vibração a flexão, ou seja, $n_{0,inf} < n_0 < n_{0,sup}$. O limite inferior é governado pelo critério do impacto dinâmico, enquanto o limite superior é governado pelas melhorias dinâmicas devidas às irregularidades da via.

$$n_{0,inf} = \frac{80}{L}, \text{ para } 4m \leq L \leq 20m \quad (2.13)$$

$$n_{0,inf} = 23,58 \times L^{-0,592}, \text{ para } 20m < L \leq 100m \quad (2.14)$$

$$n_{0,sup} = 94,76 \times L^{-0,748} \quad (2.15)$$

Nas quais:

n_0 – frequência do 1º modo natural de vibração devido a carga permanente;

$n_{0,inf}$ – frequência inferior limite;

$n_{0,sup}$ – frequência superior limite;

L – vão da ponte.

A análise estática equivalente é realizada multiplicando os resultados obtidos na análise estática pelo fator dinâmico φ , que leva em consideração a amplificação dinâmica das tensões e os efeitos de vibração na estrutura. De acordo com a EN 1991-2:2003, o fator dinâmico é obtido pela soma de φ' , que considera o incremento dinâmico devido a ação do veículo na estrutura e φ'' , onde são considerados os efeitos de irregularidades na via e imperfeições do veículo. Para a passagem de um trem real e a ferrovia com as condições adequadas de manutenção, o pelo fator dinâmico φ pode ser obtido de acordo com as recomendações da EN 1991-2:2003, com as equações 2.16 a 2.22.

$$\varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (2.16)$$

$$\varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4}, \text{ para } k < 0,76 \quad (2.17)$$

$$\varphi' = 1,325 \text{ para } k \geq 0,76 \quad (2.18)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 e^{-\left(\frac{L\varphi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L\varphi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L\varphi}{20}\right)^2} \right] \quad (2.19)$$

$$k = \frac{v}{2 L_\varphi n_0} \quad (2.20)$$

$$\alpha = \frac{v}{22}, \quad \text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \quad (2.21)$$

$$\alpha = 1, \quad \text{se } > 22 \text{ m/s} \quad (2.22)$$

Nas quais:

n_0 – frequência do 1º modo natural de vibração devido a carga permanente;

L_φ – comprimento da ponte em metros, sendo considerado o comprimento L da ponte para vigas principais biapoiadas;

v – velocidade do trem em m/s.

O fator dinâmico também pode ser obtido segundo recomendações da AREMA (2019) de acordo com as equações 2.23 a 2.25, para pontes com vias balastradas e considerando a passagem de veículos que não produzem o efeito *hammer blow*.

$$\varphi = 1 + \left[f \times 0,9 \times \left(40 - \frac{3 L_p^2}{1600} \right) \right] / 100, \text{ para } L < 24,384 \text{ m} \quad (2.23)$$

$$\varphi = 1 + \left[f \times 0,9 \times \left(16 + \frac{600}{L_p - 30} \right) \right] / 100, \text{ para } L \geq 24,384 \text{ m} \quad (2.24)$$

$$f = 1 - \frac{0,8}{2500} (60 - S)^2 \geq 0,2 \text{ para } v < 26,82 \text{ m/s} \quad (2.25)$$

Nas quais:

L_p – comprimento da ponte em pés;

S – velocidade do trem em mph.

2.4.3 CARREGAMENTOS EM PONTES

Em pontes, as ações atuantes consideradas incluem o peso próprio da superestrutura e dos elementos que compõem a ferrovia ou rodovia. Em pontes ferroviárias de estruturas mistas de aço e concreto, o peso próprio da estrutura é composto pelo peso dos elementos estruturais em aço e concreto, além dos elementos que compõem a ferrovia, como trilhos, dormentes, lastros, guarda-corpo. São considerados também esforços de vento e esforços devido a atuação do veículo na estrutura, considerando seus efeitos de impacto vertical, efeitos de tração e frenagem. Os esforços do trem-tipo atuante na estrutura podem ser obtidos através de regulamentações das empresas que trabalham nas ferrovias, de maneira experimental através da pesagem do comboio passante na balança ferroviária, ou seguindo as recomendações normativas, como o Cooper E 80 (Figura 2.16), de acordo com a AREMA (2019). As forças longitudinais de tração e frenagem, segundo o código da AREMA (2019), são calculadas para o trem-tipo Cooper E 80, entretanto para trens-tipo com carregamento diferente do Cooper E 80, as forças de tração

e frenagem devem ser aplicadas de maneira proporcional. As forças de frenagem são obtidas pela equação 2.26 e as forças de tração são obtidas pela equação 2.27.

$$F_{FR} = 200 + 17,5L \quad (2.26)$$

$$F_T = 200\sqrt{L} \quad (2.27)$$

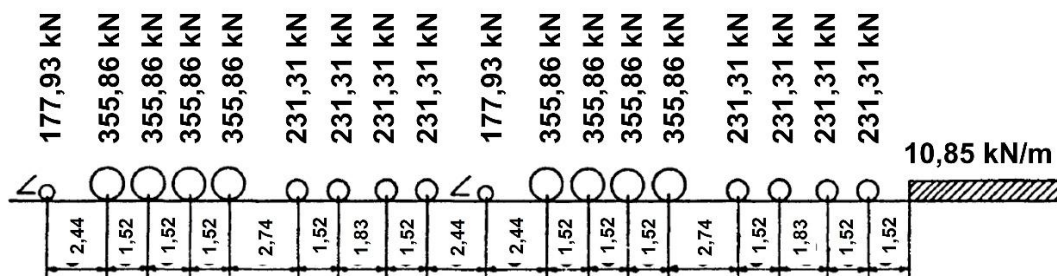
Nas quais:

F_{FR} – força de frenagem em kN;

F_T – força de tração em kN;

L – comprimento da ponte em metros;

Figura 2.16 – Carregamento do Cooper E80.



Fonte: Adaptado de AREMA (2019).

2.5 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Obter e avaliar os resultados das tensões nas ligações de maneira analítica é um tanto complexo, e pode demandar simplificações excessivas, não oferecendo a precisão necessária, principalmente para detalhes de ligações com geometria mais complexa. Dessa forma, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é utilizado para análises de ligações com geometrias que não estão representadas pelos ensaios de curva S-N obtidos para análise a partir da tensão nominal. Dentre as análises através do MEF, a metodologia global-local vem sendo utilizada por alguns pesquisadores para avaliação de tensões em ligações e vida em fadiga de diversas estruturas, como pontes metálicas e estruturas *offshore*. A abordagem global-local consiste na análise de dois modelos, sendo um em nível global e um em nível local, com a integração entre os dois modelos. O modelo global pode ser representado por elementos de barra e casca, e com uma representação mais simplificada dos elementos estruturais, como descontinuidades dos elementos de ligação. Em contrapartida, o modelo local mostra todos os elementos que

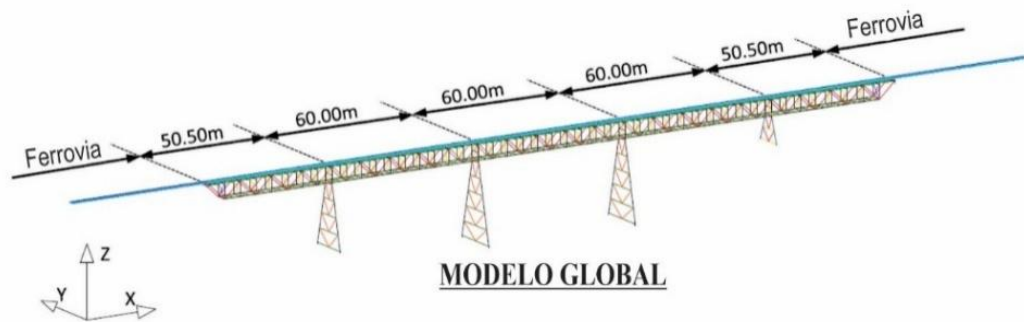
compõem a ligação, fazendo a representação de detalhes complexos. Podem ser utilizados elementos do tipo sólido por possuírem maior precisão na representação do detalhe estrutural. Para detalhes complexos, o IIW recomenda o uso de elementos tipo sólido, com 20 nós, além da modelagem da solda (Hobbacher, 2016). Ávila *et al.* (2022) avaliaram a tensão *hot-spot* em ligação tubular de uma estrutura *offshore*, e avaliaram se há diferença no resultado das tensões obtidas quando é considerada ou não a geometria da solda. O estudo recomenda que sejam adotados modelos sem a geometria da solda, pois a modelagem da geometria da solda produz modelos com alto custo computacional e com dificuldade na geração de malha, e produziram resultados mais conservadores em alguns casos avaliados.

No caso particular da análise da vida em fadiga em conexões de pontes ferroviárias, é necessária uma abordagem complexa para a simulação computacional, devidos aos problemas globais e locais na estrutura. Os problemas globais (de resposta dinâmica geral da ponte aos carregamentos móveis) e locais (de resposta da ligação quando submetida ao carregamento) são de escalas muito diferentes. Enquanto pontes ferroviárias podem ter centenas de metros e até quilômetros, a região de ligação ocupa um espaço de alguns centímetros, apesar de sua relevância. Nesse sentido, uma vez que o MEF exige uma discretização da estrutura em subdomínios, não se pode aplicar à estrutura da ponte o mesmo nível de subdivisão de malha que se aplica ao detalhe de ligação por questões de limitação de poder computacional. Assim, é usual que se realize uma análise em duas etapas, com dois modelos com diferentes níveis de discretização. Um primeiro, global, representa o comportamento da ponte como um todo quando submetida aos carregamentos. Seus resultados são então transportados para o modelo local para que se faça uma avaliação do detalhe estrutural. Alguns trabalhos já foram desenvolvidos por outros pesquisadores utilizando o metodologia global-local para avaliação de fadiga em pontes metálicas existentes.

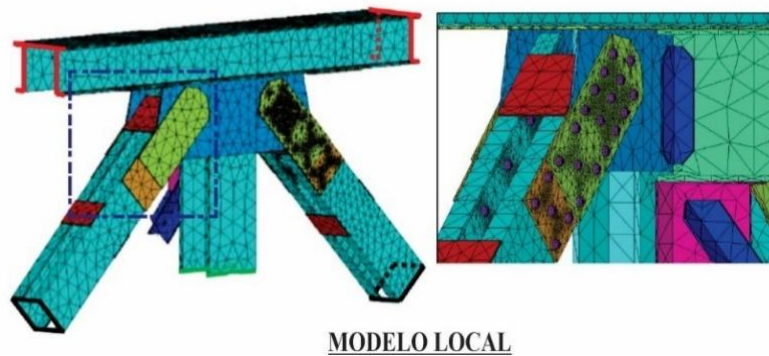
Horas, Jesus e Calçada (2022) avaliaram uma ponte ferroviária com 281 metros, divididos em 5 vãos, em estrutura treliçada e com ligações rebitadas, como mostrado na Figura 2.17. A análise foi motivada pela idade de construção da estrutura, datada de 1958 e devido ao aumento do tráfego de veículos na ponte. A modelagem da estrutura da Ponte Várzeas foi realizada no *software* ANSYS. Devido à complexidade, para o modelo global foram utilizados elementos de barra. O elemento BEAM188 foi utilizado para a modelagem das treliças de piso e pilares, e para a representação dos trilhos e dormentes da ferrovia. Os elementos de barra foram conectados por barras rígidas tipo MPC184, além disso, foi considerado o elemento de massa-mola COMBIN14 para representar a rigidez entre pilares metálicos e fundação e a rigidez das almofadas metálicas. Após análise do modelo global e definição das barras críticas, foi criado

um submodelo utilizando elementos de casca tipo SHELL281 para refinamento da região no modelo global, para posterior integração do submodelo com o modelo local, criado de maneira detalhada utilizando elementos sólidos tipo SOLID186.

Figura 2.17 – Modelo global (a) e modelo local (b) da Ponte Várzeas.



a)

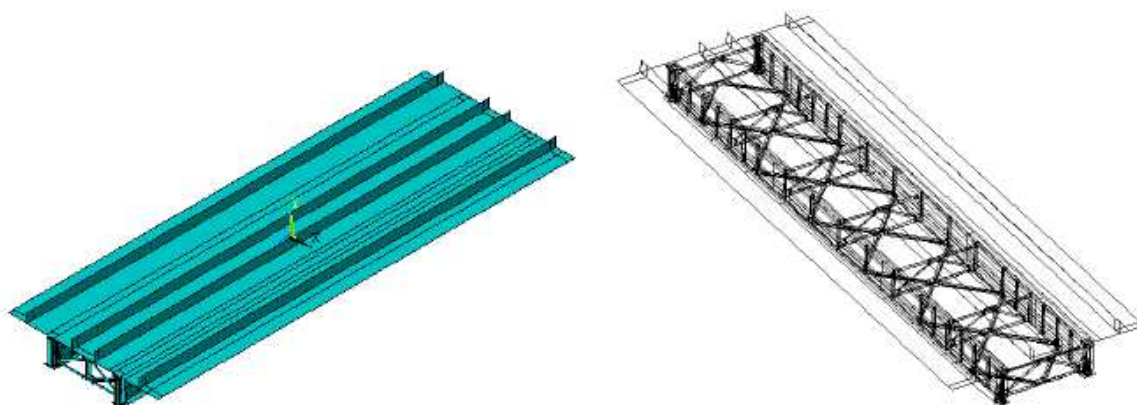


b)

Fonte: Adaptado de Horas, Jesus e Calçada (2022).

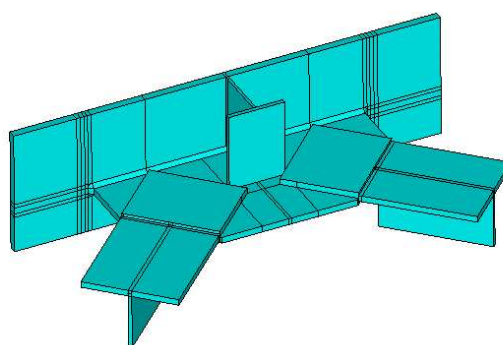
Viana *et al.* (2021) utilizaram a metodologia global-local para avaliar a vida em fadiga de uma ponte ferroviária para passagem de trens de alta velocidade (Figura 2.18). A ponte composta por longarinas e subestrutura de travamento em perfis de aço e tabuleiro em concreto, foi modelada com o *software* ANSYS. No modelo global, a estrutura metálica e o tabuleiro da ponte foram representados com elementos de placa tipo SHELL181, e os elementos não estruturais como os trilhos e dormentes da ferrovia e lastro, foram representados através de massa adicionada nos nós do tabuleiro, utilizando o elemento MASS21. O modelo local foi representado utilizando elementos tipo sólido, sendo realizada a integração entre os modelos global e local.

Figura 2.18 – Modelo global (a) e modelo local (b) da ponte Alcácer do Sal.



MODELO GLOBAL

a)



MODELO LOCAL

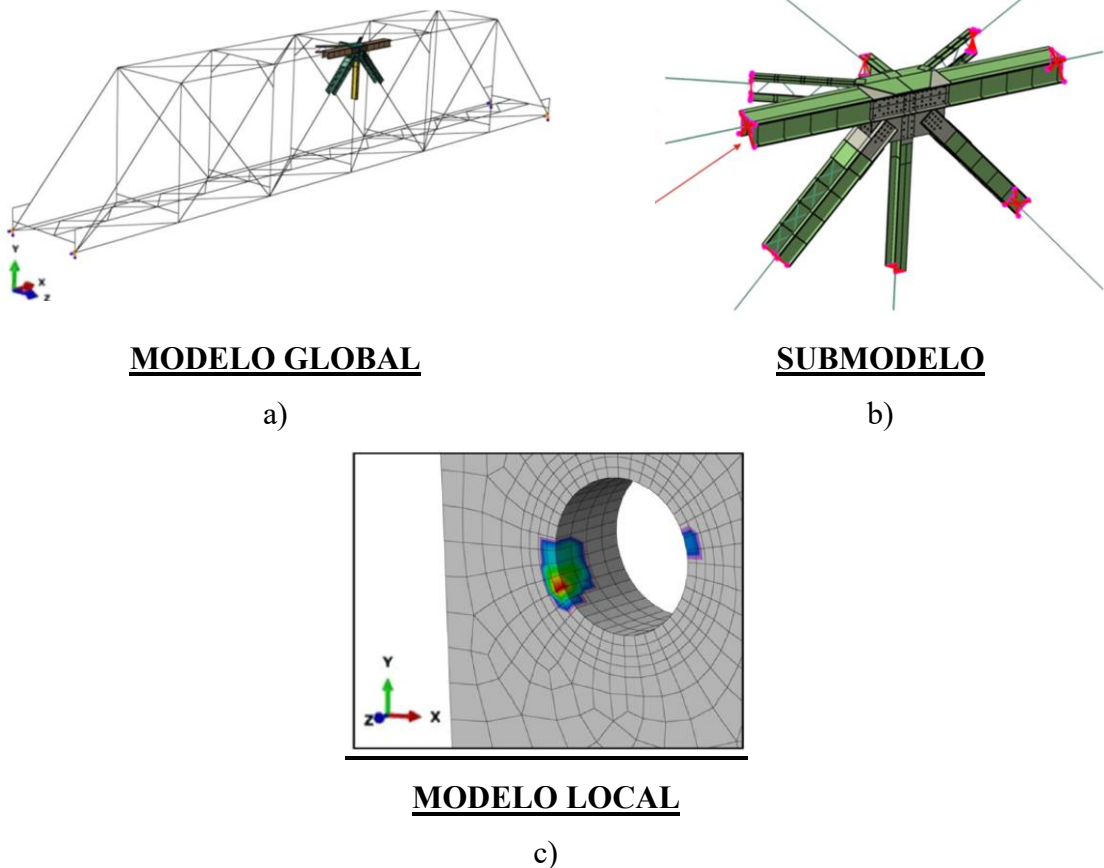
b)

Fonte: Adaptado de Viana *et al.* (2021).

Assim como outros pesquisadores, Teixeira *et al.* (2024a) utilizaram a metodologia global-local para a avaliação de fadiga e segurança estrutural de uma ponte metálica ferroviária, localizada em Fundão, ES, construída por volta de 1940 para a passagem de trens de baixa velocidade, e está em atividade até os dias atuais. A ponte possui 41 metros de vão em estrutura treliçada e ligações rebitadas, e ao longo do tempo, com o trabalho de inspeção da estrutura, algumas dessas ligações rebitadas foram substituídas por ligações com parafusos de alta resistência. A estrutura está representada na Figura 2.19. Os modelos global e local foram desenvolvidos no *software* ABAQUS. A nível global, os elementos que compõem a treliça foram modelados com elementos de barra tipo BEAM com 2 nós e barras rígidas com massa nula foram modeladas até o limite da chapa *gusset* dos nós de ligação, em seguida após obter os pontos mais solicitados da estrutura, foi realizada a análise mais detalhada através de um submodelo conectando os elementos de barra aos elementos de placa e sólido do submodelo com um nível maior de precisão em relação ao modelo global. Após identificar os pontos

críticos do submodelo, a estrutura foi avaliada a nível local através de um modelo mais refinado com elementos tipo sólido.

Figura 2.19 – Modelo global (a), submodelo (b) e modelo local (c) da ponte Ferroviária sobre o Rio Fundão.



Fonte: Adaptado de Teixeira *et al.* (2024a).

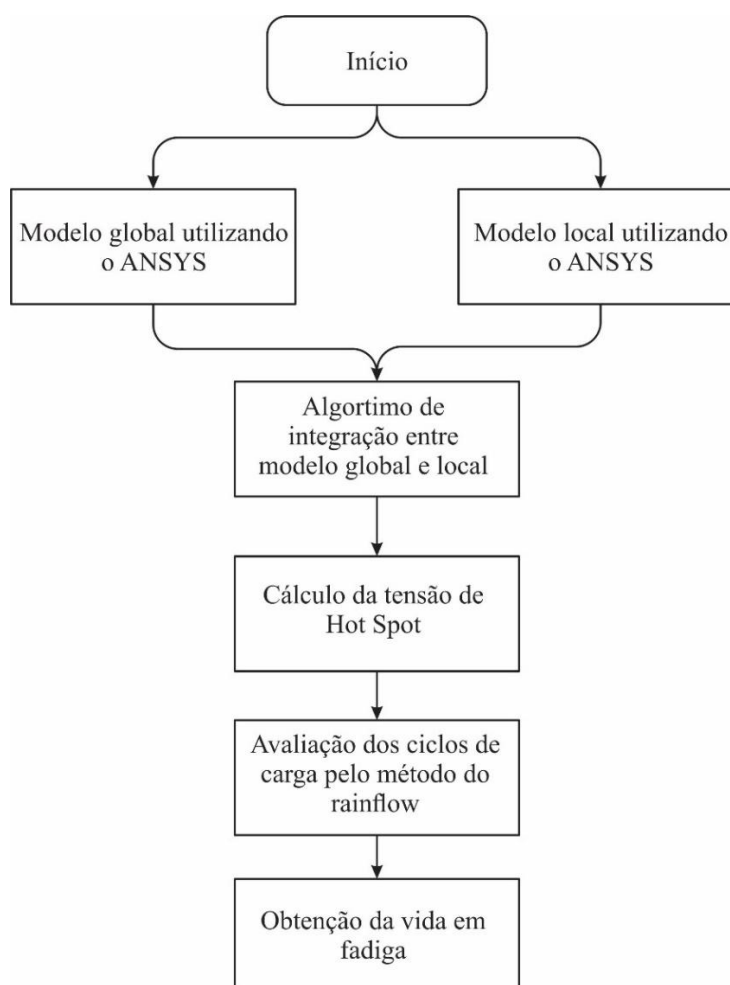
De maneira similar, Crognale, Potenza e Gattulli (2023) aplicaram a metodologia global-local utilizando o *software* SAP2000 para a uma avaliação preliminar de dano em pontes ferroviárias pelo fenômeno de fadiga, e Qin *et al.* (2024) avaliaram utilizando o ABAQUS, os detalhes críticos para fadiga em uma ponte rodoviária estaiada, com piso ortotrópico. Nesse sentido, nas seções seguintes a metodologia global-local é aplicada para a avaliação da vida em fadiga de uma ponte ferrovia em estrutura mista de aço e concreto com ligações soldadas.

3 ABORDAGEM METODOLÓGICA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Foi realizada a avaliação da vida em fadiga de uma conexão soldada de uma ponte ferroviária através de simulação numérica computacional, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e uma abordagem global-local. Os modelos global e local foram desenvolvidos de maneira parametrizada utilizando o *software* comercial ANSYS Mechanical APDL v.2020R1, e o pós-processamento dos dados foi realizado em Python. O fluxograma representado na Figura 3.1 mostra as etapas para a abordagem de avaliação global-local através do MEF.

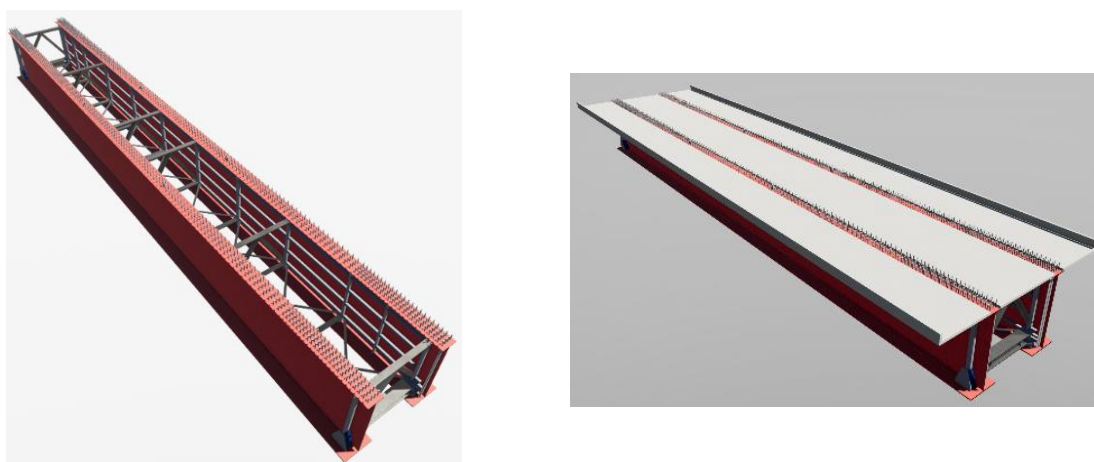
Figura 3.1 – Etapas da análise global-local



Fonte: A autora (2025).

Como objeto de estudo, foi selecionada uma ponte ferroviária em estrutura mista de aço e concreto, para passagem de trens de transporte de minério, com informações de monitoramento da estrutura para validação dos dados numéricos no modelo de elementos finitos. Ao todo, a estrutura possui 22 vãos biapoiados com 25 metros cada, e largura do tabuleiro igual a 6 metros. A superestrutura da ponte é composta por longarinas em perfil I monossimétrico, enrijecedores transversais e longitudinais, subestrutura de travamento em perfil T e perfil H e diafragma em perfil barra chata. O tabuleiro da ponte é composto por pré-laje e laje em concreto armado, além de guarda-corpo e os demais elementos que compõem a ferrovia. Conectores de cisalhamento soldados à viga de aço promovem a ação mista das vigas com a laje. A Figura 3.2 mostra representação em modelo 3D da superestrutura da ponte, desenvolvido em *software* BIM (*Building Information Modeling*).

Figura 3.2 – 3D da esquemático da superestrutura da ponte desenvolvido em *software* BIM.

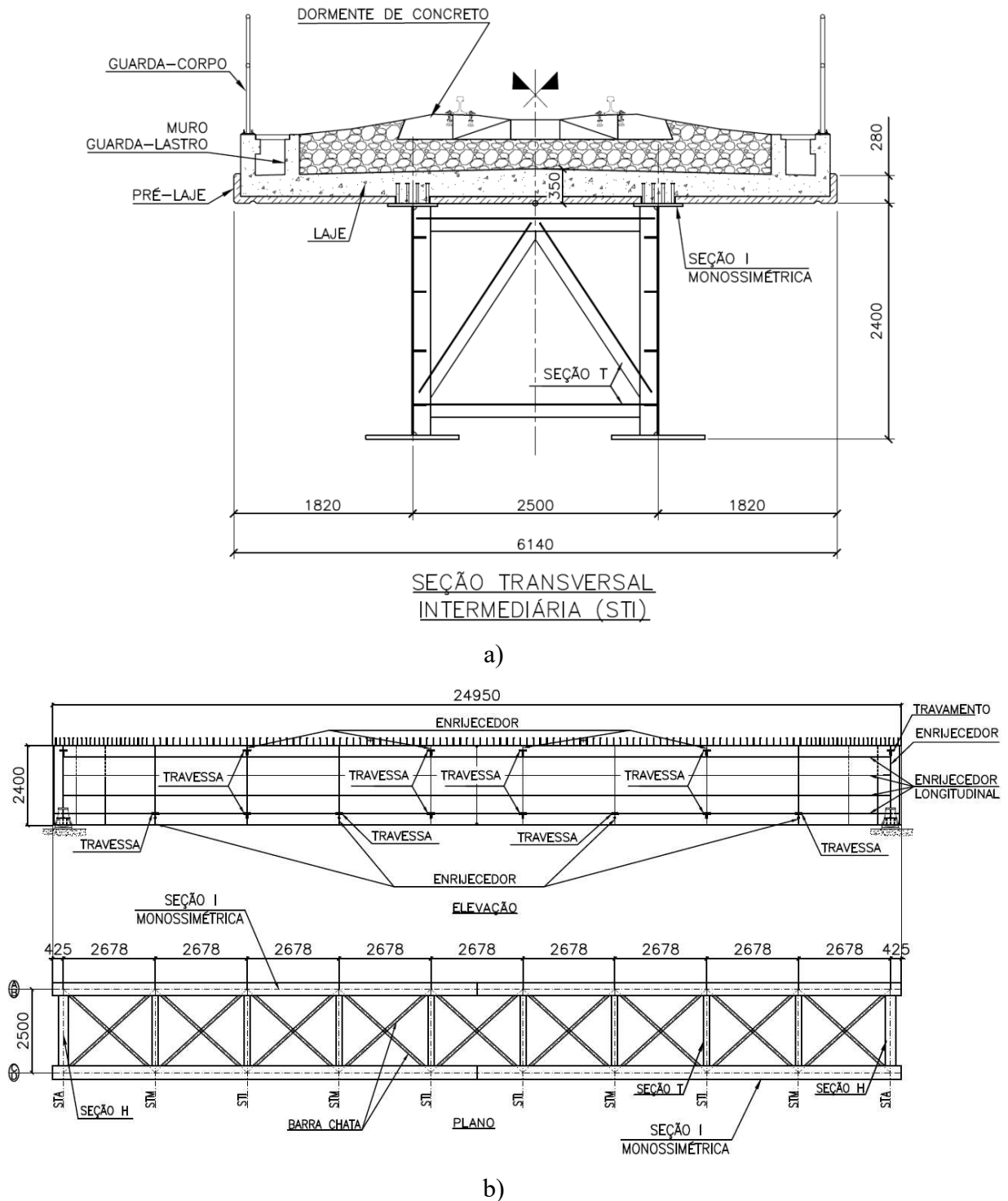


Fonte: A autora (2025).

O perfil das longarinas possui altura igual a 2400 mm, largura da mesa inferior e superior de 950 mm e 500 mm, respectivamente, alma com espessura 12,5 mm, mesa inferior com espessura 37,5 mm e mesa superior com espessura 31,5 mm. Os enrijecedores longitudinais no nível do diafragma possuem espessura de 19 mm. Os demais enrijecedores e elementos de barra chata que compõem o diafragma possuem espessura de 12,5mm. O perfil T é formado por chapas soldadas com espessura de 9,5mm, largura da mesa igual a 180 mm e altura igual a 134,5 mm. O perfil H é formado por chapas soldadas com espessura igual a 25 mm, altura igual a 300 mm e largura da mesa igual a 350 mm. O aço utilizado na fabricação da estrutura foi o

SAC350, com resistência ao escoamento igual a 350 MPa. A Figura 3.3 mostra a representação da seção transversal, planta e elevação da superestrutura da ponte.

Figura 3.3 – Desenho da esquemático da superestrutura da ponte com cotas em mm, sendo a) seção transversal intermediária e b) planta e elevação.



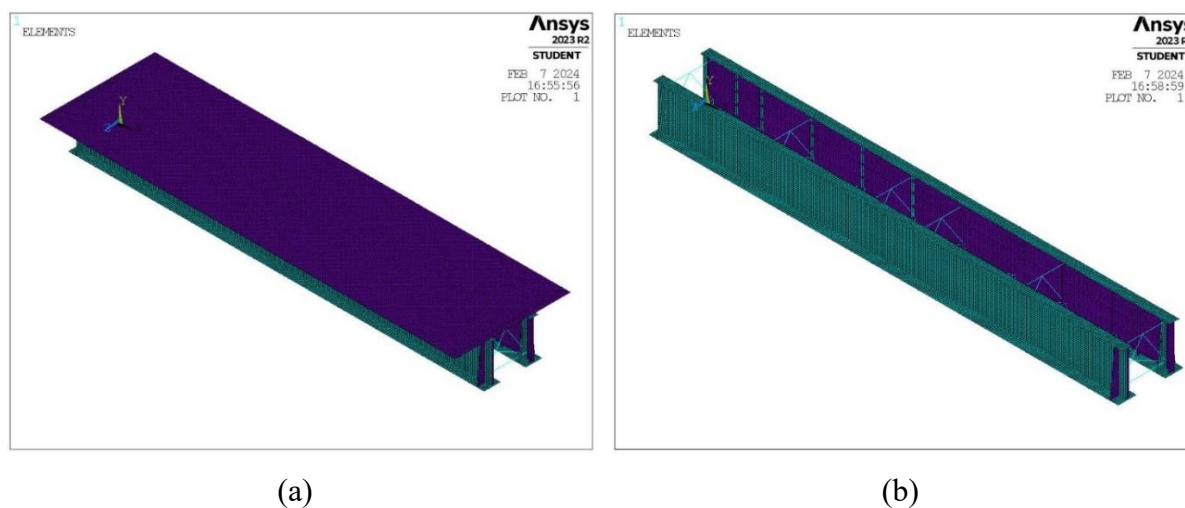
Fonte: A autora (2025).

A ponte selecionada possui 25 metros, enquanto para a avaliação detalhada das ligações da estrutura é necessário um modelo menor e mais refinado. Dessa forma, considerando as particularidades da estrutura e condições de carregamento, as etapas de avaliação da Figura 3.1 para desenvolvimento da metodologia global-local serão aplicadas. As seções seguintes explicam o desenvolvimento de cada etapa.

3.2 MODELO GLOBAL

Considerando a abordagem global, o modelo da estrutura foi desenvolvido utilizando elementos de casca e elementos de barra. Para longarinas e enrijecedores foram utilizados elementos de casca tipo SHELL181 com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó, e elementos de barra tipo BEAM188 com 2 nós e 6 graus de liberdade por nó para a subestrutura de travamento e diafragma (Figura 3.4b). O material utilizado foi o aço com módulo de elasticidade longitudinal (E) igual a 200 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e densidade (ρ) igual 7850 kg/m³.

Figura 3.4 – Modelo global para a) um vão da superestrutura da ponte ferroviária com laje; b) longarinas e subestrutura de travamento.



Fonte: A autora (2025).

O tabuleiro da ponte, como representado pela seção transversal da Figura 3.3a, é composto por pré-laje, laje com seção transversal variável, guarda-corpo, lastro, dormentes de concreto, trilhos e os demais elementos que compõem a subestrutura ferroviária, entretanto esses elementos foram representados de maneira simplificada no modelo de elementos finitos,

considerando uma massa adicionada na laje. Foi utilizado o elemento tipo SHELL181 para a laje (Figura 3.4a), com espessura constante igual a 35 cm, e massa adicionada de 648 kg/m² para considerar o peso próprio dos demais elementos que compõem o tabuleiro da ponte. Foi utilizado o material como concreto com $E=33,1$ GPa, $\nu=0,2$ e $\rho=2500$ kg/m³. Os valores de massa adicionada que representam cada elemento do tabuleiro estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Elementos que compõem a massa adicionada à estrutura.

Tipo de elemento	Peso (kg/m)	Peso (kg/m ²)
Lastro	3255	542
Dormente de Concreto	480	80
Trilho	89	15
Guarda-corpo	67	11
Total		648

Fonte: A autora (2025).

As condições de contorno da estrutura foram aplicadas na mesa inferior do perfil I, nas extremidades da longarina representando suas vinculações externas nos aparelhos de apoio. Com representado na Figura 3.5, foram impedidas as translações UX, UY e/ou UZ. Além disso, por se tratar de estrutura mista de aço e concreto, foi realizado o acoplamento dos deslocamentos entre os nós da mesa superior da longarina e do tabuleiro, que estão localizados na linha da alma das longarinas, como uma simplificação para a simulação da conexão de cisalhamento entre os elementos estruturais. Considerou-se, portanto, interação total entre laje e perfil.

Figura 3.5 – Condições de contorno da ponte ferroviária.

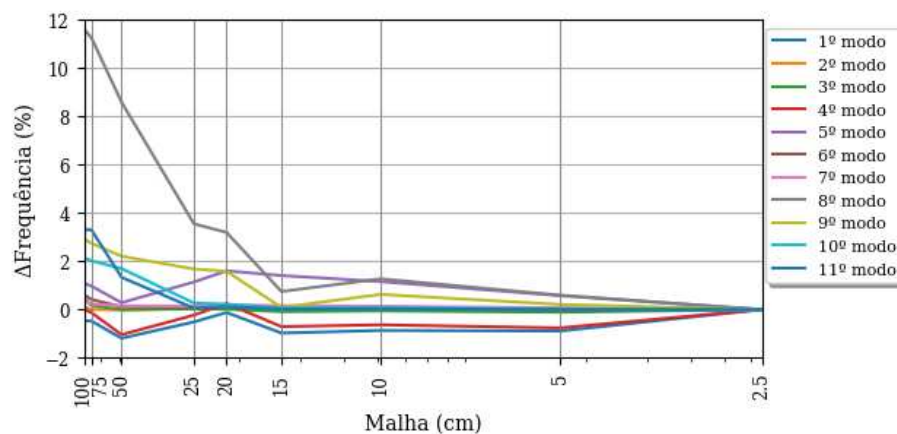


Fonte: A autora (2025).

Para análise do modelo global, avaliou-se o tamanho de malha que produz resultados mais adequados e com custo computacional adequado. A sensibilidade dos resultados ao tamanho de

malha do modelo, foi realizada pela análise modal da estrutura, e foram obtidos os modos globais de vibração e frequência para os modelos com malha variando entre mais refinada, igual a 2,5 cm, e menos refinada, igual a 100 cm. Inicialmente, foram obtidos os modos vibração e frequência do modelo global para determinação da malha com melhor resposta e menor custo computacional. As frequências obtidas para os modos de vibração global da estrutura e sua variação de resposta em relação a malha mais refinada com 2,5 cm foi avaliada, conforme apresentado no gráfico da Figura 3.6. Com a análise, pode-se observar que devida a baixa variabilidade de frequência ($\pm 2\%$), a malha de 15 cm é suficiente para análise do modelo global da estrutura. De maneira similar, os modos de vibração local dos elementos de barra foram avaliados e a malha de 5 cm foi proposta.

Figura 3.6 – Gráfico de variação de frequência dos modos globais de vibração x tamanho da malha.

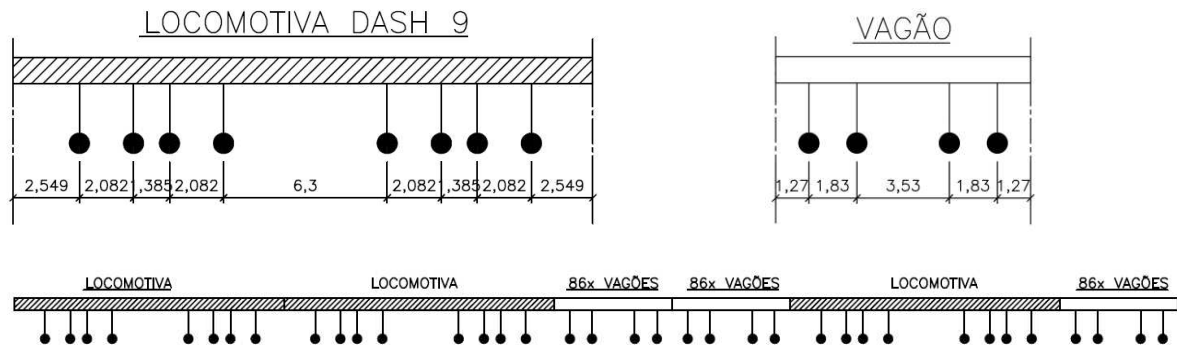


Fonte: A autora (2025).

Após definir o tamanho de malha adequado, a análise do modelo global foi realizada para passagem de veículo para transporte de carga com baixa velocidade (< 200 km/h) e alto peso por eixo. O trem-tipo teórico considerado, como representado na Figura 3.7, possui 3 locomotivas tipo Dash 9 com 238 kN/eixo e 258 vagões com 275 kN/eixo (vagão GDE), 325 kN/eixo (vagão GDT) e 375 kN/eixo (GDU). Além disso, a ponte foi avaliada para a passagem de um veículo com dados reais de carregamento por eixo, extraídos de maneira experimental de dados de uma balança a partir da passagem de um comboio. Foram listadas as forças por eixo e as distâncias entre os eixos. Por se tratar de uma medição excessivamente longa, somente

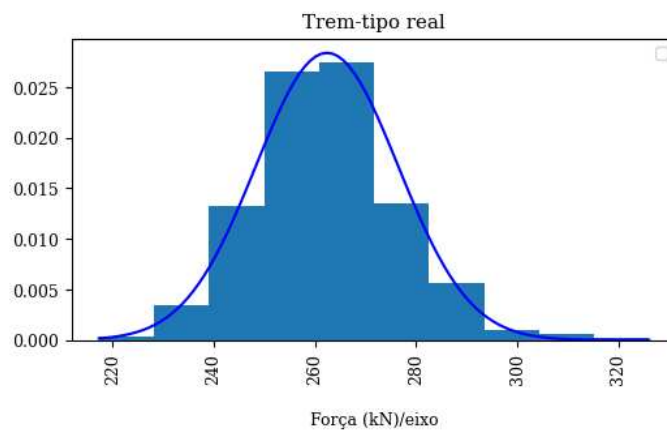
uma descrição dos valores de força é dada. A Figura 3.8 mostra um gráfico de distribuição da força por eixo do trem-tipo real, sendo 262 kN/eixo o valor médio do carregamento.

Figura 3.7 – Modelo de trem-tipo teórico.



Fonte: A autora (2025).

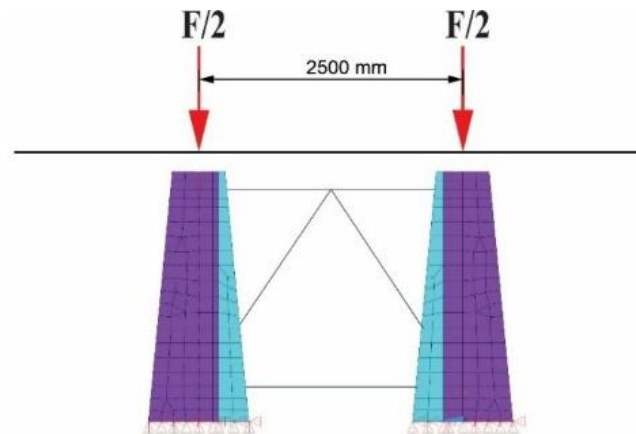
Figura 3.8 – Distribuição normal do carregamento do trem-tipo real.



Fonte: A autora (2025).

A análise do modelo global foi realizada considerando aplicação dos carregamentos dos trens-tipo teórico e real mencionados anteriormente. O trem-tipo foi aplicado no eixo das longarinas considerando a simetria, conforme a Figura 3.9.

Figura 3.9 – Posição de aplicação do carregamento.



Fonte: A autora (2025).

Além disso, foi implementada uma rotina no Ansys para passagem do veículo na estrutura ao longo do tempo, com aplicação de força nos nós da mesa superior da longarina. Foram aplicadas também ao longo das longarinas uma força horizontal unitária correspondente aos esforços de tração das locomotivas e ao efeito de frenagem na estrutura. As forças de frenagem e tração são aplicadas para o trem-tipo avaliado, considerando um percentual de esforço proporcional as forças aplicadas pelo Cooper E80, de acordo com as recomendações da AREMA (2019), como representado pelas equações 3.1 e 3.2, respectivamente.

$$F_{FR} = \frac{(200 + 17,5L)}{F_{Cooper\ E\ 80}} \times F_{trem-tipo} \quad (3.1)$$

$$F_T = \frac{200\sqrt{L}}{F_{Cooper\ E\ 80}} \times F_{trem-tipo} \quad (3.2)$$

Nas quais:

F_{FR} – força de frenagem em kN;

F_T – força de tração em kN;

L – comprimento da ponte em metros;

$F_{trem-tipo}$ – força do trem-tipo aplicado;

$F_{Cooper\ E\ 80}$ – força do Cooper E 80.

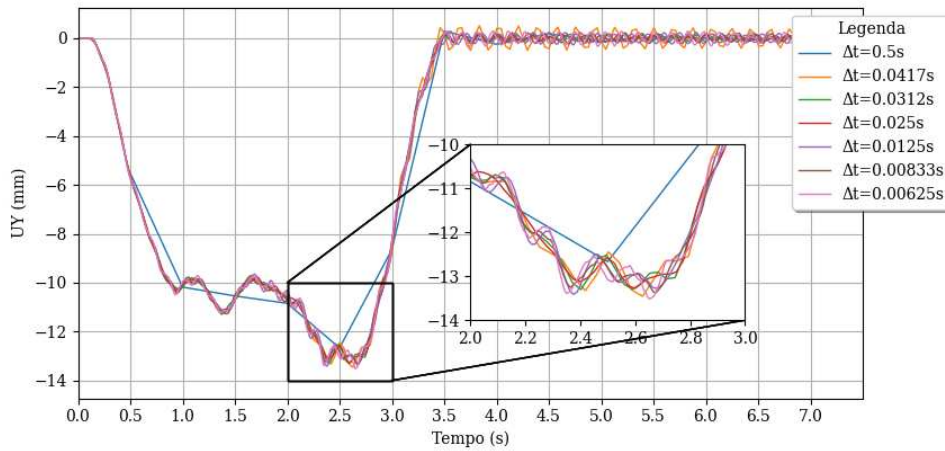
3.3 TIPO DE ANÁLISE DO MODELO GLOBAL

Quanto ao tipo de análise, de acordo com a EN 1991-2:2003 é verificada a necessidade de análise estática ou análise dinâmica da estrutura, de acordo com a velocidade de passagem do veículo, das condições de contorno e vão da ponte. Dessa forma, a avaliação foi realizada considerando a passagem de um veículo com velocidade baixa (<200 km/h) e a ponte com estrutura biapoiada. Constatou-se que a frequência do 1º modo de vibração natural de flexão da estrutura ($n_0 = 6,17$ Hz) está entre os limites $n_{0,inf} = 3,5$ Hz e $n_{0,sup} = 8,53$ Hz, dessa forma, a análise dinâmica não é necessária, podendo ser realizada a análise estática considerando o coeficiente de amplificação dos esforços dinâmicos. A análise estática é realizada utilizando o princípio da superposição dos efeitos, com a aplicação de uma carga unitária no modelo global para obtenção dos esforços.

Com o intuito de verificar a adequabilidade da consideração de análise estática e de avaliar a possibilidade de ressonância, uma análise dinâmica também foi conduzida. Dessa forma, foi realizada a análise transiente da estrutura, considerando os efeitos dinâmicos, utilizando o *software* ANSYS Mechanical APDL. Com o objetivo de reduzir o custo computacional, foi verificado o intervalo de tempo Δt adequado considerando a passagem de um veículo simplificado com 1 locomotiva e 1 vagão, com velocidade de 50 km/h e variando a análise com $\Delta t = 0,00625$ s a $\Delta t = 0,5$ s, e foram obtidos os valores de deslocamento no meio do vão da ponte, como apresentado no gráfico da Figura 3.10. Pode-se observar que para $\Delta t \leq 0,0125$ s, os deslocamentos possuem menor variação, sendo a análise transiente realizada considerando $\Delta t = 0,0125$ s.

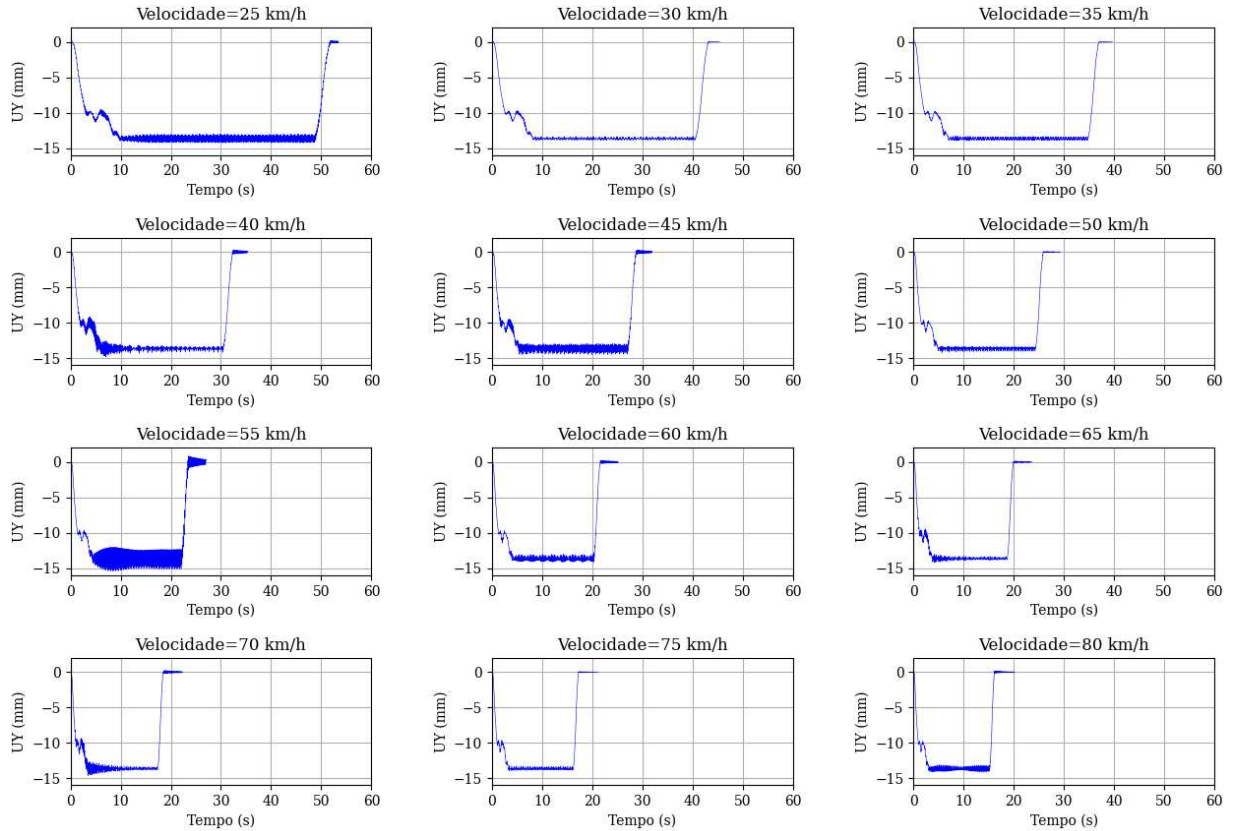
Na sequência, a análise dinâmica foi realizada utilizando o método completo, com emprego do método de Newmark, e considerado coeficiente de amortecimento igual a 0,5%. Avaliou-se a condição de ressonância para passagem de um trem-tipo com velocidades entre 25 e 80 km/h, com carregamento por eixo considerado de um veículo com 1 locomotiva e 30 vagões. Por se tratar de uma avaliação simplificada das condições de ressonância da via, não foi considerado o fator de impacto dinâmico devido as imperfeições da via. Os deslocamentos obtidos no meio do vão da ponte para as velocidades avaliadas estão apresentados na Figura 3.11 e os dados mostram que não há aumento significativo nos deslocamentos da estrutura para a passagem do veículo considerando os efeitos dinâmicos, indicando que não ocorre o fenômeno da ressonância.

Figura 3.10 – Gráfico de deslocamento no meio do vão vs. tempo para análise transiente, com a passagem de um trem-tipo reduzido.



Fonte: A autora (2025).

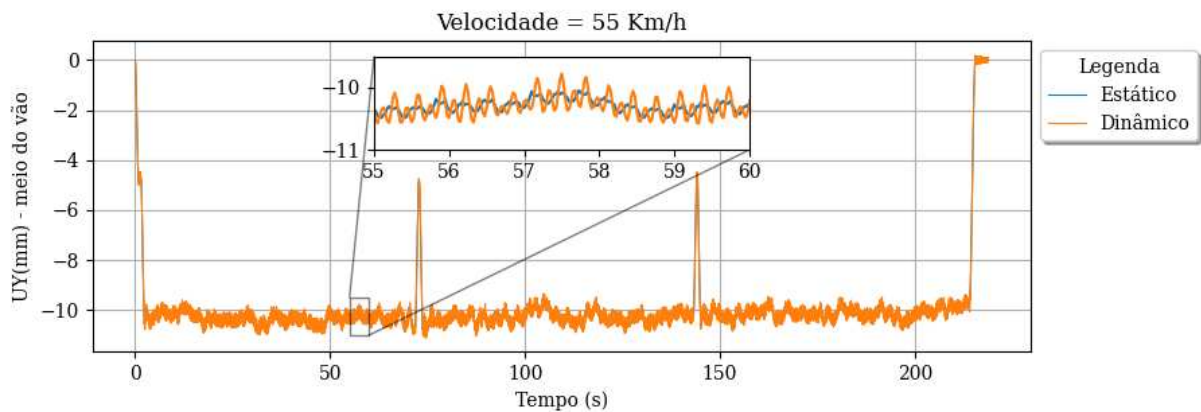
Figura 3.11 – Gráfico de deslocamento no meio do vão vs. tempo para análise transiente, com velocidades entre 25 km/h e 80 km/h.



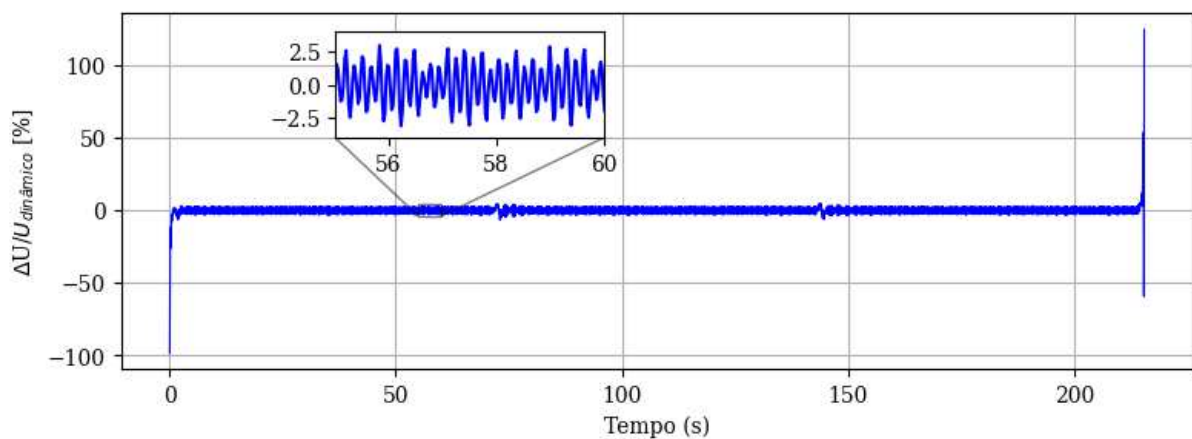
Fonte: A autora (2025).

Além disso, os deslocamentos obtidos a partir da análise dinâmica no meio do vão da ponte foram comparados com os deslocamentos obtidos por uma análise estática, considerados os mesmos parâmetros. A Figura 3.12a mostra o resultado da análise para a passagem do trem-tipo real. A Figura 3.12b mostra que quando comparados os resultados da análise estática com os da análise dinâmica, ocorre uma variação de $\pm 2,5\%$ nos deslocamentos. Dessa forma, a estrutura pode ser avaliada considerando a análise estática, assim como previsto pela EN 1991-2:2003.

Figura 3.12 – Comparação de análise estática x dinâmica para passagem de um trem-tipo, sendo a) deslocamento no meio do vão e b) percentual de variação dos resultados.



a)



b)

Fonte: A autora (2025).

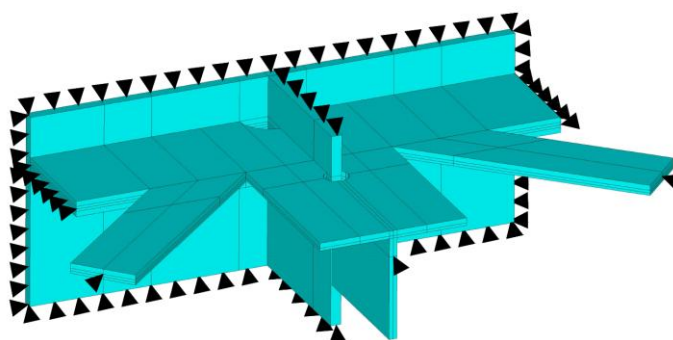
Definir o tipo de análise a ser realizada é essencial para aumentar a eficiência do processamento, reduzindo o custo computacional e o tempo requerido para análise. Além disso, após avaliação e obtenção dos esforços e deslocamentos do modelo global, podem ser aplicados

os métodos para avaliação de vida em fadiga da estrutura, e após isso, a análise detalhada do modelo local. Para definir a região de análise mais detalhada, foi utilizado o método da tensão nominal para cálculos das tensões, e calculado o dano em diversos pontos do modelo global, para então, definir a tipologia do detalhe local a ser avaliado.

3.4 MODELO LOCAL

O modelo da ligação foi gerado representando na forma de sólido, representando de maneira detalhada a ligação no *software* comercial *Ansys Mechanical APDL*. Em função das características do projeto, a solda não foi modelada. Conforme Ávila et al. (2022), esta é uma abordagem conservadora e adequada para este tipo de análise. Como mostrado na Figura 3.13, o volume gerado é composto por parte da alma da longarina, enrijecedores e contraventamentos. Todos os elementos da ligação são sólidos do tipo SOLID186 com 20 nós e 3 graus de liberdade de translação por nó. O material utilizado foi o aço com módulo de elasticidade longitudinal (E) igual a 200 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e densidade (ρ) igual 7850 kg/m³. Na Figura 3.13 também é mostrada a região de aplicação das condições de contorno na ligação. As condições de contorno aplicadas são os deslocamentos obtidos na região correspondente do modelo global, sendo a integração entre os modelos global e local tratada no tópico seguinte.

Figura 3.13 – Geometria do modelo local e região de aplicação das condições de contorno.

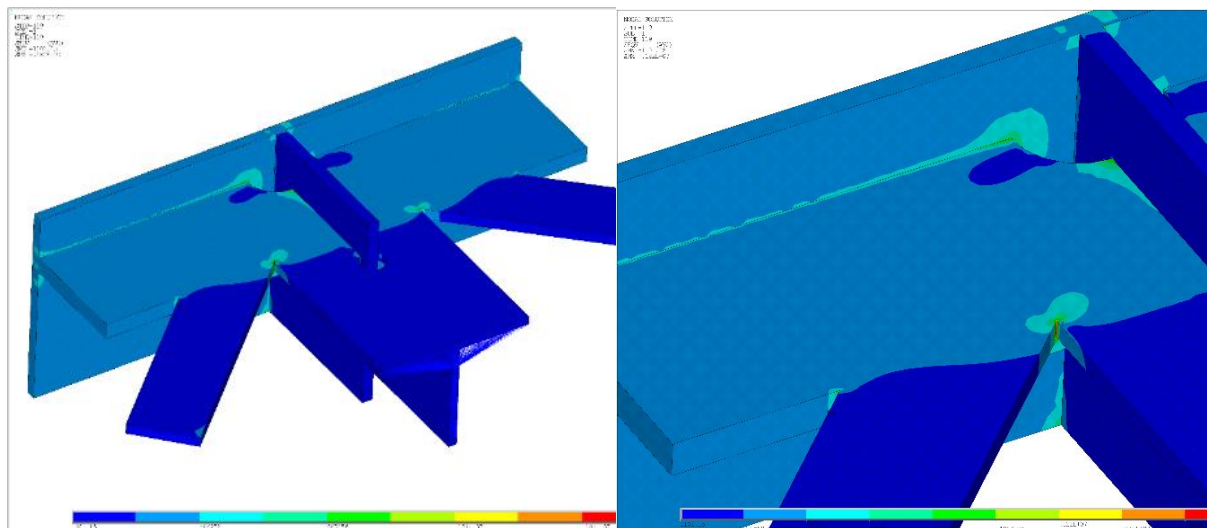


Fonte: A autora (2025).

A respeito da eficiência computacional da análise, foi necessário definir a posição ideal de aplicação das condições de contorno. Inicialmente, foram obtidos os pontos de tensão máxima da ligação. A Figura 3.14 mostra que os pontos de concentração de tensão estão localizados na região de ligação do enrijecedor com o contraventamento horizontal. Para avaliar

a adequabilidade do tamanho domínio do modelo local, verificou-se a convergência das tensões obtidas no contorno em relação ao modelo global.

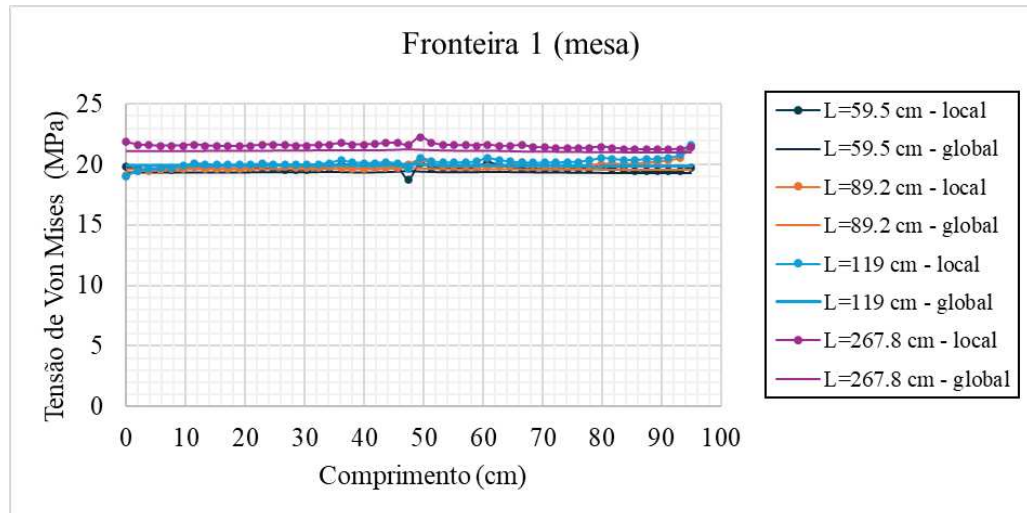
Figura 3.14 – Pontos de concentração de tensão na ligação.



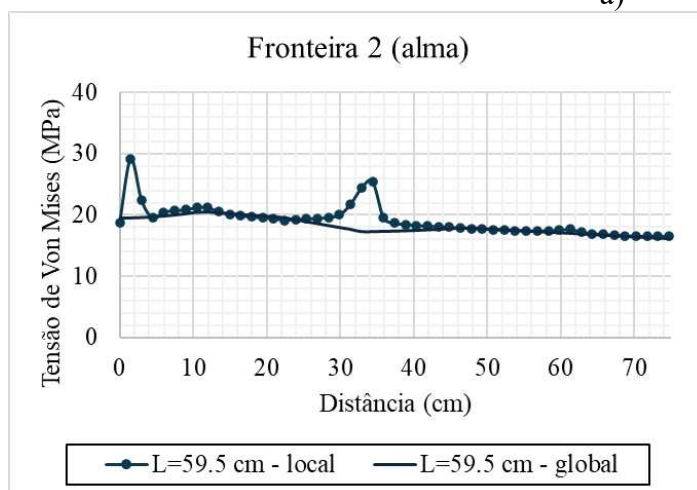
Fonte: A autora (2025).

Para análise das condições de contorno da ligação, foi tomado inicialmente a região representada na Figura 3.15c, com altura $H = 74,3$ cm e comprimento L variando entre 59,5 cm e 267,8 cm. Com a integração dos modelos global e local, as tensões na região de contorno dos elementos do modelo local foram obtidas, assim como as tensões no limite correspondente do modelo global. As tensões obtidas no contorno estão apresentadas nos gráficos da Figura 3.15. Ao avaliar as tensões no contorno da mesa inferior (fronteira 1), os valores L avaliados produziram resultados aceitáveis com baixa variação de tensão em relação ao modelo global, e para reduzir o custo computacional da análise, foi utilizado o menor comprimento $L = 59,5$ cm. Valores de L menores que 59,5 cm foram avaliados, porém não apresentaram resultados satisfatórios por estarem próximos a região de concentração de tensões da ligação. Após definir o comprimento L , foram obtidas as tensões ao longo da altura H (fronteira 2). Como mostrado no gráfico da Figura 3.15b, há convergência das tensões dos modelos global e local nos pontos longe da região de concentração de tensão. Dessa forma, para reduzir o domínio local e aumentar a eficiência computacional, de acordo com os dados da Figura 3.15b, pode-se reduzir a ligação para $h = 23,45$ cm (sendo $15,57 \leq H \leq 39,02$). A ligação com suas dimensões finais está representada na Figura 3.15d.

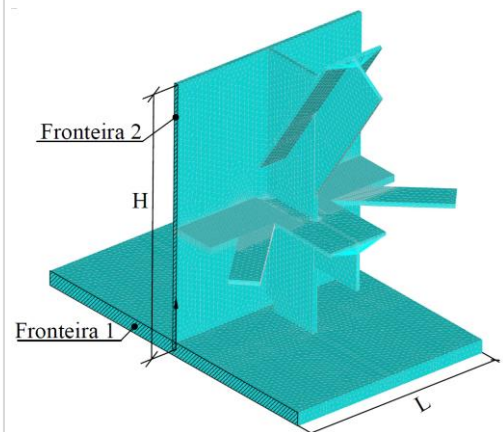
Figura 3.15 – Teste de convergência de resultados para o modelo local, sendo a) gráfico de tensões na fronteira 1, b) gráfico de tensões na fronteira 2, c) amostra inicial da ligação e d) geometria e dimensões finais da ligação.



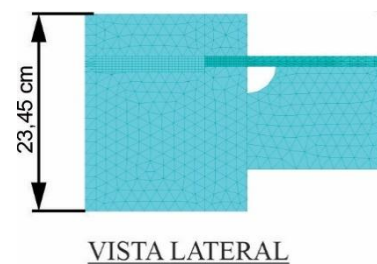
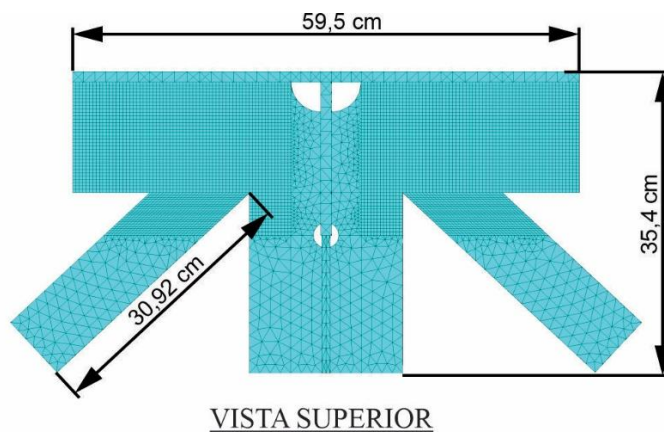
a)



b)



c)

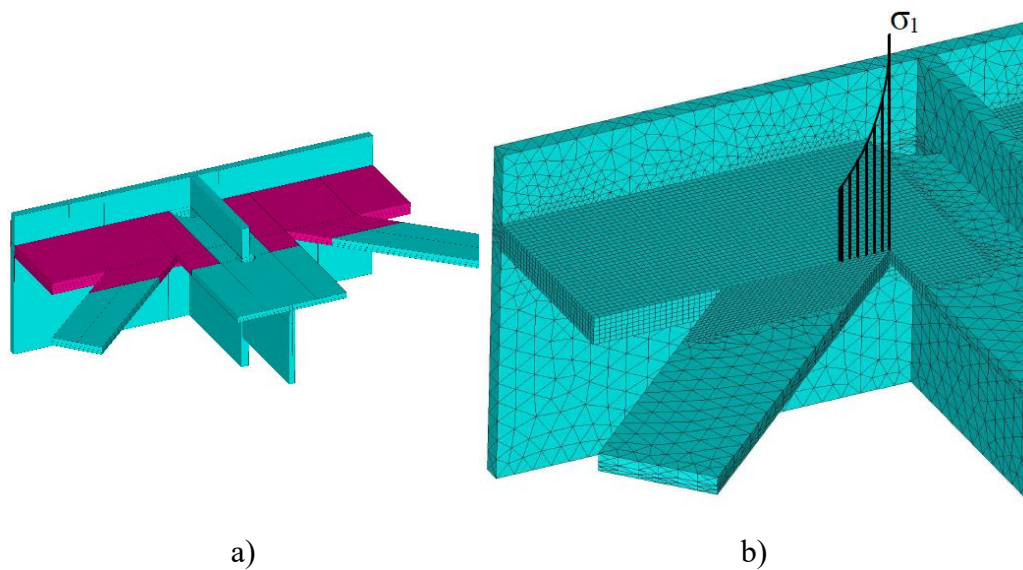


d)

Fonte: A autora (2025).

A fim de avaliar o tamanho da malha, o volume da ligação foi dividido conforme indicado na Figura 3.16a, sendo aplicada a malha mais refinada na região destacada, onde estão os pontos de concentração de tensão, e malha grosseira, igual a 15 mm nas demais regiões. Avaliou-se a tensão principal σ_1 ao longo da região indicada na Figura 3.16b considerando a malha entre 2 mm e 10 mm.

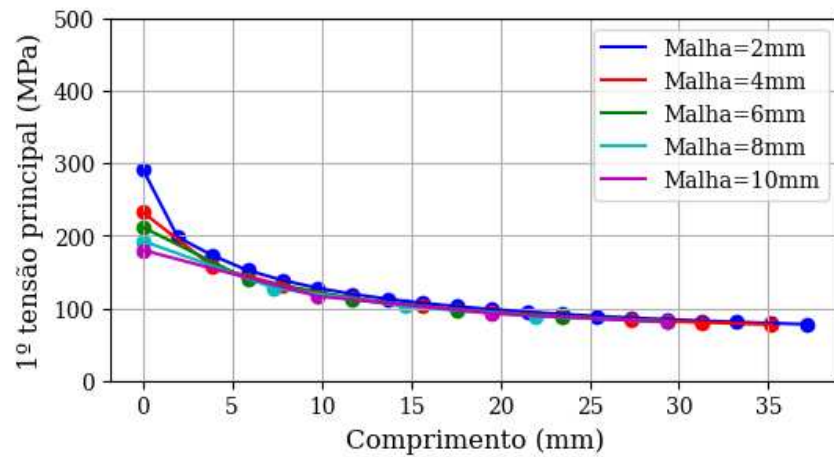
Figura 3.16 – Domínio de análise do modelo local, sendo a) região de aplicação da malha mais refinada e b) malha aplicada no modelo local.



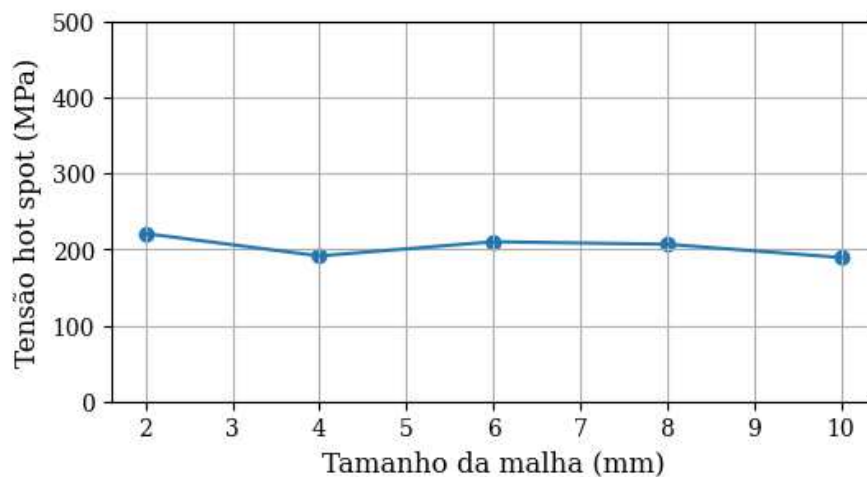
Fonte: A autora (2025).

O gráfico da Figura 3.17a mostra a variação da tensão principal de tração na região indicada pela Figura 3.16b. Além disso, a tensão *hot-spot* foi calculada para as malhas analisadas, e o gráfico da Figura 3.17b mostra que há pouca variação nos resultados. Dessa forma, pelas tensões possuírem boa convergência de resultados, é utilizada para análise a malha de 4 mm, assim como recomenda o IIW. Observou-se também que não há variação na tensão *hot-spot* com a alteração do tamanho da malha na região mais grosseira, podendo ser utilizada a malha de 15 mm.

Figura 3.17 – Gráfico para estudo da malha no modelo local, nos quais a) variação da 1ª tensão principal e b) variação da tensão *hot-spot*.



a)



b)

Fonte: A autora (2025).

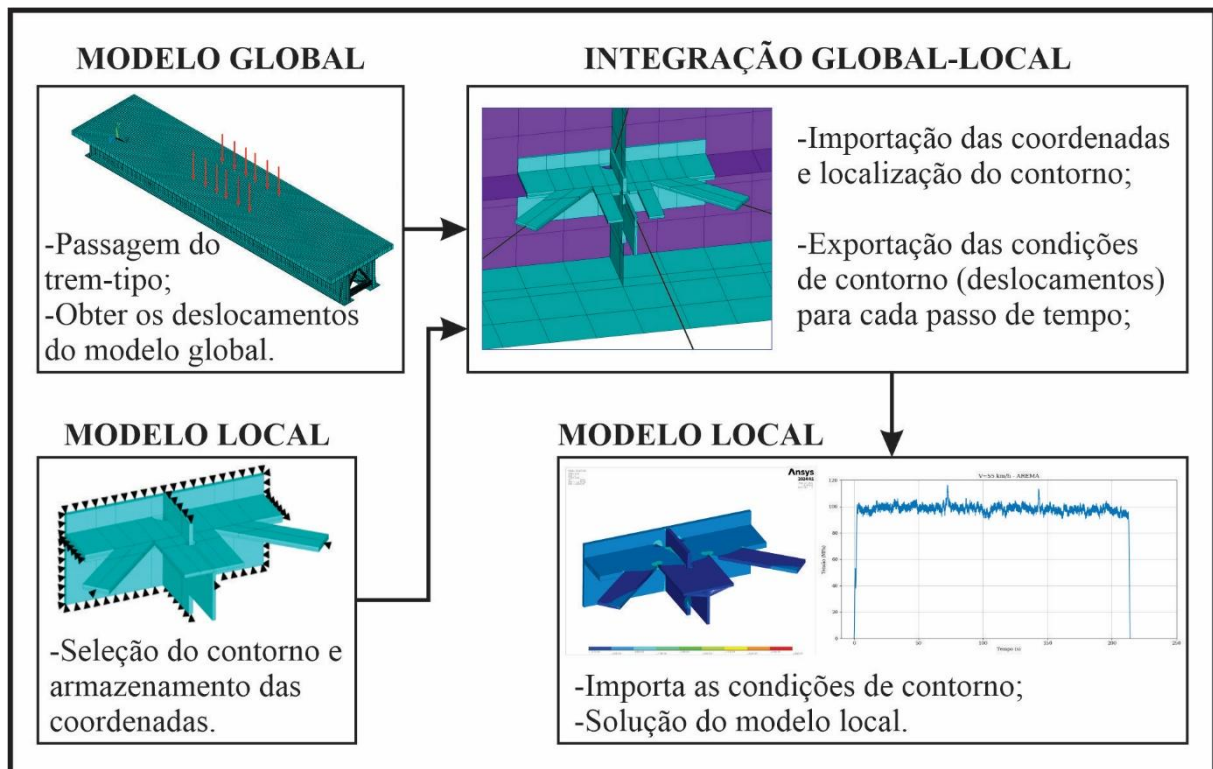
Definida a geometria e malha da ligação, é necessário realizar a integração entre os modelos global e local, para obter as tensões na ligação, cálculo da tensão *hot-spot* e cálculo do dano, sendo esses assuntos tratados nas subseções seguintes.

3.5 INTEGRAÇÃO GLOBAL-LOCAL

Após o desenvolvimento dos modelos global e local, foi implementado um algoritmo de integração entre os modelos, já que eles devem estar acoplados para realizar a análise da ligação. As tensões no modelo local foram obtidas, primeiramente, a partir da análise da passagem de uma carga móvel aplicada ao longo do comprimento da ponte no modelo global. O campo de

deslocamentos para cada posição de carga aplicada no modelo global foi armazenado. Em seguida, no modelo local é identificada a região do contorno e armazenada a coordenada de cada nó em um arquivo externo. As coordenadas dos nós do contorno são identificadas no modelo global, e para cada uma dessas posições e para cada instante da passagem do veículo, os deslocamentos nos pontos correspondentes do modelo local são registrados. Caso não haja coincidência da coordenada de um nó do modelo local com um do modelo global, as funções de forma são utilizadas para que se interpole o valor no contorno do modelo local. Além disso, uma vez que o modelo global utiliza elementos de casca e o local, de sólido, os graus de liberdade de rotação e a espessura são utilizados na extrapolação dos resultados para o contorno do modelo local. Uma vez registrados e importados os deslocamentos para o modelo local, finaliza-se a análise com a solução do modelo local e obtenção das tensões para o carregamento adotado no modelo global. A Figura 3.18 mostra o processo de integração entre os modelos global e local.

Figura 3.18 – Processo de integração entre os modelos global e local.



Fonte: A autora (2025).

Como foi previamente identificado, a análise estática pode ser realizada. Isso acelera o estudo paramétrico uma vez que as tensões na ligação podem ser obtidas a partir da superposição dos efeitos. Assim, realiza-se a passagem de um carregamento unitário no modelo

global e, a partir do princípio da superposição dos efeitos, obtém-se a resposta para o trem-tipo completo. Um código em Python foi implementado para o pós-processamento dos resultados. A partir da leitura das tensões geradas na ligação e cálculo da posição de aplicação da força unitária para cada passo de tempo, as tensões finais são obtidas pela sobreposição dos esforços da força unitária com o trem-tipo completo. É verificada a posição do eixo do trem-tipo na ponte para cada instante de tempo e realizada a sobreposição dos carregamentos pela equação 3.3, sendo obtido o histórico de tensões para a passagem do veículo completo, devendo ser considerado o fator de impacto dinâmico.

$$S_{final,t} = \sum_{\text{número de eixos}} \frac{F_{t,t}}{F_{uni}} \times S_{uni,t} \quad (3.3)$$

Nas quais:

$S_{final,t}$ – Tensão final no instante t;

$F_{t,t}$ – Força no eixo do trem-tipo no instante t;

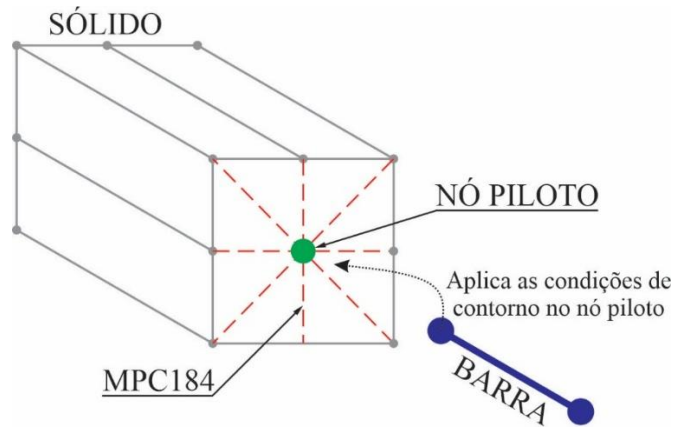
F_{uni} – Força unitária;

$S_{uni,t}$ – Tensão correspondente a força unitária no instante t de passagem do trem-tipo.

Para a transferência das condições de contorno entre os dois modelos, foram necessárias duas abordagens diferentes. Em algumas regiões, o contorno do modelo local é representado no domínio global por elementos de casca, como as longarinas e as nervuras. Em outras regiões, a representação no nível global é feita por meio de elementos de barra, como os elementos que compõem o contraventamento e diafragma da estrutura. Assim, duas técnicas de transferência foram utilizadas. Na primeira, chamada de casca-para-sólido (*shell-to-solid*), os dados correspondentes dos nós do modelo local são obtidos projetando os nós para o plano médio da respectiva casca e interpolando seus deslocamentos a partir dos resultados nodais globais usando as funções de forma dos elementos correspondentes. Qualquer deslocamento adicional devido à rotação da seção transversal também é considerado. Para elementos de contraventamento, outra técnica foi usada. A aplicação de deslocamentos entre os elementos de barra e sólido é feita transferindo as condições de contorno do modelo global para o modelo local por meio de uma barra rígida colocada na região de conexão de interesse no modelo local. No modelo local, os nós de contorno dos elementos correspondentes são selecionados e um tipo de elemento rígido (MPC184) é criado conectando os nós ao redor e o nó no centroide do

elemento sólido (nó piloto). Os deslocamentos de rotação e translação no modelo global, na coordenada do nó piloto, são salvos em um arquivo externo e aplicados ao modelo local no nó piloto, como mostra a Figura 3.19.

Figura 3.19 – Esquema de transferência de condição de contorno de barra para sólido.



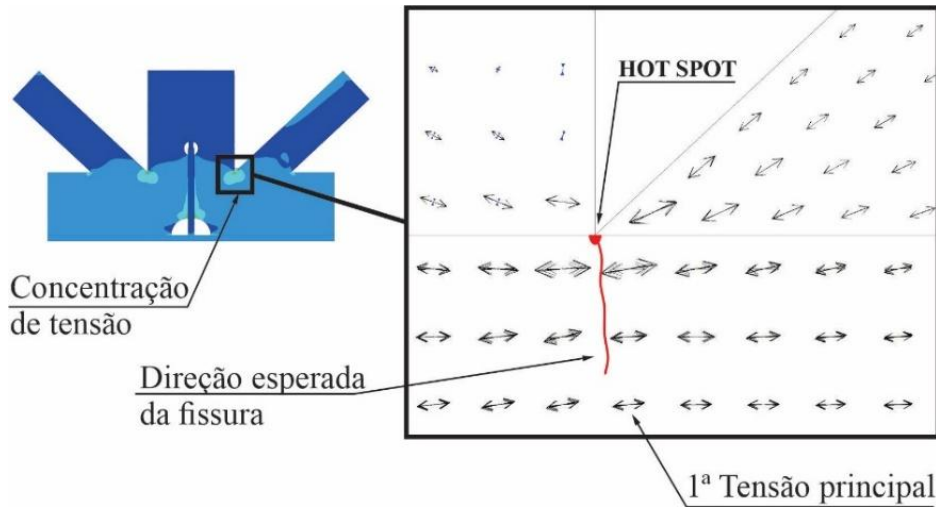
Fonte: A autora (2025).

Após obter o histórico de tensões e avaliar os pontos críticos de fadiga nas ligações da ponte, foi implementado um algoritmo para o cálculo das tensões de *hot-spot*, utilizando Python. Em seguida, é realizada a contagem de ciclos de carga aplicados na ponte, referente às passagens estudadas, por meio do método *rainflow*, também implementado em Python. Com a regra de Palmgren-Miner (Miner, 1945; Palmgren, 1924) o dano foi contabilizado para cada passagem do comboio na via e então foi obtida a vida em fadiga.

3.6 TENSÃO *HOT-SPOT* E DANO

Considerando o detalhe da conexão em estudo, para o ponto de concentração de tensão indicado na Figura 3.20, o *hot-spot* ocorre no ponto indicado, entre a barra diagonal e transversal do diafragma. Além disso, a fissura é iniciada no *hot-spot* e se propaga na direção perpendicular a direção da tensão principal, sendo indicada na imagem a direção esperada da fissura.

Figura 3.20 – Ponto de concentração de tensão e direção esperada da fissura.



Fonte: A autora (2025).

A tensão no *hot-spot* é calculada segundo a equação 2.11, considerando *hot-spot* tipo b, com extrapolação quadrática, sendo necessário obter a tensão em três pontos de referência, como representado na Figura 3.21. No modelo de elementos finitos são obtidas as tensões σ_x , σ_z e τ_{xz} , sendo calculadas as tensões correspondentes no *hot-spot*. A tensão *hot-spot* principal de tração é obtida de acordo com a equação 3.4, e o ângulo principal de acordo com a equação 3.5.

$$\sigma_{1,HS} = \frac{\sigma_{x,HS} + \sigma_{z,HS}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,HS} - \sigma_{z,HS}}{2}\right)^2 + \tau_{xz,HS}^2} \quad (3.4)$$

$$\tan(2 \theta_{p,HS}) = \frac{2 \tau_{xz,HS}}{\sigma_{x,HS} - \sigma_{z,HS}} \quad (3.5)$$

Nas quais:

$\sigma_{x,HS}$ – Tensão *hot-spot* na direção x;

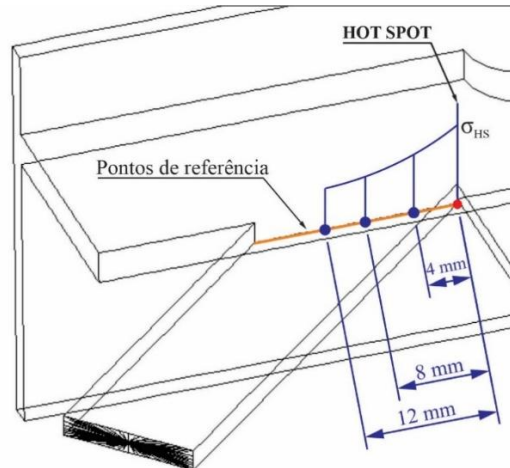
$\sigma_{z,HS}$ – Tensão *hot-spot* na direção z;

$\tau_{xz,HS}$ – Tensão *hot-spot* tangencial ao plano xz;

$\sigma_{1,HS}$ – Tensão *hot-spot* na direção 1ª direção principal;

$\theta_{p,HS}$ – Ângulo principal da tensão *hot-spot*.

Figura 3.21 – Pontos de referência para obter a tensão *hot-spot*.

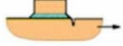


Fonte: A autora (2025).

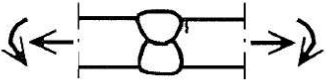
Para o cálculo do dano através da curva S-N, foi considerado o detalhe de referência recomendado pelo IIW e EN 1993-1-9:2005, que está representado na Figura 3.22, com $\Delta\sigma_c = 100 \text{ MPa}$, devendo o valor de referência ser minorado pelo fator de segurança γ_{Mf} , como representado na equação 3.6.

$$\Delta\sigma_{c,f} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (3.6)$$

Figura 3.22 – Detalhe de referência para obter a tensão *hot-spot*, a) IIW e b) EN 1993-1-9:2005.

Nº	DETALHE ESTRUTURAL	DESCRIÇÃO	REQUISITOS	FAT
8	$L \leq 100 \text{ mm}$ 	Ligação tipo 'b' com conexão curta	Solda de filete ou penetração total, como soldado	100

a)

Categoria do detalhe	Detalhe construtivo	Descrição	Requisito
100	② 	2) Solda de topo com penetração total	2) - Solda com o excesso de material não removido; - Chapa de apoio soldas no início e final para serem usadas e posteriormente removidas, as bordas das placas devem ser retificadas na direção da tensão; - Soldado pelos dois lados; - Para desalinhamento ver nota 1.

b)

Fonte: a) Adaptado de Hobbacher (2016, p. 61) e b) Adaptado de EN1993-1-9:2005.

4 RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da simulação da ponte analisada. Foi realizada a simulação do modelo global através de uma análise estática equivalente, e verificou-se também se havia necessidade de realização de uma análise dinâmica da estrutura, a partir dos ciclos de tensão obtidos dos históricos das análises. O histórico de tensões em um conjunto de ligações similares da estrutura foi obtido a partir de análise global e, então, o método da tensão nominal foi utilizado em uma verificação inicial desses pontos. Posteriormente, o método da tensão *hot spot* foi utilizado para avaliação do detalhe mais crítico com base no modelo local. A partir dos históricos de tensões, foi aplicado o método *rainflow* para contagem de ciclos de carga e a regra de Palmgren-Miner para cálculo do dano linear acumulado. Além disso, foram comparadas as respostas obtidas utilizando as curvas S-N recomendadas pelo IIW e pelo EN 1993-1-9.

4.2 VALIDAÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

O modelo desenvolvido no Ansys *Mechanical* APDL foi validado a partir dos dados obtidos da avaliação experimental da estrutura em análise, sendo então comparadas as frequências naturais obtidas. As frequências naturais da ponte estudada foram determinadas por uma equipe do LabInfra - Poli - USP, que cedeu informações para a validação do modelo global deste estudo. As acelerações verticais foram medidas no meio do vão da ponte, por meio de um interferômetro IBIS-FS quando da passagem de um trem. Em seguida, dos sinais de aceleração na etapa de vibração livre da ponte, foram extraídos os espectros de frequência, que permitiram a identificação das frequências naturais. Os resultados de frequências naturais foram comparados aos do modelo desenvolvido no Ansys. No modelo de elementos finitos foram obtidos os primeiros modos de vibração como mostrado nas Figura 4.1 a Figura 4.4. As frequências obtidas para os primeiros modos de vibração estão apresentadas na Tabela 4.1. Ao comparar os resultados obtidos entre as análises experimental e numérica, observa-se que a variação na frequência dos primeiros modos de vibração considerados, modos de flexão e de torção, pode acontecer devida a simplificação ao considerar os elementos da ferrovia sobre a ponte, como aumento da massa adicionada na estrutura, ou devida a diferença da rigidez teórica

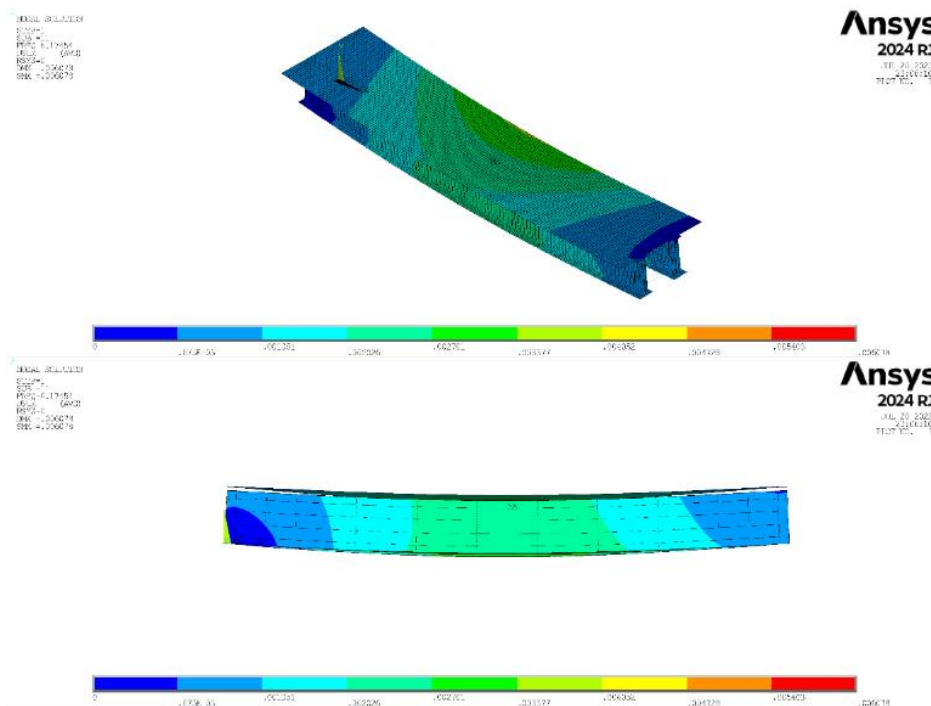
e real da estrutura, entretanto, tais resultados se mostram aceitáveis e se mostram próximos a realidade.

Tabela 4.1 – Frequências naturais de vibração da ponte.

Modo de vibração	Frequências naturais (Hz)		$f_{\text{numérico-experimental}} / f_{\text{experimental}}$
	Análise experimental	Análise numérica	
1º	6,5	6,17	-5%
2º	7,9	7,09	-10%
3º	9,2	10,28	12%
4º	12,3	12,2	-1%

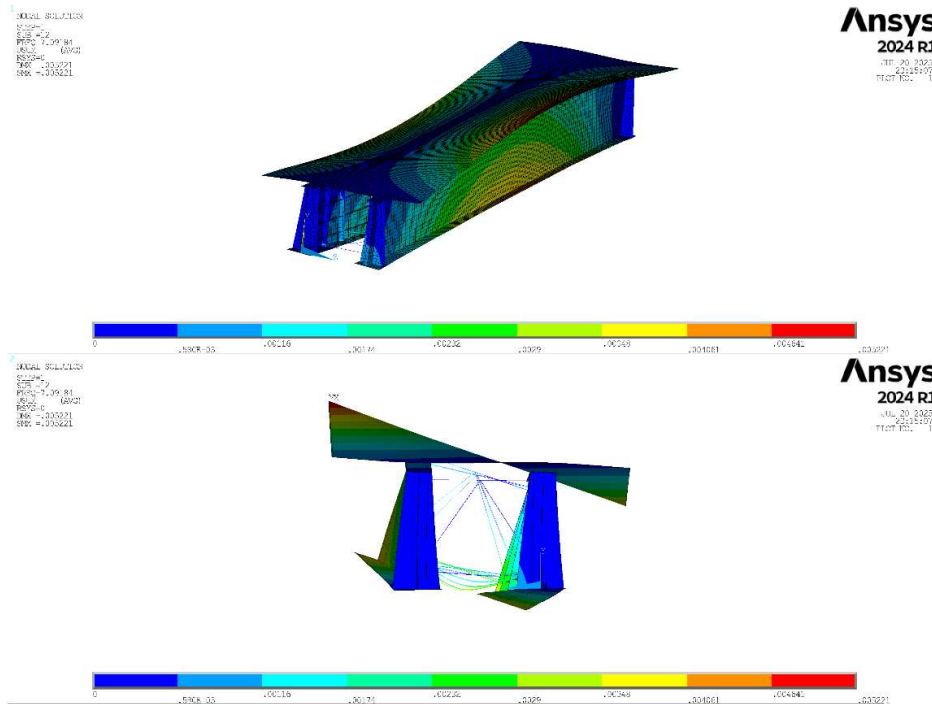
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.1 – 1º modo de vibração com frequência natural igual a 6,17 Hz.



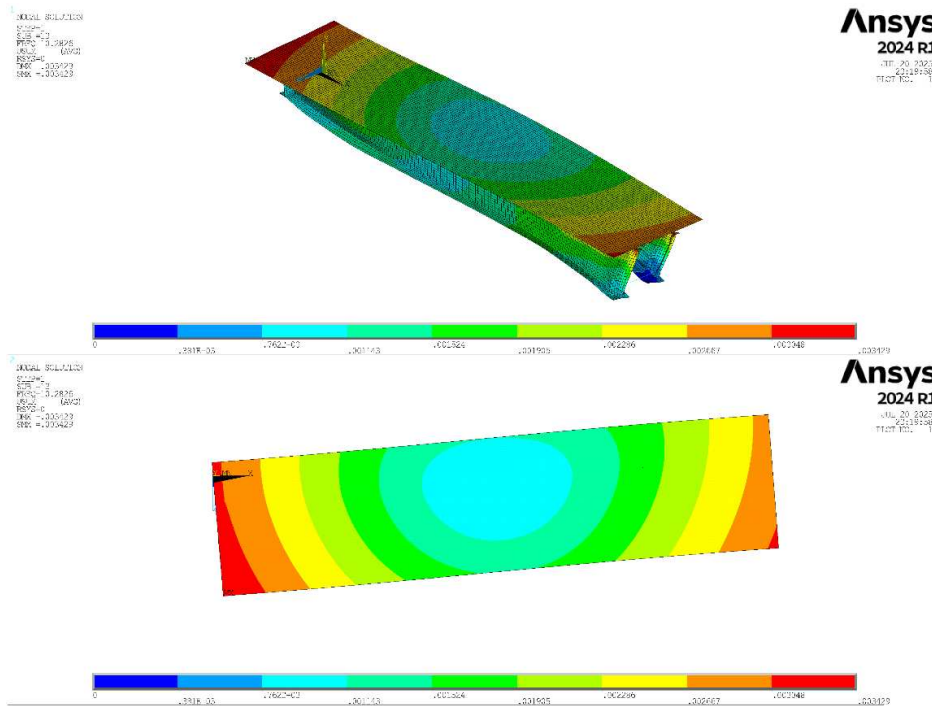
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.2 – 2º modo de vibração com frequência natural igual a 7,09 Hz.



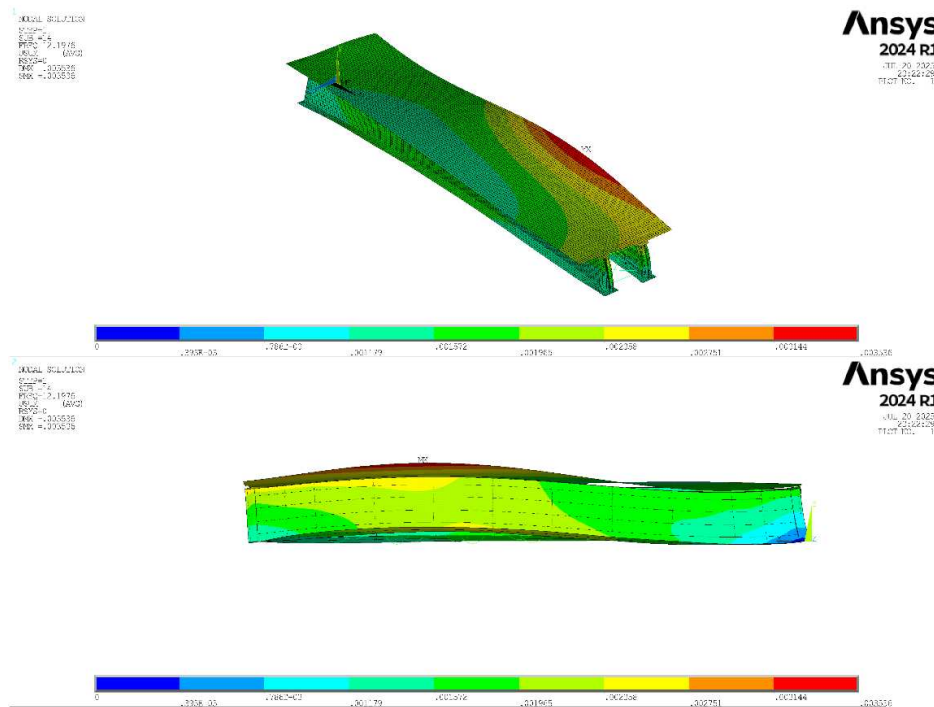
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.3 – 3º modo de vibração com frequência natural igual a 10,28 Hz.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.4 – 4º modo de vibração com frequência natural igual a 12,20 Hz.

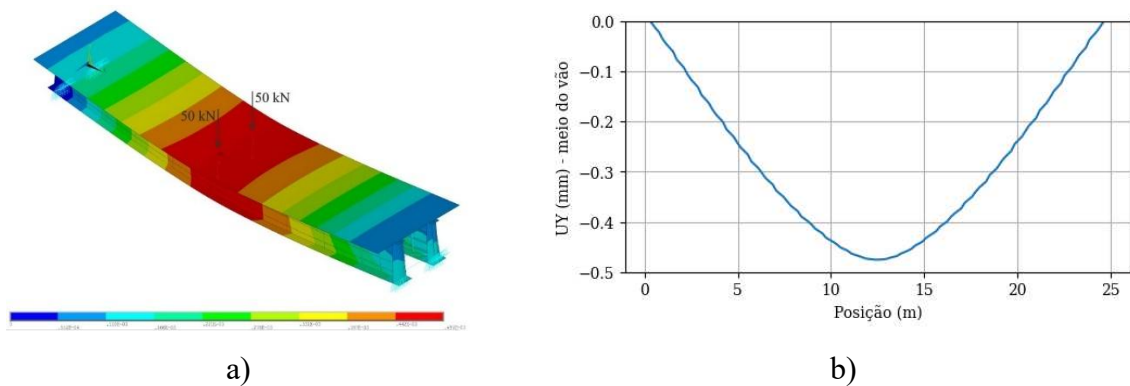


Fonte: A autora (2025).

4.3 ANÁLISE GLOBAL ESTÁTICA

Inicialmente, apresentam-se os resultados obtidos a partir da análise estática do modelo global pela passagem de uma carga unitária. A Figura 4.5 mostra o gráfico do deslocamento no meio do vão vs. posição para a passagem da carga de 100 kN no modelo global.

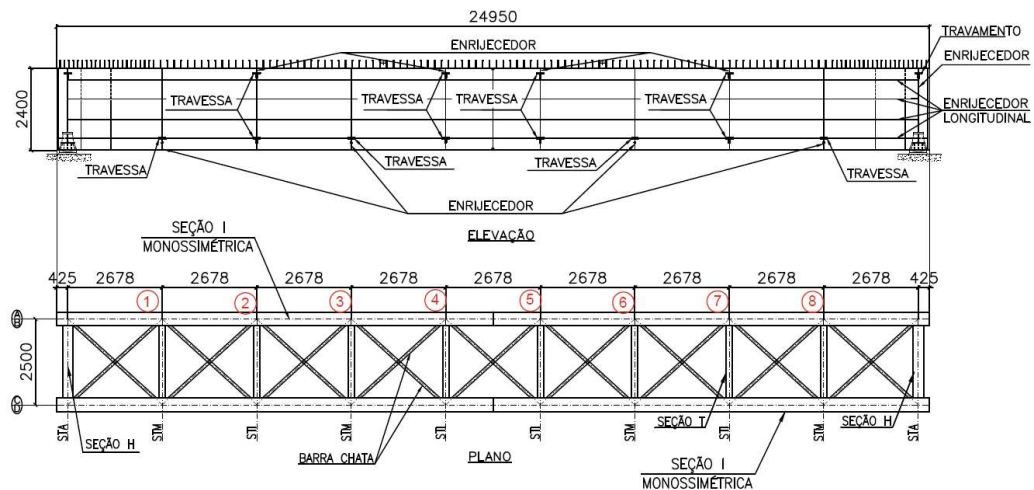
Figura 4.5 – Ponte com a passagem do trem-tipo unitário (a) e gráfico deslocamento no meio do vão vs. posição da carga (b).



Fonte: A autora (2025).

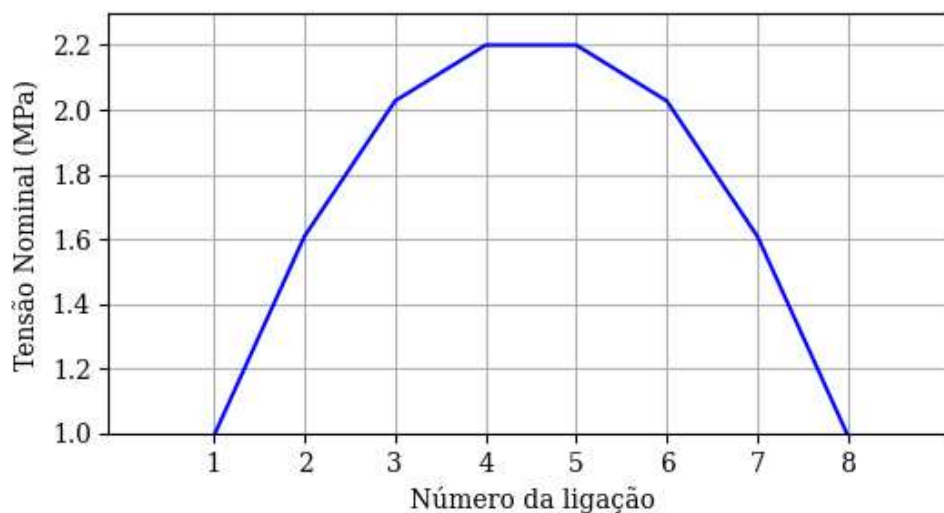
Foi realizada a análise do modelo global e obtida a tensão nominal (1ª tensão principal) nas vizinhanças das regiões de concentração de tensões nas ligações 1 a 8, indicadas na Figura 4.6, para a passagem do trem-tipo de carregamento unitário. A Figura 4.7 mostra o gráfico tensão nominal máxima vs. número da ligação, com tensão máxima de aproximadamente 2,2 MPa nas ligações 4 e 5.

Figura 4.6 – Localização das ligações no modelo global.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.7 – Gráfico tensão nominal máxima vs. número da ligação para a passagem de um trem-tipo com força unitária.



Fonte: A autora (2025).

Por se tratar de uma análise estática e linear, o princípio da superposição dos efeitos pode ser utilizado para o obter o histórico de tensões na ponte com a passagem dos trens-tipo avaliados. Dessa forma, a partir dos resultados obtidos para a análise com a carga unitária e o

fator de impacto dinâmico para a realização da análise estática equivalente, foram obtidos os históricos de tensões e deslocamentos na estrutura para os trens-tipo com 3 locomotivas tipo Dash 9 com 238 kN/eixo e 258 vagões com ora 275 kN/eixo (vagão GDE), ora 325 kN/eixo (vagão GDT) e ora 375 kN/eixo (vagão GDU), além do trem-tipo real descrito na subseção 3.2. Para a análise estática equivalente foram avaliados os fatores de impacto dinâmico obtidos de acordo com AREMA (2019) e EN1991-2:2003, como mostrado na Tabela 4.2 e para as análises seguintes, foi utilizado o resultado obtido pela AREMA (2019) por se tratar de uma análise mais conservadora. O fator de impacto dinâmico obtido de acordo com a AREMA (2019) considera apenas a passagem de veículos com baixa velocidade, e, portanto, são considerados apenas os efeitos dinâmicos devido a imperfeições na via.

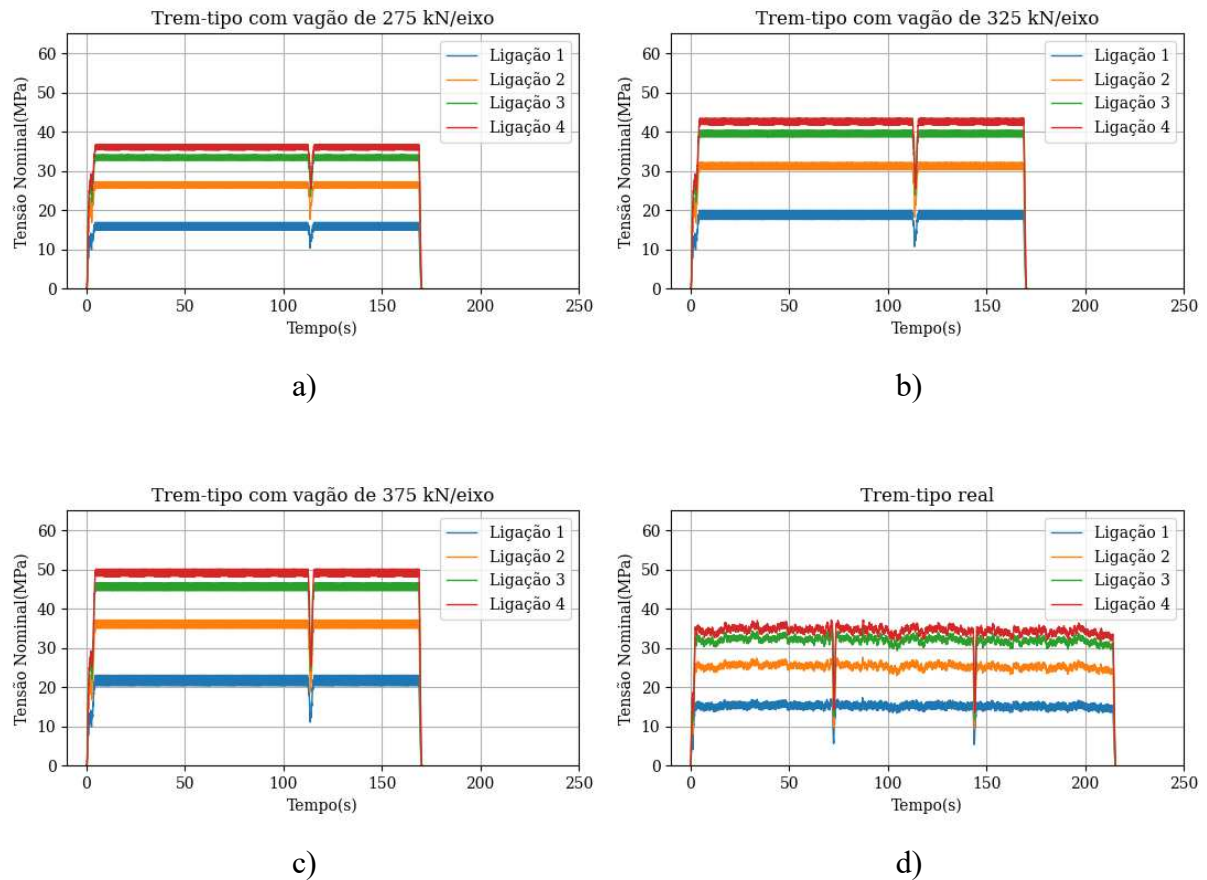
Tabela 4.2 – Fator de impacto dinâmico.

Velocidade (km/h)	φ_{AREMA}	$\varphi_{EN\ 1991-2}$
30	1.11	1.07
35	1.13	1.08
40	1.15	1.09
45	1.17	1.10
50	1.18	1.11
55	1.20	1.12
60	1.21	1.13
65	1.22	1.14
70	1.23	1.15
75	1.23	1.17
80	1.24	1.18
85	1.24	1.18
90	1.25	1.19

Fonte: A autora (2025).

Foram avaliados os pontos indicados na Figura 4.6, e, considerando a simetria do modelo global, foram obtidos os históricos de tensões para as ligações 1 a 4 com a passagem dos trens-tipo que circulam na ponte estudada e com velocidade de 55 km/h, como mostrado nas Figura 4.8.

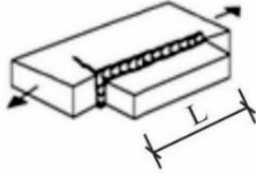
Figura 4.8 – Histórico de tensão nominal para as ligações 1 a 4 e trem-tipo com vagão de 275 kN/eixo (a), 325 kN/eixo (b), 375 kN/eixo (c) e o trem-tipo real (d).



Fonte: A autora (2025).

A partir dos históricos de tensões obtidos, foi realizada a avaliação de fadiga da estrutura pelo método da tensão nominal. Foram considerados os detalhes de referência mostrados na Figura 4.9, obtidos do IIW e do EN 1993-1-9. Há que se destacar que, na tabela, considera-se este tipo de ligação executada na mesa inferior da viga, o que não é igual à ponte em questão. Além disso, na ligação em questão, mais de uma chapa é soldada no ponto indicado. Assim, as considerações aqui apresentadas são uma adaptação da metodologia em função dos dados disponíveis nas normas.

Figura 4.9 – Detalhe de referência para fadiga pelo método da tensão nominal de acordo com o IIW (a) e EN1993-1-9 (b).

Nº	DETALHE ESTRUTURAL	DESCRIÇÃO	FAT	REQUISITOS
525		Chapa gusset longitudinal no plano ou fora do plano, soldada na borda da chapa ou mesa da viga. Comprimento da chapa gusset L: L < 150 mm L < 300 mm L > 300 mm	50 45 40	Para $t_2 < 0.7 t_1$, aumentar FAT em 12%. t_1 é a espessura da chapa principal t_2 é a espessura da chapa gusset

a)

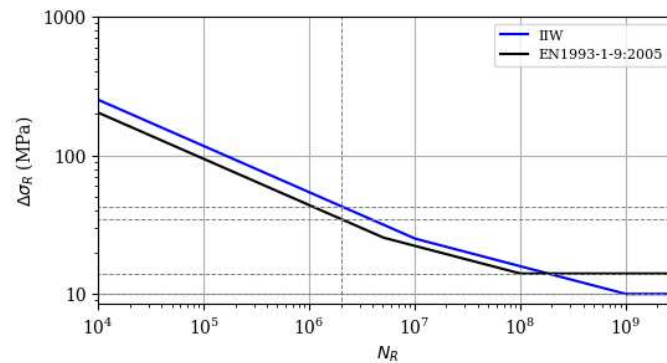
Categoria do detalhe	Detalhe de construção	Descrição
40		5) Como soldado, sem raio de transição.

b)

Fonte: a) Adaptado de Hobbacher (2016, p. 55); b) adaptado de EN1993-1-9:2005.

De acordo com IIW, para o detalhe considerado, é recomendado para $L < 150 \text{ mm}$ o valor $\Delta\sigma_C$ igual a 50 MPa, e deve-se aumentar esse valor em 12%, pois $t_2 < 0,7t_1$, sendo $t_1 = 19 \text{ mm}$ a espessura da chapa principal e $t_2 = 12,5 \text{ mm}$ a espessura da chapa da ligação e $L = 80 \text{ mm}$ a largura da chapa de ligação. Dessa forma, considerando a majoração da tensão, foi obtida a curva S-N de acordo com as recomendações do IIW para $\Delta\sigma_C$ igual a 56 MPa. Foi obtida também a curva S-N para o detalhe de referência de acordo com EN 1993-1-9:2005, com valor $\Delta\sigma_C$ igual a 40 MPa. As curvas obtidas estão representadas na Figura 4.10, sendo o valor para $\Delta\sigma_C$ minorado pelo fator $\gamma_{Mf} = 1,30$ segundo o IIW e fator $\gamma_{Mf} = 1,15$ segundo o EN 1993-1-9. Dessa forma, para o IIW tem-se $\Delta\sigma_{C,IIW} = 43,1 \text{ MPa}$ e para o EN 1993-1-9 tem-se $\Delta\sigma_{C,EN} = 34,8 \text{ MPa}$.

Figura 4.10 – Curva S-N para o detalhe de referência pelo método da tensão nominal, para se $\Delta\sigma_{C,IIW} = 43,1 \text{ MPa}$ e para $\Delta\sigma_{C,EN} = 34,8 \text{ MPa}$.



Fonte: A autora (2025).

Para a curva obtida pelo IIW a amplitude de tensão resistente para vida infinita é igual a 10,03 MPa, enquanto para a curva obtida pela EN 1993-1-9:2005 a amplitude de tensão para vida infinita é de 14,08 MPa. Além disso, do histórico de amplitude de tensão solicitante, foram obtidas as tensões máximas para pontos e trens-tipo avaliados, e observa-se que os detalhes avaliados não possuem vida infinita, pois possuem amplitude de tensão máxima entre 18 MPa e 51 MPa, como mostrado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Amplitudes de tensão máxima para passagem dos trens-tipo avaliados com velocidade de 55 km/h.

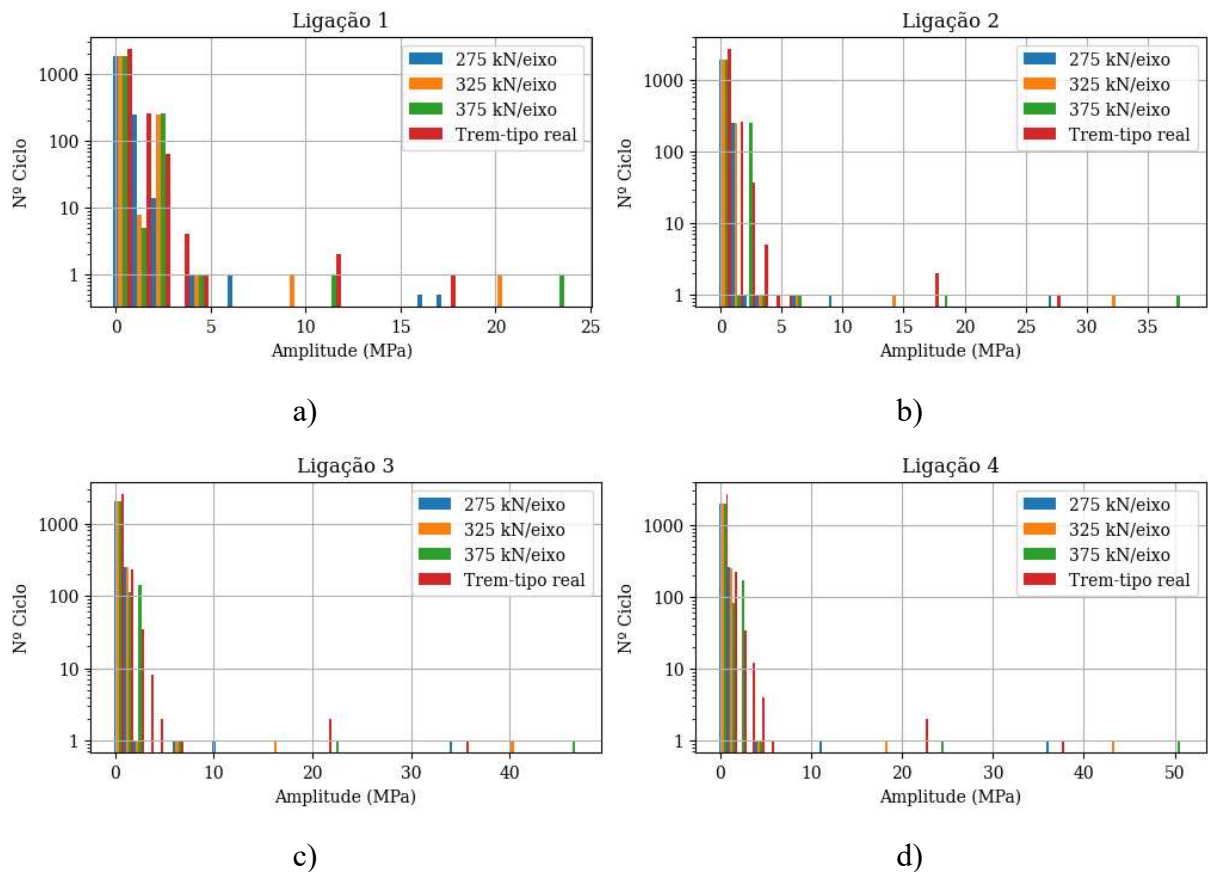
Ligação	Amplitude Max (MPa)			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
1	18	21	24	18
2	28	33	38	28
3	35	41	47	36
4	37	44	51	38

Fonte: A autora (2025).

Considerando os trens-tipo avaliados, para a ligação 1, próxima ao apoio, a amplitude de tensão máxima está entre 18 MPa e 24 MPa. Com a passagem do veículo em pontos mais próximo ao meio do vão da estrutura, há aumento expressivo da amplitude de tensão máxima, sendo o ponto 4 o ponto de maior amplitude de tensão, com valores entre 37 MPa e 51 MPa. Como a estrutura não possui vida infinita, foi aplicado o método do *rainflow* para contagem dos ciclos de carga atuante. Para os pontos avaliados, foi contabilizado um menor número de

faixas de tensões acima do limite de fadiga, sendo aproximadamente 1 ciclo para cada faixa de tensão máxima obtida. A Figura 4.11 mostra o gráfico amplitude de tensão vs. n° de ciclos para os pontos 1 a 4 para os veículos avaliados.

Figura 4.11 – Gráfico amplitude vs. n° de ciclos para os pontos 1 (a), ponto 2 (b), ponto 3 (c) e ponto 4 (d), para tensões obtidas pelo método da tensão nominal.



Fonte: A autora (2025).

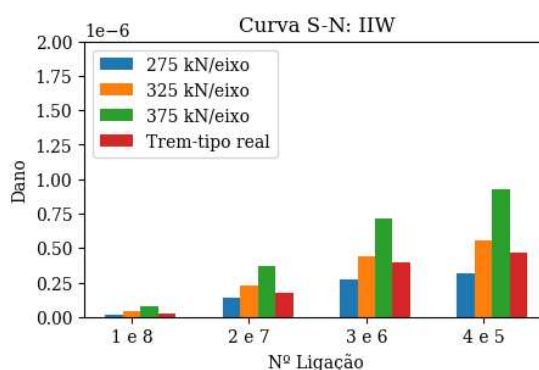
A partir do número de ciclos de tensões atuante e da curva S-N estabelecida, utilizando a regra de Palmgren-Miner, foi calculado o dano em cada detalhe quando da passagem de um comboio. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.4 e na Figura 4.12 para a curva S-N obtida segundo o IIW e, para a curva S-N obtida de acordo com EN 1993-1-9:2005, os resultados estão apresentados na Tabela 4.5 e Figura 4.13. O dano obtido para as ligações avaliadas mostra que o maior valor ocorre, evidentemente, nas ligações 4 e 5, devido à maior amplitude de tensão atuante, sendo esse detalhe de ligação avaliado utilizando análise local. Vale ressaltar que apesar do alto número de ciclos atuantes para as tensões de amplitudes menores, por estarem abaixo do limite de fadiga, não possuem influência no resultado do dano obtido.

Tabela 4.4 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW, com análise estática utilizando o método da tensão nominal, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55 km/h.

Ligação	Dano para curva S-N de acordo com o IIW			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
1 e 8	$0,1628 \times 10^{-7}$	$0,4019 \times 10^{-7}$	$0,8081 \times 10^{-7}$	$0,2349 \times 10^{-7}$
2 e 7	$1,3733 \times 10^{-7}$	$2,3228 \times 10^{-7}$	$3,6763 \times 10^{-7}$	$1,7451 \times 10^{-7}$
3 e 6	$2,6980 \times 10^{-7}$	$4,4512 \times 10^{-7}$	$7,1282 \times 10^{-7}$	$3,9330 \times 10^{-7}$
4 e 5	$3,1932 \times 10^{-7}$	$5,5725 \times 10^{-7}$	$9,2593 \times 10^{-7}$	$4,6994 \times 10^{-7}$

Fonte: A autora (2025).

Figura 4.12 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.



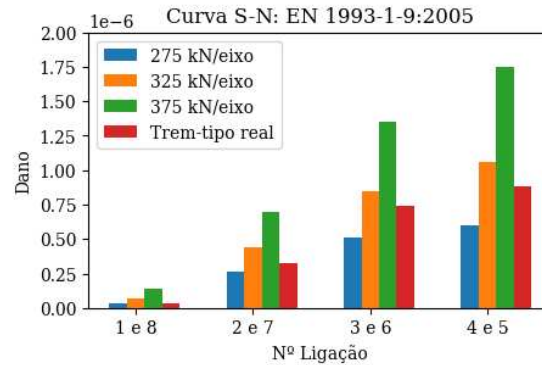
Fonte: A autora (2025).

Tabela 4.5 – Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9:2005, com análise estática, utilizando o método da tensão nominal, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.

Ligação	Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
1 e 8	$0,2990 \times 10^{-7}$	$0,7379 \times 10^{-7}$	$1,4386 \times 10^{-7}$	$0,3414 \times 10^{-7}$
2 e 7	$2,6083 \times 10^{-7}$	$4,4072 \times 10^{-7}$	$6,9672 \times 10^{-7}$	$3,2911 \times 10^{-7}$
3 e 6	$5,0943 \times 10^{-7}$	$8,4456 \times 10^{-7}$	$13,499 \times 10^{-7}$	$7,4058 \times 10^{-7}$
4 e 5	$6,0185 \times 10^{-7}$	$10,569 \times 10^{-7}$	$17,526 \times 10^{-7}$	$8,8455 \times 10^{-7}$

Fonte: A autora (2025).

Figura 4.13 – Dano para curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9:2005 acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.



Fonte: A autora (2025).

Foram considerados os parâmetros de avaliação do dano de acordo com as normas avaliadas. Para a verificação do dano acumulado calculado de acordo com a EN1993-1-9:2005, o dano limite é igual a 1,0, enquanto para o IIW o dano limite é igual a 0,5. As Tabela 4.6 e Tabela 4.7 mostram o número de passagens do veículo (N_p) para atingir o dano limite na estrutura, de acordo com a equação (4.1). Com os dados das Tabela 4.6 e Tabela 4.7, pode-se observar que os resultados obtidos segundo as recomendações do IIW são ligeiramente mais conservadores em relação aos obtidos pela EN1993-1-9:2005.

$$N_p = \frac{\mathbf{Dano}_{limite}}{\mathbf{Dano}_{acumulado}} \quad (4.1)$$

Tabela 4.6 – Número de passagens do veículo (N_p) para a curva S-N de acordo com o IIW.

Ligação	Número de passagens do veículo de acordo com o IIW			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
1 e 8	$30,71 \times 10^6$	$12,44 \times 10^6$	$6,19 \times 10^6$	$21,28 \times 10^6$
2 e 7	$3,64 \times 10^6$	$2,15 \times 10^6$	$1,36 \times 10^6$	$2,87 \times 10^6$
3 e 6	$1,85 \times 10^6$	$1,12 \times 10^6$	$0,70 \times 10^6$	$1,27 \times 10^6$
4 e 5	$1,57 \times 10^6$	$0,90 \times 10^6$	$0,54 \times 10^6$	$1,06 \times 10^6$

Fonte: A autora (2025).

Tabela 4.7 – Número de passagens do veículo (N) para a curva S-N de acordo com o EN1993-1-9:2005.

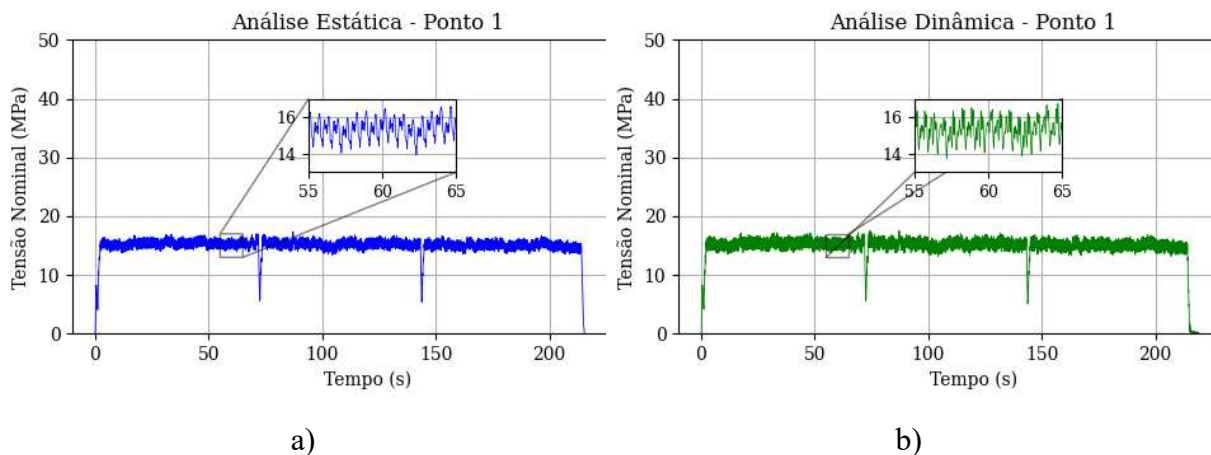
Ligação	Número de passagens do veículo de acordo com o EN1993-1-9			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
1 e 8	$33,45 \times 10^6$	$13,55 \times 10^6$	$6,95 \times 10^6$	$29,29 \times 10^6$
2 e 7	$3,83 \times 10^6$	$2,27 \times 10^6$	$1,44 \times 10^6$	$3,04 \times 10^6$
3 e 6	$1,96 \times 10^6$	$1,18 \times 10^6$	$0,74 \times 10^6$	$1,35 \times 10^6$
4 e 5	$1,66 \times 10^6$	$0,95 \times 10^6$	$0,57 \times 10^6$	$1,13 \times 10^6$

Fonte: A autora (2025).

4.4 ANÁLISE GLOBAL DINÂMICA

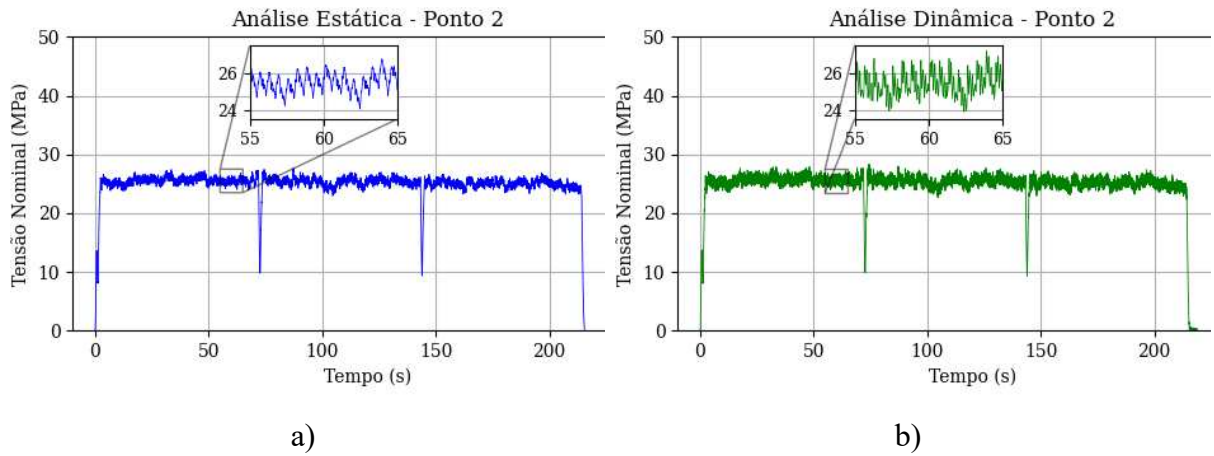
Para verificar a necessidade de consideração dos aspectos dinâmicos da estrutura, foi realizada a análise dinâmica da ponte em estudo utilizando o método da tensão nominal e comparados os resultados desta análise com os resultados obtidos pela análise estática equivalente. Para os pontos considerados na Figura 4.6, foram obtidos os históricos de tensão para a passagem do trem-tipo real e com velocidade de 55 km/h, apresentados nas Figuras 4.14 a 4.17. Nestas análises, foi considerado somente o veículo baseado em medições reais de força por eixo.

Figura 4.14 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 1.



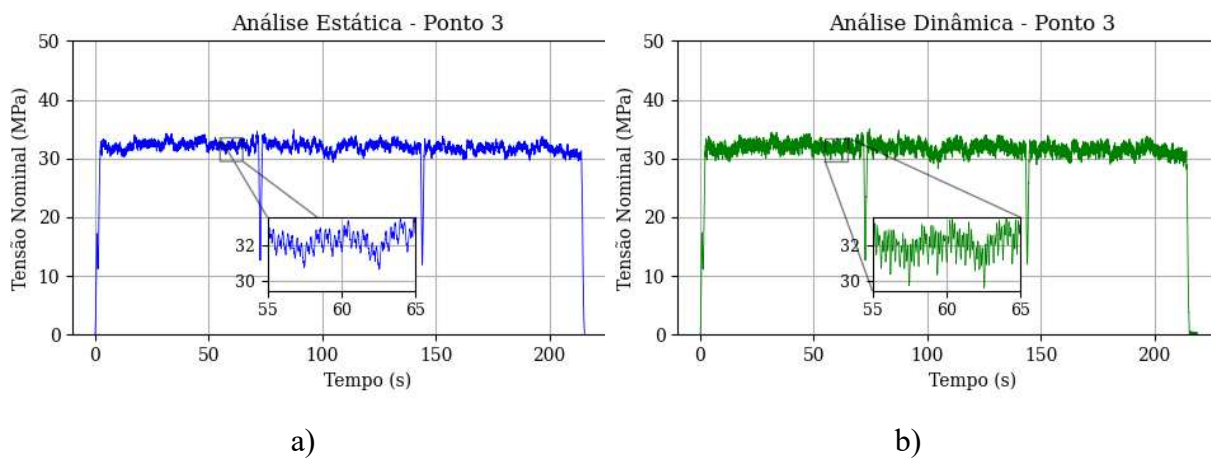
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.15 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 2.



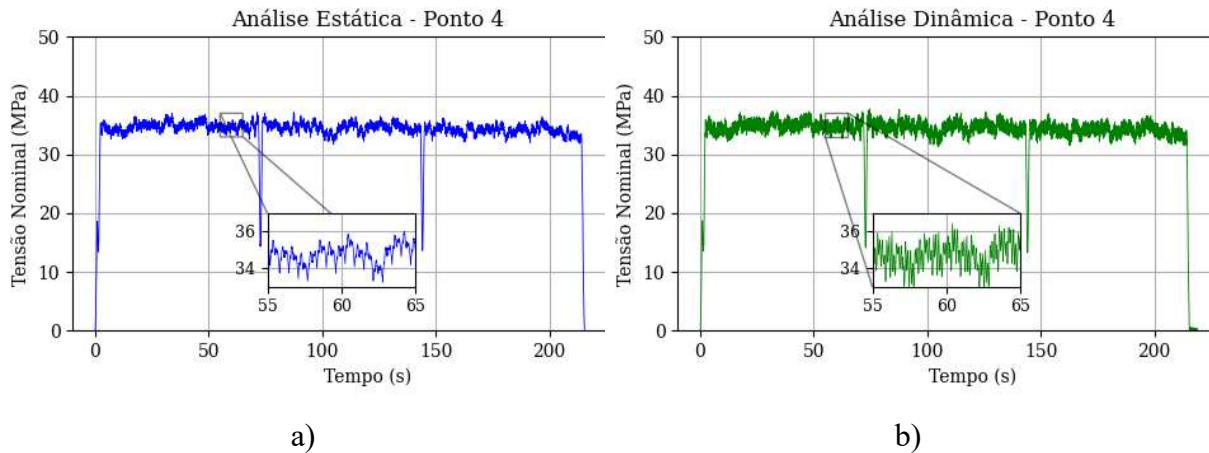
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.16 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 3.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.17 – Histórico de tensão nominal segundo análise estática (a) e dinâmica (b) para o ponto 4.



Fonte: A autora (2025).

As amplitudes de tensões máximas obtidas nos pontos 1 a 4 estão apresentados na Tabela 4.8 e comparadas as tensões obtidas na análise dinâmica em relação a análise estática. Pode-se observar um aumento de cerca de 1 MPa na amplitude de tensão obtida com a análise dinâmica em relação a análise estática, que representa um aumento máximo de 6,7 %, sendo a ligação 4 a mais solicitada.

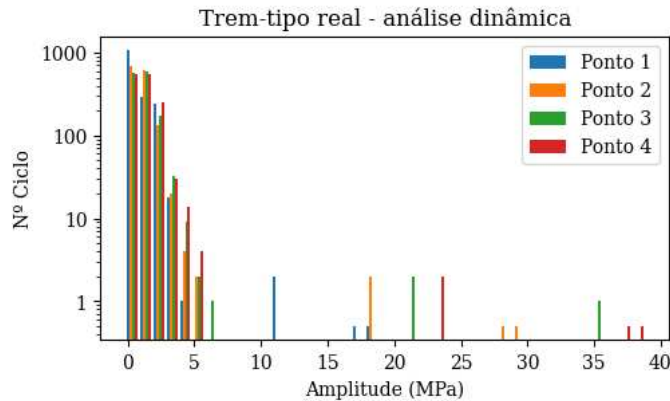
Tabela 4.8 – Amplitudes de tensão máxima para passagem do trem-tipo real com velocidade de 55 km/h.

Ligação	Amplitude Max (MPa)		
	Análise estática	Análise dinâmica	Din x Est
1	18	19	5,3 %
2	28	30	6,7 %
3	36	36	0 %
4	38	39	2,6 %

Fonte: A autora (2025).

Obtidos o histórico de tensões para os pontos avaliados, o método *rainflow* foi aplicado para obter o número de ciclos para cada amplitude de tensão atuante. A Figura 4.18 mostra o gráfico número de ciclos vs. amplitude de tensão para os históricos de tensão da análise dinâmica realizada.

Figura 4.18 – Gráfico amplitude vs. nº de ciclos de carga para o trem-tipo real na análise dinâmica.



Fonte: A autora (2025).

Além disso, foram obtidos os valores do dano acumulado para os pontos 1 a 4, considerando as curvas S-N obtidas pelo IIW e EN1993-1-9:2005. Os valores de dano acumulado obtidos com o histórico de tensões da análise dinâmica são comparados com os valores obtidos da análise estática e seus resultados estão apresentados na Tabela 4.9 e

Tabela 4.10 e graficamente nas Figura 4.19 e

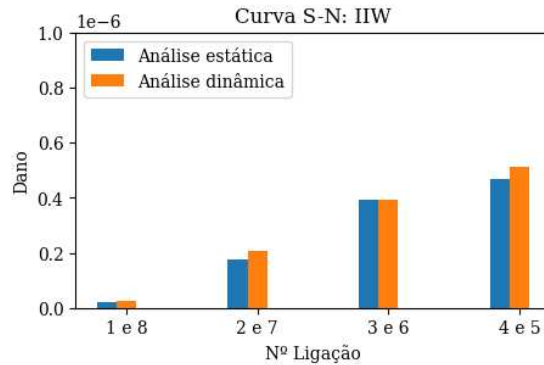
Figura 4.20.

Tabela 4.9 – Dano calculado com base na análise estática e dinâmica em vários pontos do modelo global utilizando o método da tensão nominal, para passagem de trem-tipo real com velocidade igual a 55 km/h, pela curva S-N de acordo com o IIW.

Dano para curva S-N de acordo com o IIW				
Ligação	Posição (m)	Dano – Anal. Estática	Dano – Anal. Dinâmica	Din x Est
1 e 8	3,103	$0,23 \times 10^{-7}$	$0,26 \times 10^{-7}$	12,28 %
2 e 7	5,781	$1,75 \times 10^{-7}$	$2,09 \times 10^{-7}$	20,03 %
3 e 6	8,459	$3,93 \times 10^{-7}$	$3,93 \times 10^{-7}$	0 %
4 e 5	11,137	$4,70 \times 10^{-7}$	$5,14 \times 10^{-7}$	9,35 %

Fonte: A autora (2025).

Figura 4.19 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.



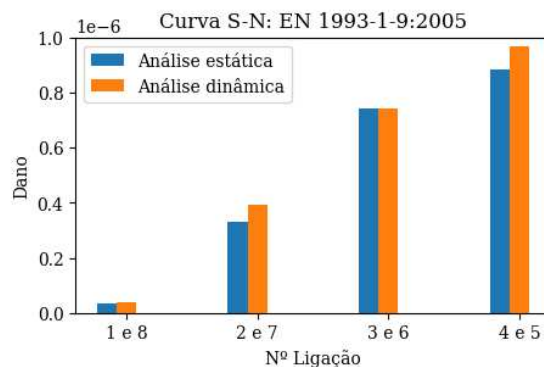
Fonte: A autora (2025).

Tabela 4.10 – Dano pela análise estática e dinâmica em vários pontos do modelo global utilizando o método da tensão nominal, para passagem de trem-tipo real com velocidade igual a 55km/h, pela curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9.

Dano para curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9				
Ligação	Posição (m)	Dano – Anal. Estática	Dano – Anal. Dinâmica	Din x Est
1 e 8	3.103	$0,34 \times 10^{-7}$	$0,39 \times 10^{-7}$	15,52 %
2 e 7	5.781	$3,29 \times 10^{-7}$	$3,95 \times 10^{-7}$	19,95 %
3 e 6	8.459	$7,41 \times 10^{-7}$	$7,41 \times 10^{-7}$	0 %
4 e 5	11.137	$8,85 \times 10^{-7}$	$9,66 \times 10^{-7}$	9,22 %

Fonte: A autora (2025).

Figura 4.20 – Dano para curva S-N de acordo com o EN 1993-1-9:2005 acumulado nos pontos 1 a 8 da ponte avaliada, para a passagem dos veículos com o trem-tipo avaliado e velocidade de 55 km/h.



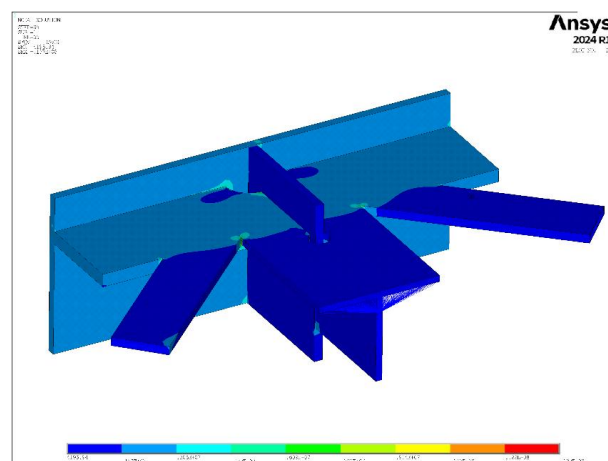
Fonte: A autora (2025).

Os dados mostram um aumento médio de cerca de 10% no dano acumulado obtidos através do histórico de tensões da análise dinâmica, em relação ao obtido através da análise estática. Tal aumento no valor do dano se torna pouco significativo pois ocorre devido ao pequeno aumento da amplitude de tensão máxima obtido da análise dinâmica (cerca de 1 MPa). Dessa forma, é confirmada a verificação inicial de que a análise estática é suficiente para avaliação da estrutura no que diz respeito à fadiga.

4.5 ANÁLISE LOCAL

Com a análise do modelo global, utilizando o método da tensão nominal, pode-se constatar que as ligações 4 e 5 possuem maior valor de dano acumulado. Assim, considerando a simetria do modelo global, foi realizada a análise local somente da ligação 4. Para análise do modelo local, inicialmente foi realizada a integração entre os modelos global e local, considerando o modelo global com a passagem de uma carga unitária. O campo de tensões para um dos passos de tempo do modelo local ($t = 0,8125$ s) está ilustrado na Figura 4.21. Nesse instante, a tensão equivalente de von Mises máxima é de 13,7 MPa.

Figura 4.21 – Tensão de Von Mises para o modelo local pela passagem de uma carga unitária no modelo global.



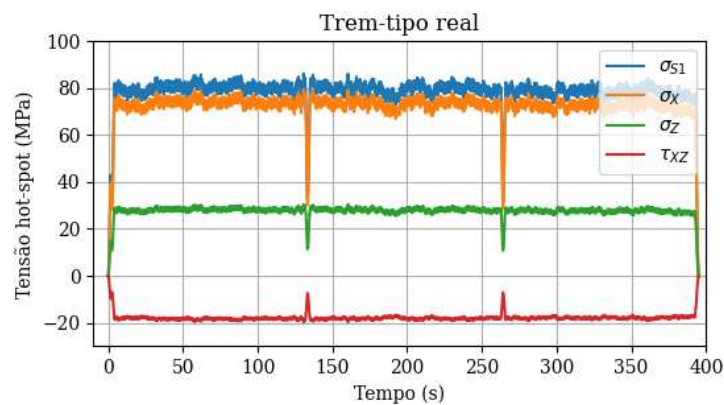
Fonte: A autora (2025).

No modelo local, as componentes de tensão σ_x , σ_z e τ_{xz} nos pontos de extrapolação são obtidas, e pelo princípio da superposição dos efeitos os resultados de tensões e deslocamentos considerando a passagem dos trens-tipo que trafegam na ferrovia podem ser avaliados. Assim

como na abordagem global, os históricos de tensões no modelo local foram obtidos com o fator de impacto dinâmico segundo a AREMA para a passagem de trem-tipo com 3 locomotivas tipo Dash 9 e 258 vagões GDE, GDT ou GDU, além de um trem-tipo real. Obtidas as tensões σ_x , σ_z e τ_{xz} nos pontos de extrapolação, as tensões no *hot-spot* foram calculadas. Por se tratar de um estado biaxial de tensão, foi necessário verificar o ângulo da tensão principal ($\theta_{p,HS}$), e verifica-se que a condição estabelecida pelo IIW, sendo o valor de -19° obtido menor que $\pm 60^\circ$.

Para fim de exemplificação, os históricos da tensão $\sigma_{1,HS}$ no *hot-spot* e suas componentes $\sigma_{x,HS}$, $\sigma_{z,HS}$ e $\tau_{xz,HS}$ são mostrados na Figura 4.22 para a passagem de um trem-tipo real e com a velocidade média de 55 km/h.

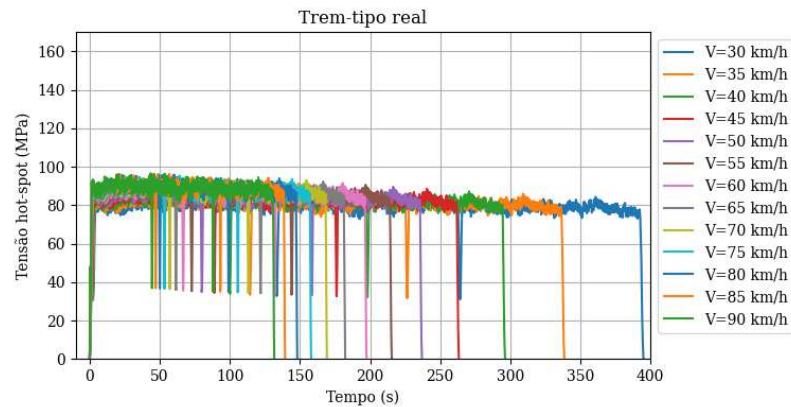
Figura 4.22 – Histórico de tensão σ_1 , σ_x , σ_z e τ_{xz} no *hot-spot*, para o modelo local com a passagem de um trem tipo real e velocidade de 55 km/h.



Fonte: A autora (2025).

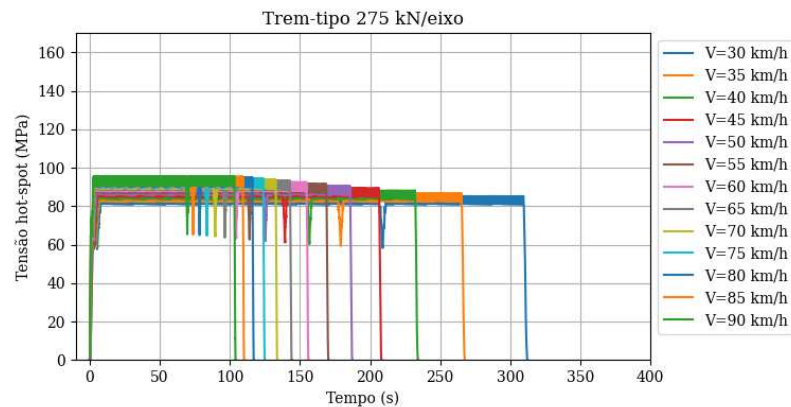
Além disso, o detalhe foi avaliado para a passagem dos trem-tipo com velocidades entre 30 e 90 km/h. Os resultados dos históricos de tensões obtidas no *hot-spot* estão apresentados na Figura 4.23 à Figura 4.26. Dos gráficos, pode-se observar um aumento na amplitude de tensão com o aumento da velocidade de passagem dos veículos (decorrente do aumento do coeficiente de impacto). Para o trem-tipo real a amplitude de tensão máxima varia entre 87 e 97 MPa e para o trem-tipo com 275 kN/eixo, a amplitude de tensão máxima varia entre 86 e 96 MPa. O trem-tipo com 325 kN/eixo possui amplitude de tensão variando entre 101 MPa e 114 MPa, e o trem-tipo com 375 kN/eixo possui amplitude de tensão variando dentre 117 MPa e 131 MPa.

Figura 4.23 – Histórico de tensão *hot-spot* para o modelo local com a passagem de um trem tipo real e diferentes velocidades.



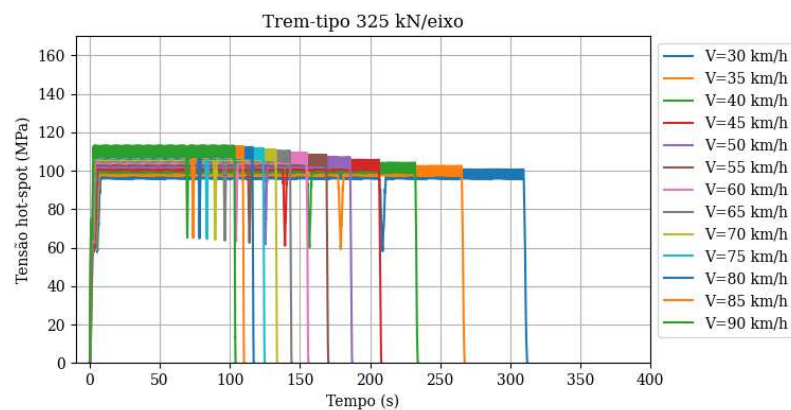
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.24 – Histórico de tensão *hot-spot* para o modelo local com a passagem do trem tipo com 275 kN/eixo e diferentes velocidades.



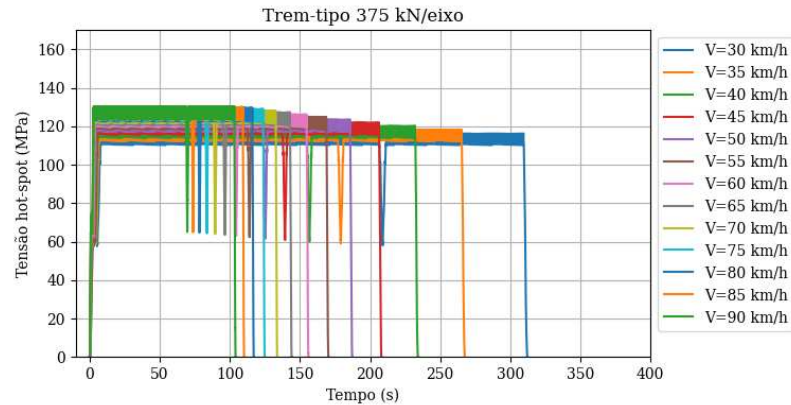
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.25 – Histórico de tensão *hot-spot* para o modelo local com a passagem do trem tipo com 325 kN/eixo e diferentes velocidades.



Fonte: A autora (2025).

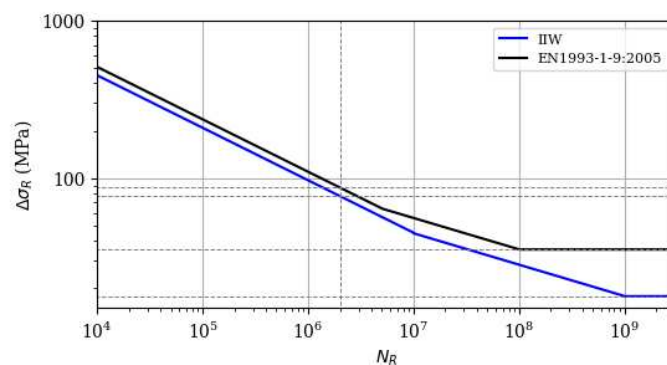
Figura 4.26 – Histórico de tensão *hot-spot* para o modelo local com a passagem do trem tipo com 375 kN/eixo e diferentes velocidades.



Fonte: A autora (2025).

O método *rainflow* para a contagem de ciclos de carga foi aplicado e o dano acumulado na estrutura foi obtido pela regra Palmgren-Miner. O cálculo do dano foi realizado para as curvas S-N obtidas segundo o IIW e com o EN 1993-1-9:2005, como mostrado na Figura 4.27 para o detalhe de referência para a tensão *hot-spot*, com $\Delta\sigma_C = 100 \text{ MPa}$, sendo o valor para $\Delta\sigma_C$ minorado pelo fator $\gamma_{Mf} = 1,30$ segundo o IIW e fator $\gamma_{Mf} = 1,15$ segundo o EN 1993-1-9. Dessa forma, para o IIW tem-se $\Delta\sigma_{C,IIW} = 76,9 \text{ MPa}$ e para o EN 1993-1-9 tem-se $\Delta\sigma_{C,EN} = 86,9 \text{ MPa}$. Observa-se desde já que os valores de amplitudes de tensão observados são superiores àqueles correspondentes a uma vida em fadiga de 2 milhões de ciclos. Para o detalhe de referência considerado, a curva S-N do IIW possui amplitude de tensão de vida infinita igual a 17,77 MPa e a curva S-N de acordo com a EN 1993-1-9:2005 possui amplitude de tensão de vida infinita igual a 35,2 MPa.

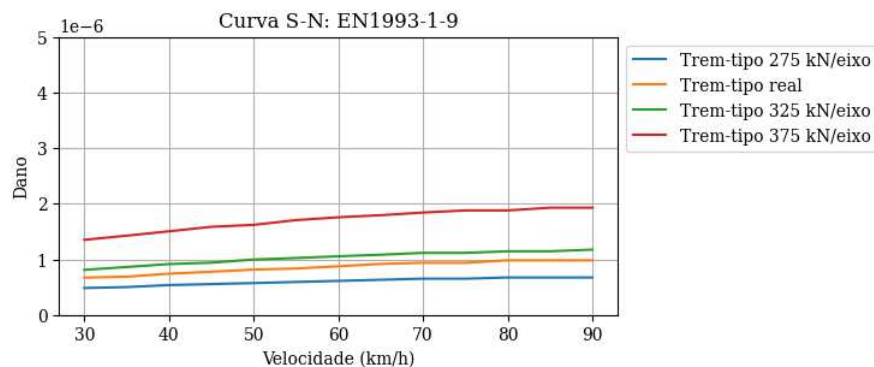
Figura 4.27 – Curva S-N para o detalhe de referência pelo método da tensão *hot-spot*.



Fonte: A autora (2025).

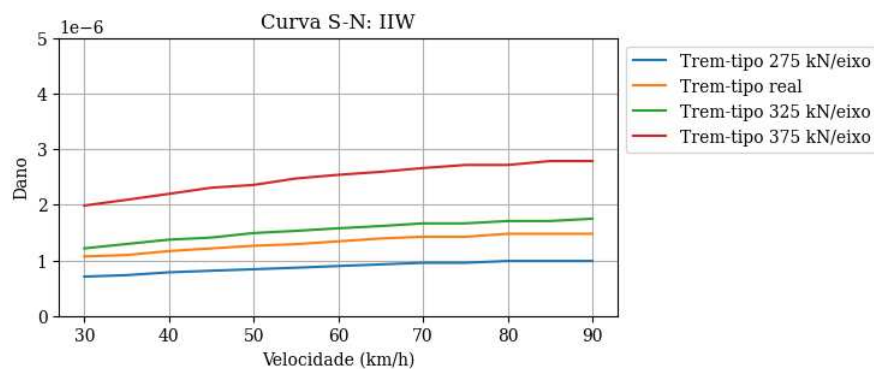
Foi obtido o dano para a passagem de um veículo na ponte, para velocidades entre 30 km/h e 90 km/h. As Figuras 4.28 e 4.29 mostram os danos segundo o EN 1993-1-9:2005 e IIW, respectivamente. Observa-se nos gráficos que há aumento significativo do dano na estrutura com o aumento do peso por eixo do veículo.

Figura 4.28 – Influência da velocidade e do peso do veículo no cálculo do dano segundo EN1993-1-9:2005.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.29 – Influência da velocidade e do peso do veículo no cálculo do dano segundo o IIW.

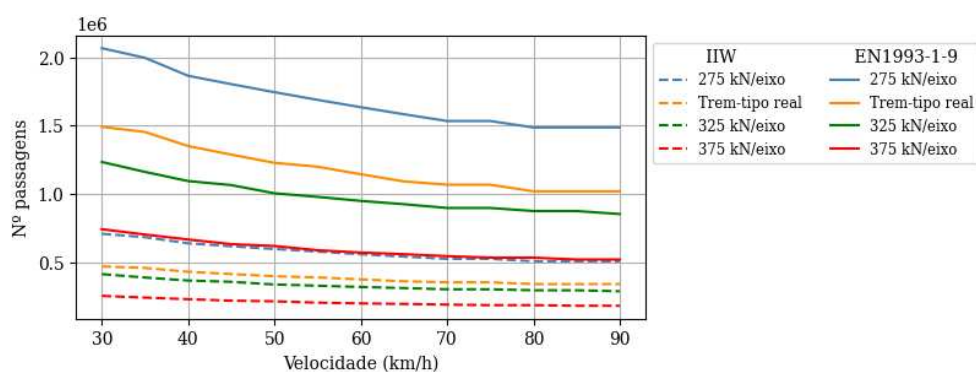


Fonte: A autora (2025).

Considerando o dano limite igual a 0,5 estabelecido pelo IIW, e o dano limite igual a 1,0 estabelecido pelo EN1993-1-9:2005, pode-se obter o número de passagens no veículo sobre a estrutura até atingir o dano limite. Foram obtidos o número de passagens do veículo até a estrutura atingir o dano limite, desconsiderando os efeitos de frenagem e tração na estrutura da ponte. O gráfico número de passagens (N_p) vs. velocidade está representado na Figura 4.30 para os trens-tipo avaliados, e são comparados também as normas avaliadas. Os resultados obtidos

mostram que o IIW é mais conservador em relação ao EN 1993-1-9:2005, sendo o número de passagens obtidos em média 65% menor. Essa redução se deve ao maior valor aplicado ao fator de segurança γ_{Mf} do IIW e a redução em 50% no valor do dano limite. Na abordagem por tensão nominal, esta diferença é menor pois os valores de tensão de referência extraídos das tabelas de detalhes são diferentes entre as duas normas.

Figura 4.30 – Gráfico do número de passagem do veículo vs. velocidade até a falha da estrutura.



Fonte: A autora (2025).

Nota-se que, para o veículo real, na velocidade de operação (55 km/h), o número de passagens do comboio até que se atinja o dano limite é de 387460 pela avaliação segundo o IIW e 1198617 pela avaliação segundo o EN 1993-1-9, representando um resultado 209% maior em relação ao IIW.

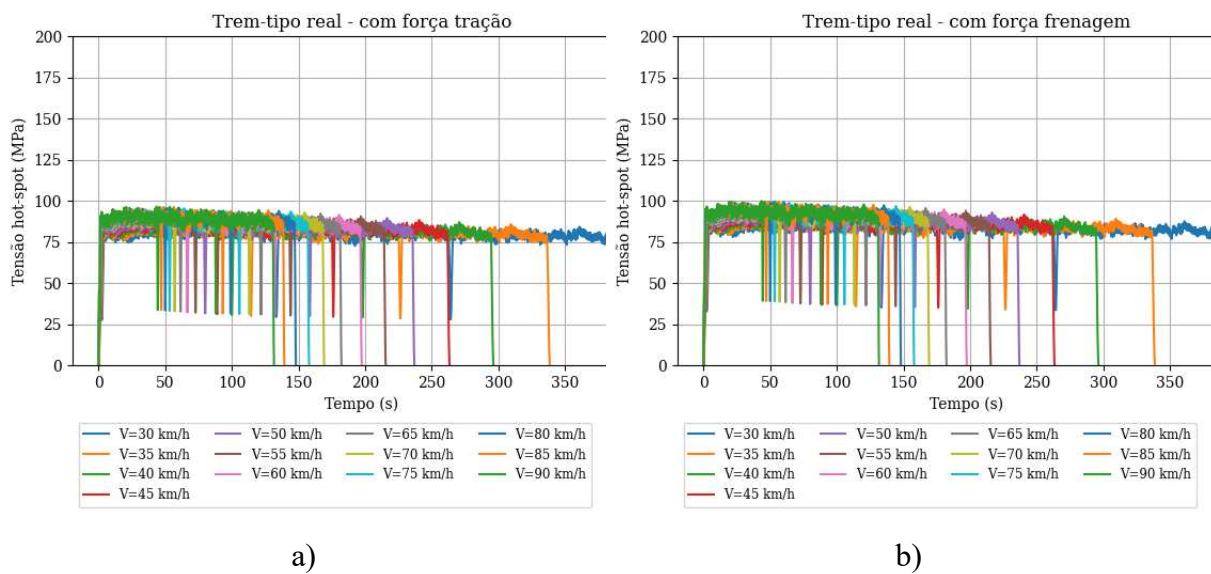
4.6 AVALIAÇÃO DA RESPOSTA DO DETALHE EM CENÁRIOS DE AVALIAÇÃO DE TRAÇÃO OU FRENAGEM SOBRE A PONTE

Embora não se trate de um carregamento que ocorra frequentemente sobre a ponte da estrutura, tendo em vista sua importância sob o sistema de contraventamentos, também foram avaliadas as influências das forças de tração e frenagem na estrutura. Há que se notar que, por se tratar de uma ponte mista, o tabuleiro já auxilia consideravelmente na transmissão das forças de frenagem e aceleração às longarinas, reduzindo o impacto sobre as conexões dos contraventamentos. As forças de frenagem aplicadas correspondem a 13% do trem-tipo, e as forças de tração correspondem a 20% do trem-tipo, conforme as equações (3.1) e (3.2). As Figuras 4.31 a 4.34 mostram o histórico de tensão para velocidades entre 30 e 90 km/h considerando os efeitos das forças de tração e frenagem, e pode-se observar que há baixa

variação na amplitude máxima de tensão quando comparada estrutura com a passagem do trem tipo considerando apenas o efeito do impacto vertical. A

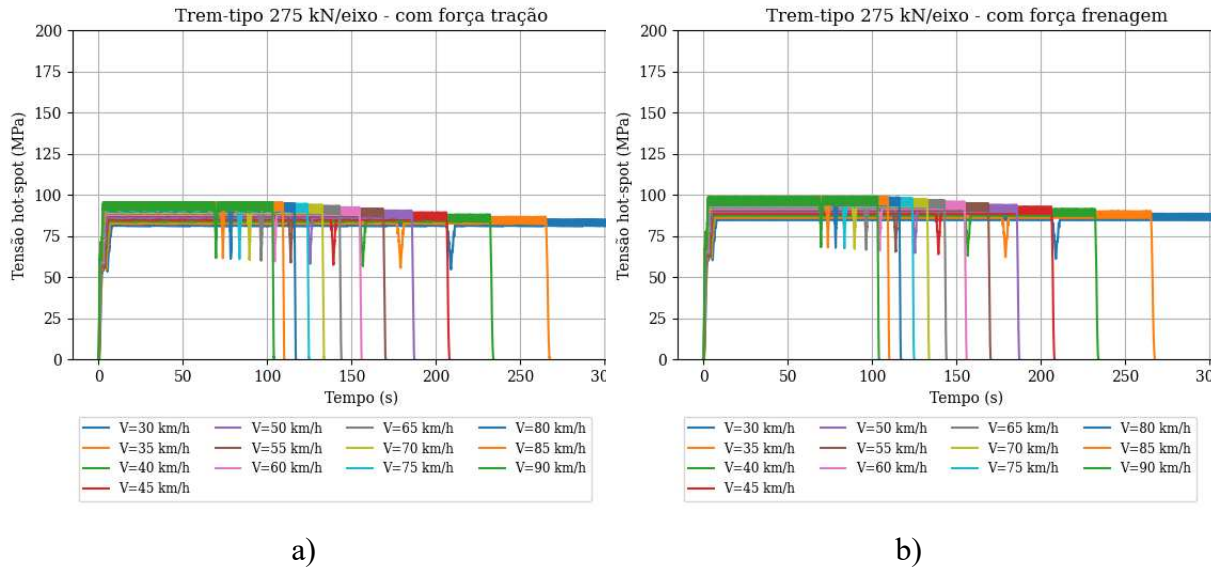
Tabela 4.11 mostra as amplitudes de tensão máxima para as velocidades avaliadas. São mostradas as tensões máximas considerando somente o efeito do coeficiente de impacto vertical (IV), os efeitos do coeficiente de impacto vertical e tração (IV+T) e os efeitos do coeficiente de impacto vertical e frenagem (IV+FR) na análise do modelo local. As tensões máximas obtidas mostram que a força de tração das locomotivas não promove aumento significativo na tensão atuante, enquanto os efeitos da frenagem provocado pelos veículos na estrutura promovem um aumento de em média 3% na tensão máxima atuante.

Figura 4.31 – Histórico de tensão *hot-spot* com força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem tipo-real e diferentes velocidades.



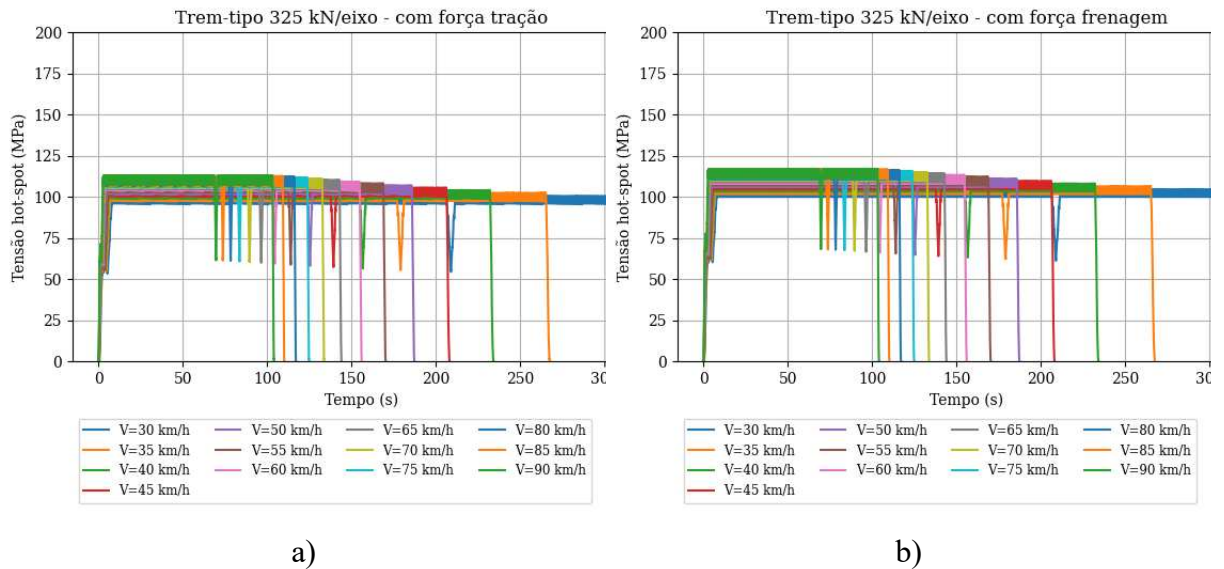
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.32 – Histórico de tensão *hot-spot* com força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 275 kN/eixo e diferentes velocidades.



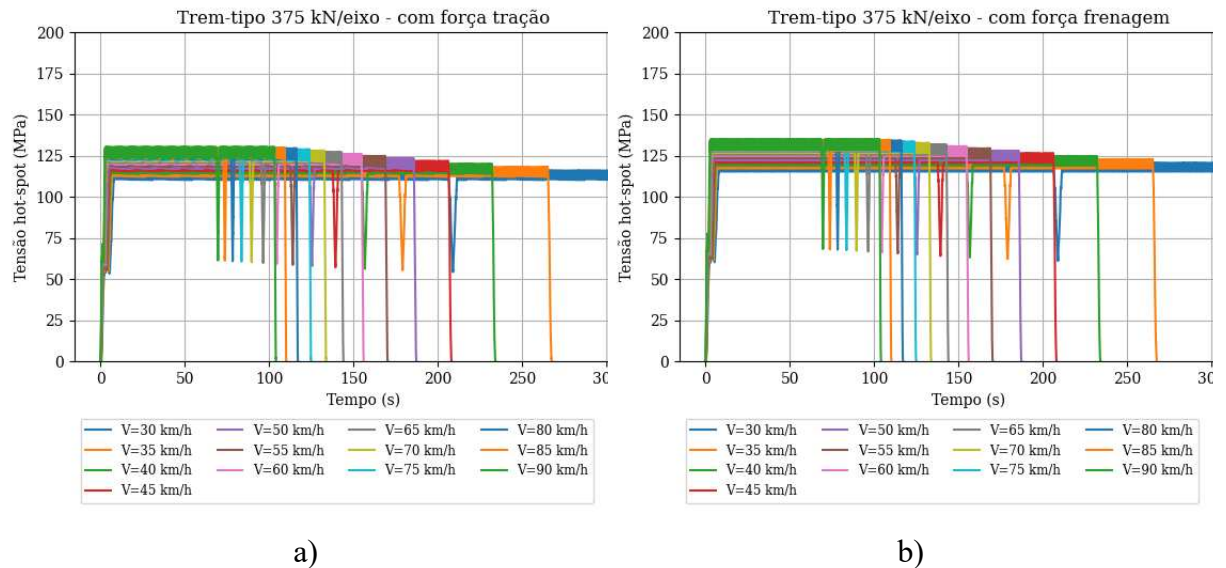
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.33 – Histórico de tensão *hot-spot* com a força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 325 kN/eixo e diferentes velocidades.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.34 – Histórico de tensão *hot-spot* com a força de tração (a) e com força de frenagem (b) para o modelo local com a passagem do trem-tipo de 375 kN/eixo e diferentes velocidades.



Fonte: A autora (2025).

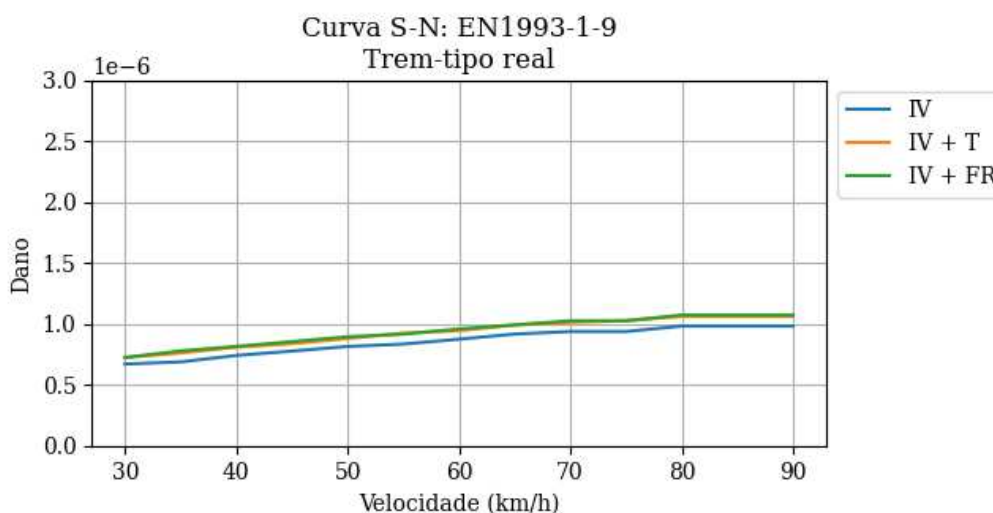
Tabela 4.11 – Amplitude de tensão máxima do histórico de tensão *hot-spot*.

Vel. (km/h)	Amplitude Máxima (MPa)											
	Trem-tipo real			275 kN/eixo			325 kN/eixo			375 kN/eixo		
	IV	IV+T	IV+FR	IV	IV+T	IV+FR	IV	IV+T	IV+FR	IV	IV+T	IV+FR
30	87	87	90	86	86	89	101	102	105	117	117	121
35	88	88	92	87	88	91	103	103	107	119	119	124
40	90	90	93	89	89	92	105	105	109	121	121	125
45	91	91	94	90	90	93	106	106	110	123	123	127
50	92	92	95	91	91	95	108	108	112	124	124	129
55	93	93	96	92	92	96	109	109	113	126	126	130
60	94	94	97	93	93	96	110	110	114	127	127	131
65	95	95	98	94	94	97	111	111	115	128	128	132
70	96	96	99	95	95	98	112	112	116	129	129	133
75	96	96	99	95	95	99	112	113	116	130	130	134
80	97	97	100	96	96	99	113	113	117	130	130	135
85	97	97	100	96	96	99	113	114	117	131	131	135
90	97	97	100	96	96	100	114	114	118	131	131	136

Fonte: A autora (2025).

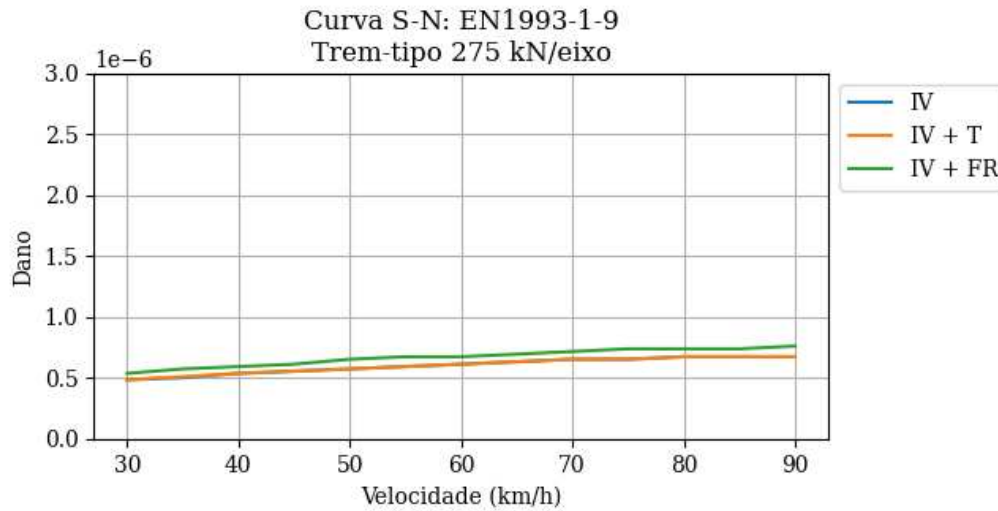
Novamente, o método *rainflow* para a contagem de ciclos de carga foi aplicado e o dano acumulado na estrutura foi obtido pela regra Palmgren-Miner para os históricos de tensões considerando os efeitos de tração e frenagem. Devido à baixa influência da força de tração das locomotivas na estrutura, não há aumento significativo do dano com a adição da força de tração do trem na ponte, sendo um aumento médio de aproximadamente 2% para os trem-tipo teóricos e um aumento médio de 6,7% para o trem-tipo obtido por medição experimental. Ao considerar a força de frenagem, observa-se aumento médio de cerca de 10,5% no valor do dano calculado, entretanto, considerando o número de veículos que trafegam diariamente na via e a baixa probabilidade desses veículos utilizarem o freio motor ao passarem sobre a ponte, o dano considerando a frenagem não deve ter impacto significativo na vida útil da estrutura. Os gráficos dano vs. velocidade para as normas técnicas em análise estão apresentadas nas Figuras 4.35 a 4.42.

Figura 4.35 – Dano na estrutura para o trem-tipo real considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN 1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



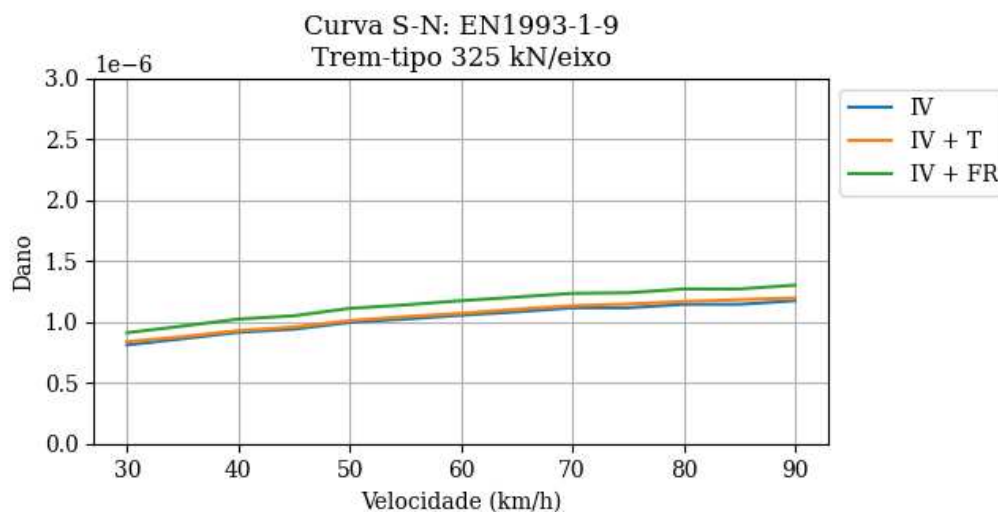
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.36 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 275 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN 1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



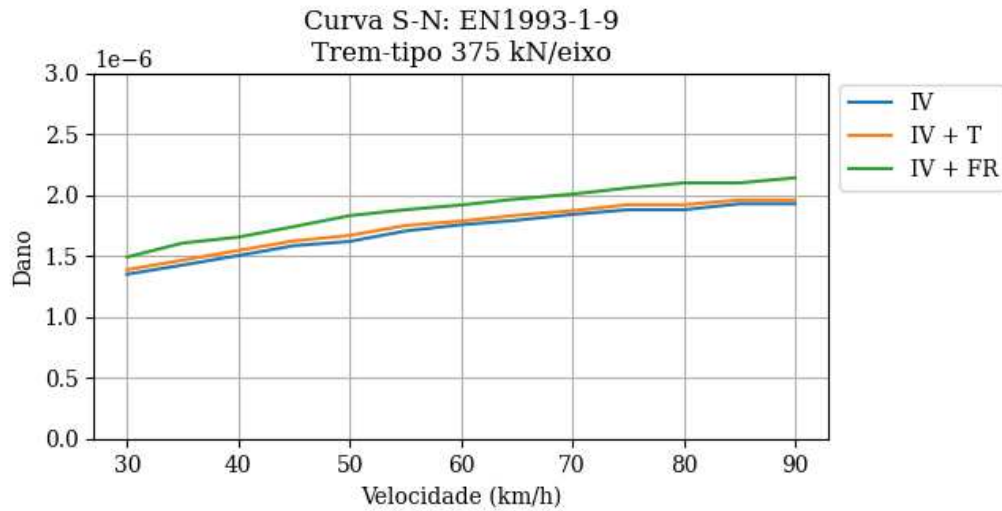
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.37 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 325 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



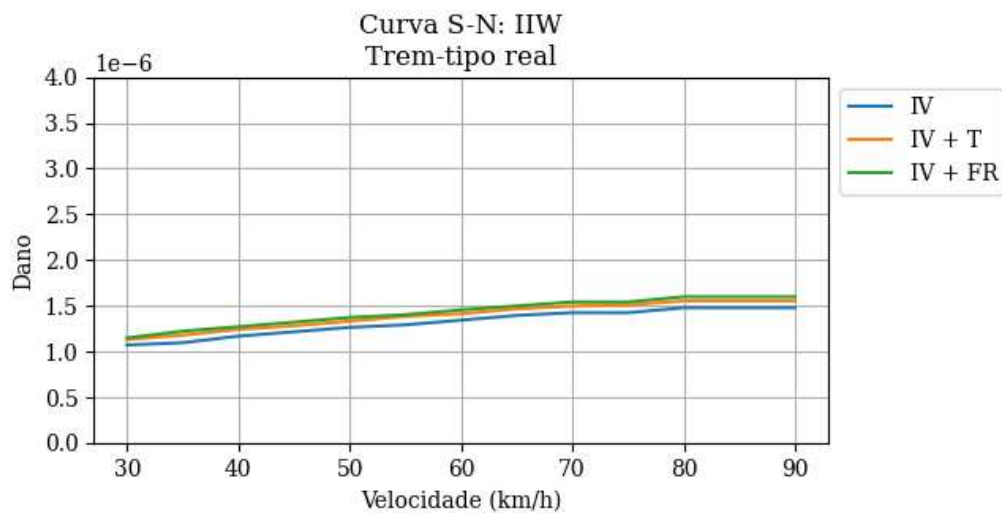
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.38 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 375 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com EN1993-1-9:2005, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



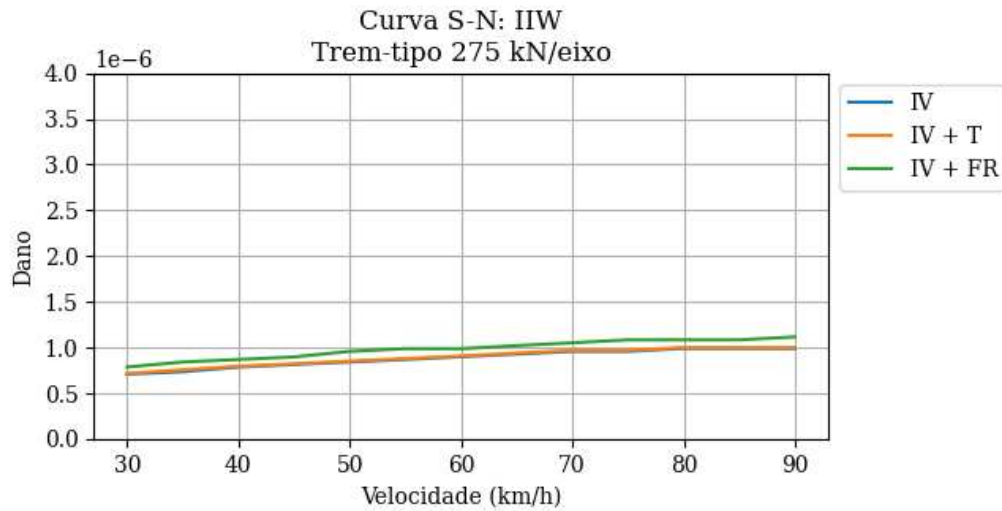
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.39 – Dano na estrutura para o trem-tipo real considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



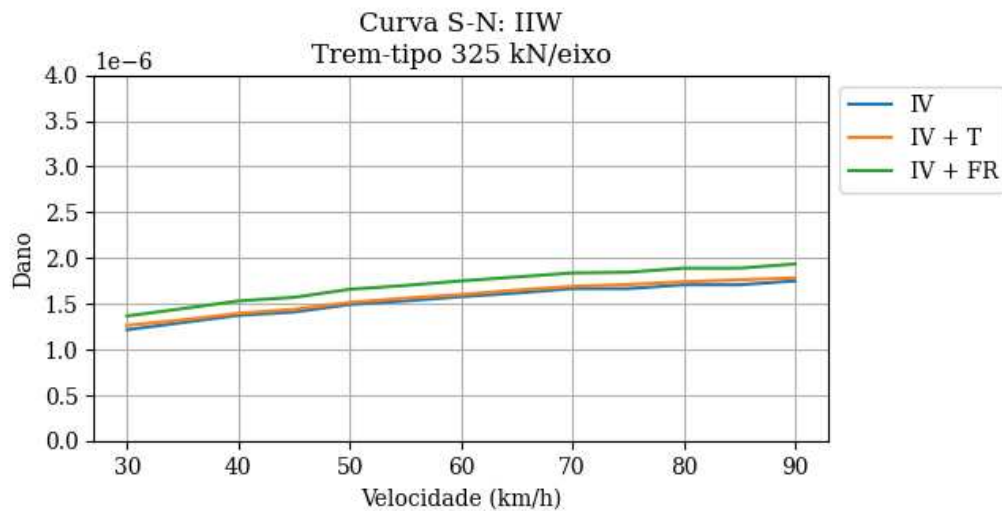
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.40 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 275 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



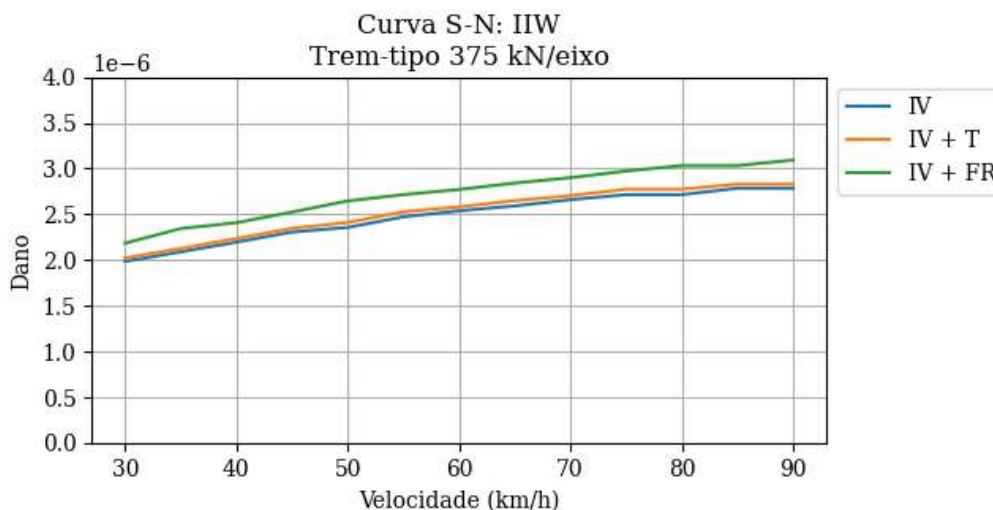
Fonte: A autora (2025).

Figura 4.41 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 325 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



Fonte: A autora (2025).

Figura 4.42 – Dano na estrutura para o trem-tipo com 375 kN/eixo considerando os efeitos de frenagem e tração, para a curva S-N de acordo com o IIW, onde IV= força com o coeficiente de impacto vertical, FR= força frenagem e T= força tração.



Fonte: A autora (2025).

4.7 COMPARAÇÃO ENTRE AS ABORDAGENS PELO MÉTODO DA TENSÃO NOMINAL E DO HOT-SPOT

Os resultados de dano obtidos pelo método da tensão *hot-spot* foram comparados com o método da tensão nominal para a velocidade média de 55 km/h. O dano para os veículos avaliados está apresentado na Tabela 4.12 e Tabela 4.13 segundo as recomendações do IIW e EN 1993-1-9:2005, respectivamente. Devido a pequena influência dos efeitos de tração e frenagem na vida em fadiga, o dano na estrutura foi obtido desprezando tais efeitos, sendo apenas considerados os efeitos da análise estática equivalente. Dessa forma, pode-se observar um aumento expressivo no dano acumulado da estrutura, sendo cerca de 173% considerando a curva do IIW. Tais resultados evidenciam como a adaptação do método da tensão nominal pode ser inadequada para a análise de detalhes não previstos pela norma, inclusive conduzindo a resultados contrários à segurança.

Em contrapartida, a avaliação utilizando o EN 1993-1-9:2005 traz uma redução de cerca de 3% no dano acumulado obtido pelo método da tensão *hot-spot* em relação ao método da tensão nominal. Essa redução mostra que a análise por meio da tensão *hot-spot* pode permitir uma consideração mais arrojada para a vida em fadiga em algumas situações.

Tabela 4.12 – Dano para curva S-N de acordo com o IIW, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.

Velocidade= 55 km/h	Dano para curva S-N de acordo com o IIW			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
Tensão nominal	$0,32 \times 10^{-6}$	$0,56 \times 10^{-6}$	$0,93 \times 10^{-6}$	$0,47 \times 10^{-6}$
Tensão <i>hot-spot</i>	$0,87 \times 10^{-6}$	$1,53 \times 10^{-6}$	$2,47 \times 10^{-6}$	$1,29 \times 10^{-6}$
$\frac{Dano_{HSS} - Dano_{nominal}}{Dano_{nominal}}$	172%	174%	167%	175%

Fonte: A autora (2025).

Tabela 4.13 – Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9:2005, para passagem dos trem-tipos avaliados com velocidade de 55km/h.

Velocidade= 55 km/h	Dano para curva S-N de acordo com o EN1993-1-9			
	275 kN/eixo	325 kN/eixo	375 kN/eixo	Trem-tipo real
Tensão nominal	$0,60 \times 10^{-6}$	$1,06 \times 10^{-6}$	$1,75 \times 10^{-6}$	$0,88 \times 10^{-6}$
Tensão <i>hot-spot</i>	$0,59 \times 10^{-6}$	$1,02 \times 10^{-6}$	$1,70 \times 10^{-6}$	$0,83 \times 10^{-6}$
$\frac{Dano_{HSS} - Dano_{nominal}}{Dano_{nominal}}$	-2%	-3%	-3%	-6%

Fonte: A autora (2025).

5 CONCLUSÕES

Considerando a expansão da malha ferroviária brasileira e o crescente aumento do tráfego de veículos de carga, métodos para obter a vida em fadiga de estruturas com geometria de detalhes complexos são de suma importância, a fim de garantir maior precisão na previsão de vida útil das estruturas. Dessa forma, foi implementada a metodologia global-local para obtenção de tensões nos pontos críticos para fadiga na ligação soldada de uma ponte ferroviária, já que a abordagem global-local é um método que possui maior eficiência computacional devido a possibilidade de obter um modelo global com menor precisão nos detalhes geométricos e uma malha grosseira, e um modelo local significativamente menor e com os detalhes de geometria relevantes para análise, utilizando uma malha mais refinada. Com a análise do modelo local, também foi possível identificar os pontos de concentração de tensão da ligação avaliada e obter as tensões na região de extrapolação para a tensão *hot-spot*. Assim, algumas conclusões puderam ser obtidas a partir das análises realizadas.

Com a análise do modelo global, evidenciou-se que, em pontes ferroviárias de carga para a passagem de veículos com baixa velocidade, o efeito dinâmico não é tão relevante, podendo ser realizada análise estática e superposição de efeitos para fins de cálculo das tensões e vida em fadiga. Ainda a respeito do modelo global, a aplicação do método da tensão nominal evidenciou que, em nenhum dos veículos tipos analisados, a vida em fadiga é infinita. Segundo IIW o número de ciclos para vida infinita é igual a 100 milhões de ciclos e segundo o EN1993-1-9:2005 é igual a 10 milhões de ciclos. Entretanto, para os veículos mais leves (275 kN/eixo), a vida em fadiga foi de $1,57 \times 10^6$ passagens do trem segundo o IIW e $1,66 \times 10^6$ passagens segundo o EN1993-1-9:2005, e para os veículos mais pesados (375 kN/eixo), a vida em fadiga foi de $5,4 \times 10^5$ passagens do trem segundo o IIW e $5,7 \times 10^5$ passagens segundo o EN1993-1-9:2005.

A partir da análise do modelo local utilizando o método da tensão *hot spot*, pode-se concluir que o aumento da velocidade e da carga por eixo causaram redução significativa da vida em fadiga da ligação. O dano induzido para o veículo mais leve na menor velocidade (275 kN/eixo, 30 km/h) foi 75% menor que o dano para o veículo mais pesado e na maior velocidade (375 kN/eixo, 90 km/h). Além disso, na avaliação da estrutura considerando situações em que havia frenagem ou aceleração do veículo sobre a ponte, pode-se observar que as condições de tração ou frenagem não levaram a danos significativamente maiores que sem essas ações, ou

seja, apenas com o efeito do impacto vertical. Como não são carregamentos frequentes, não é de se esperar que esses carregamentos comprometam a vida útil da estrutura.

Foram comparados os resultados do método da tensão nominal e tensão *hot spot* para o trem-tipo real com velocidade igual a 55 km/h. Quando realizada a avaliação por tensões nominais, o EN1993-1-9:2005 levou a resultados próximos da metodologia considerando tensão *hot spot*, mas segundo o IIW, a vida em fadiga caiu 63%. Quando utilizado a metodologia do *hot spot*, obteve-se que o IIW é mais conservador que o EN1993-1-9 sendo o número de passagens obtidos com o IIW 66% menor. Para tensões nominais, os resultados segundo o IIW levaram a um número de passagens 5% menor que o EN1993-1-9. Tais resultados evidenciam que a avaliação pelo método da tensão nominal pode proporcionar resultados inadequados e contra a segurança para geometrias complexas e fora dos padrões previamente ensaiados e estabelecidos pelas normas vigentes. A análise por meio da tensão de *hot spot*, todavia, mostra-se como uma abordagem sem essas limitações.

Visto que a avaliação pelo método da tensão *hot spot* utilizando as recomendações do IIW é mais conservadora, é possível estimar que a vida de fadiga remanescente para a ponte ferroviária estudada é de cerca de 27 anos, para a composição obtida por análise experimental, considerando uma quantidade de carga transportada sendo cerca de 500 milhões de toneladas por ano.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devida a importância de obter métodos para avaliação de tensões e vida em fadiga em estruturas sujeitas a ações cíclicas, são sugeridos alguns trabalhos para aprofundar o conhecimento a respeito do tema, sendo eles:

- Realização de medições experimentais para confirmar os valores de tensões na região da ligação obtidos segundo a análise proposta;
- Introdução de irregularidades na via férrea para proporcionar uma avaliação mais precisa dos efeitos dinâmicos indesejados;
- Avaliação de diferentes tipologias estruturais;
- Avaliação por meio de metodologias baseadas em mecânica da fratura e propagação de trincas para complementar a abordagem;
- Avaliação de dano na estrutura considerando a interação veículo-estrutura.

REFERÊNCIAS

ABRAHAM, S.; GANESH, K.; KUMAR, A. S.; DUCQ, Y. Impact on Climate Change Due to Transportation Sector – Research Prospective. **Procedia Engineering**, v. 38, p. 3869–3879, 1 jan. 2012.

ANTT - AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Panorama do Setor - Boletim de informações gerais**. Brasília, 2023. Disponível em: <<https://www.gov.br/antt/pt-br/assuntos/informacoes-estrategicas/publicacoes/panorama-do-setor.pdf>>. Acesso em: 27 jan. 2025.

_____. **Tabela Resumo**. Brasília, 2024. Disponível em: <<https://www.gov.br/antt/pt-br/assuntos/ferrovias/anuario-do-setor-ferroviario/arquivos-tabelas-excel/tabela-resumo-1.xlsx/view>>. Acesso em: 27 jan. 2025.

AKESSON, B. **Understanding Bridge Collapses**. London,UK: Taylor e Francis/Balkema, 2008.

ALENCAR, G.; FERREIRA, G.; JESUS, A. M. P. DE; CALÇADA, R. Fatigue assessment of a high-speed railway composite steel-concrete bridge by the hot-spot stress method. **International Journal of Structural Integrity**, v. 9, n. 3, p. 337–354, 11 jun. 2018.

ALENCAR, G.; JESUS, A. DE; SILVA, J. G. DA; CALÇADA, R. Fatigue cracking of welded railway- a review. **Engineering Failure Analysis**, v. 104, p. 154–176, 2019.

ALENCAR, G.; JESUS, A. M. P. DE; CALÇADA, R. A. B.; SILVA, J. G. S. DA. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. **Engineering Structures**, v. 166, p. 46–61, 1 jul. 2018.

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge design specifications, customary U.S. units**. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.

ASTM. **ASTM E1049 – 85: Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis.**2017.

AREMA. **Manual for Railway Engineering.** 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto.** Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2024.

ÁVILA, B. V.; CORREIA, J.; CARVALHO, H.; FANTUZZI, N.; JESUS, A. DE; BERTO, F. Numerical analysis and discussion on the hot-spot stress concept applied to welded tubular KT joints. **Engineering Failure Analysis**, v. 135, 1 maio 2022.

AYGÜL, M.; AL-EMRANI, M.; BARSOUM, Z.; LEANDER, J. Investigation of distortion-induced fatigue cracked welded details using 3D crack propagation analysis. **International Journal of Fatigue**, v. 64, p. 54–66, jul. 2014.

AZEVEDO, C. R. F.; FELLER, A. H. Selected cases of failure analysis and the regulatory agencies in Brazil. Part 1: Aviation, railway and health. 2019.

BRANCO, J. E. H.; BARTHOLOMEU, D. B.; JUNIOR, P. N. A.; FILHO, J. V. C. Evaluation of the economic and environmental impacts from the addition of new railways to the brazilian's transportation network: An application of a network equilibrium model. **Transport Policy**, v. 124, p. 61–69, 1 ago. 2022.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). **Boletim Técnico Unificado**, nov. 2023. Disponível em: <<https://www.cnt.org.br/boletins>>. Acesso em: 27 nov. 2023.

CROGNALE, M.; POTENZA, F.; GATTULLI, V. Fatigue Damage Identification by a Global-Local Integrated Procedure for Truss-Like Steel Bridges. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 2023, 2023.

DIEHL, I. L.; DONG, J.; ROCHA, A. D. S. Propriedades do aço aisi 4140 nitretado a gás. **Revista Materia**, v. 22, n. 4, 2017.

DOWLING, N. E. **Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue**. 4. ed. Courier/Westford: Pearson, 2013.

EUROCODE: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1991-2. **Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**, 2003.

EUROCODE: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1993-1-9. **Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue**, 2005.

FENG, Q.; ZHU, Z.; TONG, Q.; YU, Y.; ZHENG, W. Dynamic responses and fatigue assessment of OSD in heavy-haul railway bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 204, 1 maio 2023.

FISHER, J. W.; FRANK, K. H.; HIRT, M. A.; MCNAMEE, B. M. Effect of weldments on the fatigue strength of steel beams, Final Report, September 1969 (70-25). **Fritz Laboratory Reports**, v. 323, p. 70–25, 1969.

FU, Z.; JI, B.; ZHANG, C.; LI, D. Experimental study on the fatigue performance of roof and U-rib welds of orthotropic steel bridge decks. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 1, p. 270–278, 1 jan. 2018.

HOBACHER, A. F. **Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components**. 2. ed. Villepinte, France: Springer Cham, 2016.

HORAS, C. S.; JESUS, A. M. P. DE; CALÇADA, R. Efficient progressive global-local fatigue assessment methodology for existing metallic railway bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 196, p. 107431, set. 2022.

_____. New multiphase methodology for fatigue damage screening of aging metallic railway bridges. **International Journal of Fatigue**, v. 169, 1 abr. 2023.

HORAS, C. S.; JESUS, A. M. P. DE; RIBEIRO, D.; CALÇADA, R. Efficient multiscale methodology for local stress analysis of metallic railway bridges based on modal superposition principles. **Engineering Failure Analysis**, v. 138, 1 ago. 2022.

IBRION, M.; PALTRINIERI, N.; NEJAD, A. R. Learning from failures: Accidents of marine structures on Norwegian continental shelf over 40 years time period. **Engineering Failure Analysis**, v. 111, p. 104487, 1 abr. 2020.

IPHAN. **História das Ferrovias no Brasil**. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/609#:~:text=A%20hist%C3%B3ria%20das%20ferrovias%20no,com%2014%20km%20de%20extens%C3%A3o.>>. Acesso em: 27 nov. 2023a.

_____. **São Felix (BA)**. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/476/>>. Acesso em: 28 nov. 2023b.

JAVADI, H.; JOMAA, W.; TEXIER, D.; BROCHU, M.; BOCHER, P. Surface roughness effects of the fatigue behavior of as machined inconel718. **Solid State Phenomena**, v. 258, p. 306–309, 8 dez. 2016.

KÜHN, B. *et al.* Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. **RC Scientific and Technical Reports – ECCS European Commission**, fev. 2008.

KWAD, J.; KRIPAKARAN, P. Hybrid approach combining modelling and measurement for fatigue damage estimation of welded connections in bridges. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 17, n. 1, p. 20–33, 2021.

LASSEN, T. The effect of the welding process on the fatigue crack growth. **Welding Research Supplement**, p. 75s–82s, fev. 1990.

LASSEN, T.; RECHO, N. **Fatigue Life Analyses of Welded Structures**. 1. ed. Londres: ISTE Ltd, 2006.

LEE, Y.-L.; PAN, J.; HATHAWAY, R. B.; BARKEY, M. E. **Fatigue Testing and Analysis: Theory and Practice**. Amsterdam, 2004.

MALJAARS, J.; BONET, E.; PIJPERS, R. J. M. Fatigue resistance of the deck plate in steel orthotropic deck structures. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 201, p. 214–228, 1 out. 2018.

MALVEIRO, J.; SOUSA, C.; RIBEIRO, D.; CALÇADA, R. Impact of track irregularities and damping on the fatigue damage of a railway bridge deck slab. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 14, n. 9, p. 1257–1268, 2 set. 2018.

MINER, M. A. Cumulative Damage in Fatigue. **Journal of Applied Mechanics**, v. 3, p. 159–164, 1945.

PALMGREN, A. G. Die Lebensdauer von Kugellagern (Life Length of Roller Bearings or Durability of Ball Bearings). **Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure (ZVDI)**, v. 14, p. 339–341, 1924.

PANG, J. C.; LI, S. X.; WANG, Z. G.; ZHANG, Z. F. General relation between tensile strength and fatigue strength of metallic materials. **Materials Science and Engineering: A**, v. 564, p. 331–341, 1 mar. 2013.

PEDERSEN, M. M.; MOURITSEN, O. Ø.; HANSEN, M. R.; ANDERSEN, J. G.; WENDERBY, J. Comparison of Post-Weld Treatment of High-Strength Steel Welded Joints in Medium Cycle Fatigue. **Welding in the World**, v. 54, n. 7–8, p. R208–R217, 16 jul. 2010.

PELLICCIONE, A. DA S.; SILVA, P. S. C. P. DA. **Análise de falhas: trincas e fraturas em equipamentos metálicos**. Rio de Janeiro: PETROBRAS, 2024.

QIN, S.; ZHONG, A.; ZHANG, J.; WANG, K.; GAO, L. Hot spot stress distribution and fatigue life evaluation of steel-UHPC deck in a long-span cable-stayed bridge. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 213, 1 fev. 2024.

RAMOS, F. S. **Modelagem computacional do reforço estrutural em obra de arte especial: Ponte Imperial Dom Pedro II**. São Paulo: ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, 2021.

ROSA, R. DE A.; RIBEIRO, R. C. H. **Estradas de ferro: projeto, especificação e construção**. Vitória: EDUFES, 2016.

SANAEI, N.; FATEMI, A. Analysis of the effect of surface roughness on fatigue performance of powder bed fusion additive manufactured metals. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, v. 108, p. 102638, 1 ago. 2020.

SCHIJVE, JAAP. **Fatigue of Structures and Materials**. 2. ed. Dordrecht: Springer Netherlands, 2009.

SCHWEDERSKY, M. B.; DUTRA, J. C.; OKUYAMA, M. P.; SILVA, R. H. G. Soldagem TIG de Elevada Produtividade: Influência dos Gases de Proteção na Velocidade Limite para Formação de Defeitos. **Soldagem e Inspeção**, v. 16, n. 4, p. 333–340, 2011.

SHI, Z.; ZHOU, Y.; SUN, Z.; YANG, S. Fatigue performance of orthotropic steel decks in a wide steel-box girder. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 190, 1 mar. 2022.

SIM, H.-B.; UANG, C.-M.; SIKORSKY, C. Effects of fabrication procedures on fatigue resistance of welded joints in steel orthotropic decks. **Journal of Bridge Engineering**, v. 14, p. 366–376, 1 set. 2009.

SKOGLUND, O.; LEANDER, J. Distortion induced fatigue of web-gap details, a parametric study. **Engineering Structures**, v. 254, 1 mar. 2022a.

_____. A numerical evaluation of new structural details for an improved fatigue strength of steel bridges. **International Journal of Fatigue**, v. 160, 1 jul. 2022b.

TEIXEIRA, R.; HORAS, C. S.; JESUS, A. M. P. DE; CALÇADA, R.; BITTENCOURT, T. N. Innovative hierarchical fatigue analysis of critical riveted railway bridges: A case study. **Engineering Structures**, v. 317, 15 out. 2024a.

_____. Multiscale fatigue modelling for riveted railway bridges: A case study for real damage validation. **Engineering Failure Analysis**, v. 165, 1 nov. 2024b.

TEKELI, S. Enhancement of fatigue strength of SAE 9245 steel by shot peening. **Materials Letters**, v. 57, n. 3, p. 604–608, dez. 2002.

VIANA, C. O.; CARVALHO, H.; CORREIA, J.; MONTENEGRO, P. A.; HELENO, R. P.; ALENCAR, G. S.; JESUS, A. M. P. DE; CALÇADA, R. Fatigue assessment based on hot-spot stresses obtained from the global dynamic analysis and local static sub-model. **International Journal of Structural Integrity**, v. 12, n. 1, p. 31–47, 1 out. 2021.

WANG, Q.; JI, B.; FU, Z.; YE, Z. Evaluation of crack propagation and fatigue strength of rib-to-deck welds based on effective notch stress method. **Construction and Building Materials**, v. 201, p. 51–61, 20 mar. 2019.

XIAO, W. L.; CHEN, H. B.; YIN, Y. Effects of Surface Roughness on the Fatigue Life of Alloy Steel. **Key Engineering Materials**, v. 525–526, p. 417–420, nov. 2012.

ZHOU, H.; LIU, K.; SHI, G.; WANG, Y. Q.; SHI, Y. J.; ROECK, G. DE. Fatigue assessment of a composite railway bridge for high speed trains. Part I: Modeling and fatigue critical details. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 82, p. 234–245, 1 mar. 2013.

ZHOU; ZHU; LIU. A Micropitting Study Considering Rough Sliding and Mild Wear. **Coatings**, v. 9, n. 10, p. 639, 3 out. 2019.